



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA



Programa del Curso DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

Del LUNES 29 DE JUNIO DE 1998 Al SABADO 11 DE JULIO DE 1998 Duración 55 Horas

Coordinador Académico: M.EN I. GABRIEL MORENO PECERO

| FECHA (1998) | HORARIO | TEMA | PROFESOR |
|--------------------|------------|--|--------------------------------|
| LUNES 29 DE JUNIO | 17 - 21:30 | INTRODUCCION. CONCEPTOS BASICOS | M. en I. GABRIEL MORENO PECERO |
| MARTES 30 DE JUNIO | 17 - 21:30 | CIMENTACIONES SOMERAS | M.en I. AGUSTIN DEMENEGUI C |
| MIERC. 1o. JULIO | 17 - 21:30 | INTERACCION ESTATICA SUELO-ESTRUCTURA | M.en I. AGUSTIN DEMENEGUI C |
| JUEVES 2 JULIO | 17 - 21:30 | METODO TRIDIMENSIONAL DE INTERACCION ESTATICA SUELO - ESTRUCTURA | M.en I. AGUSTIN DEMENEGUI C |
| VIERNES 3 JULIO | 17 - 21:30 | EJEMPLOS DE INTERACCION ESTATICA SUELO-ESTRUCTURA, METODO ITERATIVO, ITERACION ESTATICA. SUELO - ESTRUCTURA EN ARCILLAS EXPANSIVAS | M.en I. AGUSTIN DEMENEGUI C |
| LUNES 6 JULIO | 17 - 21:30 | ANALISIS SISMICO DE CIMENTACIONES | M.en I. AGUSTIN DEMENEGUI C |



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA



Programa del Curso DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

Del 29 DE JUNIO DE 1998

Al 11 DE JULIO DE 1998

Duración 55 Horas

Coordinador Académico: M.EN I. GABIEL MORENO PECERO

| FECHA (1998) | HORARIO | TEMA | PROFESOR |
|-------------------|------------|---|--|
| MARTES 7 DE JULIO | 17 - 21:30 | DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACION | ING. GERMAN LOPEZ RINCON |
| MIERC. 8 DE JULIO | 17 - 21:30 | PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO | ING. ROBERTO AVELAR LOPEZ |
| JUEVES 9 DE JULIO | 17 - 21:30 | DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES SEGUN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCION DEL DISTRITO FEDERAL | M.en I. HUGO SERGIO HAAZ MORA |
| VIERNES 10 JULIO | 17 - 21:30 | ELEMENTOS TEORICOS DE ESTADO DE ESFUERZOS Y DEFORMACION | ING. RICARDO PADILLA V. P.I. MARTIN MEJIA RAMOS |
| SABADO 11 JULIO | 9 - 14:00 | DEFORMABILIDAD EN SUELOS | ING. GERMAN LOPEZ RINCON |
| | | | |



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

INTRODUCCION

M. EN I. GABRIEL MORENO PECERO

1.-INTRODUCCION

Entre las principales dificultades con que tropieza quién se inicia en el estudio de la mecánica de suelos, existe la de encontrar aplicación de los conceptos teóricos en la práctica.

El propósito de este cuaderno, es servir de complemento tanto a los libros de texto y consulta como a las notas de clase. Se desea ayudar al alumno presentándole una serie de ejercicios de cada tema, con objeto de que pueda preparar mejor y más fácilmente la materia, así como al profesor facilitar su labor.

El capítulo de Propiedades Índice, trata de las relaciones físicas y algebraicas entre los distintos conceptos auxiliares de la Mecánica de Suelos. En el capítulo de Plasticidad y Granulometría se trata de encontrar las propiedades físicas que determinan el comportamiento mecánico de los suelos. El capítulo de Flujo de Agua se dividió en Flujo Establecido y en Flujo no Establecido, en el primero se evalúa la influencia del flujo de agua en el comportamiento de los suelos relativamente permeables, en el segundo, también conocido como consolidación a partir de conocimientos empíricos y teóricos, se estudia la deformabilidad de los suelos arcillosos, bajo la acción de cargas. Por último en el capítulo de Resistencia al Corte de los suelos, se presentan ejercicios sobre estados de esfuerzos y aplicaciones de la teoría de Mohr Coulomb.

Es necesario aclarar, que el presente trabajo es recopilación de los ejercicios proporcionados por los profesores de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. especialmente:

J. Manuel Escamilla A.
Gabriel Moreno Pecero
Daniel Reséndiz N.
Alfonso Rico R.
Enrique Santoyo V.
Guillermo Springal C.
José Springal C.
Leonardo Zeevaert W.

2.- PROPIEDADES ÍNDICE

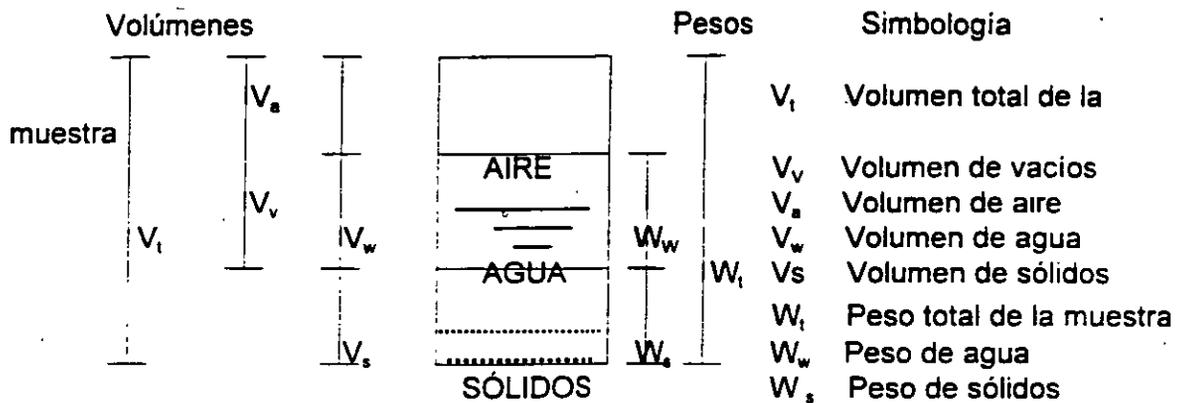


Fig. II.1 Representación esquemática de una muestra de suelo

DEFINICIONES

γ_0 Peso volumétrico del agua a 4° C (1 gr/cm³)

γ_w Peso volumétrico del agua

γ_t Peso volumétrico del suelo:
$$\gamma_t = \frac{wt}{vt} = \frac{W_s + W_w}{V_t}$$

S_0 Densidad de sólidos ó gravedad específica
$$S_0 = \frac{W_s}{V_s \gamma_0}$$

Cuando la temperatura no se especifique supóngase $\gamma_w = \gamma_0$

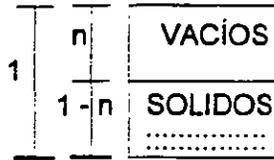
γ_s Peso volumétrico de sólidos
$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$$

γ_d Peso volumétrico seco
$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_t}$$

e Relación de vacíos u oquedad
$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

PROBLEMAS RESUELTOS

1.- Encontrar una expresión que de el valor de la relación de vacíos de un suelo cuya porosidad es conocida



Para la solución de este tipo de problemas , se hace uso de un artificio consistente en aprovechar el hecho de que las características del material pueden expresarse como relaciones, generalmente asignado al denominador el valor de uno, como se explica en lo que sigue:

Se sabe que por definición $n = \frac{V_v}{V_t}$

Si la figura anexa representa una muestra de suelo, es válido acotar sus volúmenes en función de la porosidad, pues:

$$n = \frac{V_v}{V_t} = \frac{n}{1}$$

Por consiguiente es válido sustituir V_v por n y V_t por 1 , de modo que $V_s = V_t - V_v = 1 - n$

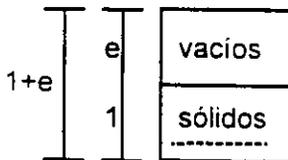
Además $e = \frac{V_v}{V_s}$; como $V_v = n$ y $V_s = 1 - n$:

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{n}{1-n}$$

\Rightarrow

$$e = \frac{n}{1-n}$$

2.- De una muestra de suelo se conoce la relación de vacíos, en función de ella, hallar la porosidad.



Haciendo uso del artificio usado en el problema anterior.

$$n = \frac{V_v}{V_t} = \frac{e}{1+e} \Rightarrow$$

$$n = \frac{e}{1+e}$$

3.- Encuentre la compacidad relativa de los suelos A, B, C, D y E, para los estados suelto, compacto y natural, si sus relaciones de vacíos son las dadas en la siguiente tabla:

| Estado | A | B | C | D | E |
|----------|------|------|------|------|------|
| Suelto | 1.40 | 1.45 | 1.25 | 1.30 | 1.20 |
| Compacto | 0.65 | 0.70 | 0.75 | 0.85 | 0.85 |
| Natural | 0.90 | 1.05 | 1.05 | 0.85 | 0.05 |

Respuesta 66.7 % 53.3 % 40 % 100 % 42.9 %

4.- Una muestra de arena se tomó de un depósito natural usando un muestreador cilíndrico; se obtuvieron los siguientes datos:

- Volumen del cilindro 382 cm³
- Peso de la muestra en estado natural 707 grs.
- Peso de la muestra seca 664 grs.
- Volumen de la muestra compacto 334 cm³
- volumen de la muestra suelto 493 cm³

Considerando que la densidad de sólidos es 2.62, calcule la relación de vacíos natural y la compacidad relativa.

Respuesta $e = 0.51$; $Cr = 69.3 \%$

5.- Obtener una fórmula para calcular la densidad de sólidos a partir de las siguientes cantidades medidas en una prueba en que se usó un matraz calibrado.

W_s = Peso seco de la muestra de suelo

W_{bw} = peso del matraz lleno de agua hasta la marca de calibración.

W_{bws} = peso del matraz conteniendo al suelo y lleno de agua hasta la marca de calibración.

(W_{bw} y W_{bws} se determinaron a la misma temperatura).

Respuesta.
$$S_s = \frac{W_s}{W_{bw} - (W_{bws} - W_s)}$$

3.- PLASTICIDAD Y GRANULOMETRÍA

Las características más importantes de las partículas de un suelo, en Mecánica de Suelos, son su forma, tamaño y mineralogía, pues ellas determinan las propiedades mecánicas de la masa de suelo, como lo son la permeabilidad, la compresibilidad, la resistencia, las relaciones esfuerzo - deformación y las propiedades dinámicas.

GRANULOMETRIA.- Es la parte de la Mecánica de Suelos que estudia todo lo referente a la forma y tamaño de los granos o partículas constitutivos de los suelos.

Suelos Macroscópicos.- Son aquellos cuyos granos o partículas pueden ser distinguidos entre sí a simple vista.

Suelos Microscópicos.- Son aquellos cuyas partículas constitutivas no pueden observarse a simple vista.

Las formas comunes de las partículas de cualquier suelo pueden resumirse en equidimensionales, placas o tubulares. Las primeras son propias de los suelos macroscópicos; las placas se presentan en las micas y las arcillas; las formas tubulares son las menos comunes y se forman a partir de placas enrolladas, solo son propias de algunas arcillas.

Las formas equidimensionales pueden subdividirse en muy redondas, redondas, sub-redondas, subangulares y angulares. La forma solo pinta de modo importante en la deformabilidad, de modo que los suelos angulosos, para niveles de esfuerzo pequeños, son más resistentes a las deformaciones debido a que sus puntas forman apoyos fuertes, que impiden el interdesplazamiento. En cambio a niveles de esfuerzos mayores, dichas puntas son incapaces de resistir y fallan, así, las formas redondas son preferibles para esfuerzos grandes.

El tamaño influye en la permeabilidad, compresibilidad y resistencia de un suelo. La permeabilidad aumenta con el tamaño, pues las cavidades son mayores. En cuanto a la compresibilidad y resistencia, los suelos gruesos, tienen menos número de contactos por partícula y por consiguiente, para niveles de esfuerzo grandes son más resistentes y menos compresibles los suelos finos..

- 1 - Medición directa: Cuando los granos son mayores de 3" (76.2 mm).
- 2.- Con mallas: Cuando el tamaño varía de 0.074 mm a 3" (76.2 mm).
- 3.- Mediante el hidrómetro: Para tamaños menores de 0.074 mm.

La distribución de tamaño de las partículas constitutivas de un suelo se expresa gráficamente mediante una curva de distribución granulométrica. Para el trazo de dicha curva, se usa el eje de las ordenadas para localizar el porcentaje de partículas en peso cuyo tamaño es menor que el diámetro dado por el eje de las abcisas, así en la figura 3.1 se puede ver que el suelo representado por la curva no tiene partículas mayores de 2.5 mm, el 50 % de sus granos es menor que 3.6 mm, etc.

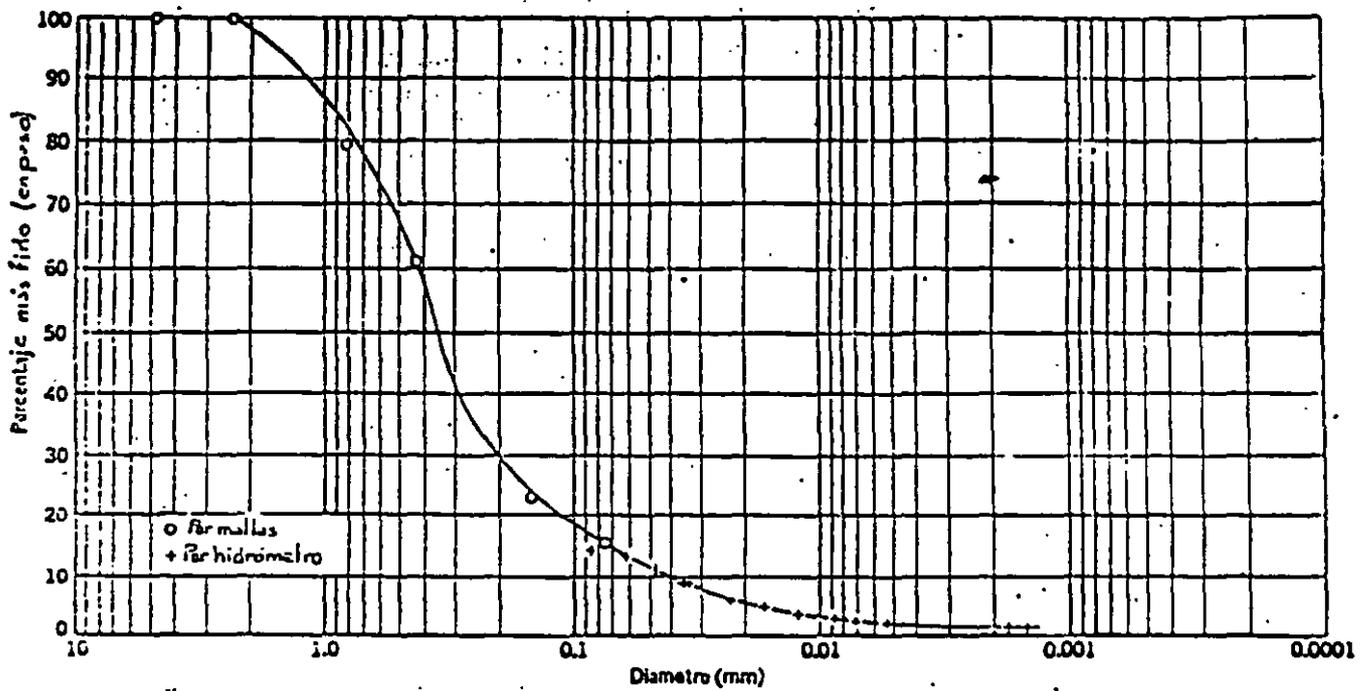


Fig. 3.1 CURVA DE DISTRIBUCION GRANULOMETRICA

A partir de la curva de Distribución Granulométrica, pueden obtenerse dos importantes características de un suelo que son:

El coeficiente de Uniformidad:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

y el coeficiente de Curvatura:

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} D_{10}}$$

donde:

D_{10} = Diámetro correspondiente a las partículas cuyo tamaño es mayor únicamente, que el 10 % en peso del total de partículas de un suelo. También se le conoce como diámetro efectivo.

D_{30} = Diámetro de partículas cuyo tamaño es mayor que únicamente el 30 % en peso del total de partículas.

D_{60} = Diámetro de partículas cuyo tamaño es mayor únicamente el 60 % en peso del total de partículas.

Cuando las partículas de un suelo tienen un diámetro menor de 0.074 mm, la distribución granulométrica prácticamente no tiene importancia, por consiguiente, la prueba de hidrómetro generalmente no se hace.

Para clasificar a los suelos en cuanto a su tamaño, se creó el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). En el apéndice "a" se presenta la tabla completa del SUCS y en el apéndice "b" se presenta una tabla que facilita la clasificación.

El SUCS distingue los siguientes tamaños de partículas.

| | | | | | | |
|-------------|------|------|------|------|------|-------|
| MALLA | 3" | 3/4" | # 4 | # 10 | # 40 | # 200 |
| TAMAÑO (mm) | 76.2 | 19.1 | 4.76 | 2.0 | 0.42 | 0.074 |

| | | | | | | |
|--------------------------------------|-----------------|---------------|-----------------|----------------|---------------|-------------------|
| GUIJARROS | GRAVA SUELTA | GRAVA FINA | ARENA GRUESA | ARENA MEDIA | ARENA FINA | ⇒ SUELOS FINOS |
| S U E L O S G R U E S O S | | | | | | |

PLASTICIDAD.- Es la parte de la Mecánica de Suelos que estudia el comportamiento plástico de los suelos finos.

Según Atterberg, un suelo en función de su contenido de agua, puede estar en cualquiera de los siguientes estados: Líquido, Semilíquido, Plástico, Semisólido y sólido.

La mayoría de los suelos arcillosos con que se encuentra un Ingeniero están en estado plástico; son pocos los casos de estado semisólido.

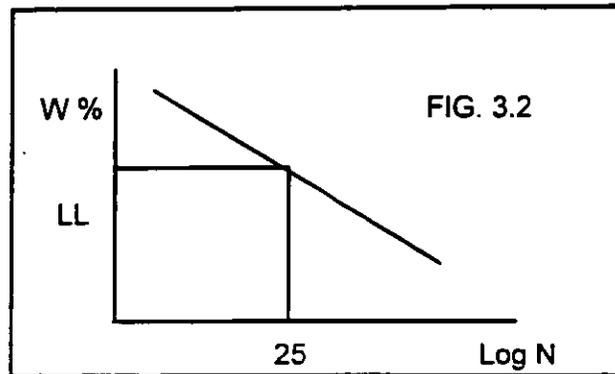
En base a los estudios de Atterberg, Casagrande definió los límites de los estados plástico y semisólido del siguiente modo:

Límite Líquido (LL).- Es el contenido de agua para el cual el suelo tiene una resistencia al esfuerzo cortante de 27 gr/cm². Su valor se determina en el laboratorio, usando la copa de Casagrande y consiste en colocar el suelo dentro de la copa y enrasarlo, con un ranurador se hace una pequeña zanja, después mediante una leva la copa se levanta y cae repentinamente. Cuando después de 25 golpes en la copa de Casagrande se cierra la zanja hecha en el suelo.

La determinación del límite líquido se hace mediante tanteos, es decir, se efectúa una prueba en la copa de Casagrande y cuando se cierre la ranura se determina el contenido de agua; este resultado se lleva a una gráfica en la que el contenido de agua se representa en el eje vertical y el logaritmo del número de golpes en el horizontal, a dicha gráfica se le conoce como Curva de Flujo (fig. 3.2).

Si se repite este procedimiento 4 veces de modo que 2 terminaciones sean de más de 25 golpes y 2 estén por debajo de dicho número, se encontrará que llevando los resultados a la gráfica mencionada, los puntos obtenidos pueden unirse mediante una recta.

Entonces basta encontrar el valor correspondiente de W para 25 golpes



Límite Plástico (LP).- Es el contenido de agua para el cual el suelo comienza a perder sus propiedades plásticas, para pasar a un estado semisólido. Su determinación se lleva a cabo en el laboratorio.

Límite de Contracción (LC).- Cuando un suelo pierde agua, su volumen disminuye debido a las fuerzas de tensión capilar producidas por el agua intersticial. El límite de contracción es el contenido de agua a partir del cual el volumen del suelo permanece constante aunque la humedad disminuya.

Casagrande estableció que cuando el contenido de agua de un suelo es menor que el Límite Líquido, pero mayor que el Límite Plástico, dicho suelo se encontrará en estado plástico y cuando sus límites superior o inferior son el Límite Plástico y el Límite de Contracción, se encuentra en estado semisólido.

A la diferencia entre el Límite Líquido y el Límite Plástico se le define como Índice de Plasticidad (I_p).

$$I_p = LL - LP$$

Y es el rango de Contenido de agua para los cuales un suelo se comporta plásticamente.

Cuando dos suelos tienen el mismo Índice de Plasticidad, pero distintas curvas de flujo, el suelo cuya curva sea más tendida tendrá mayor resistencia en el Límite Plástico y esto es una medida de la tenacidad de dicha arcilla. Para valuar estas propiedades, se establecieron los siguientes índices:

Índice de Fluidéz (F_w) - Es la pendiente de la curva de flujo, es decir, la variación del contenido de agua para un ciclo de la escala logarítmica con que se mide el número de golpes.

Índice de Tenacidad (T_w).-

$$T_w = \frac{I_p}{F_w}$$

→

En base al Límite Líquido y al Índice de Plasticidad, Casagrande comenzó a obtener características indicativas del comportamiento de los suelos y construyó la llamada Carta de plasticidad (fig. 3.3), de modo que localizando un suelo en la carta de plasticidad, se puede tener información sobre su comportamiento. Como puede verse en dicha carta, la resistencia del suelo en estado seco, aumenta con el Índice de Plasticidad, mientras que si este disminuye, la permeabilidad aumenta. Conforme aumenta el Límite Líquido, los suelos se vuelven más compresibles y sobre la línea "A" nunca puede localizarse un suelo orgánico.

Todo lo anterior, puede resumirse en la siguiente tabla:

| COMPORTAMIENTO DE UN SUELO EN FUNCIÓN DE I_p Y LL | | |
|---|-----------------------------|-----------------------------|
| CARACTERÍSTICA | LL constante I_p crece | LL crece I_p constante |
| Compresibilidad | La misma | Crece |
| Permeabilidad | Decrece | Crece |
| Cambios volumétricos | Decrecen | ----- |
| Resistencia en estado seco | Crece | Decrece |

Se ha definido también otro concepto útil llamado Índice de Liquidez (I_L).

$$I_L = \frac{W - LP}{LL - LP}$$

Dicho índice, acostumbra darse como porcentaje y define la posición del suelo dentro del estado plástico, es decir, cuando el Contenido de Agua de un suelo está cerca del Límite Plástico, el Índice de Liquidez tiende a cero, mientras que si está cerca del Límite Líquido tiende a la unidad.

El Índice de Liquidez puede decirnos que tan sensitivo es un suelo, es decir, que tanta resistencia pierde cuando se somete a remoldeo. Cuando el Índice de Liquidez de un suelo está cerca del 100%, significa que se trata de un suelo normalmente consolidado, con cierta orientación de partículas que dan una determinada resistencia, cuyo valor será seguramente mayor que 27 gr/cm² correspondiente a la resistencia de una muestra de suelo en el Límite Líquido (la determinación del Límite Líquido se debe hacer con suelo perfectamente remoldeado). De modo que un Índice de Liquidez cercano al 100 % nos indica que se trata de un suelo sensitivo, mientras que valores cercanos a cero pueden indicar que el suelo es preconsolidado y su sensibilidad es baja.

Sensitividad (S_s).- Se define como el cociente de la resistencia a la compresión simple de un suelo inalterado, entre la resistencia a la compresión simple del mismo suelo después de haberlo remoldeado.

$$S_s = \frac{(q_u)_{\text{inalterado}}}{(q_u)_{\text{remoldeado}}}$$

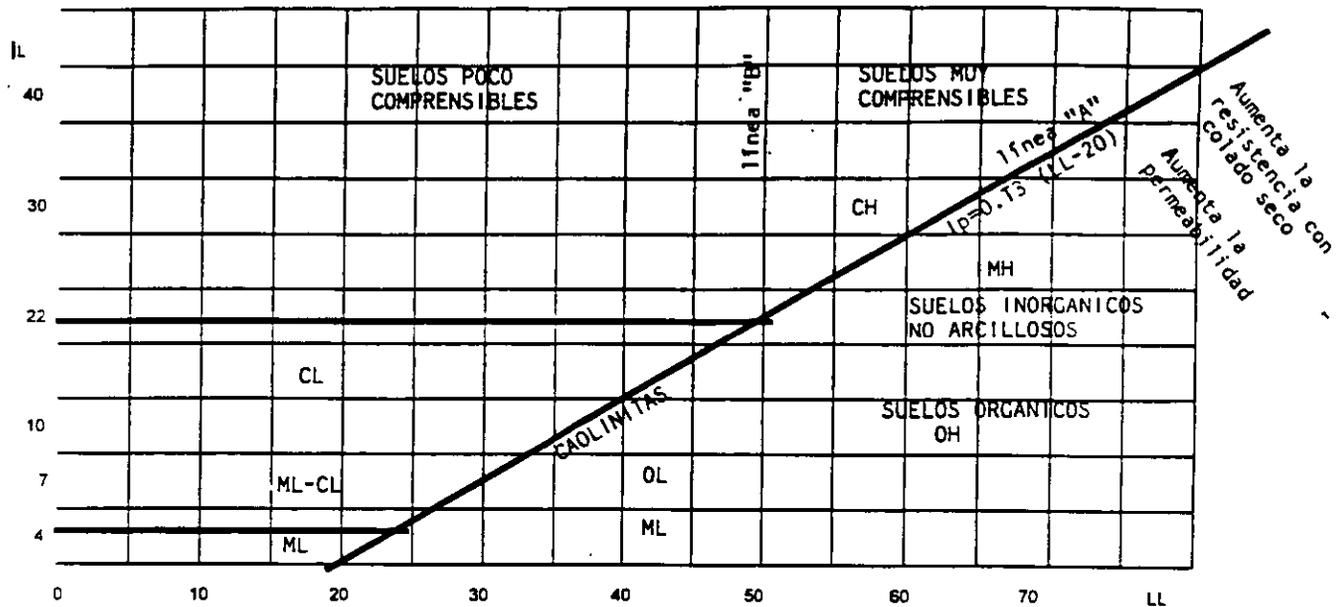


Fig. 3.3 Carta de plasticidad

PROBLEMAS RESUELTOS

1.- Una muestra de suelo llevada al laboratorio, se sometió a un análisis granulométrico por mallas, encontrándose que la malla # 200 retuvo el 20 % del suelo en peso y que el 92 % pasó la malla # 4. De la curva de distribución se encontró que el coeficiente de uniformidad es 4 y el coeficiente de curvatura 1.5. Cuando se analizaron los finos, el Límite Líquido fue 250 y el Límite Plástico 150. El contenido de materia orgánica fue inapreciable. Interesa clasificar dicho suelo de acuerdo al SUCS.

Datos:

- # 200 retuvo 20 %
- # 4 dejó pasar 92 %
- $C_u = 4$
- $C_c = 1.5$
- LL = 250
- LP = 150
- No orgánico

Haciendo uso del procedimiento auxiliar para identificación de suelos dado en el apéndice b:

- Como el 80 % de suelo pasó la malla # 200, se trata de un suelo fino.
- Como $LL > 50$, el suelo es de alta compresibilidad (H).
- Se sabe que la ecuación de la línea "A" es:

$I_p = 0.73 \cdot (LL - 20)$: dicha línea corta a $LL = 250$ en:
 $I_p = 0.73 (250 - 20) = 168$
 Para este problema: $I_p = 250 - 150 = 100$
 es decir, el suelo en cuestión se localiza bajo la línea "A".

- Ahora solo quedan dos posibilidades:

i) que se trate de un OH

ii) que sea un MH

pero ya se dijo que no tenía materia orgánica, por consiguiente se trata de un

MH LIMO INORGÁNICO

2.- De un análisis granulométrico por mallas se obtuvieron los siguientes resultados:

| Malla | Peso retenido (gr) |
|---------|--------------------|
| 1 1/2" | 40.71 |
| 1" | 34.90 |
| 3/4" | 58.16 |
| 1/2" | 83.61 |
| 3/8" | 85.79 |
| # 4 | 203.57 |
| # 10 | 277.73 |
| # 20 | 247.20 |
| # 40 | 157.04 |
| # 60 | 122.14 |
| # 100 | 70.52 |
| # 200 | 61.07 |
| charola | 11.63 |

- a) Dibujar la curva de Distribución Granulométrica
- b) Determinar el Coeficiente de Uniformidad y el Coeficiente de Curvatura
- c) Clasificar el suelo.

Respuesta b) 16,1 c) SW

4. FLUJO DE AGUA

4.1 Flujo Establecido

PERMEABILIDAD DE UN SUELO.- Es la facilidad con que un líquido puede circular en el interior de dicho suelo. Interesa conocer la permeabilidad para:

- Cuantificación del gasto que fluye a través del suelo.
- Cuantificación de las presiones de poro generadas por el por el flujo de agua en suelos.

Ley de Darcy.- La velocidad con que circula el agua a través de un medio, es igual al gradiente hidráulico multiplicado por una constante propia del medio llamado "coeficiente de permeabilidad" (K).

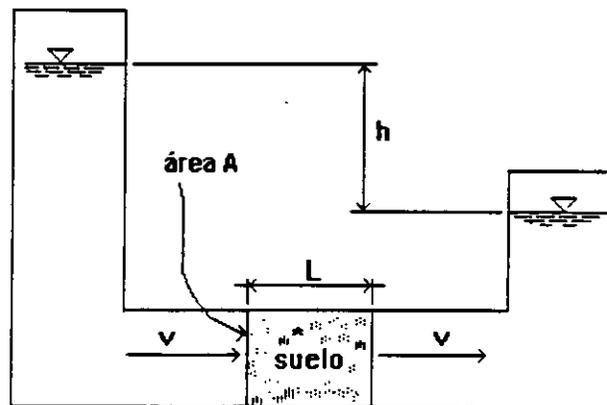


Fig 4.1.1

$$V = ki$$

Donde:

V = velocidad de descarga

i = gradiente hidráulico; $i = \frac{h}{L}$

k = coeficiente de permeabilidad

La velocidad de descarga es la que lleva el agua inmediatamente antes de entrar en el suelo o inmediatamente después de salir de él, como se muestra en la figura 4.1.1

La velocidad que lleva el agua en el interior de la masa de suelo se llama "velocidad de flujo (V_s)", es decir, es el promedio de las velocidades con las que el agua circula por los Vacíos del Suelo, como se muestra esquemáticamente en la fig. 4.1.2.

La relación entre la velocidad de descarga y la velocidad de flujo puede deducirse de la misma figura.

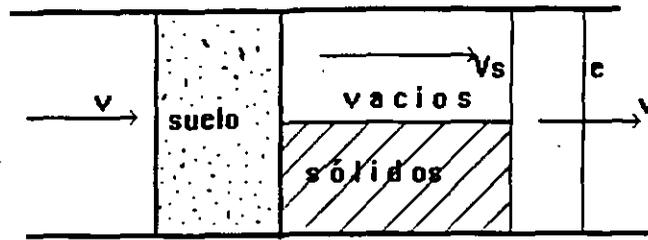


Fig. 4.1.2

El gasto que pasa a través del tubo que contiene la muestra de suelo es igual al que atraviesa dicha muestra, por lo que:

$$v(1+e) = V_s e$$

$$\therefore V_s = v \frac{(1+e)}{e}$$

Teniendo en cuenta el capítulo 2 anterior que $V_s = \frac{v}{n}$

Los métodos más comunes para la obtención del Coeficiente de Permeabilidad de un suelo en el laboratorio son el del Permeámetro de Carga Constante y el del Permeámetro de Carga Variable, de los cuales se darán descripciones en los problemas 1 y 2 respectivamente.

Variables que afectan la Permeabilidad.-

a) Relación de vacíos.- Empíricamente se ha visto que en suelos no cohesivos:

$$k = k' e^c$$

Es decir, basta conocer en cualquier lugar del suelo e y k para encontrar el valor de k' , el cual es constante en todo ese suelo; entonces, se puede conocer k en otra parte del mismo medio si se tiene el valor de " e ".

En suelos cohesivos, Taylor encontró que graficando la relación de vacíos contra el logaritmo del coeficiente de permeabilidad, se obtendría una recta para un mismo suelo, por lo que:

$$e - e_2 = \frac{e_1 - e_2}{\log k_1 - \log k_2} (\log k - \log k_2)$$

de donde:

$$k = \text{anti log} \left[\frac{(e - e_2) \log k_1 / k_2}{e_1 - e_2} + \log k_2 \right]$$

b) Temperatura.- Aunque es poco, los cambios de Temperatura afectan la viscosidad del agua y se ha encontrado que:

$$\frac{k_{r1}}{k_{r2}} = \frac{\nu_{r2}}{\nu_{r1}}$$

En el apéndice "d" se da una tabla de valores de la viscosidad (ν), en función de la temperatura.

c) Microestructura.- La forma y disposición de las partículas de un suelo, afectan su permeabilidad.

d) Macroestructura.- Para el estudio de la influencia de la macroestructura en la permeabilidad de un subsuelo, se ilustran en la figura 4.1.3. dos estratos de suelo, el estrato 1 tiene un coeficiente de permeabilidad k_1 , que es igual en sentido horizontal y en sentido vertical ($k_h = k_v$); el estrato 2 tiene un coeficiente de permeabilidad k_2 , que también es igual en todos sentidos.

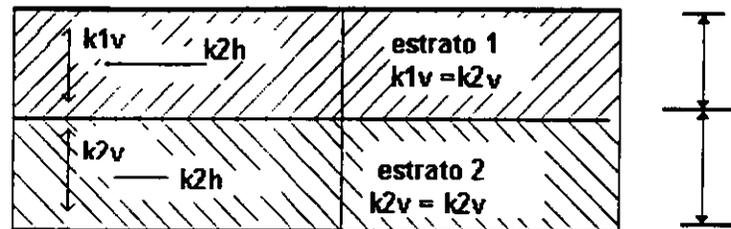


Figura 4.1.3

Cuando el agua fluye en dirección horizontal, se tiene que el gasto total es igual al gasto del estrato 1, más el gasto del estrato 2, así

$$q = q_1 + q_2$$

Si se considera un fondo unitario, el área de la sección transversal será:

$$A_1 = 1 \times d_1$$

De donde: $q = q_1 + q_2 = k_{1h} i d_1 + k_{2h} i d_2 = k_h y (d_1 + d_2)$

Así, para j estratos:

$$k_{11} = \frac{\sum k_j d_j}{\sum d_j}$$

Cuando el agua fluye en dirección vertical, el gasto que atraviesa el estrato 1 es igual al gasto que pasa por el estrato 2, así, para una área unitaria:

$$q = q_1 = q_2 = k_{1v} \frac{\Delta h_1}{d_1} (1) = k_{2v} \frac{\Delta h_2}{d_2} (1) = k_v \frac{\Delta h}{d_1 + d_2} (1)$$

Pero:

$$\Delta h = \Delta h_1 + \Delta h_2 \quad \therefore \Delta h_1 = \frac{q d_1}{k_1} ; \quad \Delta h_2 = \frac{q d_2}{k_2}$$

y:

$$\Delta h = \frac{q(d_1 + d_2)}{k_1} = \frac{q d_1}{k_1} = \frac{q d_2}{k_2}$$

Para j estratos

$$k_1 = \frac{\sum d_j}{\sum \frac{d_j}{k_j}}$$

Como puede observarse, se tiene siempre una permeabilidad mayor en sentido de la estratificación, y ya que en dicho sentido el gasto lo determina el estrato más permeable, mientras que en sentido normal a la estratificación, el gasto está gobernado por el estrato menos permeable.

e) Grado de Saturación.- Cuando un suelo no está totalmente saturado, las pequeñas burbujas que se forman en su interior, pueden trabajar como tapones que hacen que el suelo sea menos permeable.

f) Naturaleza del Fluido.- La facilidad con que un fluido atraviesa un medio, es función de su densidad y viscosidad.

g) Granulometría.- Los conductos más pequeños son los que gobiernan la facilidad dada a un fluido para atravesar un medio

Allen Hazen (1911) encontró que para filtros de arenas el coeficiente de permeabilidad puede ser burdamente expresado como:

$$k = 100 D_{10}^c$$

Donde.

k = Coeficiente de permeabilidad
 D = Diámetro efectivo en cm.

Las observaciones se Hazen fueron hechas en arenas cuyo diámetro efectivo variaba entre 0.1 y 3 mm y el coeficiente de uniformidad no excedía de 5.

El coeficiente 100 es un promedio de muchos valores cuyos límites son 41 y 146; aunque la mayoría de ellos cayeron entre el 81 y 117.

En conclusión, la fórmula de Hazen solo sirve para dar un valor aproximado del coeficiente de permeabilidad en arenas.

h) Condiciones de compactación.- Cuando un suelo se compacta, varían e , G_w y la microestructura.

CAPILARIDAD

Existen muchas evidencias de que la superficie de un líquido resiste fuerzas de tensión debido a la cohesión intermolecular; dicha cohesión es medida por la tensión superficial. Un ejemplo de ello, es el hecho de que el agua se eleva y permanece sobre la línea de presión atmosférica en un agujero muy pequeño o en un tubo capilar. Este fenómeno es comúnmente conocido como "capilaridad".

La capilaridad hace posible que en un suelo seco el agua alcance un nivel superior al freático; la altura de la columna de agua que puede ser soportada se llama altura capilar (h_c) y es inversamente proporcional al tamaño de los poros de suelo intercomunicados.

De la figura 4.1.4 se observa que para que haya equilibrio es necesario que la fuerza de tensión (T) que depende de la cohesión entre líquido y medio, sea capaz de soportar la columna de agua

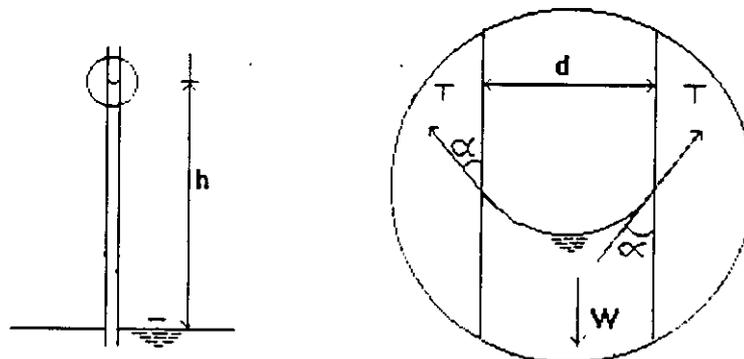


fig. 4.1.4 Tubo capilar

Se tiene que:

$$W = \frac{\pi d^2}{4} h_c \gamma_w \quad ; \quad T = \pi d T \cos \alpha$$

Para el equilibrio $W = T$

$$\frac{\pi d^2}{4} h_c \gamma_w = \pi d T \cos \alpha$$

$$\therefore h_c = \frac{4T \cos \alpha}{d \gamma_w}$$

Pero la máxima altura de ascensión capilar se presenta para $\alpha = 0 \therefore \cos \alpha = 1$

$$h_{c \text{ máx}} = \frac{4T}{d \gamma_w}$$

Cuando se trabaja con agua y con el sistema c.g.s.

$$h_{c \text{ máx}} = \frac{0.3}{d}$$

ESFUERZOS EFECTIVOS

En los problemas de flujo, deben tenerse en cuenta las siguientes cargas que determinan el gradiente al que está sujeto un líquido:

Carga de presión (h_p):- $h_p = \frac{u}{\gamma_w}$

donde: u = Presión a la que está sujeta el agua
 γ_w = Peso volumétrico del agua

Carga de Elevación (h_e):- $h_e \cong z$

donde: z = distancia vertical al plano horizontal de referencia

Carga total (h_t):- $h_t = h_p + h_e$

Teóricamente también debía considerarse la carga de velocidad, pero para el flujo de agua en suelos es despreciable. Ya que tanto la carga de presión como la carga de

elevación contribuyen al movimiento del fluido a través del suelo, es la carga total la que determina el flujo y el gradiente por usar en la ley de Darcy.

La carga de presión es útil para conocer el valor de la presión de poro ya sea en problemas hidrostáticos como en aquellos donde existe flujo de agua, ya que:

$$h_p = \frac{u}{\gamma_w} \quad ; \quad u = h_p \gamma_w$$

Al existir flujo de agua a través de un suelo generan fuerzas de filtración, es decir, cuando el agua del subsuelo no fluye, existe un cierto estado de esfuerzos, cuando en el mismo subsuelo hay flujo de agua, el estado de esfuerzos es otro debido a que se han añadido las fuerzas de filtración.

El valor de la fuerza de filtración actuante en un sistema está dado por:

$$f_r = j \gamma_w$$

Donde:

f_r = fuerza de filtración por unidad de volumen

j = gradiente hidráulico

Problema resuelto

Un permeámetro de carga constante consiste como se muestra esquemáticamente en la figura. de un tubo que contiene una muestra de suelo y es alimentada con agua. de modo que su gradiente hidráulico es el mismo durante toda la prueba, la cual consiste en recoger el agua que logra pasar a través del suelo durante un lapso de tiempo determinado, obteniéndose que el gasto es:

$$q = V t$$

donde:

V = volumen recogido por el recipiente durante el tiempo que dura la prueba

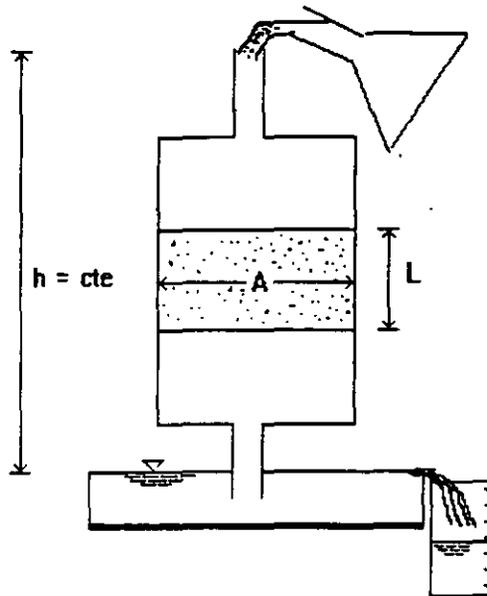
t = tiempo de duración de la prueba

pero también: $q = v A = k i A = K \frac{h}{L} A$

Donde "A" es el área de la sección transversal de la muestra.

De la ecuación anterior se tiene que.

$$k = \frac{qL}{hA}$$



Esquema.

4.2 Flujo no establecido

FLUJO NO ESTABLECIDO O CONSOLIDACIÓN.- Es el cambio de volumen que sufre un suelo por la aplicación de una carga constante, mediante la expulsión de agua.

En general interesan dos aspectos:

- a) Relaciones entre esfuerzos efectivos aplicados y relación de vacíos.
- b) Variación de la relación de vacíos bajo carga exterior constante conforme transcurre el tiempo.

RELACIÓN ENTRE $\bar{\sigma}$ y e .- Estas relaciones se representan gráficamente en las "Curvas de compresibilidad" (fig. 4.2.1) En la práctica se acostumbra trabajar con la gráfica $e - \log \sigma$, (fig 4.2.2) pues tiene la ventaja de que por lo general en ella dicha relación es lineal.

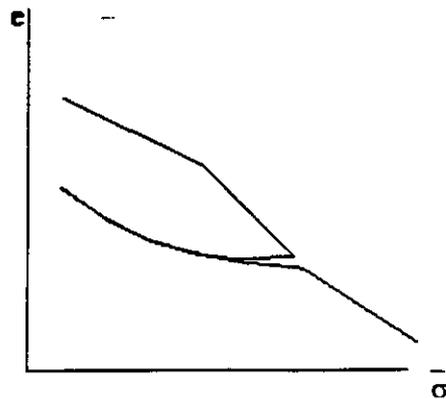


fig. 4.2.1

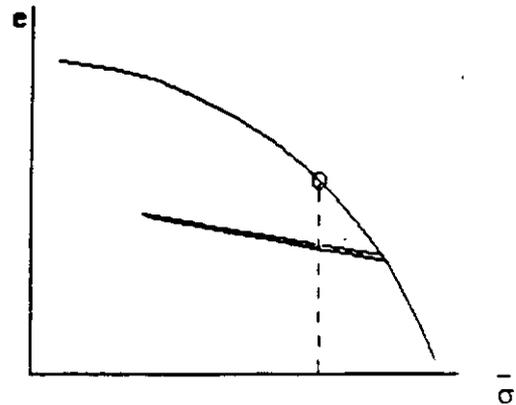


fig. 4.2.2

Curvas de compresibilidad

Los esfuerzos intergranulares son los que gobiernan estas relaciones. El valor de ellos está dado por : $\bar{\sigma} = \sigma - \mu$

La carga correspondiente al punto donde se nota un quiebre de la curva se llama "carga de preconsolidación (\bar{P}_c)" y equivale a la carga máxima que el suelo ha soportado. La rama de la curva a la izquierda de \bar{p}_c , corresponde a la "rama de compresión" y la rama a la derecha "rama virgen".

Se dice que un suelo es "preconsolidado" cuando en la actualidad soporta cargas menores a las máximas soportadas por él mismo en épocas anteriores: en estos suelos al efectuar una prueba de consolidación, la carga actuante en el presente es menor que la carga de preconsolidación.

Se dice que un suelo es "normalmente consolidado" cuando la carga que soporta en la actualidad es la mayor que ha soportado desde que se formó, es decir, la carga soportada por el suelo corresponde a la carga de preconsolidación.

La rama de recompresión de una curva de compresibilidad puede representarse mediante la ecuación:

$$e = e_0 - C_s \log \frac{p}{p_0} \quad (a)$$

y para la rama virgen

$$e = e_0 - C_c \log \frac{p}{p_0} \quad (b)$$

donde:

- e_0 = relación de vacíos inicial de un elemento de suelo situado a la profundidad z (o de la muestra extraída de dicha profundidad).
- \bar{p}^0 = presión efectiva del elemento de suelo a la profundidad z .
- C_s = índice de descarga
- C_c = índice de compresión o de compresibilidad.

RELACIÓN ENTRE e y t BAJO CARGA EXTERIOR CONSTANTE.

Para el desarrollo teórico de las relaciones, se hicieron las siguientes hipótesis.

- 1.- Para un intervalo de carga sólo existe un valor de e para cada $\bar{\sigma}$.
- 2.- Es válida la ley de Darcy.
- 3.- La deformación del suelo y el flujo son unidimensionales.
- 4.- El suelo está totalmente saturado.
- 5.- El agua y los granos sólidos son incompresibles.
- 6.- El cambio de espesor del elemento de suelo es despreciable en comparación con su espesor inicial,

Deben también tenerse en cuenta las siguientes definiciones.-

- Coeficiente de compresibilidad (a_v) $a_v = \frac{\Delta e}{\Delta p}$ $[L^2, F^{-1}]$

- Coeficiente de cambio volumétrico (m_v) $m_v = \frac{a}{1+e}$ $[L^2, F^{-1}]$

- Índice de compresibilidad o compresión (pendiente de la rama virgen de la curva de compresibilidad, ya visto en la ecuación (b)). (c_c)

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log p_2 / p_1}$$

- Coeficiente de consolidación (C_v) $C_v = \frac{k}{m_v \gamma_w} = \frac{TH^2}{t}$ $[L^2, T^{-1}]$

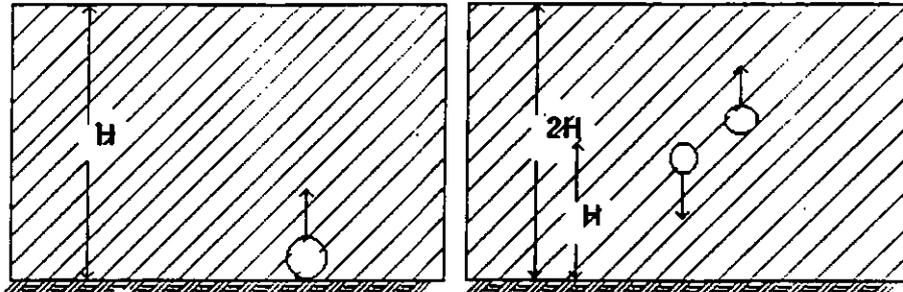
k = permeabilidad

- Factor de tiempo (T)

$$T = \frac{k(1+e_0)t}{H^2 a_v \gamma_w} = \frac{C_v t}{H^2}$$

t = tiempo

H = Distancia por recorrer durante la consolidación de la partícula de agua más alejada de un medio permeable colindante con el estrato en cuestión. ver figs. 4.2.3 (a y b)



impermeable

fig. 4.2.3 a

Estrato compresible drenado solo por una cara

impermeable

fig. 4.2.3 b

Estrato compresible drenado por ambas caras

- Grado o porcentaje de consolidación a la profundidad z (U_z)

$$\text{Si: } u_z = \Delta p \sum_{n=0}^{\infty} f_1(N) f_2\left(\frac{z}{H}, N\right) \exp\{f_3(N, H, k, e, \hat{c}, t)\}$$

Se define como grado o porcentaje de consolidación a una profundidad z y en un instante t, a la relación entre la consolidación que ha tenido lugar a esa profundidad y la consolidación total que ha de producirse bajo el incremento de carga impuesto.

$$U_z = \left(1 - \frac{u_z}{\Delta p}\right) 100$$

- Grado o porcentaje de consolidación del estrato (U)

$$U = \frac{1}{2H} \int_0^{2H} u_z dz = \frac{1}{2H} \int_0^{2H} \frac{\Delta e}{\Delta e_{max}} dz = \frac{\Delta H}{\Delta H_{max}} (100)$$

VARIABLES QUE AFECTAN EL TIEMPO DE CONSOLIDACION

De la fórmula del factor de tiempo se puede ver que si permanecen constantes todos los demás factores:

$$\text{a) } \frac{t_1}{t_2} = \frac{H_1^2}{H_2^2}$$

$$\text{c) } \frac{t_1}{t_2} = \frac{k_2}{k_1}$$

$$\text{b) } \frac{t_1}{t_2} = \frac{a_{v1}}{a_{v2}}$$

$$\text{d) } \frac{t_1}{t_2} = \frac{c_{v2}}{c_{v1}}$$

Se llama "curva de consolidación" a la gráfica que en el eje de las coordenadas representa la relación de vacíos, el asentamiento o bien la lectura de micrómetro que se usa en la prueba de consolidación y en el eje de las abscisas está el tiempo (fig 4.2.4. a y b). Debe notarse que al efectuar una prueba de consolidación se puede obtener solamente una curva de compresibilidad, pero tantas curvas de consolidación como incrementos de carga se hagan.

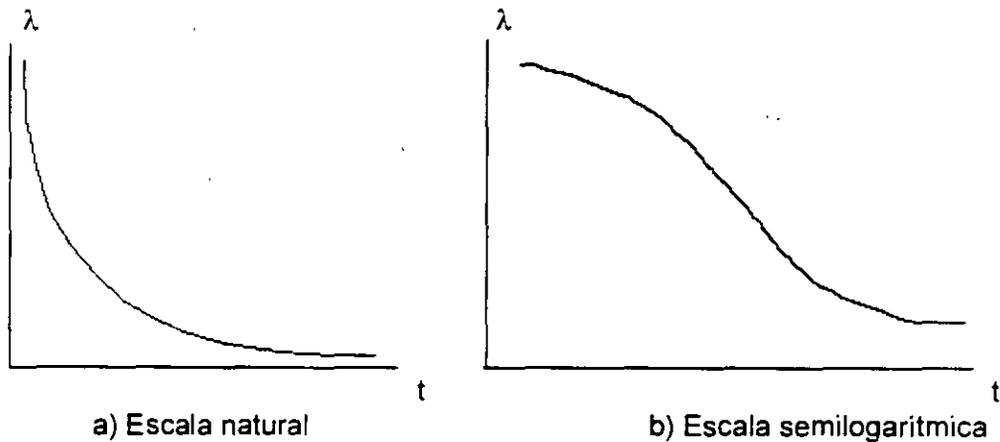


fig. 4.2.4 Curvas de consolidación

Se llama "curva de consolidación teórica" a la que en las ordenadas lleva el grado de consolidación (U %) y en la abscisas el factor tiempo (T). como se muestra en la siguiente figura (4.2.5)

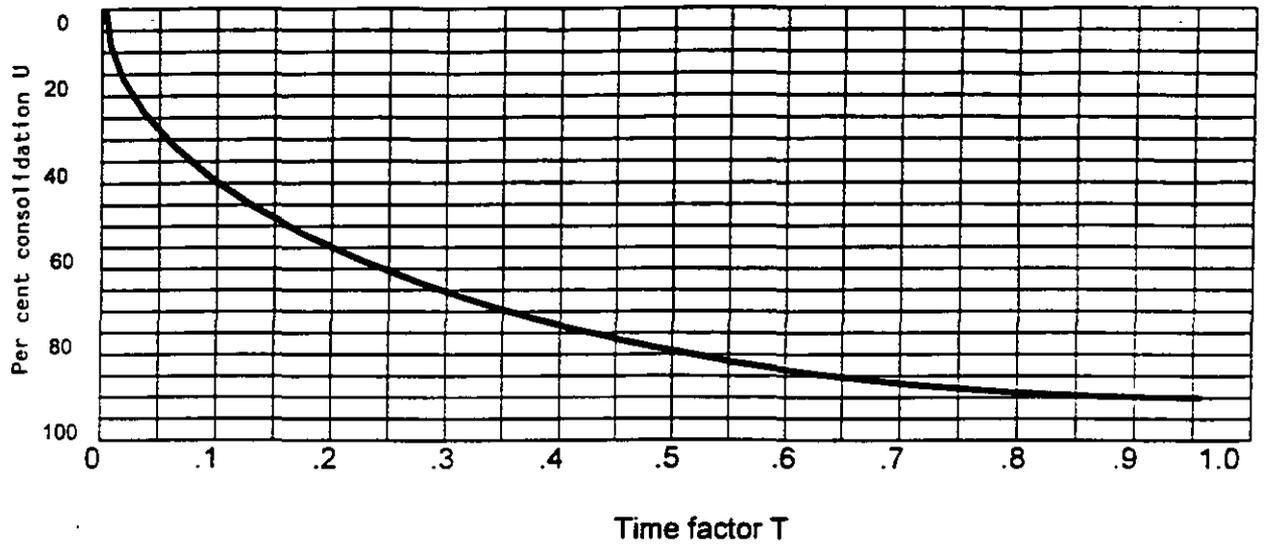


Fig 4.2.5

PROBLEMA RESUELTO

1.- Encontrar el valor de los esfuerzos a los que están sujetas las partículas de una masa de suelo sujeta a carga.

El esquema de la figura (4.2.1.1) representa 2 partículas de una masa de suelo parcialmente saturado. Si A_s representa las áreas de contacto intergranular de toda la masa de suelo, A_w es la proyección de un plan horizontal del área de la partícula cubierta de agua, A_a es la proyección de un plano horizontal del área cubierta por el aire y A el área tributaria de esfuerzo P correspondiente.

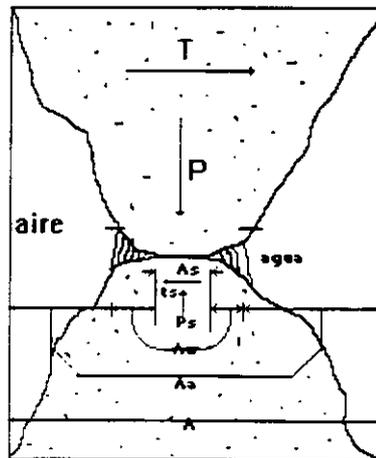


fig. 4.2.1.1

Equilibrio de las fuerzas actuantes en dos partículas en contacto, representativas en una masa de suelo.

Llamaremos:

p_s = presión en A_s

u = presión en A_w

u_a = presión en A_a

$$A = A_s + A_w + A_a \quad (1)$$

$$a = A_s / A \quad (2)$$

$$B = A_w / A \quad (3)$$

Sustituyendo (2) y (3) en (1):

$$A = Aa + Ab + A_a \quad \therefore \quad A_a = A - Aa - Ab$$

Dividiendo entre A: $A_a / A = 1 - a - b \quad (4)$

Considerando el equilibrio en dirección normal al plano de contacto:

$$\therefore p = p_s A_s + u A_w + u_a A_a \quad (5)$$

5 Resistencia al corte de los suelos

Una de las herramientas más útiles con que cuenta la ingeniería para el estudio de la resistencia al esfuerzo cortante de los materiales, es el:

CIRCULO DE MOHR

Para definir el estado de esfuerzos de un punto localizado en un sistema Cartesiano, es necesario conocer el valor de cada uno de los esfuerzos normales a sus planos ortogonales (σ_x , σ_y , σ_z), así como los esfuerzos cortantes sobre dichos planos (τ_{xy} , τ_{xz} , τ_{yz}); o bien los esfuerzos principales (σ_1 , σ_2 , σ_3) y las direcciones en que actúan (α_1 , α_2 , α_3), entendiéndose por esfuerzos principales los que actúan en planos donde el cortante es nulo.

En el círculo de Mohr (fig. 5.1) se puede representar la magnitud y dirección de los esfuerzos que actúan sobre un punto. Si los esfuerzos principales sobre un cuerpo son los representados en la fig. 5.1 todos los pares de esfuerzos (σ , τ) que actúan en el punto deben estar dentro de la zona achurada. Las combinaciones de esfuerzos que producen falla son independientes del esfuerzo principal intermedio (σ_2) y se localizan en la circunferencia exterior, es decir, solo dependen de σ_1 y σ_3 .

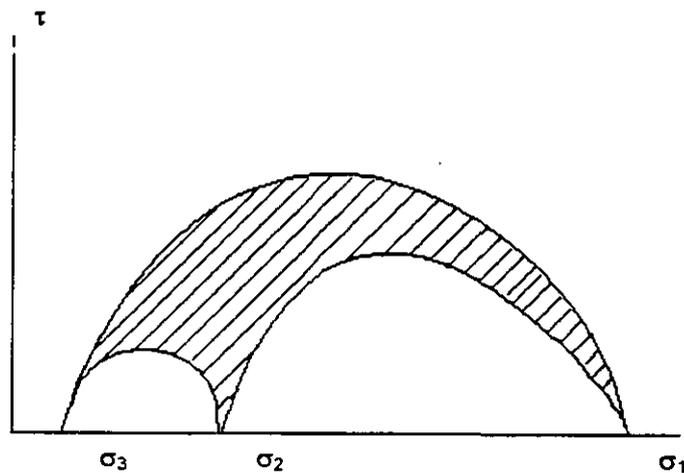


fig. 5.1

En mecánica de suelos, generalmente $\sigma_1 = \sigma_2$, es decir, no hay esfuerzo principal intermedio, sino que en el sentido horizontal el suelo confina con igual presión por todos lados, de modo que al representar su estado de esfuerzos mediante un círculo de Mohr, queda solamente una circunferencia como la mostrada en la figura 5.2. Si se conoce el estado de esfuerzos (o círculo de Mohr) al que está sujeto un punto y además para un plano conocido se tienen los valores de σ y τ , se está en condiciones de conocer los pares de esfuerzos (σ , τ) en cualquier plano, siendo esta, una de las propiedades más importantes de este método gráfico. Supongase que el círculo de la figura 5.2 representa el estado de esfuerzos de un punto y que para plano cuya inclinación

respecto a la horizontal es α , el valor de los esfuerzos que sobre él actúa es conocido (σ_1, τ_1). Si se localiza dicho punto sobre el círculo y a partir de él se traza una recta que forme un ángulo α con el eje de las abscisas, el punto de intersección de la prolongación de esa recta con el círculo de Mohr, será el POLO, punto por el cual pasan todos los planos de la partícula cuyo estado de esfuerzos es representado por dicho círculo.

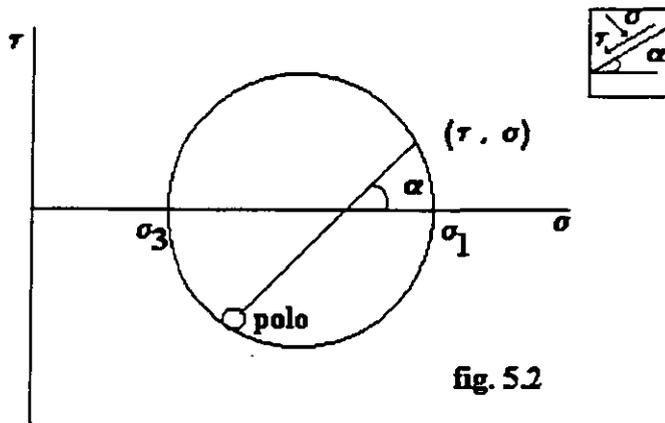
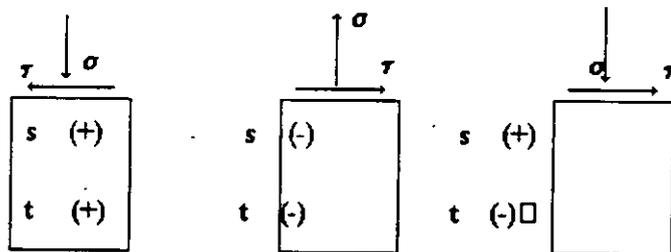


fig. 5.2

Por convención, en este capítulo se consideran positivos los esfuerzos normales de compresión y negativos los de tensión. Se consideran positivos los esfuerzos cortantes que tiendan a producir giro en sentido contrario a las manecillas del reloj y viceversa.



Si en un punto del suelo se conocen $\sigma_x, \tau_{xy}, \sigma_y$ y τ_y , esto es suficiente para trazar el círculo de Mohr, pues por mecánica del medio continuo se sabe que los esfuerzos cortantes de dos planos perpendiculares deben ser iguales ($\tau_{xy} = \tau_{yx}$), de modo que la línea que une a los puntos (σ_x, τ_{xy}) con (σ_y, τ_{yx}) fig. 5.3 al cruzar el eje de las abscisas marca el centro del Círculo de Mohr, y por trigonometría puede demostrarse que:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \left[\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau_{xy}^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \left[\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau_{xy}^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

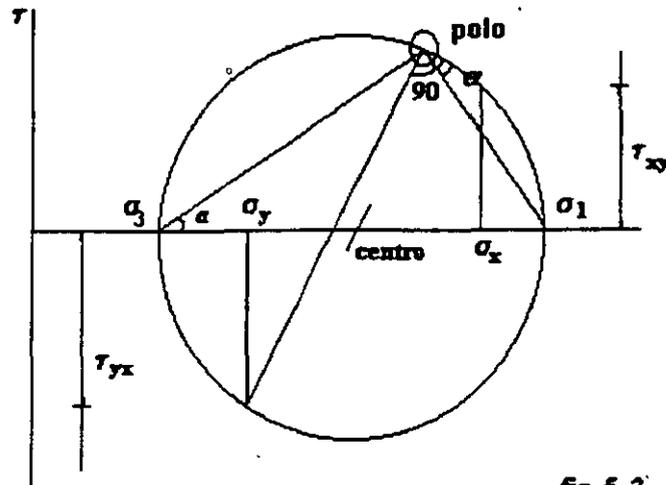


fig. 5.3

Si lo que interesa, es conocer los esfuerzos en un plano que forma un ángulo α , con el plano en que actúa el esfuerzo principal mayor:

$$\sigma_x = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha$$

$$\tau_x = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \operatorname{sen} 2\alpha$$

En caso que el esfuerzo principal mayor actúe en un plano horizontal (como en las pruebas triaxiales de carga axial), el "polo" se encuentra en el punto $(\sigma_3, 0)$.

Es posible demostrar que:

1o.- En todo punto, el τ_{\max} se presenta en un plano inclinado 45° respecto al "plano principal mayor" (plano donde actúa el esfuerzo principal mayor) y vale:

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

2o.- Los esfuerzos cortantes en dos planos perpendiculares son de igual magnitud.

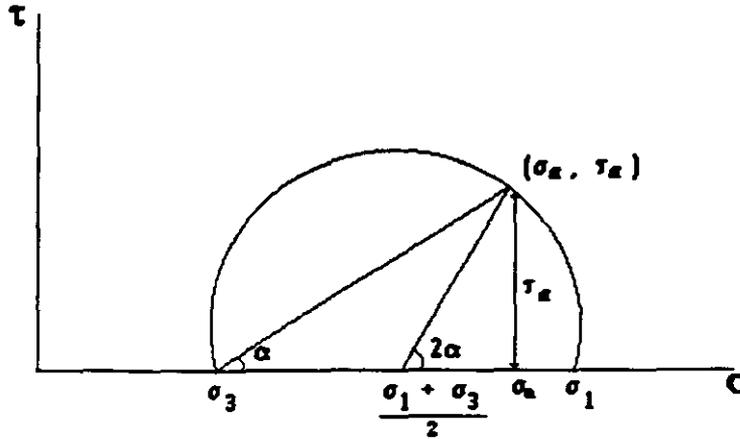


fig. 5.4

- 3o.- En un par cualquiera de planos inclinados $+\alpha$ y $-\alpha$ con respecto al plano principal mayor, los esfuerzos normales son iguales y los cortantes de la misma magnitud.
- 4o.- Para definir el diagrama de Mohr bastan dos puntos sobre el círculo, excepto si ambos tienen el mismo σ .
- 5o.- Para materiales incapaces de resistir esfuerzos cortantes estáticos (como el agua), el círculo de Mohr es un punto sobre el eje de las abscisas.
- 6o.- Un estado de corte puro ($\sigma = 0$, $\tau \neq 0$) en dos planos perpendiculares, solo puede ocurrir si $\sigma_1 = -\sigma_3$

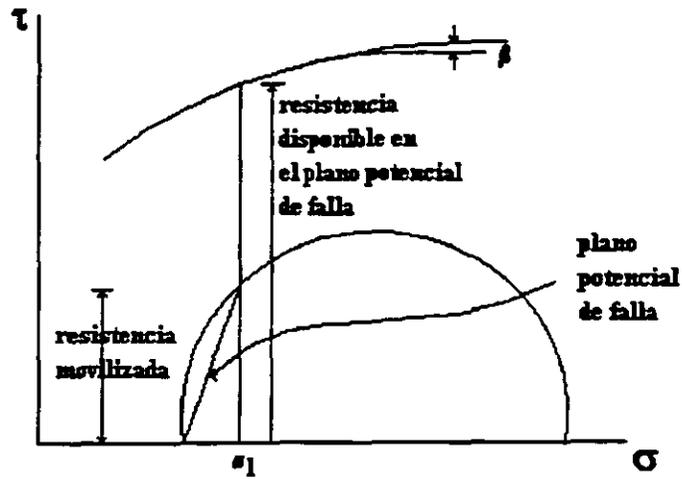
La teoría de resistencia de Mohr supone que la resistencia al esfuerzo cortante de cualquier plano, depende del esfuerzo cortante en cualquier plano. Aceptando dicha hipótesis, para varias determinaciones de la resistencia de un suelo, la ley de resistencia está dada por la envolvente de los círculos de falla obtenidos (fig. 5.5).

Se puede demostrar (fig. 5.6) que si σ_1 se aplica verticalmente, el plano de falla forma con la horizontal un ángulo:

$$\alpha_f = 45^\circ + \beta / 2$$

Nótese que si se conoce α_f y el círculo correspondiente a ese estado de esfuerzos, se puede trazar la parte de la envolvente de resistencia en ese sector.

El factor de seguridad de un suelo cuya ley de resistencia es conocida puede determinarse a partir del círculo de Mohr (fig. 5.7)



$$FS = \frac{\text{resistencia disponible}}{\text{resistencia movilizada}}$$

La ley de la resistencia en suelos dada por Coulomb y modificada por Terzaghi es:

$$S = C + \bar{\sigma} \tan \phi$$

Donde:

S = Resistencia al corte del plano considerado

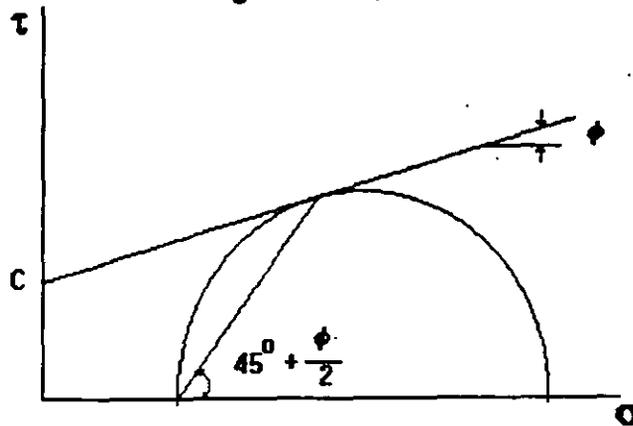
C = Cohesión del material

$\bar{\sigma}$ = Presión efectiva normal al plano

ϕ = Angulo de fricción interna del suelo

Según esta teoría, la ley de resistencia de un suelo es lineal (fig. 5.8), lo cual solo es una aproximación, pues los valores de C y ϕ dependen de los esfuerzos confinantes y en la ecuación se suponen constantes.

fig. 5.8



A continuación se da una tabla con valores clásicos del ángulo de fricción interna:

VALORES DEL ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA (ϕ) PARA MATERIALES GRANULARES LIMPIOS BAJO ESFUERZOS EFECTIVOS PEQUEÑOS ($0 \leq \bar{\sigma} \leq 5 \text{ kg/cm}^2$)

| | Tipo de suelo | Forma de los granos | D_{10} (mm) | C_u | Estado suelto | | Estado compacto | |
|---|---|--------------------------|---------------|-------|---------------|------------|-----------------|------------|
| | | | | | e | ϕ | e | ϕ |
| 1 | Arena de Ottawa estandar | Muy redondos | 0.56 | 1.2 | 0.70 | 28° | 0.56 | 35° |
| 2 | Arena de playa | Redondas | 0.16 | 1.7 | 0.69 | 31° | 0.47 | 37° |
| 3 | Arena Limosa | Subredondos | 0.03 | 2.1 | 0.85 | 33° | 0.65 | 37° |
| 4 | Arena Limosa | Subredondos Subangulares | 0.04 | 4.1 | 0.65 | 36° | 0.45 | 40° |
| 5 | Arena Ligeramente Limosa | Subredondas Subangulares | 0.13 | 1.8 | 0.84 | 34° | 0.54 | 42° |
| 6 | Fracción Arenosa de un Suelo Glacial | Subangulares | 0.22 | 1.4 | 0.85 | 33° | 0.60 | 43° |
| 7 | Fracción fina de Arena de Rio | Subangulares | 0.07 | 2.7 | 0.81 | 35° | 0.54 | 46° |
| 8 | Mezcla Artificial bien graduada de las muestras 2 y 6 | Subredondos Subangulares | 0.16 | 68 | 0.41 | 42° | 0.12 | 57° |

Las pruebas de laboratorio más comunes para medir la resistencia al corte de los suelos son:

- a) Prueba de corte directo (resultados burdos)
- b) Prueba Triaxial (la más usada, buenos resultados)
- c) Prueba de deformación Plana (la que mejor representa el estado de esfuerzos)

En los materiales poco permeables sujetos a consolidación, deben distinguirse dos etapas:

- i) Aplicación de esfuerzos confinantes
- ii) Aplicación de esfuerzos cortantes hasta la falla

A su vez, cada una de estas etapas puede hacerse con o sin drenaje, distinguiéndose 3 tipos de ensayos:

- 1o. Prueba UU (no consolidada, no drenada)
- 2o. Prueba CU (consolidada, no drenada)
- 3o. Prueba CD (consolidada, drenada)

APENDICE C

Peso volumétrico del Agua Destilada (gr/cm³)

| °C | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
|----|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| 0 | 0.9999 | 0.9999 | 1.0000 | 1.0000 | 1.0000 | 1.0000 | 1.0000 | 0.9999 | 0.9999 | 0.9998 |
| 10 | 0.99973 | 0.99963 | 0.99952 | 0.99940 | 0.99927 | 0.99913 | 0.99897 | 0.99880 | 0.99862 | 0.99843 |
| 20 | 0.99823 | 0.99802 | 0.99780 | 0.99757 | 0.99733 | 0.99707 | 0.99681 | 0.99654 | 0.99626 | 0.99597 |
| 30 | 0.99568 | 0.9954 | 0.9951 | 0.9947 | 0.9944 | 0.9941 | 0.9937 | 0.9934 | 0.9930 | 0.9926 |
| 40 | 0.9922 | 0.9919 | 0.9915 | 0.9911 | 0.9907 | 0.9902 | 0.9808 | 0.9894 | 0.9800 | 0.9885 |
| 50 | 0.9881 | 0.9876 | 0.9872 | 0.9867 | 0.9802 | 0.9857 | 0.9852 | 0.9848 | 0.9342 | 0.9838 |
| 60 | 0.9832 | 0.9827 | 0.9822 | 0.9817 | 0.9811 | 0.9800 | 0.9800 | 0.9793 | 0.9789 | 0.9784 |
| 70 | 0.9778 | 0.9772 | 0.9767 | 0.9761 | 0.9765 | 0.9748 | 0.9743 | 0.9737 | 0.9731 | 0.9724 |
| 80 | 0.9718 | 0.9712 | 0.9706 | 0.9689 | 0.9683 | 0.9688 | 0.9680 | 0.9673 | 0.9667 | 0.9680 |
| 90 | 0.9853 | 0.9647 | 0.9640 | 0.9638 | 0.9626 | 0.9619 | 0.9612 | 0.9665 | 0.9588 | 0.9591 |

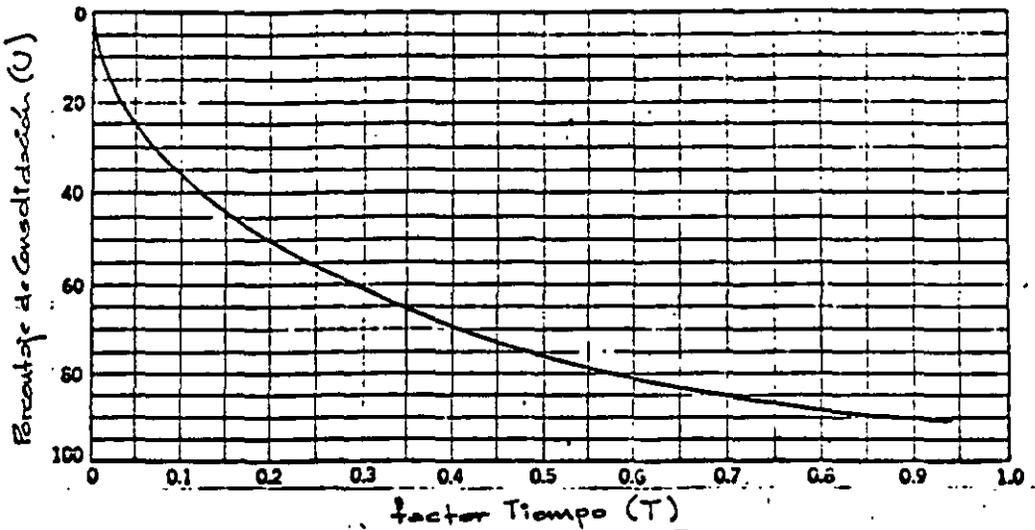
APENDICE D

Viscosidad del agua (milipoises)

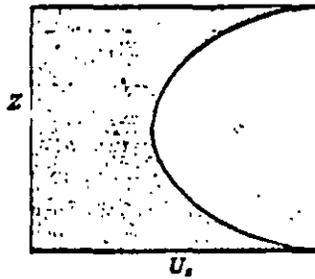
| °C | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
|-----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 0 | 17.94 | 17.32 | 16.74 | 16.19 | 15.68 | 15.19 | 14.73 | 14.29 | 13.87 | 13.48 |
| 10 | 13.10 | 12.74 | 12.39 | 12.06 | 11.75 | 11.45 | 11.16 | 10.88 | 10.60 | 10.34 |
| 20 | 10.09 | 9.84 | 9.61 | 9.38 | 9.16 | 8.95 | 8.75 | 8.55 | 8.36 | 8.18 |
| 30 | 8.00 | 7.83 | 7.67 | 7.51 | 7.36 | 7.21 | 7.06 | 6.92 | 6.79 | 6.66 |
| 40 | 6.54 | 6.42 | 6.30 | 6.18 | 6.08 | 5.97 | 5.87 | 5.77 | 5.68 | 5.58 |
| 50 | 5.49 | 5.40 | 5.32 | 5.24 | 5.15 | 5.07 | 4.99 | 4.92 | 4.84 | 4.77 |
| 60 | 4.70 | 4.63 | 4.56 | 4.50 | 4.43 | 4.37 | 4.31 | 4.24 | 4.19 | 4.13 |
| 70 | 4.07 | 4.02 | 3.96 | 3.91 | 3.86 | 3.81 | 3.76 | 3.71 | 3.66 | 3.62 |
| 80 | 3.57 | 3.53 | 3.48 | 3.44 | 3.40 | 3.36 | 3.32 | 3.28 | 3.24 | 3.20 |
| 90 | 3.17 | 3.13 | 3.10 | 3.06 | 3.03 | 2.99 | 2.96 | 2.93 | 2.99 | 2.87 |
| 100 | 2.84 | 2.82 | 2.79 | 2.76 | 2.73 | 2.70 | 2.67 | 2.64 | 2.62 | 2.59 |

A P E N D I C E e

Curva de Consolidación Teórica y Tabulación de la misma



$$U = \frac{\text{área obscura}}{\text{área total}}$$



Relación teórica U(%) — T

| U(%) | T |
|------|-------|
| 0 | 0.000 |
| 10 | 0.008 |
| 15 | 0.018 |
| 20 | 0.031 |
| 25 | 0.049 |
| 30 | 0.071 |
| 35 | 0.096 |
| 40 | 0.126 |
| 45 | 0.159 |
| 50 | 0.197 |
| 55 | 0.238 |
| 60 | 0.287 |
| 65 | 0.342 |
| 70 | 0.405 |
| 75 | 0.477 |
| 80 | 0.565 |
| 85 | 0.661 |
| 90 | 0.848 |
| 95 | 1.127 |
| 100 | — |

Bibliografía

- Herrera, J. y Navarrete, F.
Consolidación de suelos
Tesis profesional, Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.
México, D.F.
- Juárez Badillo, E. y Rico R., A
Mecánica de suelos, Tomo Y.
Revista Ingeniería, México, 1970
- Lambe, T.W. y Whitman, R. V.
Soil Mechanics
John Wiley and Sons, Inc., New York, 1969.
- Reséndiz, D.
Apuntes de la clase de Mecánica de Suelos Y
División de Estudios Superiores, Facultad de Ingeniería,
U.N.A.M., 1972
- Scott, R.F.
Principles of Soil Mechanics
Addison - Wesley Publishing Company, Inc., 1965
- Taylor, D.W.
Fundamentals of Soil Mechanics
John Wiley and Sons, Inc., New York, 1966
- Terzaghi, K. y Peck, R.B.
Soil Mechanics in Engineering Practice
John Wiley and Sons Inc., New York, 1967
- Wu, T. H.
Soil Mechanics
Allyn and Bacon, Inc., Boston, 1966
- Zeevaert, L.
Apuntes de Mecánica de Suelos Sobre Tecnología y Problemas de
Ingeniería Civil de los Materiales del Subsuelo, Vol. 1, 1er. cuaderno 1968



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO GENERAL EN PROYECTO Y
CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS**

MODULO II

**DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES
SEGÚN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES
DEL DISTRITO FEDERAL**

TEMA

ESTUDIOS PREVIOS

**EXPOSITOR: M. en I. HUGO HAAZ MORA
PALACIO DE MINERÍA
JULIO 1998**

ESTUDIOS PREVIOS

- **INTRODUCCIÓN**
- **RECONOCIMIENTO DEL SITIO**
- **REGLAMENTOS DE CONSTRUCCIÓN Y ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS**
- **EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO.**
- **ZONIFICACIÓN DEL DISTRITO FEDERAL**

ANEXOS:

- I. **CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS Y ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA.**
- II. **MÉTODOS DE EXPLORACIÓN Y MUESTREO DE SUELOS.**

BIBLIOGRAFÍA

INTRODUCCIÓN

La presente publicación es un compendio de hechos y experiencias recabados de la literatura sobre el subsuelo de la Ciudad de México y el comportamiento de cimentaciones construidas en ella, que se han publicado durante los últimos cuarenta años. El tratamiento de los temas no es exhaustivo ni pormenorizado, sino mas bien de tipo conceptual, ya que el objetivo es orientar al lector no especializado o con limitada experiencia en la interpretación de la normas del Reglamento de Construcciones por lo que se refiere diseño y construcción de cimentaciones en el Distrito Federal.

Las características mecánicas de los depósitos lacustres del Valle, el fenómeno del hundimiento del terreno debido a la explotación de acuíferos del subsuelo y la sismicidad local inducida por perturbaciones telúricas en la vecindad o gran distancia de la Ciudad, son tres factores que influyen significativamente en el diseño de las estructuras y sus correspondientes cimentaciones. Además, son determinantes los procedimientos constructivos aplicables a excavaciones profundas así como el hincado de pilotes en las zonas II y III ¹ que contienen estratos de usos blandos, arcillosos y limosos separados por capas de espesor variable.

Se incluyen notas estrechamente vinculadas a tópicos de Reglamento y otras relativas al ambiente geotécnico que prevalece en el Valle de México. Las últimas hubieran podido ser descartadas, refiriéndolas a las publicaciones originales. Ejemplos de ello son: la descripción del hundimiento de la Ciudad, la prueba de carga en una zapata, la extracción de pilotes para medir adherencia y su evolución posterior, los efectos de cargas prehistóricas, etc. Por razones de conectividad se han insertado resúmenes de tales temas informativos.

Esta edición preliminar de notas sobre el diseño y construcción de cimentaciones en el Distrito Federal es un primer intento que, sin duda, será mejorado y enriquecido paulatinamente con la colaboración y experiencia de los profesionales involucrados en el desarrollo físico de la Ciudad.

¹En el texto se usaran indistintamente como términos equivalentes: Zona I = Zona de las Lomas; Zona II=Zona de Transición, y Zona III=Zona del Lago o Lacustre.

RECONOCIMIENTO DEL SITIO

Al respecto, el Reglamento de Construcciones establece la necesidad de examinar las condiciones presentes y las del pasado que afectaron al predio o lote en cuestión. cabe preguntar: ¿Cual es el objetivo de tal requerimiento? Hay que empezar por señalar que en el área del Distrito Federal, parte integrante del Valle de México, las características estratigráficas y propiedades de los suelos hasta las profundidades de interés para el especialista en geotécnica pueden variar notablemente, desde terrenos firmes o poco deformables y resistencia al corte relativamente alta, hasta zonas ubicadas en el fondo de los antiguos lagos², donde se encuentran estratos de suelos arcillosos y limosos muy compresibles y de baja resistencia al corte, así como pequeños valles en las sierras de Guadalupe y Las Cruces tapizados por depósitos eólicos de arena mediana a fina en estado suelto. Si a tan diversa condición natural se agregan las alteraciones producidas por el hombre (sobrecargas, minado, explotación de acuíferos), es obvio concluir que la disposición reglamentaria no se resuelve con el simple examen de las construcciones que rodean el predio. Los casos que se mencionan a continuación dan una idea de la extensión de las averiguaciones necesarias para conocer los factores que pueden condicionar el diseño de la cimentación del nuevo inmueble y explicar, en su caso, el comportamiento inesperado del mismo después de terminada la construcción.

SOBRECARGAS ARQUEOLÓGICAS.

Al instalarse los aztecas en el Valle de México, previo acuerdo con los reyes de Texcoco, Coyoacán y Atzacapotzalco, ocuparon el área inundable del lago de Texcoco; podían además tener acceso a tierra firme por caminos bien definidos hacia canteras y bosque como fuentes de materiales para la construcción. Después de un lapso en que las edificaciones eran ligeras y adaptadas al ambiente lacustre, fueron los aztecas creando zonas libres de inundación mediante rellenos artificiales, principalmente constituidos por fragmentos de roca, gravas y arenas. Debido a la baja resistencia de los suelos en el fondo del lago, tuvieron que recurrir al uso de enramadas entre capas de relleno³, con objeto de evitar su penetración y la falla local del terreno. De este modo y a través de la consolidación de las arcillas lacustres, fueron construyendo una extensa plataforma que cubrió toda el área ocupada por la antigua capital de los aztecas, Tenochtitlan. De acuerdo a exploraciones recientes, los espesores del relleno variaron de 2 a 10 m con máximos en la zona ocupada por el centro religioso, aproximadamente localizado en lo que ahora es el Zócalo de la Ciudad de México. La urbe azteca se extendía hacia el poniente ocupando los terrenos de la colonia Tlatelolco, donde quedó emplazada la hoy denominada Plaza de las Tres Culturas (azteca, hispánica y moderna). Los límites de esta zona de la Ciudad, sobrecargada fuertemente por los rellenos arqueológicos, no son bien conocidos; por ejemplo, se sabe que uno de los accesos principales a la sede de los aztecas coincide con la calle de Tacuba; este camino fue construido también previo relleno del fondo lacustre, y por tal razón era a principios de siglo una franja hundida sobre la que el Ing. Roberto Gayol localizo el colector central de la Ciudad.

²Lagos de Texcoco, Xochimilco y Chalco.

³Versión antigua de lo que hoy se conoce como "tierra armada".

SOBRECARGAS HISTÓRICAS.

Como es sabido, el periodo inicial de la conquista hispánica se caracterizó por destruir los principales centros religiosos y cívicos de las culturas indígenas, con la consiguiente alteración de las sobrecargas sobre el terreno (descargas e invasión de nuevas áreas), lo que fue un cambio significativo en el caso de la Ciudad de México desde el punto de vista geotécnico. Los constructores españoles del siglo XVI importaron técnicas diferentes y extendieron las edificaciones fuera de la zona ocupada por Tenochtitlan, conformándose así y través de tres siglos un nuevo centro urbano, del que es parte representativa lo que se ha dado en llamar la Traza de la Ciudad. Las edificaciones pesadas de la Colonia (Palacio de Cortés, hoy Palacio Nacional; la Catedral, iglesias y conventos; los acueductos, etc.) cimentaban sus muros de mampostería sobre estacadas y las viviendas menores sobre zapatas corridas fabricadas con materiales pétreos y mortero de cal. En la figura 1 se muestra la nivelación de la Ciudad hacia 1982; en ella se indica los límites de la antigua Traza. Los efectos de las construcciones, a juzgar por las diferencias de nivel, son tenues; sin embargo, alrededor de la Catedral existía una zona relativamente alta (elev. 2239), mientras que al poniente y en correspondencia con las calles de Tacuba y de 16 de Septiembre penetraba hacia el este la curva de la elev. 2238. Fuera de los límites señalados en la figura 1, la densidad de la edificación era muy baja y constituida por viviendas de uno a dos pisos, o sea que debe considerarse como terreno virgen esta parte del lago de Texcoco.

SOBRECARGAS MODERNAS

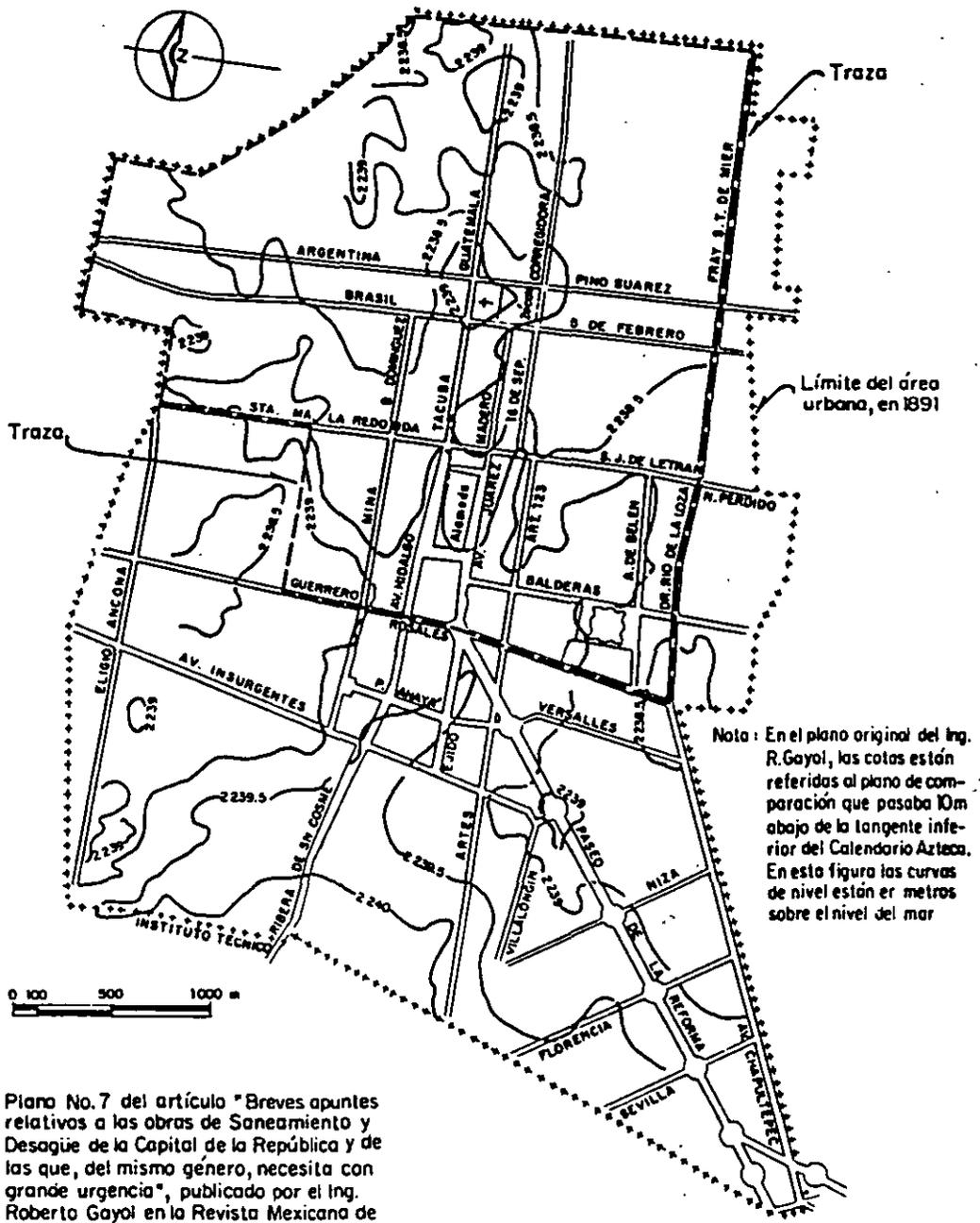
En el primer tercio del presente siglo, la zona urbana de la Ciudad se extiende horizontalmente, la construcción es muy uniforme (dos a tres niveles) y la población se incrementa de 500 000 a 1.2 millones de habitantes (tasa de crecimiento de 23 000 hab/año); los servicios de abastecimiento de agua y drenaje funcionaban de acuerdo con lo previsto por el diseño de ambas redes construidas entre 1900 y 1910. A partir de los años treinta (fig. 2) la población aumenta a razón de 55 000 hab/año; esta tasa de crecimiento se duplica de 1960 a la fecha. Desde 1940 y en la parte céntrica de la Ciudad, se inicia el desarrollo vertical de inmuebles y es necesario ampliar la provisión de agua potable con redes locales abastecidas por pozos perforados en el área urbana. Ambos factores influyen notablemente en el diseño de las cimentaciones, como se verá en capítulos posteriores.

IMPLICACIONES DE LA HISTORIA DE CARGAS.

Debido a las características del subsuelo de la Ciudad, el efecto de construcciones antiguas suele ser relevante en el diseño de los nuevos inmuebles. Muchos casos de mal comportamiento de la cimentación puede explicarse por las condiciones diferenciales de compresibilidad y resistencia al corte de las arcillas bajo el predio, ocasionadas por sobrecargas que actuaron en el pasado. Ejemplos conocidos: la Biblioteca Nacional⁴ construida sobre uno de los caminos de acceso a Tenochtitlan⁵, y que a causa del hundimiento de la Ciudad fue

⁴ Antigua Iglesia de San Agustín.

⁵ Camino azteca que se prolonga hasta Tietelolco.



Nota: Plano No.7 del artículo "Breves apuntes relativos a las obras de Saneamiento y Desagüe de la Capital de la República y de las que, del mismo género, necesita con grande urgencia", publicado por el Ing. Roberto Gayol en la Revista Mexicana de Ingeniería y Arquitectura, Vol. VII, 1929

Fig 1 Configuración de la Ciudad de México en 1891

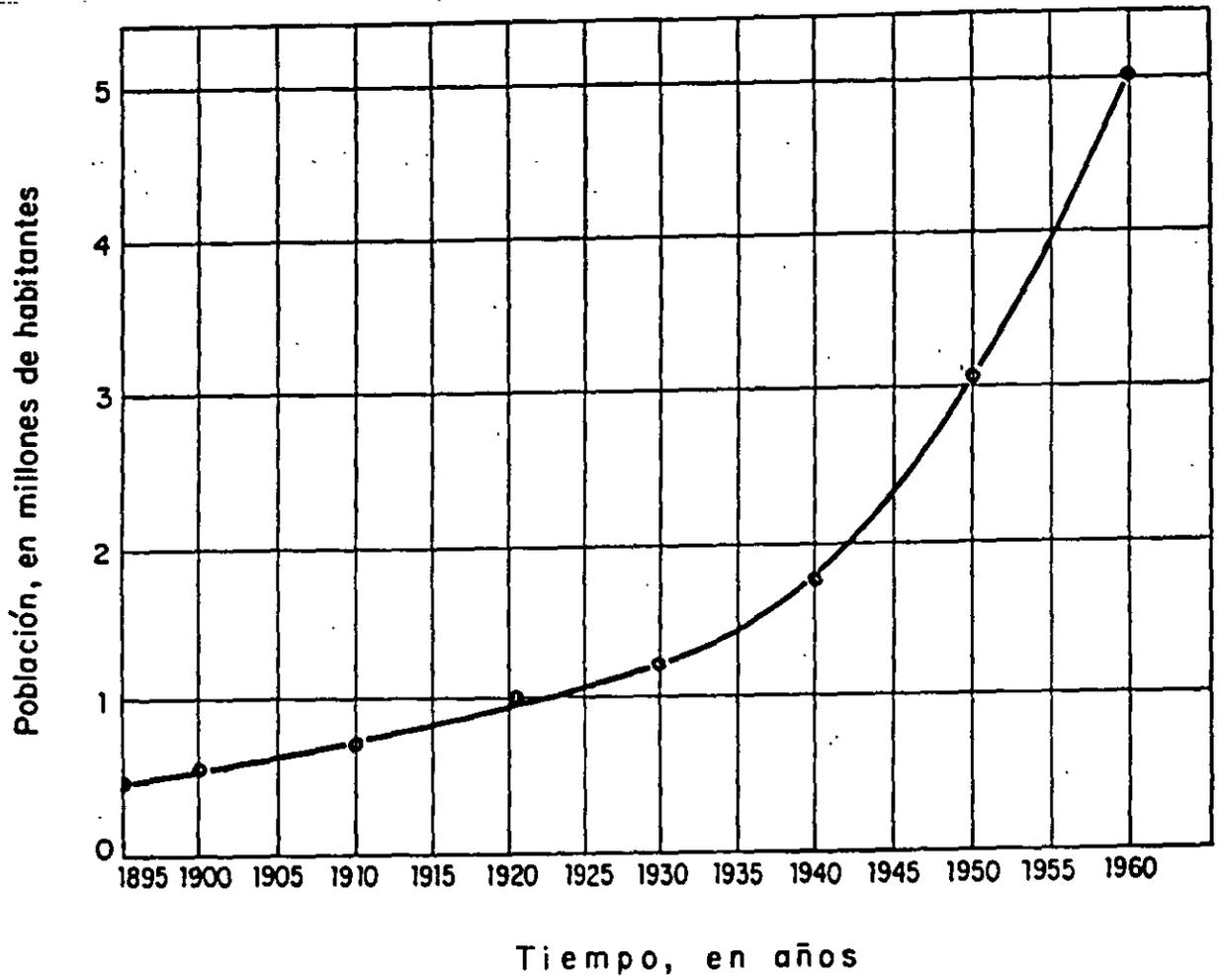


Fig 2 Crecimiento de la población en la Ciudad de México

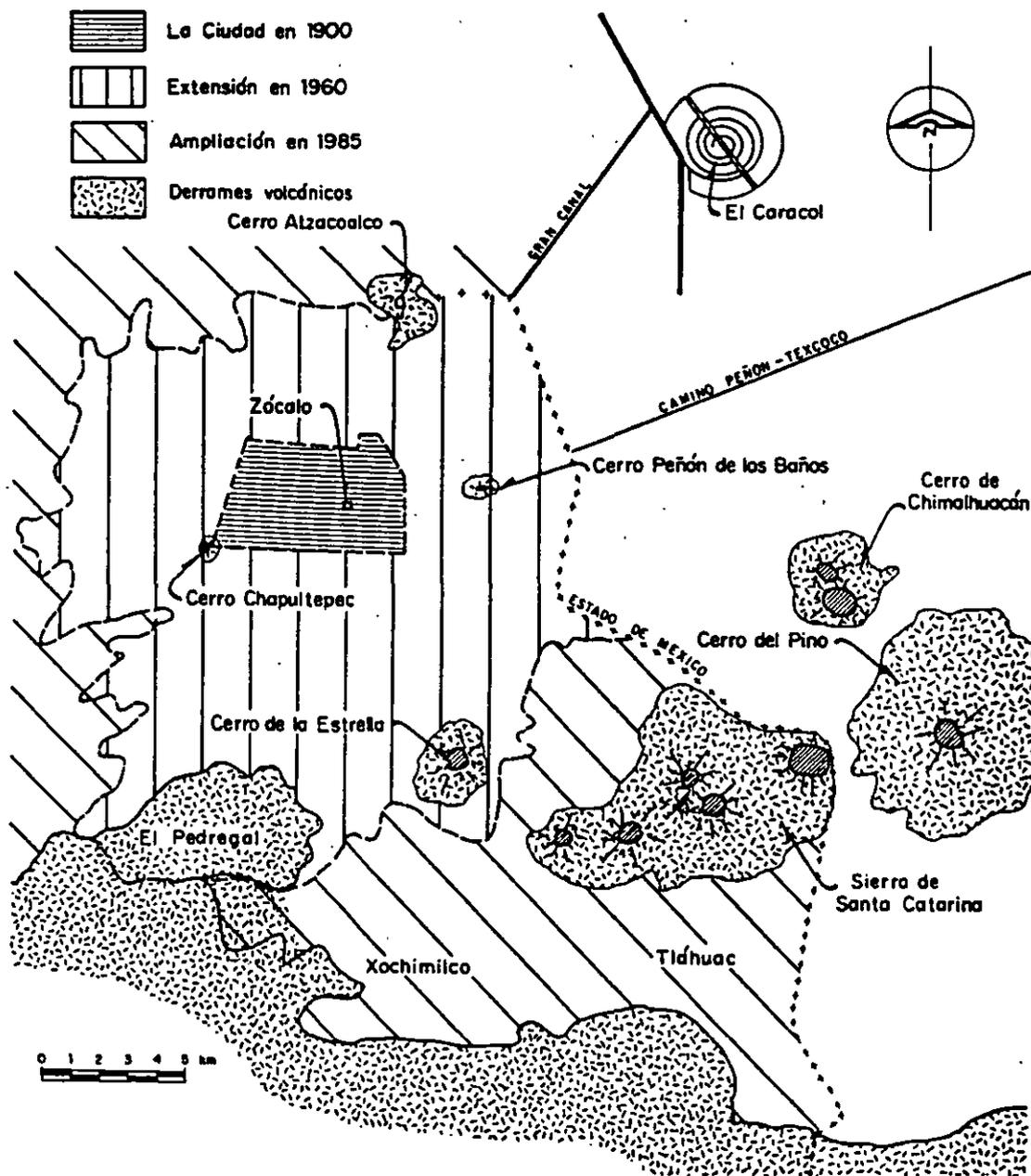
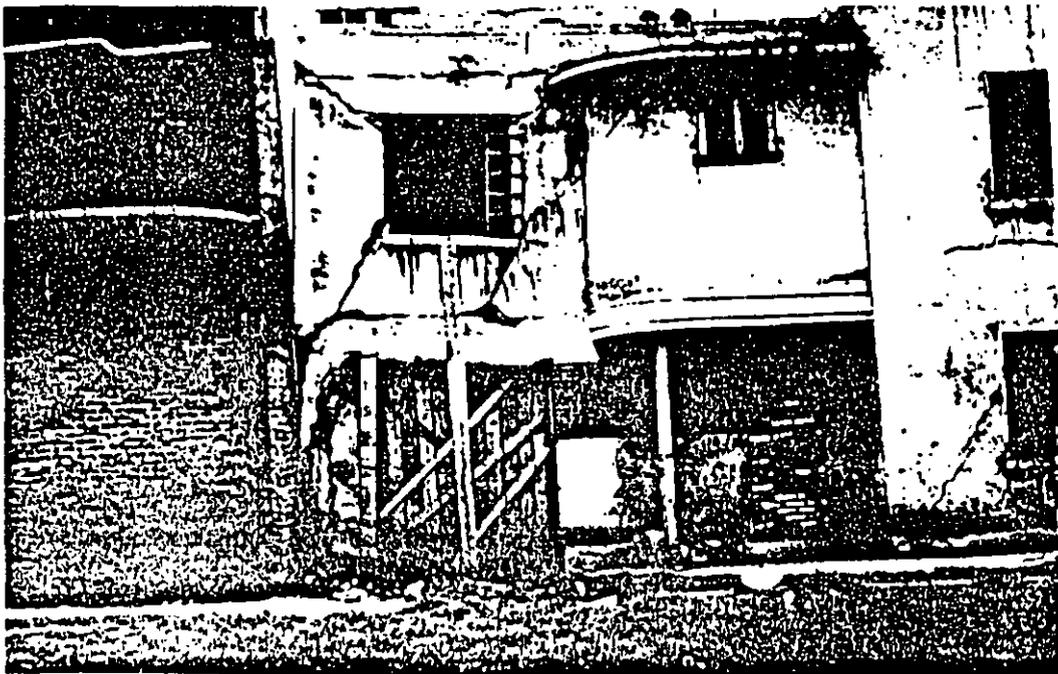
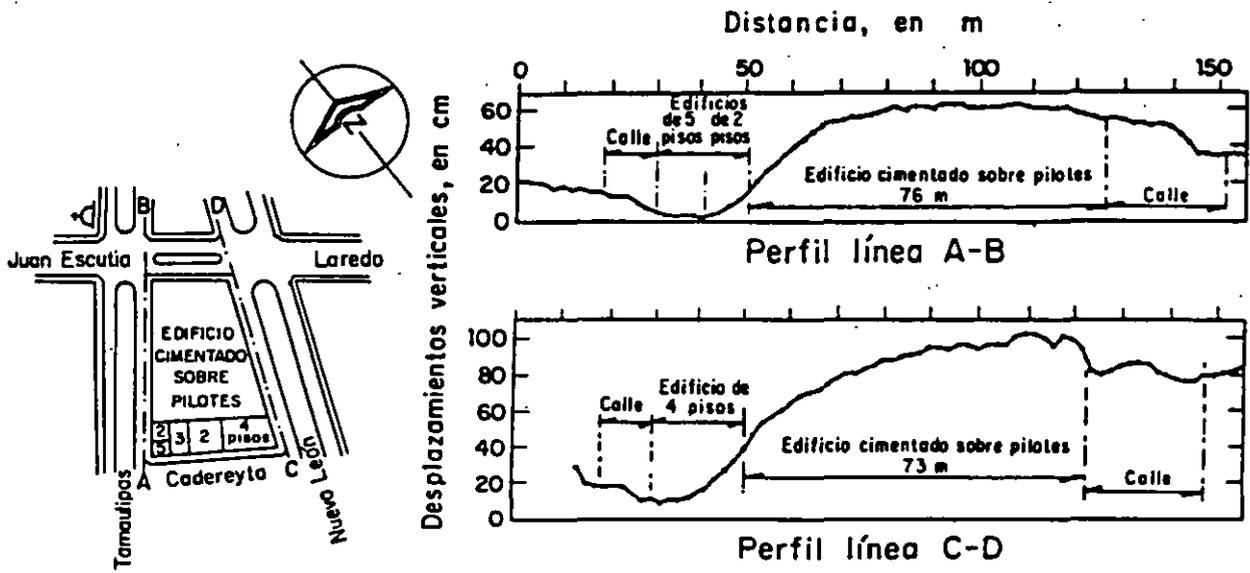


Fig 3 Límites aproximados de la Ciudad de México en diferentes fechas



Daños causados por un edificio cimentado sobre pilotes, en la casa vecina

Fig 4 Efectos de una cimentación piloteada en las colindancias

seriamente afectada por asentimientos diferenciales en la últimas décadas; otro caso es el moderno edificio de la Secretaria de Relaciones Exteriores, ubicado en la vecindad de terrenos de Tlatelolco rellenado por los aztecas, y que desde la etapa constructiva comenzó a desplomarse hacia la esquina sudoeste; finalmente, cabe recordar la situación creada a una de las instalaciones del Centro Medico (1950), que fue necesario localizar en el predio destinado anteriormente al Hospital SOP, donde se había colado la subestructura de concreto e hincado en pilotes de madera hasta la capa dura. Una condición similar a la de este último ejemplo puede presentarse en los lotes ocupados por los edificios que sufrieron colapso o daño grave durante los sismos de septiembre de 1985 y fueron demolidos.

TERRENOS MINADOS.

Al extenderse la mancha urbana hacia los lomerios situados al poniente de la Ciudad, se ocuparon terrenos con edificaciones cada vez más importantes, bajo los que existen minas que desde la época colonial se venían explotando para obtener la arena requerida por la construcción. Estas minas fueron abandonadas en las primeras décadas del presente siglo y sustituida por excavaciones a cielo abierto. Sin mantenimiento de ademes y columnas, tales socavaciones subterráneas se han ido derrumbando y los accesos a las minas obstruyéndose por acumulaciones de escombros; al presente es difícil localizar las entradas a estas minas, y de lograrlo, es casi imposible definir procedimientos topográficos su desarrollo-en-planta. Esta situación creada por el hombre suele demandar tratamientos especiales del subsuelo (inyecciones, rellenos compactados, cimentaciones profundas, etc.) y en ciertos casos, hasta el abandono del predio por incosteabilidad.

EXPLOTACIÓN DE LOS ACUÍFEROS DEL SUBSUELO.

Como se indico en el inciso anterior, a partir de 1930 se intensifica la extracción de agua mediante bombeo en pozos municipales localizados dentro del área urbana, para suplir las limitaciones del acueducto de Xochimilco construido a principios del siglo. Esta explotación genero hundimientos en los dominios del lago de Texcoco así como agrietamientos en varios sitios de la Ciudad, no solo en lo que era el fondo de dicho lago sino también en terrenos firmes de los lomerios ubicados al poniente. Del hundimiento se conocen suficiente precisión la causa y los efectos, mientras que de los agrietamientos en el fondo lacustre y en la Zona de las Lomas se han propuesto mecanismos teóricos aun sujetos a comprobación mediante observaciones de campo.

El problema que enfrenta el especialista en geotécnica cuando tiene que investigar la evolución del hundimiento y el potencial de agrietamiento en determinado predio, es la carencia de datos. Estos se empezaron a registrar a partir de 1938, primero por la Dirección de Geografía; después estuvieron a cargo de la Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México, SRH, y en época reciente, de la Comisión de Aguas del Valle, SARH; son bastante completas las nivelaciones de la Comisión Hidrológica en el período 1953-1968, y más espaciadas y erráticas las realizadas por la Comisión de Aguas en la última década, además, en este último lapso ocurre una rápida expansión de la zona urbana hacia el sur ocupando terrenos vírgenes de los lagos Texcoco, Xochimilco y Chalco, así como el desplazamiento de la explotación de acuíferos

en la misma dirección. La figura 3 muestra los límites aproximados de la mancha urbana del Distrito Federal en 1900, 1960 y 1985, que da una idea de la magnitud del problema en cuanto a mediciones de hundimiento, piezometría y agrietamientos, información indispensable para el diseño de las cimentaciones en la zona lacustre de la Ciudad.

CONSTRUCCIONES VECINAS.

Dado el anteproyecto de una nueva obra se impone la inspección meticulosa del predio en que se va a construir y de las edificaciones aledañas. no basta un examen ocular de los inmuebles colindantes; es necesario averiguar el tipo de cimentación y estructura de los mismos, de ser posible obtener planos generales de dichas construcciones, edad y estado en que se encuentran, y evaluar las posibles causas de mal comportamiento, en su caso.

Esta fase de reconocimiento del sitio es importante, ya que sus resultados pueden condicionar el diseño de la cimentación del nuevo inmueble, no solo para reservar su buen comportamiento sino, además, evitar trastornos colindantes. en la figura 4 se presenta la nivelación de un edificio cimentado sobre pilotes de madera hincados hasta la capa dura; las deformaciones por emersión de estas estructuras fueron tales que ocasionaron serios daños a varias construcciones vecinas. Cabe preguntarse: ¿Con que tipo de cimentación se debe diseñar los futuros inmuebles adyacentes al apoyado en pilotes de punta? nótese que la emersión de este último es consecuencia del hundimiento provocado por la explotación de los acuíferos del subsuelo.

Una de las causas significativas de destrucción durante los sismos de septiembre de 1985, fue el choque entre inmuebles colindantes, no obstante que el reglamento en vigor establece el resquicio de separación. Es frecuente que, aunque se respete esta previsión, dos construcciones adyacentes se acerquen y hasta se apoyen en los niveles superiores debido a asentamiento diferencial de las respectivas cimentaciones. Por efecto de la acción sísmica, es muy probable que tales edificaciones sufran daño estructural grave en la colindancia; se han dado casos en que los pisos superiores de un edificio alto se desmoronaron sobre el vecino de menor altura y que buen número de inmuebles colindantes sufrieron roturas impresionantes en columnas, traveses y muros.

CONCLUSIÓN.

De las observaciones descritas se infiere que los estudios preliminares sobre las condiciones geotécnicas imperantes en un predio del Distrito Federal, lejos de ser mero formalismo, constituyen una labor compleja y delicada por sus implicaciones en el diseño y la construcción de la subestructura en que se apoyara el nuevo inmueble.

REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN Y ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS.

Las normas sobre la construcción de inmuebles en la ciudad de México han evolucionado notablemente desde la década de los cuarenta, por varias razones:

- 1) el incremento de la población, principal promotor del desarrollo vertical en el área céntrica de la Ciudad
- 2) la mecánica de suelos y su aplicación al diseño de cimentaciones
- 3) los sismos y los estudios sobre sus efectos en las construcciones.

Se tratará a continuación de proporcionar brevemente el contenido de las disposiciones reglamentarias emitidas por la autoridad del DF en relación con el diseño y construcción de cimentaciones, en 1942, 1957, 1966, 1976 y 1985. Estas fechas corresponden a reglamentos diferentes: dos de ellos, los de 1957 y 1985, fueron emergencias y promulgados después de los sismos que asolaron a la ciudad en los meses de julio y septiembre de dichos años, respectivamente.

El reglamento de 1942 establecía que la capacidad de carga admisible del terreno en el área antigua de la ciudad era de 5 ton/m², y de 3 ton/m² en las zonas que no habían sido sometidas a cargas previa. Esta especificación era aceptable tanto para dimensionar zapatas como para losas de cimentación, sin restricciones en cuanto a la superficie total de contacto subestructura - suelo. Los edificios más pesados se podían apoyar sobre pilotes hincados hasta la capa dura, y era común en esa época usar pilotes de madera formados por postes de 20 cm y de 8 a 10 m de longitud, zunchados en los extremos y unidos mediante una barra corta de acero; la capacidad asignada era de 25 ton/pilote y se aplicaba la fórmula de *Engineering News* para la recepción de pilotes. La sollicitación debida a sismo se representa con la fuerza horizontal igual al producto del un coeficientes sísmico por el peso del edificio arriba del nivel considerado. Salvo para los edificios de tipo I y II, el coeficiente sísmico aplicable a hoteles, viviendas, despachos, plantas industriales, etc. (tipo III) era de 0.025.

El sismo del 28 de julio de 1957, ocasionó el derrumbe de varios edificios y daños graves a buen número de construcciones de la ciudad, poniendo en evidencia lo inadecuado de las normas vigentes en este campo de la ingeniería. consecuentemente se elaboró el reglamento de emergencia promulgado el 18 de diciembre del mismo año, que impuso nuevos criterios para verificar la estabilidad dinámica de las edificaciones de altura menor de 45 m, y para reforzar y reparar las existentes dañadas por el sismo. Atendiendo a la estratigrafía y las propiedades mecánicas del subsuelo, se dividió el área urbana en tres zonas: fondo del lago, transición y lomas; se clasificaron los edificios por su uso y características estructurales en grupos y clase; además se establecieron requerimientos específicos sobre el diseño de las cimentaciones, todo ello derivado de las nuevas normas de ingeniería sísmica.

Por otra parte, en la década 1946-1956 se venias realizando estudios de mecánica de suelos que :

- 1) ampliaban el conocimiento del subsuelo de la ciudad (estratigrafía y propiedades de los materiales arcillosos)
- 2) corroboraban las predicciones de la teorías debida a Nabor Carrillo sobre el hundimiento de la superficie y
- 3) verificaban mediante nivelaciones y observaciones soportadas por diferentes tipos de cimentación.

Estos estudios eran promovidos por la Comisión Impulsora y Coordinadora de la Investigación Científica, SEP y se realizaban en los laboratorios de Ingenieros Civiles Asociados, S. A. de C.V., posteriormente, con el patrocinio del Instituto Nacional de investigación Científica se le sumaron los trabajos de nivelación y piezometría a cargo de la Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México; y por último, en el Instituto de Ingeniería, UNAM, se revisaron, ordenaron y analizaron tales estudios y se publicaron con el título de "El subsuelo de la ciudad de México" además, el Dr. Leonardo Zeevaert, trabajando en forma independiente, contribuía con varias publicaciones relativas al tema, las que se citan al final del texto. Otra fuente importante de información es la serie de memorías sobre reuniones nacionales y simposios organizados por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

Los estudios mencionados constituyeron en gran medida la base informativa para modificar en 1966 el capítulo relativo a cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Estas normas se revisaron después, introduciendo modificaciones y correcciones, para integrar el reglamento publicado en el diario oficial de diciembre 14, 1976. Finalmente, a consecuencia de los perjuicios catastróficos producidos por el terremoto de septiembre de 1985, se elaboró un reglamento de emergencia con el principal objetivo de reparar las construcciones afectadas por el daño estructural grave y proyectar los nuevos inmuebles, en tanto se revisan las normas de 1976 .

NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

1. INTRODUCCION

Las presentes normas tienen por objeto fijar criterios y métodos de diseño y construcción de cimentaciones que permitan cumplir los requisitos definidos en el Capítulo VIII del Título Sexto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. El uso de criterios o métodos diferentes de los que aquí se presentan requerirá la aprobación del Departamento del Distrito Federal.

2. INVESTIGACION DEL SUBSUELO

2.1 Reconocimiento del sitio

En la Fig. 1 se muestran las porciones del Distrito Federal cuyo subsuelo se conoce aproximadamente en cuanto a la zonificación definida en el artículo 219 del Reglamento. En caso de discrepancia entre el mapa y los resultados de exploraciones directas del subsuelo se adoptarán estos últimos para los fines de dicho artículo.

En la porción de la zona I no cubierta por derrames basálticos, los estudios se iniciarán con un reconocimiento detallado del lugar donde se localice el predio, así como de las barrancas, cañadas o cortes cercanos al mismo, para investigar la existencia de bocas de antiguas minas o de capas de arena, grava y materiales pumíticos que hubieran podido ser objeto de explotación subterránea en el pasado. El reconocimiento deberá complementarse con los datos que proporcionen habitantes del lugar y la observación del comportamiento del terreno y de las construcciones existentes así como el análisis de fotografías aéreas antiguas. Se determinará en particular si el predio fue usado en el pasado como depósito de desechos o fue nivelado con rellenos colcados sin compactación. Se prestará asimismo atención a la posibilidad de que el suelo natural esté constituido por depósitos de arena en estado suelto o por materiales finos cuya estructura sea inestable en presencia de agua o bajo carga. En los suelos firmes se buscarán evidencias de grietas que pudieran dar lugar a inestabilidad del suelo de cimentación, principalmente, en laderas abruptas. Se prestará también atención a la posibilidad de erosión diferencial en taludes o cortes debida a variaciones del grado de cimentación de los materiales que los constituyen. En las zonas de derrames basálticos, además de localizar los materiales volcánicos clásticos sueltos y las grietas superficiales que suelen estar asociados a estas formaciones, se buscarán evidencias de oquedades subterráneas de grandes dimensiones dentro de la lava. Se tomará en cuenta que, en

ciertas áreas del Distrito Federal, los derrames basálticos yacen sobre materiales arcillosos compresibles.

En la zona II la exploración del subsuelo se planeará tomando en cuenta que suele haber irregularidades en el contacto entre diversas formaciones así como variaciones importantes en el espesor de suelos compresibles.

En las zonas II y III, además de obtener datos completos sobre las construcciones vecinas existentes, se revisará, como lo especifica el Artículo 220, la historia de cargas soportadas previamente por el suelo del predio y áreas circundantes. Se buscarán evidencias de rellenos superficiales recientes o antiguos. Por otra parte, se investigará si existen antecedentes de grietas profundas en el predio o de cimentaciones que hayan sido abandonadas al demoler construcciones anteriores.

2.2 Exploraciones

Las investigaciones mínimas del subsuelo a realizar para cumplimiento del Artículo 220 del Reglamento serán las que se indican en la Tabla I. No obstante, la observancia del número y tipo de investigaciones indicadas en esta tabla no liberará al responsable de la obra de la obligación de realizar todos los estudios adicionales necesarios para definir adecuadamente las condiciones del subsuelo. Las investigaciones requeridas en el caso de problemas especiales serán generalmente muy superiores a las indicadas en la Tabla I.

Para la aplicación de la Tabla I, se tomará en cuenta lo siguiente:

- a) Se entenderá por peso unitario medio de una estructura la suma de la carga muerta y de la carga viva con intensidad media al nivel de apoyo de la subestructura, dividida entre el área de la proyección en planta de dicha subestructura. En edificios formados por cuerpos con estructuras desligadas, cada cuerpo deberá considerarse separadamente.
- b) El número mínimo de exploraciones a realizar (pozos a ciclo abierto o sondeos según lo especifica la Tabla I) será de uno por cada 80 m o fracción del perímetro o envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción en las zonas I y II, y de una por cada 120 m o fracción de dicho perímetro en la zona III. La profundidad de las exploraciones dependerá del tipo de cimentación y de las condiciones del

subsuelo pero no será inferior a dos metros bajo el nivel de desplante, salvo si se encuentra roca sana y libre de accidentes geológicos o irregularidades a profundidad menor. Los sondeos que se realicen con el propósito de explorar el espesor de los materiales compresibles en las zonas II y III deberán, además, penetrar el estrato incompresible y, en su caso, las capas compresibles subyacentes si se pretende apoyar pilotes o pilas en dicho estrato.

c) Los procedimientos para localizar galerías de minas y otras oquedades deberán ser directos, es decir basados en observaciones y mediciones en las cavidades o en sondeos. Los métodos indirectos solamente se emplearán como apoyo de las investigaciones directas.

d) Los sondeos a realizar podrán ser de los tipos indicados a continuación:

— Sondeos con recuperación continua de muestras alteradas mediante la herramienta de penetración estándar. Servirán para evaluar la consistencia o capacidad de los materiales superficiales de la Zona I y de los estratos resistentes de las Zonas II y III. También se emplearán en las arcillas blandas de las zonas II y III con objeto de obtener un perfil continuo del contenido de agua. No será aceptable realizar pruebas mecánicas usando especímenes obtenidos en dichos sondeos.

— Sondeos mixtos con recuperación alternada de muestras inalteradas y alteradas en las zonas II y III. Sólo las primeras serán aceptables para determinar propiedades mecánicas. Las profundidades de muestreo inalterado se definirán a partir de perfiles de contenido de agua, determinados previamente mediante sondeos con recuperación de muestras alteradas, o bien con los de resistencias de punta obtenidos con sondeos de penetración de cono.

— Sondeos de verificación estratigráfica, sin recuperación de muestras, recurriendo a la penetración de un cono mecánico o eléctrico u otro dispositivo similar con objeto de extender los resultados del estudio a un área mayor.

— Sondeos con equipo rotatorio y muestreadores de barril. Se usarán en los materiales firmes y rocas de la Zona I a fin de recuperar núcleos para clasificación y para ensayos mecánicos,

siempre que el diámetro de los mismos sea suficiente.

— Sondeos de percusión o con equipo tricónico. Serán aceptables para identificar tipos de material o descubrir oquedades.

2.3 Determinación de propiedades

Las propiedades índice relevantes de las muestras alteradas e inalteradas se determinarán siguiendo procedimientos generalmente aceptados para este tipo de pruebas. El número de ensayos realizados deberá ser suficiente para poder clasificar con precisión el suelo de cada estrato. En materiales arcillosos se harán por lo menos tres determinaciones de contenido de agua por cada metro de exploración y en cada estrato individual identificable.

Las propiedades mecánicas (resistencia y deformabilidad al esfuerzo cortante y compresibilidad) e hidráulicas (permeabilidad) de los suelos se determinarán, en su caso, mediante procedimientos aceptados de laboratorio o campo. Las muestras de materiales cohesivos ensayadas serán siempre de tipo inalterado. Para determinar la compresibilidad, se recurrirá a pruebas de consolidación unidimensional y para la resistencia al esfuerzo cortante, a las pruebas que mejor representen las condiciones de drenaje y variación de cargas que se desca evaluar. Cuando se requiera, las pruebas se conducirán de modo que permitan determinar la influencia de la saturación, de las cargas cíclicas y de otros factores significativos sobre las propiedades mecánicas estáticas y dinámicas de los materiales ensayados. Se realizarán por lo menos dos series de pruebas de resistencia y de consolidación en cada estrato identificado de interés para el análisis de la estabilidad o de los movimientos de la construcción.

Será aceptable la estimación de propiedades mecánicas basadas en los resultados de penetración de cono, veleta, o algún otro ensayo de campo, si sus resultados se han correlacionado confiablemente con los de pruebas convencionales para los suelos de que se trate.

A fin de especificar y controlar la compactación de los materiales cohesivos empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Proctor estándar. En el caso de materiales compactados con equipo muy pesado, se recurrirá a la prueba Proctor modificada o a otra prueba equivalente. La especificación y control de compactación de materiales no cohesivos se basarán en el concepto de compactación relativa.

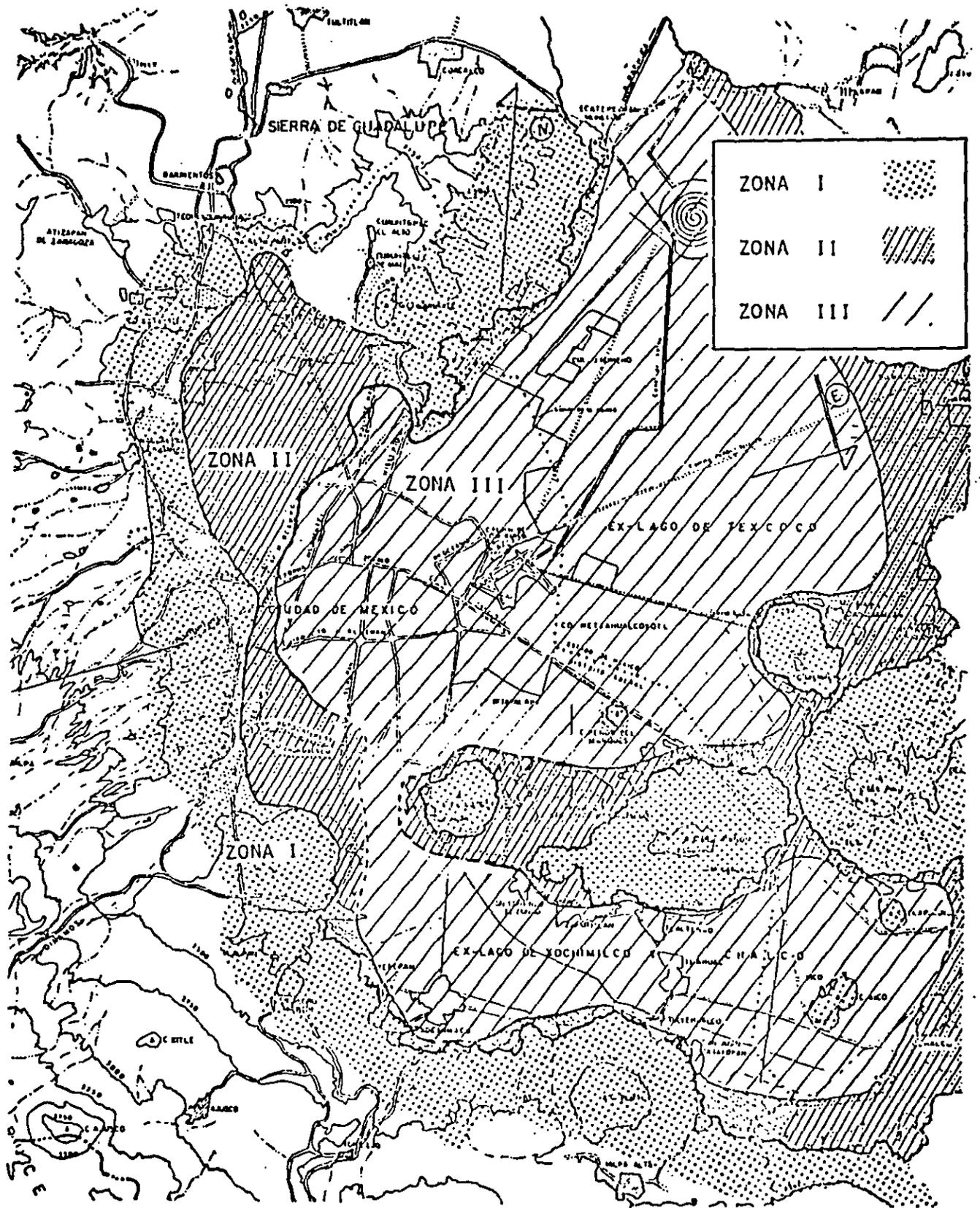


Fig. 1. Zonificación Geotécnica de la Ciudad de México.

2.4 Investigación del hundimiento regional

A menos que existan datos publicados suficientes respecto al fenómeno de hundimiento en el área de interés, en edificaciones de los grupos A y B₁ (véase Art. 174, Cap. I, Título Sexto) esta investigación deberá hacerse por observación directa mediante piezómetros y bancos de nivel colocados con suficiente anticipación al inicio de la obra, a diferentes profundidades y hasta los estratos profundos.

TABLA I**REQUISITOS MINIMOS PARA LA INVESTIGACION DEL SUBSUELO****A. CONSTRUCCIONES LIGERAS O MEDIANAS DE POCA EXTENSION Y CON EXCAVACIONES SOMERAS**

Son de esta categoría las edificaciones que cumplen los siguientes tres requisitos:

Peso unitario medio de la estructura $w \leq 5 \text{ t/m}^2$

Perímetro de la construcción $P \leq 80 \text{ m}$ en las Zonas

I y II, o

$P \leq 120 \text{ m}$ en la Zona

III

Profundidad de desplante $D_f \leq 2.5 \text{ m}$

ZONA I

1. Detección por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades.

2. Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.

3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 8 t/m^2 , el valor

recomendado deberá justificarse a partir de resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas

ZONA II

1. Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.

2. Pozos a cielo abierto o sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante.

3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 5 t/m^2 , bajo zapatas o de 2 t/m^2 bajo cimentación a base de losa continua, el valor recomendado deberá justificarse a partir de resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

ZONA III

1. Inspección superficial detallada para detección de rellenos sueltos y grietas.

2. Pozos a cielo abierto complementados con exploración más profunda para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.

3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 4 t/m^2 bajo zapatas o de 1.5 t/m^2 bajo cimentaciones a base de losa general, el valor recomendado deberá justificarse a partir de resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

B. CONSTRUCCIONES PESADAS, EXTENSAS O CON EXCAVACIONES PROFUNDAS

Son de esta categoría las edificaciones que tienen al menos una de las siguientes características:

Peso unitario medio de la estructura $w > 5 \text{ t/m}^2$

Perímetro de la construcción $P > 80 \text{ m}$ en las Zonas I y II, o

$P > 120 \text{ m}$ en la Zona III

Profundidad de desplante $D_t > 2.5 \text{ m}$

ZONA I

1. Detección, por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades.

2. Sondeos o pozos profundos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. La profundidad de la exploración con respecto al nivel de desplante será al menos igual al ancho en planta del elemento de cimentación, pero deberá abarcar todos los estratos sueltos o compresibles que puedan afectar el comportamiento de la cimentación del edificio.

ZONA II

1. Inspección superficial detallada después de limpieza y despalle del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.

2. Sondeos con recuperación de muestras inalteradas para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante. Los sondeos permitirán obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es homogéneo o definir sus variaciones dentro del área estudiada.

3. En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados arriba del nivel máximo de excavación.

ZONA III

1. Inspección superficial detallada para detección de rellenos sueltos y grietas.

2. Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales y definir la profundidad de desplante. Los sondeos permitirán obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de todos los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar la homogeneidad del subsuelo en el predio o definir sus variaciones dentro del área estudiada.

3. En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo.

rráneas y secado local por la operación de calderas o equipos similares.

ARTICULO 219.- Para fines de este Título, el Distrito Federal se divide en tres zonas con las siguientes características generales:

Zona I. Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta Zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas y de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena;

Zona II. Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m. de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limoarenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de estas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros, y

Zona III. Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m;

La zona a que corresponda un predio se determinará a partir de las investigaciones que se realicen en el subsuelo del predio objeto de estudio, tal y como lo establezcan las Normas Técnicas Complementarias. En caso de Edificaciones ligeras o medianas, cuyas características se definan en dichas Normas, podrá determinarse la zona mediante el mapa incluido en las mismas, si el predio está dentro de la porción zonificada; los predios ubicados a menos de 200 m. de las fronteras entre dos de las zonas antes descritas se supondrán ubicados en la más desfavorable.

ARTICULO 220.- La investigación del subsuelo del sitio mediante exploración de campo y pruebas de laboratorio deberá ser suficiente para definir de manera confiable los parámetros de diseño de la cimentación, la variación de los mismos en la planta del predio y los procedimientos de edificación. Además, deberá ser tal que permita definir:

- I. En la zona I a que se refiere el artículo 219 del Reglamento, si existen en ubicaciones de interés materiales sueltos superficiales, grietas, oquedades naturales o galerías de minas, y en caso afirmativo su apropiado tratamiento, y

DISEÑO DE CIMENTACIONES

ARTICULO 217.- En este Capítulo se disponen los requisitos mínimos para el diseño y edificación de cimentaciones. Requisitos adicionales relativos a los métodos de diseño y edificación y a ciertos tipos específicos de cimentación se fijarán en las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento.

ARTICULO 218.- Toda edificación se soportará por medio de una cimentación apropiada.

Las edificaciones no podrán en ningún caso desplantarse sobre tierra vegetal, suelos o rellenos sueltos o desechos. Sólo será aceptable cimentar sobre terreno natural competente o rellenos artificiales que no incluyan materiales degradables y hayan sido adecuadamente compactados.

El suelo de cimentación deberá protegerse contra deterioro por intemperismo, arrastre por flujo de aguas superficiales o subter-

II. En las zonas II y III del artículo mencionado en la fracción anterior, la existencia de restos arqueológicos, cimentaciones antiguas, grietas, variaciones fuertes de estratigrafía, historia de carga del predio o cualquier otro factor que pueda originar asentamientos diferenciales de importancia, de modo que todo ello pueda tomarse en cuenta en el diseño.

ARTICULO 221.- Deberán investigarse el tipo y las condiciones de cimentación de las edificaciones colindantes en materia de estabilidad, hundimientos, emersiones, agrietamientos del suelo y desplomes, y tomarse en cuenta en el diseño y edificación de la cimentación en proyecto.

Asimismo, se investigarán la localización y las características de las obras subterráneas cercanas, existentes o proyectadas, pertenecientes a la red de transporte colectivo, de drenaje y de otros servicios públicos, con objeto de verificar que la edificación no cause daños a tales instalaciones ni sea afectada por ellas.

ARTICULO 222.- En las zonas II y III señaladas en el artículo 219 de este Reglamento, se tomará en cuenta la evolución futura del proceso de hundimiento regional que afecta a gran parte del Distrito Federal y se preverán sus efectos a corto y largo plazo sobre el comportamiento de la cimentación en proyecto.

ARTICULO 223.- La revisión de la seguridad de las cimentaciones, consistirá, de acuerdo con el artículo 193 de este Reglamento, en comparar la resistencia y las deformaciones máximas aceptables del suelo con las fuerzas y deformaciones inducidas por las acciones de diseño. Las acciones serán afectadas por los factores de carga y las resistencias por los factores de resistencia especificados en las Normas Técnicas Complementarias, debiendo revisarse además, la seguridad de los miembros estructurales de la cimentación, con los mismos criterios especificados para la estructura.

ARTICULO 224.- En el diseño de toda cimentación, se considerarán los siguientes estados límite, además de los correspondientes a los miembros de la estructura:

I. De falla:

- a) Flotación;
- b) Desplazamiento plástico local o general del suelo bajo la cimentación, y
- c) Falla estructural de pilotes, pilas u otros elementos de la cimentación.

II. De servicio:

- a) Movimiento vertical medio, asentamiento o emersión, con respecto al nivel del terreno circundante;
- b) Inclinación media, y
- c) Deformación diferencial.

En cada uno de estos movimientos, se considerarán el componente inmediato bajo carga estática, el accidental, principalmente por sismo, y el diferido, por consolidación, y la combinación de los tres. El valor esperado de cada uno de tales movimientos deberá ajustarse a lo dispuesto por las Normas Técnicas Complementarias, para no causar daños intolerables a la propia cimentación, a la superestructura y sus instalaciones, a los elementos no estructurales y acabados, a las Edificaciones vecinas ni a los servicios públicos.

EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO.

Son poco precisas las circunstancias geológicas que precedieron al cierre del antiguo Valle de México hacia la cuenca del río Balsas evento ubicado en el tiempo a unos setecientos mil años, y la subsecuente formación de lagos, el acarreo de suelos vía erosión y la emisión de lava y cenizas por volcanes activos en esa época. Esta diversa secuencia de acontecimientos, sumada a variaciones notables del clima (glaciaciones, periodos húmedos y secos, etc.), explica la extrema complejidad estratigráfica que cabe esperar en diferentes puntos del Valle. Una idea global de lo que observa el geólogo en la superficie de esta región del país se muestra en la figura 5; y en la figura 6, la sucesión de materiales muestreada en el centro del lago de Texcoco hasta una profundidad de 2000 m aproximadamente.

DEPÓSITOS LACUSTRES Y ALUVIALES.

Desde el punto de vista de la geotécnica y en las zonas bajas del Valle, la estratigrafía de interés puede variar de una decena de metros hasta 100 m y es notablemente compleja por varias razones: los depósitos son de origen distinto, unos aluviales y otros lacustres; por influencia del clima varias capas de arcilla fueron sometidas a la acción del secado; la vida orgánica en los lagos fue muy activa en diferentes periodos, a los que corresponde sedimentos fosilíferos significativos; la concentración salina en los lagos era variable y por tanto afecto a la sedimentación de las cenizas volcánicas y su posterior alteración mineralógica; la distribución de lluvias dentro del Valle debió ser muy diferente, con tendencia a la aridez hacia el centro y norte de esta región. Las figuras 7 y 8 presentan los perfiles estratigráficos y la variación del contenido de agua en dos sondeos: el primero (BNP-1) realizado en la porción central del lago de Texcoco y el segundo en la colonia Balbuena (Pc-143), poco afectada por construcciones y rellenos superficiales cuando se hizo la exploración; además en la figura 7 se muestra la variación de los iones principales en el agua intersticial de los suelos arcillosos. A juzgar por las variaciones de contenido del agua, los dos sondeos mencionados revelan una condición semejante, excepto los estratos próximos a la superficie del terreno y el espesor de las capas arcillosas a profundidad comprendida entre los 65 y 80 m; sin embargo, un análisis más cuidadoso de capa a capa acusa diferencias significativas que se explican teniendo en cuenta el contenido salino del agua intersticial de las arcillas. Se complementa lo anterior con los datos sobre salinidad del agua bombeada del subsuelo por Sosa Texcoco, S.A., que aparecen en la figura 9.

A unos 15 km. al oeste del sondeo BNP-1 (véase fig. 9), el sondeo Pc-190 de la fig. 10 revela una estratigrafía muy diferente, con presencia de arcillas lacustres entre 5 y 15 m de profundidad y el resto de la columna formada por arenas generalmente mezcladas con finos limosos o arcillosos; notes el cambio marcado en el contenido de agua (un orden de magnitud) entre las arcillas blandas si se compara el sondeo Pc-143 con el Pc-62, este último localizado al sudoeste de la Ciudad (fig. 9); según los datos de la fig. 11, salvo delgadas capas de arcilla lacustre, el subsuelo está constituido en este sitio por una compleja secuencia de estratos areno-limosos o arcillosos poco compresibles.

Los ejemplos presentados en las figuras 7,8,10 y 11 ilustran la notable variación estratigráfica del subsuelo de la Ciudad, y la fig. 9, uno de los factores (la salinidad del agua) que puede influir en las características mecánicas de los depósitos de arcilla blanda. Es limitada la información hacia el sur de la Ciudad, en terrenos agrícolas que fueron urbanizados en las dos últimas décadas, ocupando el fondo de los lagos Xochimilco y Chalco. A corto plazo se espera contar con datos de exploraciones y estudio geotécnicos en esa región del Valle⁶, donde se anticipan cambios apreciables en la conformación estratigráfica y en las propiedades de las arcillas blandas que, no obstante reconocer el mismo origen (cenizas volcánicas), su fase sólida se depositó en un medio menos salino que el del lago de Texcoco.

Lo expuesto refleja la condición natural de los depósitos compresibles del Valle, sin mencionar los cambios debidos al hombre que serán tratados en capítulos posteriores. Es relevante concluir que los trabajos exploratorios para determinar la estratigrafía y las propiedades índice de los componentes del subsuelo, son esenciales y punto de partida de todo estudio geotécnico; la extrapolación de datos puede ser la causa de errores significativos.

SONDEO EN LAS ZONAS BAJAS DEL VALLE.

El método más confiable y completo consiste en extraer muestras inalteradas del terreno en forma continua, usando tubos delgados (Shelby) para las arcillas blandas y el muestreador Denison para los suelos duros o granulares compactos. Por su alto costo, este método solo se justifica en proyectos importantes o investigaciones particulares del subsuelo.

En la práctica, es usual recurrir al sondeo de penetración estándar (SPT), mediante el cual se recuperan muestras alteradas y se estima la resistencia a la penetración de la herramienta, contando el número de golpes según especificación normalizada. El proceso de hincado del muestreador debe estar a cargo de personal entrenado para realizar la identificación de campo de los especímenes obtenidos, verificar cuidadosamente la verticalidad del equipo y las profundidades de prueba, proveer lo necesario para que no se altere el nivel freático, vigilar que se rime y limpie el pozo hasta la elevación a que penetra la herramienta, después de cada extracción; además, conservar en frascos herméticos las muestras para su examen y determinación de propiedades índice, de las que el contenido de agua en la más característica en el caso de los materiales arcillosos del Valle, y finalmente, proceder a la verificación visual y manual de los especímenes en estado seco. Para la identificación es recomendable aplicar los procedimientos propuestos por A. Casagrande que conforman el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Las correlaciones entre el número de golpes SPT y la compacidad relativa de arenas o resistencia al corte de arcillas, así como las apreciaciones cualitativas de ciertas propiedades mecánicas a partir de la clasificación SUCS, pueden constituir una guía valiosa para orientar el estudio detallado del subsuelo en cuanto a selección de muestreadores, número y localización de especímenes, tipos de ensaye, etc., que deben implantarse para el diseño de cimentaciones.

⁶ Investigación geológica, geofísica y geotécnica que realizan PEMEX, CFE y el Instituto de Ingeniería, UNAM, a raíz del terremoto del 19 de septiembre de 1985.

La variedad del sondeo SPT es el denominado mixto, en el que se intercala a profundidades especificadas el muestreo de especímenes inalterados con tubo de pared delgada; para determinar tales profundidades se requiere conocer la estratigrafía del sitio, lo cual puede lograrse con un sondeo SPT previamente ejecutado.

Otro tipo de exploración que se ha venido aplicando con frecuencia por su sencillez y bajo costo, es el cono mecánico o eléctrico. Las ventajas del método comparadas con las pruebas SPT son:

- a) la precisión con que pueden determinarse las fronteras de los diferentes estratos del subsuelo, y
- b) una medición más correcta de la resistencia a la penetración

en cambio, no se muestra el suelo. Por esta razón la prueba de cono debe considerarse complementaria de los otros procedimientos descritos antes (muestreo continuo y SPT), a menos que se tengan datos confiables del subsuelo en la vecindad del sitio objeto del estudio.

Los métodos indirectos como el geoelectrico o bien el geosismico de refracción, si bien aplicables en estudio de gran visión y que cubren áreas extensas, no proporcionan la información necesaria para el diseño de cimentaciones.

EXPLORACIÓN EN TERRENOS ALTOS DEL VALLE (LOMAS).

Hacia el oeste y sur de la Ciudad de México, se pasa de las cuencas que alojan en el pasado a lagos conteniendo depósitos blandos de arcillas y aluviones intercalados, a lomerios formados por una gran diversidad de materiales térreos, la mayoría de origen volcánico (tabas, conglomerados, ignimbritas, lavas). Por efecto del intemperismo y la erosión, del Valle se caracteriza por tener una topografía accidentada, drenaje bien definido hacia la zona lacustre, y junto a terrenos duros la presencia de depósitos recientes, aluviales y eólicos, compresibles o colapsables, de resistencia al corte entre media y baja, y espesos muy variables. La exploración de sitios en esta zona del Distrito Federal puede ser difícil y costosa; los métodos descritos en el inciso anterior generalmente no son aplicables y es usual excavar pozos a cielo abierto para conocer la estratigrafía y extraer muestras cubicas hasta profundidades de 10 a 15m; en caso de excepción, se realizan sondeos con equipo rotatorio recuperando núcleos de, por lo menos, 6 cm de diámetro a fin de clasificar la roca y realizar ensayos para determinar su resistencia a compresión simple o triaxial y los respectivos módulos de deformación.

Como se indico en el capitulo de reconocimiento del sitio, existen lugares de esta Zona de Lomas que han sido minados con objeto de producir arena adecuada para la construcción (ref. 29). Las minas abandonadas han sufrido derrumbes y no son fácilmente identificables desde la superficie. Se ha aplicado el levantamiento topográfico para conocer su trazo, con poco éxito; los métodos geofisicos son imprecisos para localizar cavernas o socavones, pero dan ciertas pautas para realizar sondeos sin recuperación de núcleos, que es el método más idóneo en estos casos. Cabe mencionar que por inadvertencia han ocurrido varios colapsos en construcciones a esta zona del Distrito Federal.

Una condición similar a la anterior se presenta en los terrenos cubiertos por basalto del Xitle en la zona del Pedregal de San Ángel, debido a que el atrapamiento de gases en la lava durante la erupción volcánica ha dejado cámaras con poco techo, susceptibles de colapso al aplicar cargas concentradas en la superficie. Por ello, es recomendable verificar bajo las columnas de construcción la existencia de tales cámaras mediante sondeos sin recuperación de núcleos, y en su caso, rellenarlas de concreto o mortero, inyectando después lechadas de agua y cemento para sellar el contacto relleno-roca.

COMENTARIO.

Las condiciones del subsuelo en el área metropolitana de la Ciudad de México son de tal variedad que no es posible sintetizarlas mediante un modelo simple y representativo a la vez. Por ello, la exploración de estratigrafía y la determinación de propiedades mecánicas es una labor que no admite sustitutos para el diseño de cimentaciones.

ZONIFICACIÓN DEL DISTRITO FEDERAL.

Con la información estratigráfica y de propiedades índice propuso hace unos treinta años la zonificación que se muestra en la fig. 13, en que los terrenos urbanizados en esa época se asignaron a tres zonas: Lomas, transición y Lago. Estos términos se cambiaron por los de zonas I, II y III en el reglamento de construcciones y se agregó una zona IV para cubrir la expansión de la mancha urbana hacia sitios prácticamente inexplorados desde el punto de vista geotécnico.

Según aclaran las disposiciones reglamentarias, el plano de zonificación no tiene otro objetivo que servir de referencia a las normas sobre seguridad estructural de las edificaciones. Los sondeos que el reglamento demanda como mínimo para explorar el subsuelo son la base para que el geotecnista identifique la zona a la que pertenece el predio en cuestión, aplicando los criterios que al respecto establece la misma regulatoria.

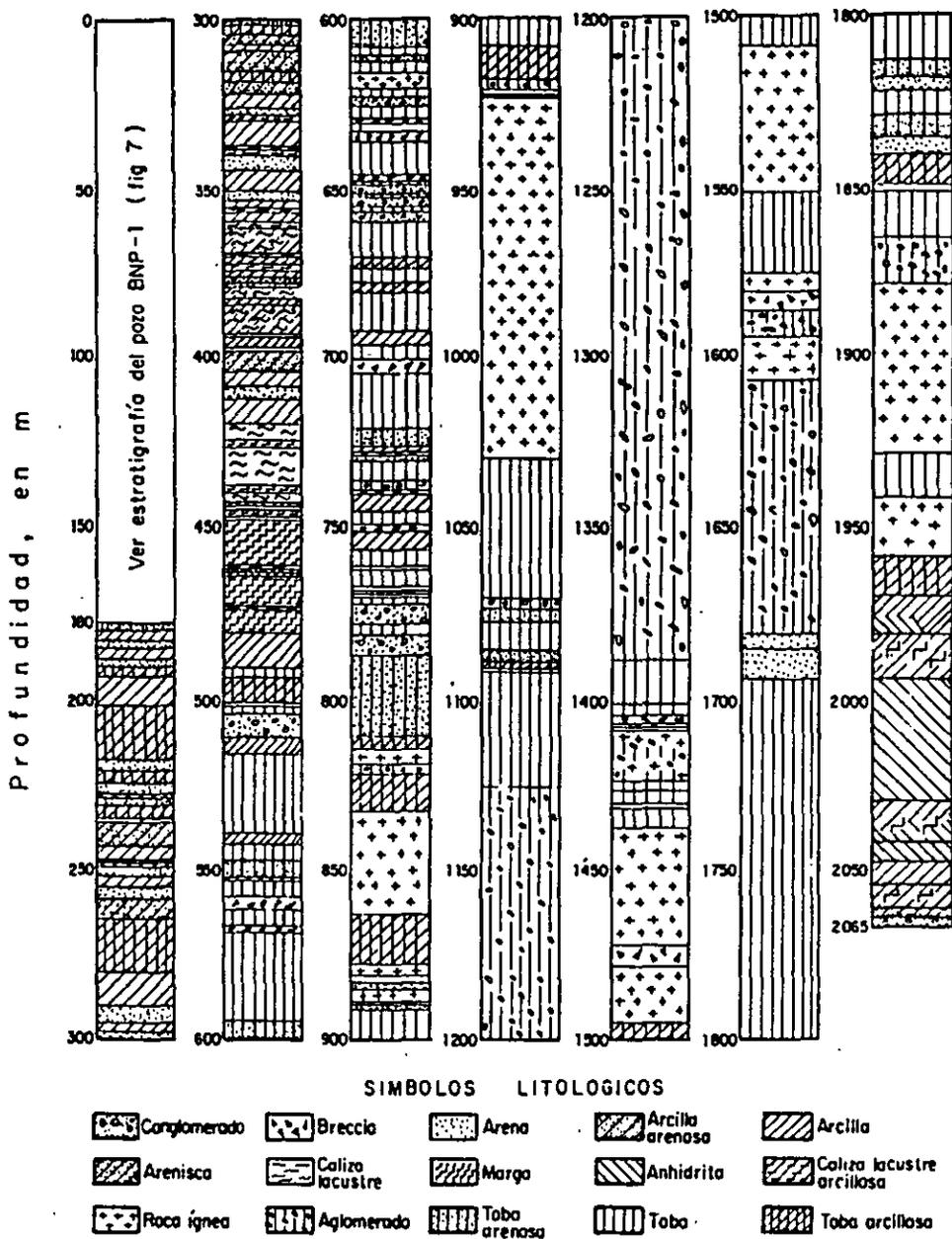


Fig 6 Corte litológico del sondeo PP-1 (Ver fig 9)

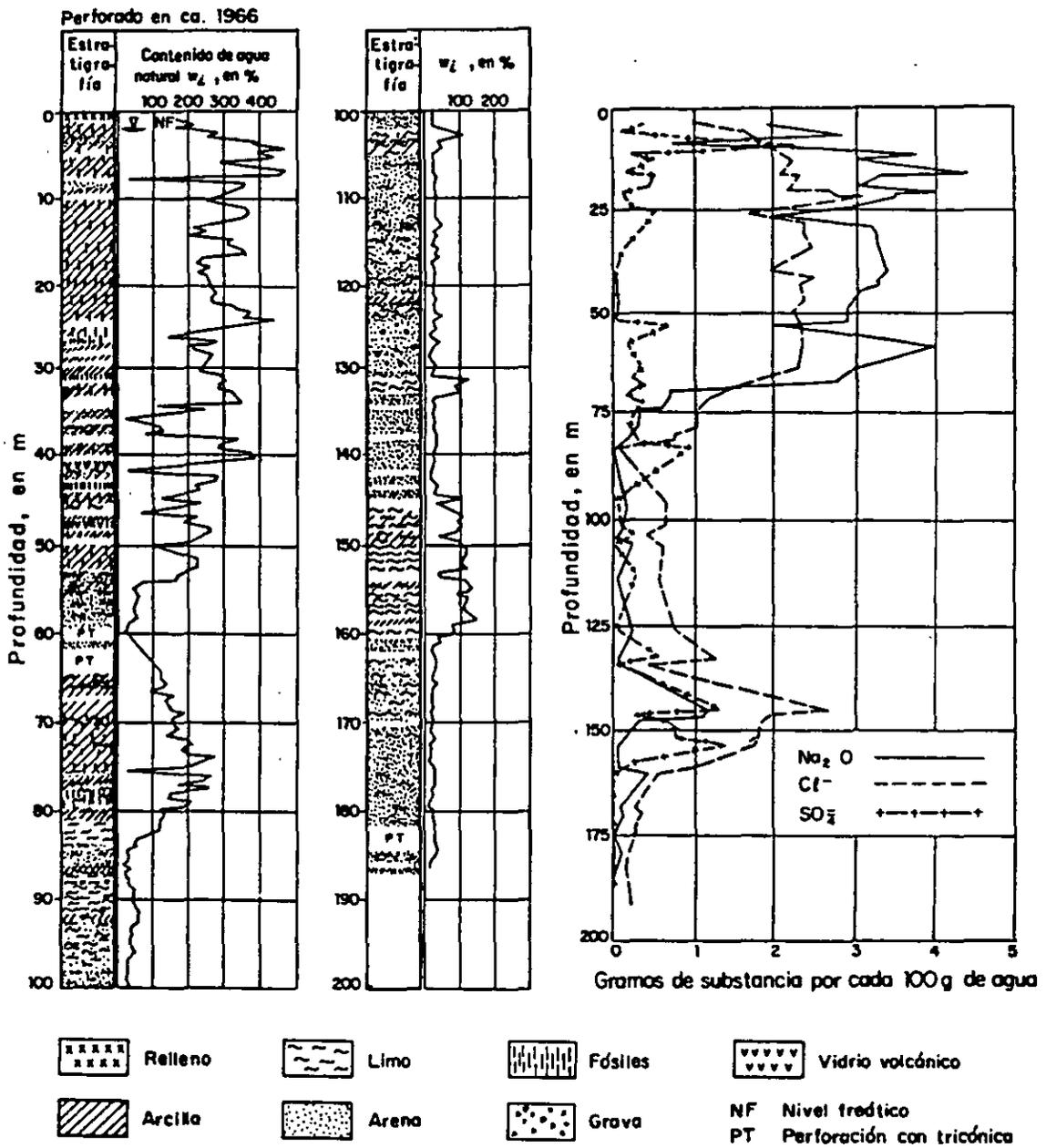


Fig 7 Estratigrafía, contenido de agua y alcalinidad total, iones cloruro y sulfato. Sondeo BNP-1, Lago Texcoco (Ver fig 9)

Perforado en agosto de 1951

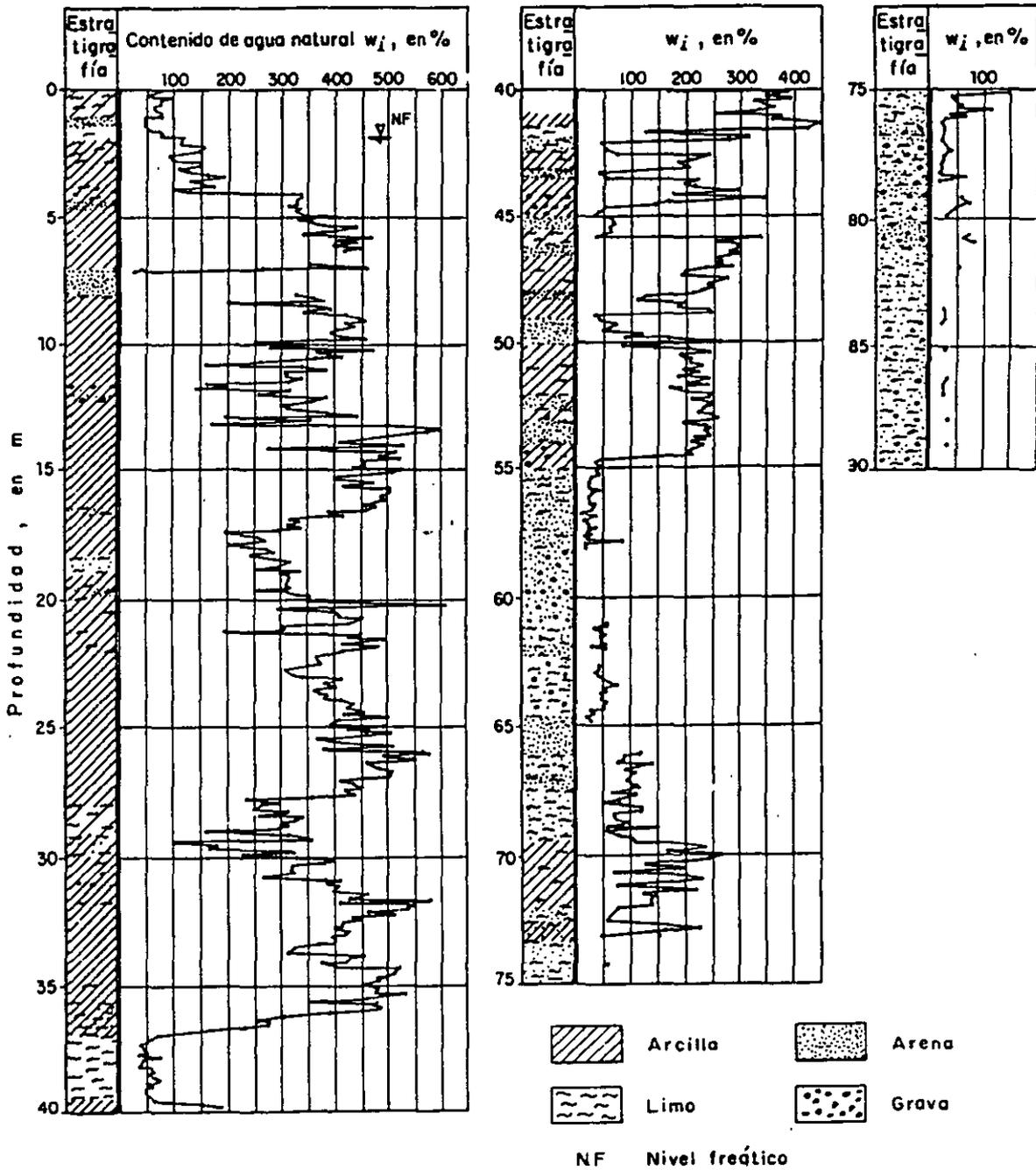


Fig 8 Sondeo continuo Pc-143 en la Zona del Lago
(Ver fig 13)

Perforado en agosto de 1952.

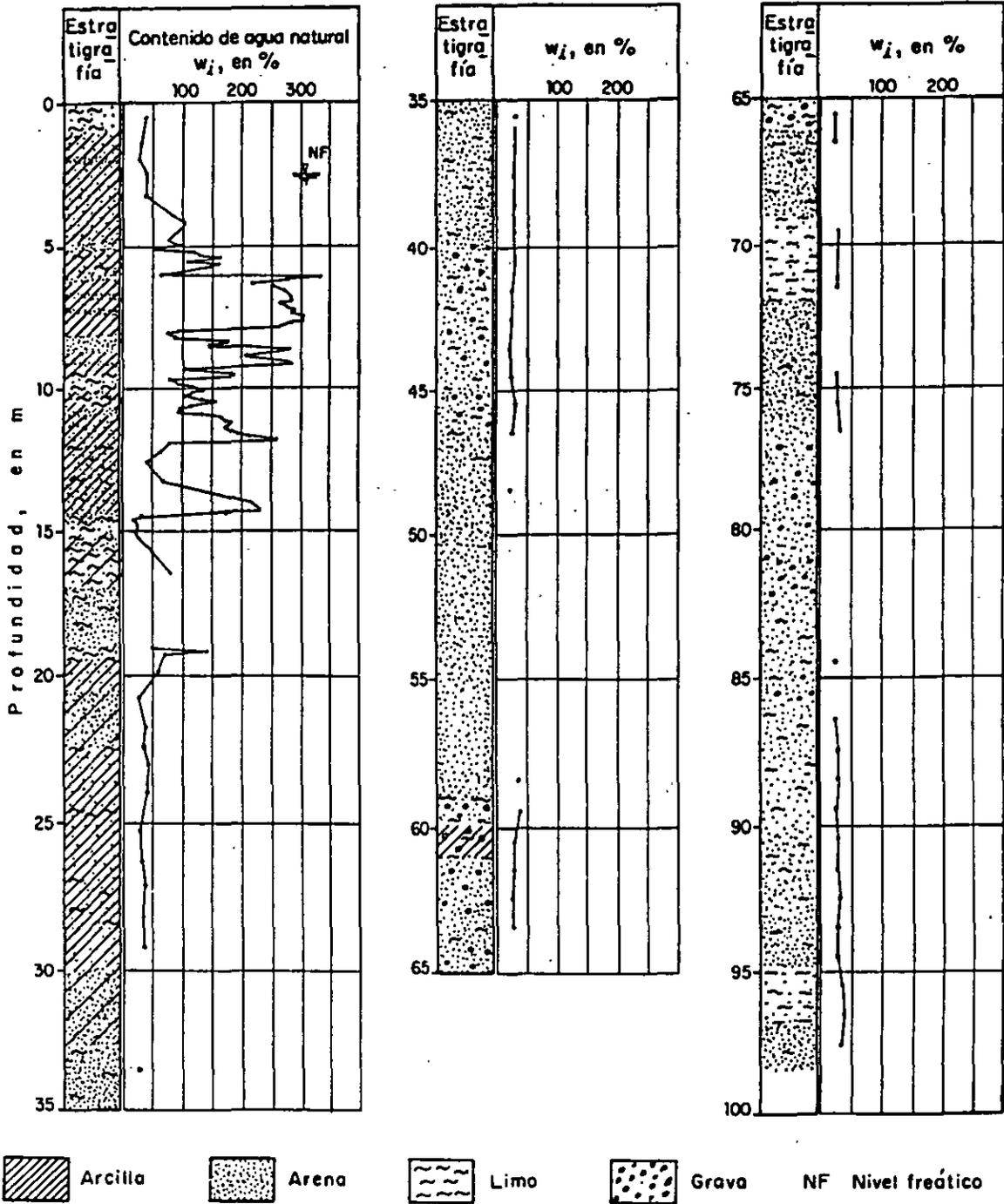
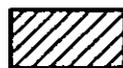
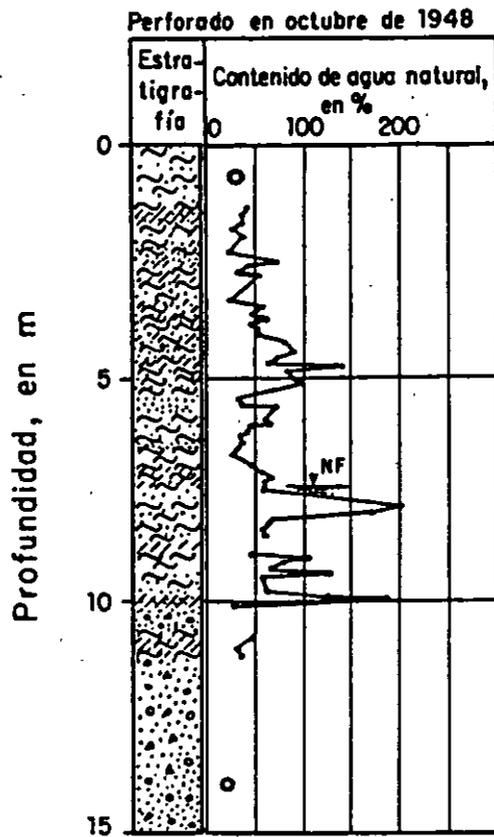


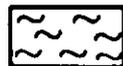
Fig 10 Sondeo continuo Pc-190 en la Zona de Transición
(Ver fig 13)



Arcilla



Arena



Limo

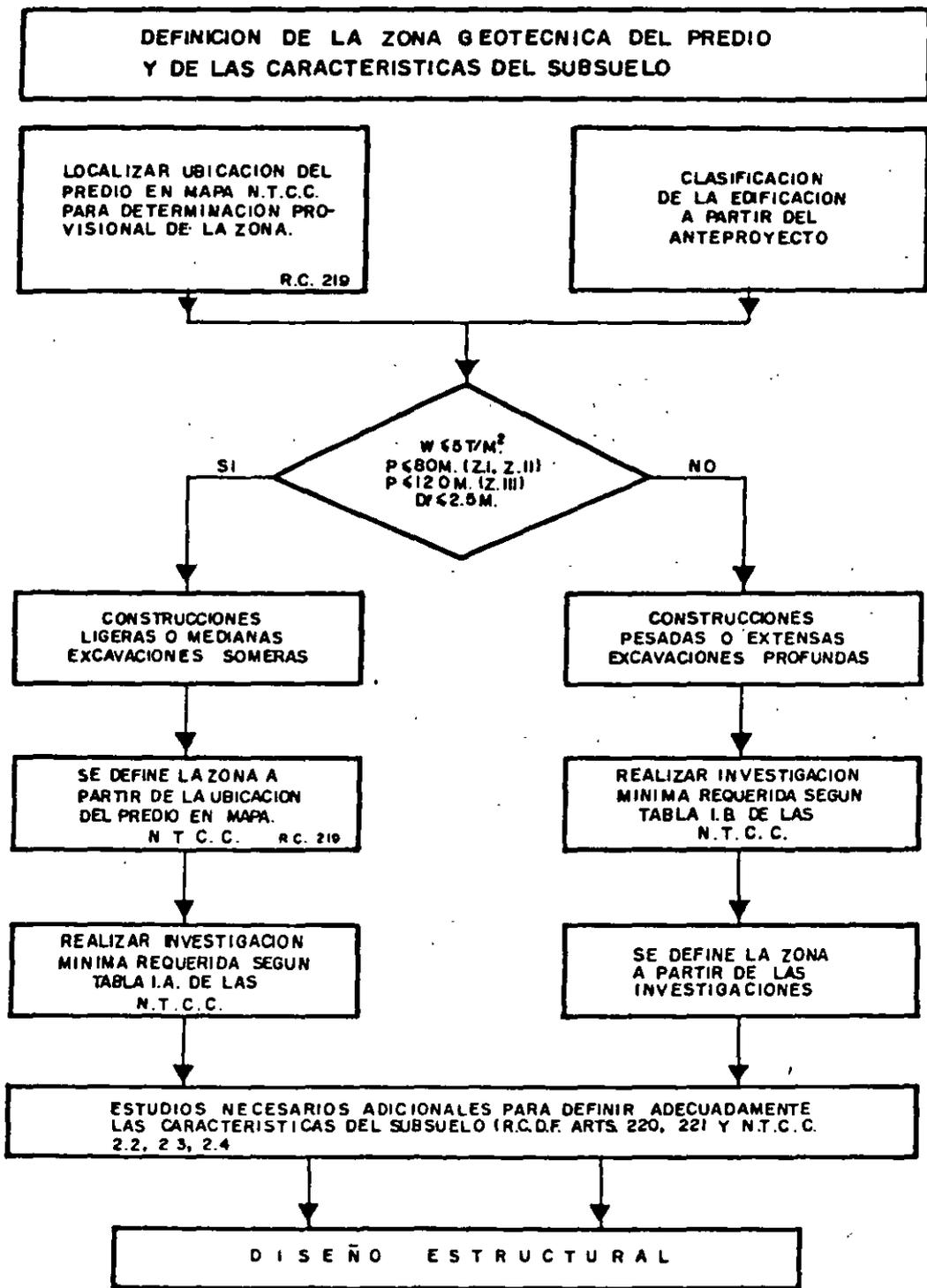


Grava

NF

Nivel freático

Fig 11 Sondeo continuo Pc-62 en la Zona de Transición
(Ver fig 13)



PROCEDIMIENTO PARA DEFINIR LAS CARACTERISTICAS DEL SUBSUELO



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO GENERAL EN PROYECTO Y
CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS**

MODULO II

**DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES
SEGÚN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES
DEL DISTRITO FEDERAL**

TEMA

**CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS
Y ZONIFICACIÓN GEOTECNICA**

**EXPOSITOR: M. EN I. HUGO HAAZ MORA
PALACIO DE MINERÍA
JULIO 1998**

ANEXO No. I

CARACTERISTICAS GEOLOGICAS Y ZONIFICACION GEOTECNICA

CARACTERÍSTICAS GEOLOGICAS

La información estratigráfica del subsuelo de la Ciudad de México que aquí se presenta está fundamentada en todas las publicaciones disponibles sobre ese tema y en la derivada de los estudios geotécnicos que se han realizado.

En la zonificación del subsuelo se observa cómo se ha podido precisar la compleja estratigrafía de la zona poniente de la Ciudad gracias a los sondeos y experiencia de construcción de la Línea 7. En cuanto a las zonas del lago y de transición, la exploración del subsuelo con el cono eléctrico ha permitido la definición de perfiles estratigráficos más precisos, demostrando con ello que esta herramienta de exploración es una técnica muy eficiente y económica para los estudios del subsuelo de esas zonas.

En relación con las propiedades mecánicas de los suelos, particularmente en las zonas del lago y de transición, ocurre una constante evolución, observándose una disminución de la compresibilidad y un aumento de la resistencia al esfuerzo cortante, fenómenos que ocurren en pocos años, y aun en meses, a consecuencia de: a) el bombeo profundo para el abastecimiento de agua potable, b) el efecto de sobrecarga de antiguos rellenos superficiales, c) el peso de las estructuras, y d) el abatimiento del nivel freático por bombeo superficial para la construcción de cimentaciones y mantenimiento de sótanos. Todo esto hace que la información previa sobre las propiedades mecánicas de los suelos únicamente deba tomarse como una guía, y que siempre será necesario actualizar el conocimiento del subsuelo mediante estudios geotécnicos confiables.

El conocimiento del subsuelo de la Ciudad de México evolucionará sólo si se mejoran las técnicas de campo, de laboratorio y de instrumentación; por tanto, los aspectos que por su importancia deben desarrollarse a corto plazo son: a) definir la estratigrafía y propiedades mecánicas de la costra superficial, b) mejorar las técnicas del cono eléctrico, c) reducir el remoldeo y saturación de las muestras inalteradas de suelos blandos,

d) muestrear en seco los suelos de bajo contenido de agua, y e) disminuir el costo de la instrumentación de campo.

1 Generalidades

Cualquiera que intente comprender la naturaleza geológica de los depósitos sobre los que se edifica la Ciudad de México, deberá partir de tres marcos de referencia: el geológico general, el paleoclimático y vulcanológico.

1.1 Marco geológico general

La cuenca del Valle de México asemeja una enorme presa azolvada: la cortina, situada en el sur, está representada por los basaltos de la sierra de Chichinautzin, mientras que los rellenos del vaso están constituidos en su parte superior por arcillas lacustres y en su parte inferior por clásticos derivados de la acción de ríos, arroyos, glaciares y volcanes (fig 1). El conjunto de rellenos contiene además capas de ceniza y estratos de pómez producto de las erupciones volcánicas menores y mayores durante el último medio millón de años o sea en el Pleistoceno Superior, que es aproximadamente el lapso transcurrido a partir del inicio del cierre de la cuenca. También se reconocen en el citado relleno numerosos suelos, producto de la meteorización de los depósitos volcánicos, fluviales, aluviales y glaciales; estos suelos, hoy transformados en paleosuelos, llevan el sello del clima en el que fueron formados, siendo a veces amarillos, producto de ambientes fríos, y otras veces café y hasta rojizos, producto de ambientes moderados a subtropicales.

Sobre este complejo relleno ha crecido la Ciudad de México. Desde la fundación de Tenochtitlan, hará 6 años, los pobladores del lugar han tenido que

N

S

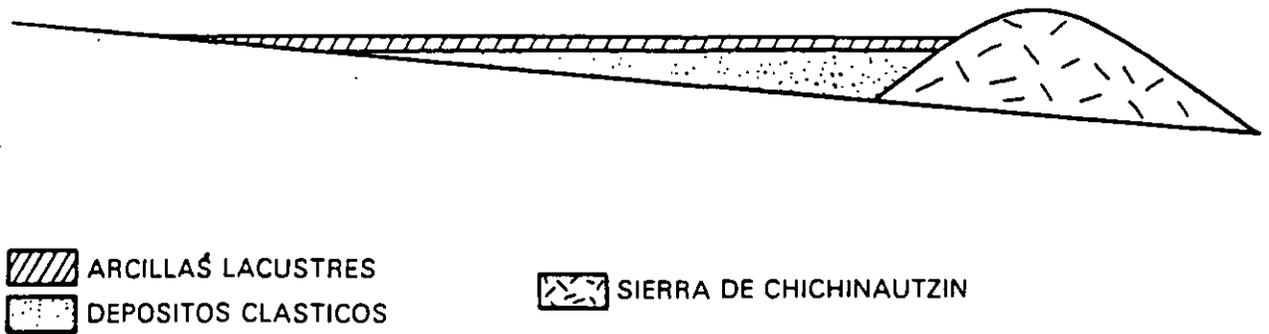


Fig 1 Esquema geológico general del Valle de México

enfrentarse a las características difíciles del relleno; hacia la mitad de este siglo, sus edificios y obras se fueron desplantando sobre los rellenos correspondientes al borde de la planicie, compuestos por sedimentos transnacionales (figs 2 y 3), y en lo que va de la segunda mitad de la centuria, la Urbe se ha extendido aún más, rebasando los límites de la planicie y subiendo

a los extensos flancos occidentales de la cuenca, espacio cubierto por los abanicos volcánicos de la sierra de las Cruces, conocido como Las Lomas. Sus depósitos clásticos difieren en mucho de los depósitos arcillosos superficiales del centro de la cuenca

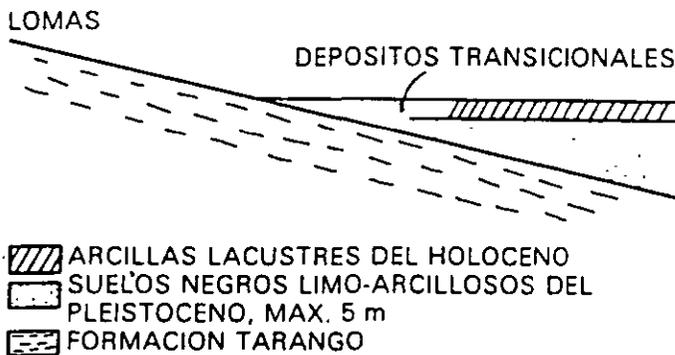


Fig 2 Esquema geológico general de la transición Lomas - planicie de un "delta" aluvial

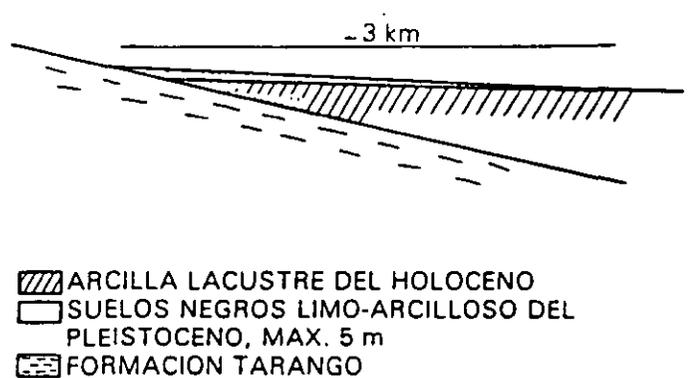


Fig 3 Esquema geológico general de la transición Lomas - planicie fuera de un "delta" aluvial

1.2

Marco paleoclimático

El clima uniformemente cálido y a menudo desértico del Plioceno, en las latitudes de la Meseta Central mexicana, cedió a climas cambiantes y extremos del Pleistoceno. Las causas de esta mutación, que afectó a toda la Tierra hace dos millones de años, aún se desconocen.

Principió el cambio con ligeras oscilaciones de periodos calurosos a fríos, los que se fueron acentuando hasta hace un millón de años (fig 4), cuando se inició la primera gran glaciación (Nebraska), con una duración aproximada de 100 000 años. Siguió un lapso de clima caluroso, el cual cedió renovadamente a un segundo periodo de glaciación prolongada (Kansas). Entonces se produjo un lapso extenso de clima caliente de unos 200 000 años. Este intervalo se denomina en Norteamérica el Yarmouth o el Gran Interglacial; imperó hace 400 000 a 600 000 años en todo el orbe.

Siguió un tercer periodo glacial (Illinois), para el cual se han podido determinar dos avances separados por un periodo con clima moderado. Esta tercera glaciación terminó al desarrollarse de nuevo un clima relativamente cálido a lo largo de 100 000 a 80 000 años; se le conoce como el Tercer Interglacial o Sangamon en Norteamérica. De nuevo se fue enfriando el clima, imponiéndose la cuarta glaciación, caracterizada por tres oscilaciones y dos estadales de clima moderado; terminó hace 10 000 años aproximadamente. Es entonces que principió el Holoceno o Reciente, periodo climático moderado, tendiente a caliente, o sea el actual.

De lo anterior se deriva que la cuenca de México, desde su cierre en el sur por los basaltos de la sierra de Chichinautzin, ha pasado por dos periodos de glaciación, el Illinois y el Wisconsin y dos interglaciales, el Yarmouth y el Sangamon, tal como se describe en la fig 4.

Investigaciones recientes (ref 1) han permitido comprobar en el espacio de Las Lomas, depósitos formados por glaciares pertenecientes al Illinois. Debajo de las arenas azules de Santa Fe, especialmente en la mina Totolapa, se descubrieron restos inconfundibles de depósitos morrénicos, además de superficies pulidas en

roca atribuidas exclusivamente a la acción glacial, en pequeños domos formados en el Pleistoceno Medio. Estos indicios de glaciación son anteriores a 170 000 años (Illinois Inferior). Aún más, arriba de las mismas arenas azules hay otras morrenas más jóvenes que se asignan al avance del Illinois Superior.

Las profundas barrancas de la Magdalena, de Santa Rosa y de la Cañada, caracterizadas por su sección clásica en U, se han podido identificar como productos de erosión glacial. Representan estas tres barrancas avances del Illinois Tardío, pues sus depósitos morrénicos y los pulimentos y estrias en sus paredes aparecen cubiertos localmente por suelos rojizos arcillosos, atribuidos al Tercer Interglacial, o sea el Sangamon.

Hay que señalar que todas las manifestaciones glaciales descritas sobreyacen a secuencias de suelos rojos del tipo Interglacial o sea el Yarmouth. Este horizonte indicador paleoclimático define los fenómenos de origen glacial como pertenecientes a la Tercera Glaciación.

| Años antes de hoy | |
|-------------------------|-------------------------------------|
| 10 ^a | Holoceno - Reciente |
| 80-10x10 ³ | 4a. Glaciación: Wisconsin 3 avances |
| 100-80x10 ³ | 3er. Interglacial Sangamon |
| 300-100x10 ³ | 3a. Glaciación: Illinois 2 avances |
| 400-400x10 ³ | Gran Interglacial Yarmouth |
| ? | 2a. Glaciación: Kansas |
| ? | 1er. Interglacial |
| - 900x10 ³ | 1a. Glaciación: Nebraska |

Fig 4 Periodos glaciales e interglaciales

Uno de los productos típicos acompañado de la existencia de glaciares son los suelos eólicos. Las llamadas brisas del valle y de montaña que se desarrollan hoy en día en la cuenca, deben haberse acentuado extraordinariamente durante los climas glaciares, transformándose en vendavales. Es casi seguro que estos fuertes vientos acarrearán importantes volúmenes de partículas finas de polvo volcánico alterado al Valle. Al precipitarse este polvo —llamado loess— en el lago, se hidrata fácilmente creando las conocidas arcillas lacustres del valle; por este fenómeno se interpreta hoy que las arcillas son producto principal de la alteración de loess glacial.

1.3 Marco vulcanológico

Todo material contenido en los depósitos de la cuenca del valle de México es directa o indirectamente de origen volcánico.

De origen volcánico directo son, por ejemplo, las lavas de los domos pliocénicos del cerro de Chapultepec y del cerro del Tepeyac. Lo son también las lavas, brechas, tezontles y cenizas del Peñón del Marqués, así como las de la sierra de Santa Catarina con su hilera de conos escoriales juveniles rodeados de lavas, y las coladas recientes del Pedregal de San Angel originadas en el Xitle. Los productos de estos derrames volcánicos menores no compiten en variedad y volumen con los de un volcán grande, como lo es el cerro San Miguel, que se eleva al SW de la Ciudad de México. Este complejo volcán con calderas múltiples, estuvo activo desde finales del Plioceno hasta hará algo más de 100 000 años, habiendo producido en un lapso de dos a tres millones de años erupciones pumíticas de gran volumen y energía, varios kilómetros cuadrados de lavas, además de extensos lahares calientes y fríos, avalanchas ardientes y otros numerosos tipos de piroclásticos, que han contribuido a los extensos abanicos volcánicos que se conocen como Formación Lomas.

Entre sus erupciones más espectaculares, ocurridas en el Pleistoceno Superior, destacan las conocidas arenas azules que irrumpieron al formarse la caldera del cerro San Miguel hará 170 000 años; es decir, a mediados de la Tercera Glaciación. Al precipitarse los piroclásticos sobre las superficies glaciales en las cumbres del volcán, el vapor producido generó lahares calientes que descendieron con velocidades extraordinarias, avanzando a distancias de hasta 20 km del cráter, para terminar en las barrancas de Tarango, Tacubaya y San Angel.

Así como se produjeron lahares calientes hubo también ocasiones en las que en el curso de la actividad volcánica resultaron lahares fríos (corrientes de lodo), arrastrando extraordinarios bloques de roca en una matriz areno-lodosa. Efectivamente, superpuesto a los depósitos de morrenas en Tacubaya y Tarango, se reconoce un potente lahar ciclópeo que debe haber descendido de la región de Cuajimalpa a finales del avance glacial del Illinoia Inferior, antes de la erupción de las arenas azules.

En el renglón de depósitos volcánicos indirectos se deben mencionar las acumulaciones de polvo eólico. Las regiones volcánicas de por sí abundan en detritos finos derivados de cenizas volcánicas. El viento levanta este polvo y lo transporta a veces a grandes distancias; si el viento lo deposita en laderas durante periodos de clima frío, se transforma en suelos inmaduros que con el transcurso del tiempo se convierten en tobas amarillas que tanto abundan en Las Lomas. Sin embargo, si se depositan en un lago, como el antiguo vaso de Texcoco, sus partículas se hidratan, transformándose en arcillas. Por otra parte, si se asientan durante un interglacial, o sea cuando impera un clima relativamente caliente, se producen suelos con coloides debido a la actividad fitológica más intensa; estos suelos con el tiempo se transforman en tobas rojizas arcillosas. Los suelos rojos, ricos en coloides, son característicos del Sangamon.

Relacionados con los periodos glaciales, especialmente a finales de ellos, están los deshielos, por los cuales crecieron arroyos y ríos caudalosos. Los deshielos generaron potentes depósitos fluviales que se reconocen hoy en numerosos puntos de Las Lomas, así como al pie de ellas en la transición a la planicie central, formando abanicos aluviales y deltas.

1.4 Estratigrafía general

a) Depósitos del lago. Los depósitos de la planicie del Valle de México son los que comúnmente se conocen como depósitos del lago. Hay que señalar que ello solamente es válido y correcto para ciertos tiempos geológicos con condiciones climáticas que propiciaban la existencia de un lago. En la cuenca cerrada podía existir un lago cuando las lluvias superaban a la evapotranspiración, el que desaparecía cuando ésta superaba a las lluvias. Obviamente, el factor que dominaba dicho equilibrio era la temperatura ambiental: si el clima se enfriaba, se formaba un lago, si se calentaba, el lago disminuía y hasta desaparecía.

PROFUNDIDAD, -

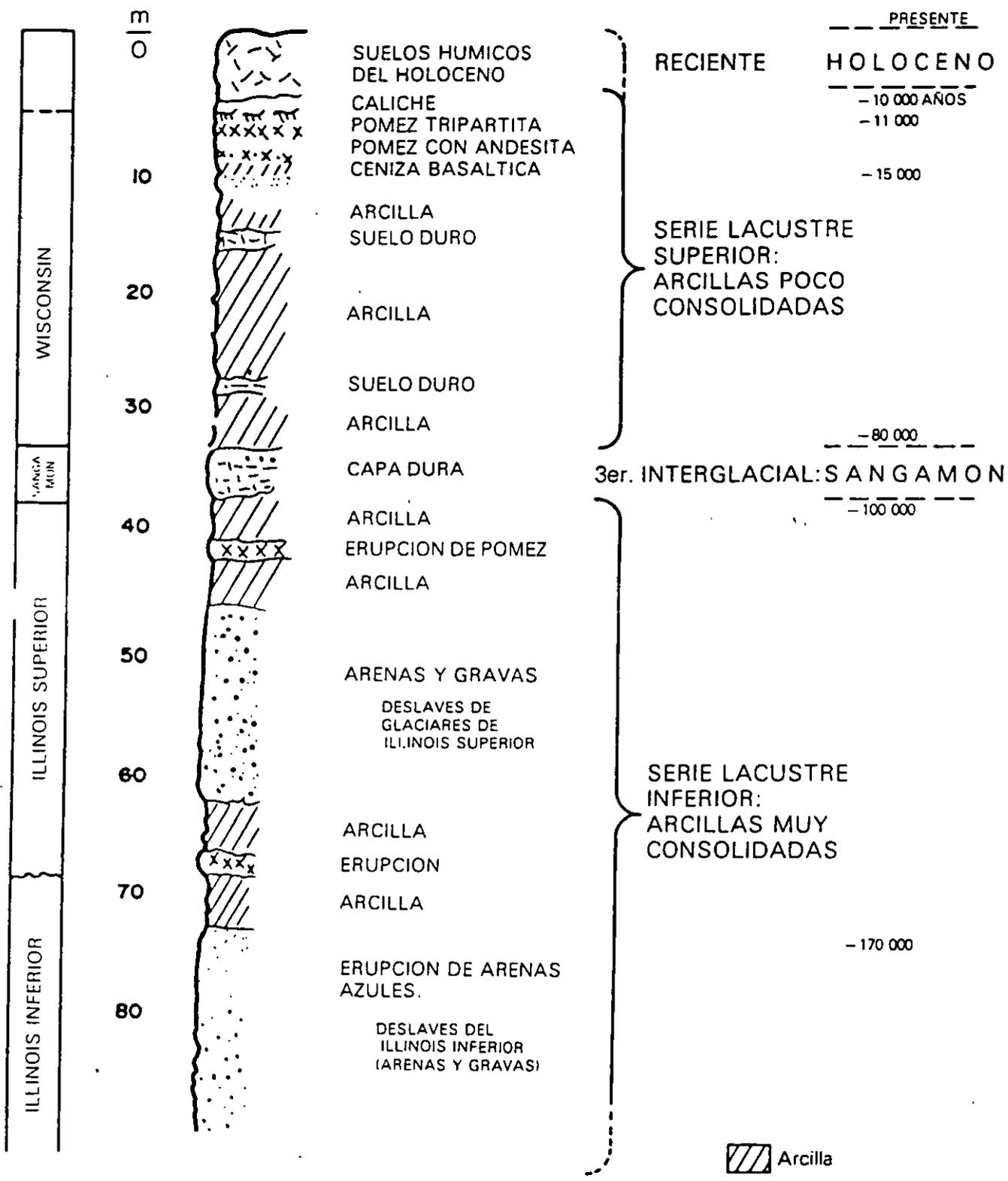


Fig 5 Estratigrafia de la planicie lacustre, Ciudad de México

Consecuencia de lo anterior es lo que llaman los geólogos transgresiones lacustres o regresiones lacustres. El resultado práctico de este juego era la depositación de arcillas o formación de suelos. El lago subsistía durante las épocas de calor (sequía) en las partes centrales de la cuenca, continuando aquí su depósito de arcillas (lacustres); en las partes marginales (transición) ocurría lo contrario, donde entre arcillas lacustres se intercalaban frecuentemente suelos secos.

Teniendo en mente los conceptos geológicos, litológicos y de temperatura expuestos, es relativamente fácil interpretar la secuencia de los llamados depósitos lacustres, a la luz de los cambios climáticos del último medio millón de años. En ese lapso, que corresponde al Pleistoceno Superior, se han desarrollado en el Hemisferio Norte dos glaciaciones (clima frío) con tres periodos interglaciares (clima moderado a caliente).. El clima de la cuenca del Valle de México ha sido una función directa de dichos cambios, razón por la cual se puede reconocer en la secuencia estratigráfica de los depósitos del lago las grandes variaciones climáticas. Esta circunstancia, combinada con un análisis minucioso de las erupciones volcánicas, de las cuales ha sido posible fechar algunas, ha llevado a una geología climática de los depósitos del lago (ref 1). Además, se ha logrado establecer una correlación estratigráfica de dichos depósitos con las secuencias volcánicas de Las Lomas al poniente de la ciudad.

Zeevaert presentó en 1953 (ref 2) la primera interpretación de la secuencia estratigráfica de los depósitos lacustres. Mooser (ref 1) le ha agregado información reciente, fundamentalmente sobre la interpretación de edades geológicas y las correlaciones estratigráficas establecidas entre Las Lomas y la planicie; en esta interpretación estratigráfica de la planicie ya no se habla de formaciones Tacubaya, Becerra y Tarango, ya que estas unidades litológicas, con excepción de la Tarango, no se prolongan de Las Lomas al relleno lacustre aluvial.

En la fig 5 se presenta en forma sintética la interpretación de la estratigrafía propuesta por Mooser. Nótese que las erupciones de arenas azules, ocurridas hace 170 000 años, representan lo que antes se definía como Formación Tarango (ref 2).

b) Depósitos de transición. Los depósitos lacustres del centro de la cuenca van cambiando a medida que se acercan al pie de Las Lomas; lo que ocurre es que entre las arcillas lacustres van intercalándose capas de suelos limosos, cuerpos de arenas fluviales y, en ciertos casos, especialmente en la desembocadura de arroyos y ríos, importantes depósitos de gravas y boleos. Obviamente, las aportaciones fluviales de Las Lomas al gran vaso de sedimentación, que es la planicie, se depositan especialmente en el quiebre morfológico Lomas-Planicie (fig 6).

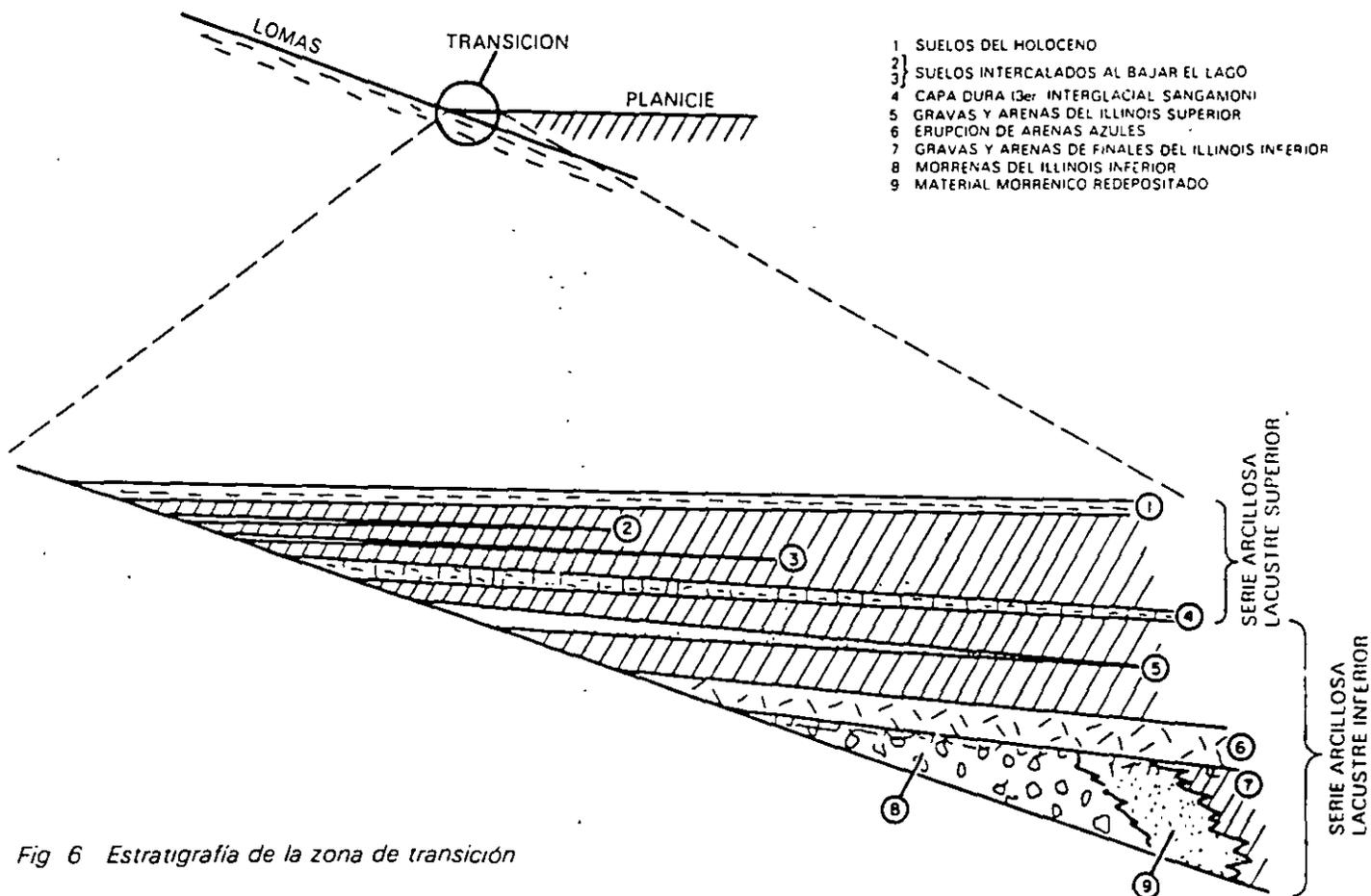


Fig 6 Estratigrafía de la zona de transición

El lago central nunca fue profundo; de ahí que los arroyos que bajaban por las barrancas y desembocaban en la planicie no lograron formar deltas extensos que se introdujeran mucho a dicho lago. Los clásticos fluviales y aluviales se acumulaban consecuentemente en el quebre morfológico y se interstratificaban localmente con la serie arcillosa lacustre superior. Sin embargo, en la serie arcillosa lacustre inferior, las aportaciones de los glaciares que bajaron en el Illinois Inferior hasta Río Hondo, Virreyes, Tacubaya, Barranca del Muerto y San Angel, depositando morrenas con fuertes volúmenes de clásticos y boleos, lograron formar acumulaciones aluviales extensas que parten del pie de Las Lomas y se adentran en la planicie aluvial.

En la fig 6 se reproduce este hecho en el corte geológico, que muestra la estratigrafía de la zona de transición

c) Depósitos de Las Lomas. En la secuencia estratigráfica de Las Lomas se identifican cuatro fenómenos geológicos:

- La acumulación de potentes depósitos de erupciones volcánicas explosivas.
- La erosión subsecuente de estos depósitos, formándose profundas barrancas.
- El depósito en las barrancas de morrenas, y
- El relleno parcial de esas barrancas con los productos clásticos de nuevas erupciones.

Las anteriores unidades quedan separadas unas de otras por suelos rojos, amarillos o cafés según el clima que rigió después de su emplazamiento. En la fig 7 se muestra esa estratigrafía, que se extiende sobre un intervalo que cubre el último medio millón de años.

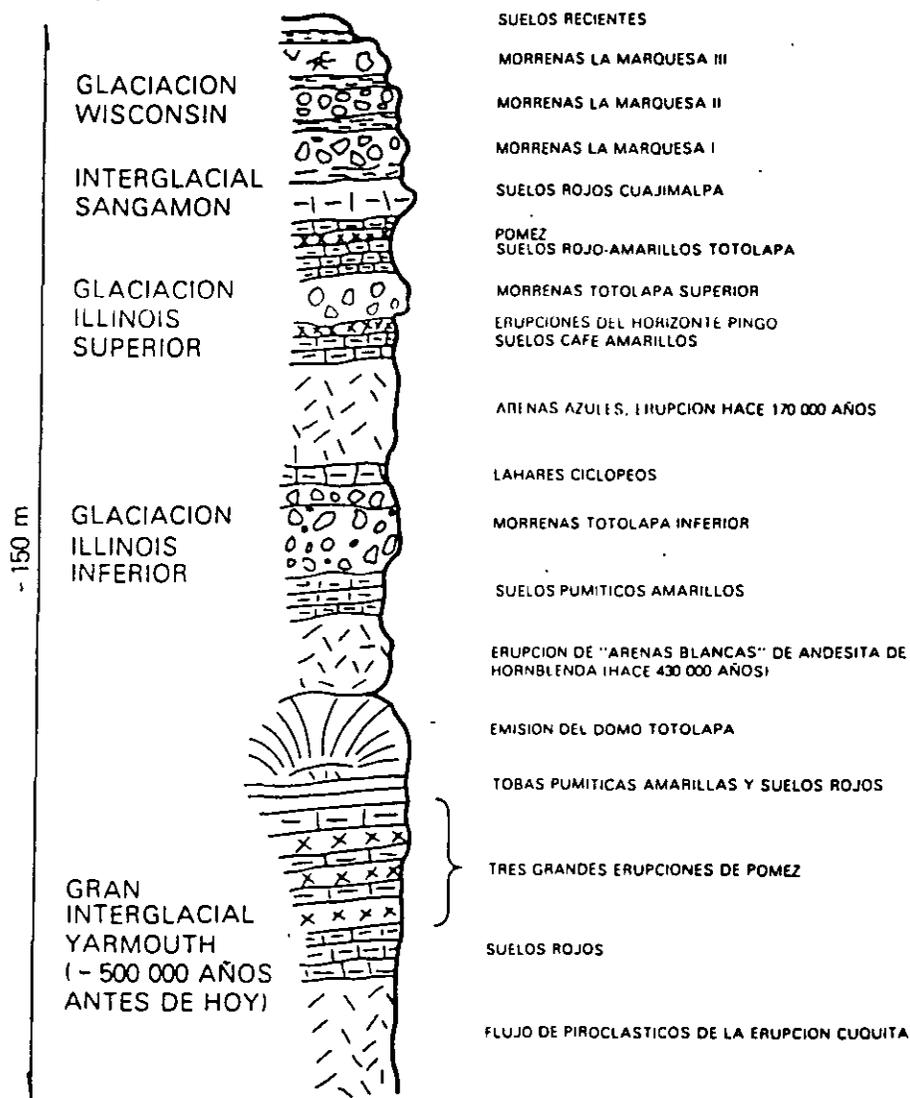


Fig 7 Estratigrafía de Las Lomas

2

Depósitos del lago

2.1

Proceso de formación de los suelos

Los suelos arcillosos blandos son la consecuencia del proceso de depósito y de alteración fisicoquímica de los materiales aluviales y de las cenizas volcánicas en el ambiente lacustre, donde existían abundantes colonias de microorganismos y vegetación acuática; el proceso sufrió largas interrupciones durante los periodos de intensa sequía, en los que el nivel del lago bajó y se formaron costras endurecidas por deshidratación o por secado solar. Otras breves interrupciones fueron provocadas por violentas etapas de actividad volcánica, que cubrieron toda la cuenca con mantos de arenas basálticas o pumíticas; eventualmente, en los periodos de sequía ocurría también una erupción volcánica, formándose costras duras cubiertas por arenas volcánicas.

El proceso descrito formó una secuencia ordenada de estratos de arcilla blanda separados por lentes duros de limos arcillo-arenosos, por las costras secas y por arenas basálticas o pumíticas productos de las emisiones volcánicas. Los espesores de las costras duras por deshidratación solar tienen cambios graduales debido a las condiciones topográficas del fondo del lago, alcanzan su mayor espesor hacia las orillas del vaso y pierden importancia y, aun llegan a desaparecer, al centro del mismo. Esto último se observa en el vaso del antiguo lago Texcoco, demostrando que esta región del lago tuvo escasos y breves periodos de sequía

2.2

Evolución de las propiedades mecánicas

a) Consolidación natural. El proceso de formación de los suelos implicó que se consolidaran bajo su propio peso, excepto en las costras duras, que se preconsolidaron fuertemente por deshidratación o secado solar y que en su parte inferior formaran una

zona ligeramente preconsolidada. Considerando que la masa de suelo predominante era muy blanda y normalmente consolidada, la variación de su resistencia al corte con la profundidad debió ser lineal y seguramente muy similar en cualquier punto del lago. Es factible que en el lago Texcoco, que prácticamente no sufrió etapas de sequía, y donde el contenido salino de sus aguas era más alto, las arcillas fueran algo más blandas y compresibles que en el resto de la cuenca.

b) Consolidación inducida. El desarrollo urbano en la zona lacustre de la cuenca del Valle de México ha ocasionado un complejo proceso de consolidación; en el que se distinguen los siguientes factores de influencia.

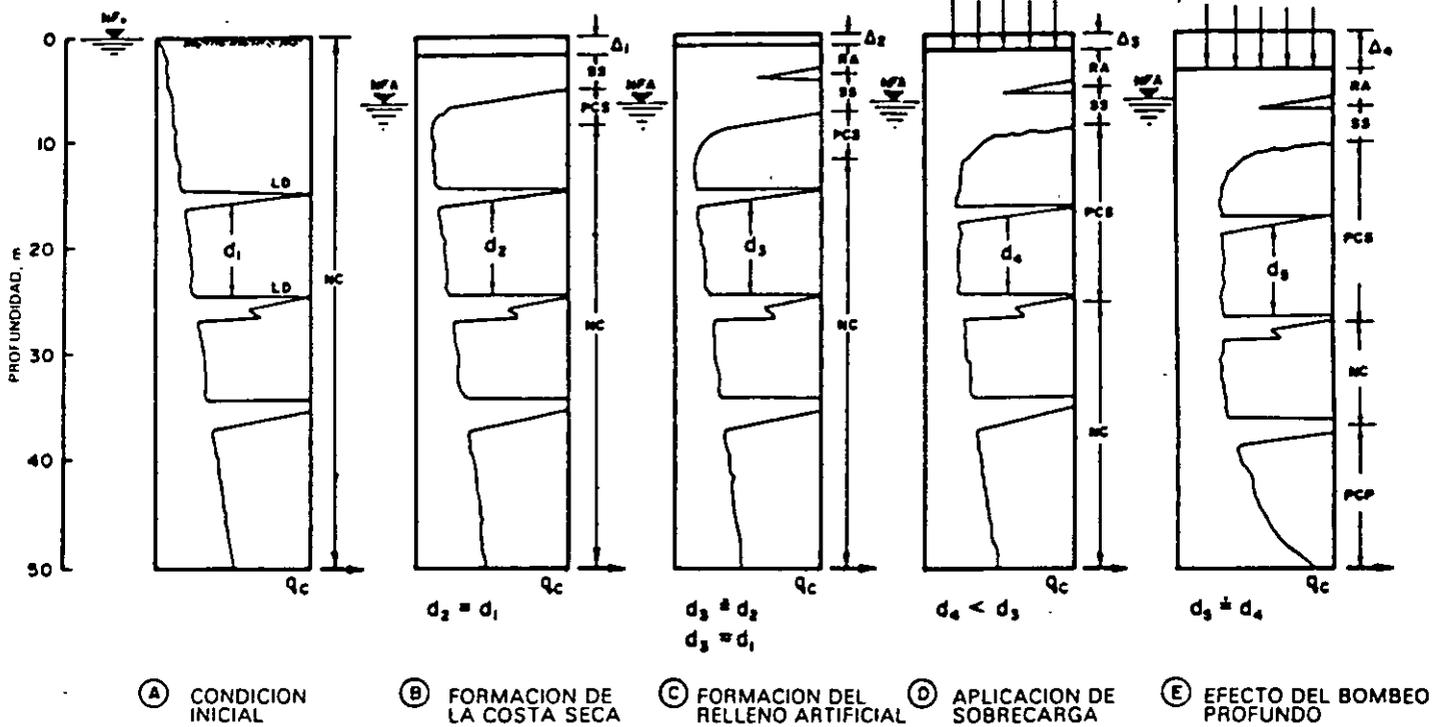
- La colocación de rellenos desde la época precortesiana, necesarios para la construcción de viviendas y pirámides, así como para el desarrollo de zonas agrícolas.
- La apertura de tajos y túneles para el drenaje de aguas pluviales y negras, que provocó el abatimiento del nivel freático, lo que a su vez incrementó el espesor de la costra superficial y consolidó la parte superior de la masa de arcilla.
- La extracción de agua del subsuelo, que ha venido consolidando progresivamente a las arcillas, desde los estratos más profundos a los superficiales.
- La construcción de estructuras.

c) Resistencia al corte. Las etapas del proceso de consolidación implican la evolución de la resistencia al corte de los suelos descrita esquemáticamente en la fig. 8.

2.3

Características estratigráficas

a) Costra superficial (CS). Este estrato está integrado por tres substratos, que constituyen una secuencia de



Δ SOBRECARGAS SUPERFICIALES
 NF_0 NIVEL FREÁTICO INICIAL
 NFA NIVEL FREÁTICO ABATIDO
 q_c RESISTENCIA DE PUNTA DEL CONO
 d_i ESPESOR DE UN ESTRATO DE ARCILLA

Δ_1 DIFERENCIAS DE NIVEL POR ASENTAMIENTOS Y RELLENOS
 RA RELLENO ARTIFICIAL
 LD LENTES DURES

SS COSTRA SECA POR EXPOSICIÓN AL SOL
 PCS SUELO PRECONSOLIDADO SUPERFICIAL
 NC SUELO NORMALMENTE CONSOLIDADO
 PCP SUELO PRECONSOLIDADO PROFUNDO

Fig. 8 Evolución de la resistencia al corte

materiales naturales cubiertos con un relleno artificial heterogéneo, a saber:

Relleno artificial (RA). Se trata de restos de construcción y relleno arqueológico varía entre 1 y 7 metros.

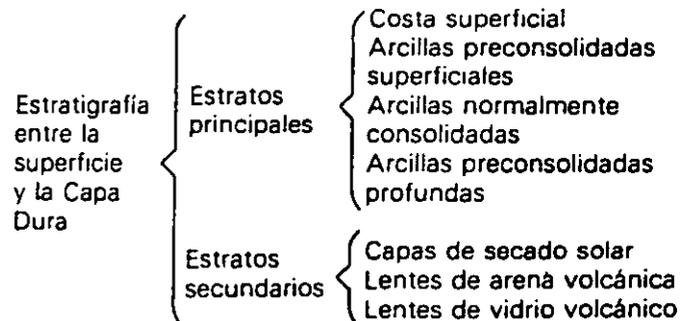
Suelo blando (SB). Se le puede describir como una serie de depósitos aluviales blandos con lentes de material eólico intercalados.

Costra seca (SS). Se formó como consecuencia de una disminución del nivel del lago, quedando expuestas algunas zonas del fondo a los rayos solares

b) Serie arcillosa lacustre superior. El perfil estratigráfico de los suelos del lago, entre la superficie y la llamada Capa Dura, es muy uniforme; se pueden identificar cuatro estratos principales, acordes con su origen geológico y con los efectos de la consolidación inducida por sobrecargas superficiales y bombeo

profundo; estos estratos tienen intercalados lentes duros que se pueden considerar como estratos secundarios. A esta parte se le identificará como serie arcillosa lacustre superior y tiene un espesor que varía entre 25 y

50 m aproximadamente. La estratigrafía anterior se resume a continuación.



En la fig. 9 se ilustran dos ejemplos de la identificación de estos estratos, excepto los preconsolidados profundos, en dos sitios con diferente nivel de preconsolidación. A continuación se describen brevemente las características de los estratos que integran esta serie arcillosa.

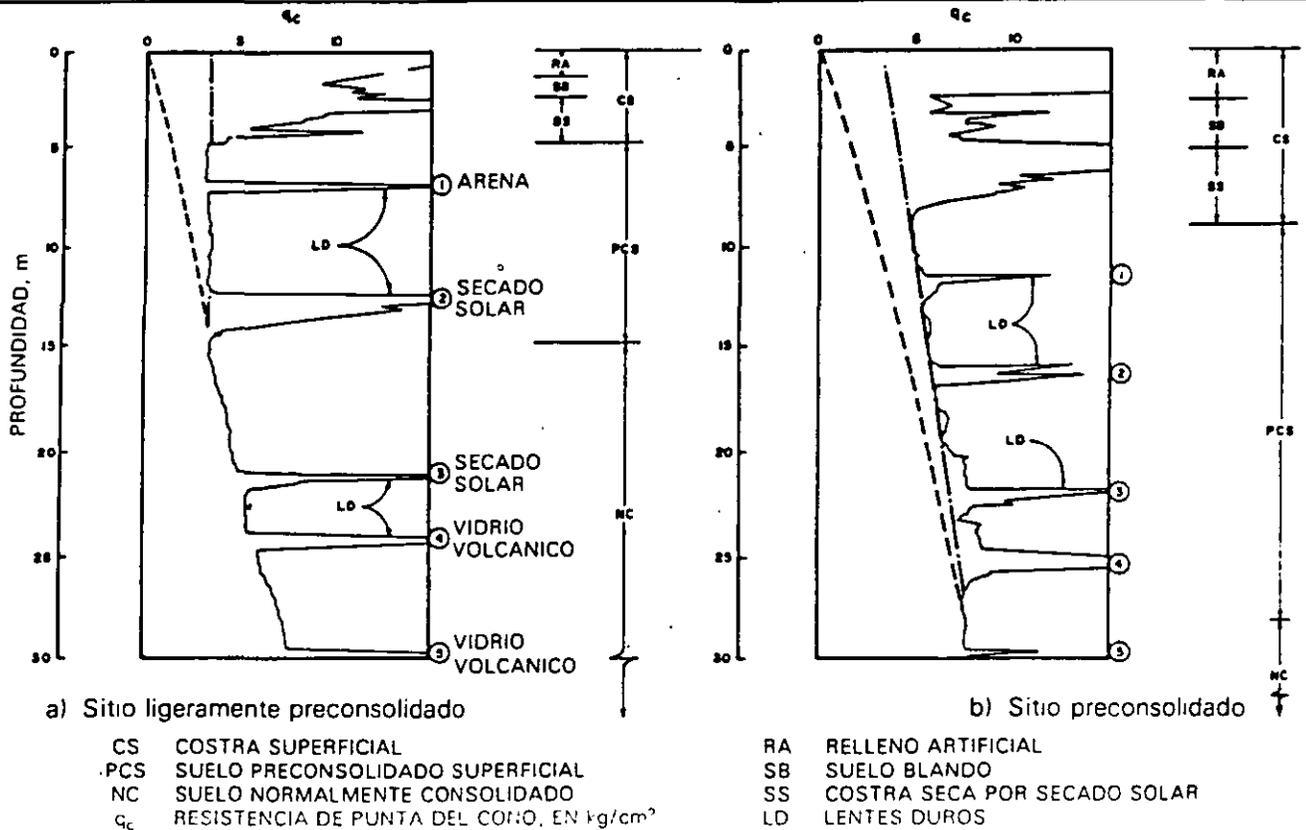


Fig 9 Perfiles tipo de los suelos de la zona del lago, en función de la resistencia al corte determinada con cono

Arcilla preconsolidada superficial (PCS). En este estrato superficial, las sobrecargas y rellenos provocaron un proceso de consolidación que transformó a los suelos normalmente consolidados, localizados por debajo de la costra superficial CS, en arcillas preconsolidadas.

Arcilla normalmente consolidada (NC). Se localiza por debajo de la profundidad hasta la que afectan las sobrecargas superficiales y por arriba de los suelos preconsolidados por el bombeo profundo, abajo indicados. Es importante aclarar que estos suelos se han identificado como normalmente consolidados para las sobrecargas actuales, porque aun estas arcillas han sufrido un proceso de consolidación a partir de su condición inicial.

Arcilla preconsolidada profunda (PCP). El bombeo para abastecer a la ciudad de agua potable ha generado un fenómeno de consolidación, más significativo en las arcillas profundas que en las superficiales.

Lentes duros (LD). Los estratos de arcilla están interrumpidos por lentes duros que pueden ser costras de secado solar, arena o vidrio (pómez) volcánicos; estos lentes se utilizan como marcadores de la estratigrafía.

c) Capa Dura. La Capa Dura es un depósito de limo arenoso con algo de arcilla y ocasionales gravas, con

una cementación muy heterogénea, su espesor es variable, desde casi imperceptible en la zona central del lago que no llegó a secarse, hasta alcanzar unos cinco metros en lo que fueron orillas del lago. Desde el punto de vista geológico, este estrato se desarrolló en el periodo interglacial Sangamon.

d) Serie arcillosa lacustre inferior. Es una secuencia de estratos de arcilla separados por lentes duros, en un arreglo semejante al de la serie arcillosa superior; el espesor de este estrato es de unos quince metros al centro del lago y prácticamente desaparece en sus orillas. La información disponible de este estrato es muy reducida, como para intentar una descripción más completa.

e) Depósitos profundos. Es una serie de arenas y gravas aluviales limosas, cementadas con arcillas duras y carbonatos de calcio, la parte superior de estos depósitos, de unos cinco metros, está más endurecida, abajo de la cual se encuentran estratos menos cementados y hasta arcillas preconsolidadas.

.3 Depósitos de transición

.3.1 Características generales

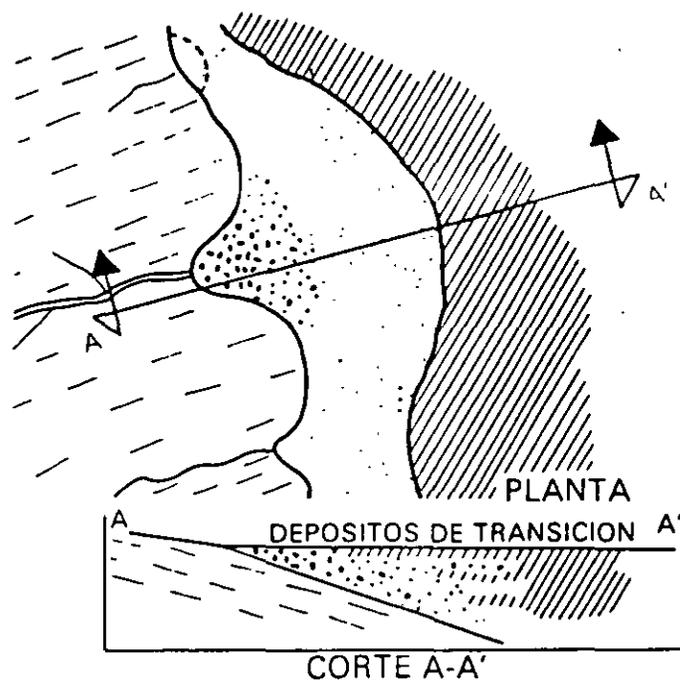
Los depósitos de transición forman una franja que divide los suelos lacustres de las sierras que rodean al valle, de los aparatos volcánicos que sobresalen en la zona del lago. Estos materiales de origen aluvial se clasifican de acuerdo al volumen de clásticos que fueron arrastrados por las corrientes hacia el lago y a la frecuencia de los depósitos; así, se generaron dos tipos de transiciones: interestratificada y abrupta; ambas condiciones se describen a continuación.

.3.2 Condición interestratificada del poniente

Esta condición se presenta en los suelos que se originaron al pie de barrancas, donde se acumularon los acarrees fluviales que descendieron de las lomas a la planicie, estos depósitos tienen semejanza con deltas, solamente que se extendieron hasta la arcilla del antiguo lago Texcoco, formándose intercalaciones de arcillas lacustres con arenas y gravas de río (figs 2 y 3).

En el proceso de formación de los suelos, el ancho de la franja de estos depósitos transicionales interestratificados varió según el clima prevaleciente en cada época geológica, así, cuando los glaciares en las barrancas de Las Lomas se derritieron, a finales de la Tercera Glaciación, los depósitos fluviales correspondientes (formados al pie de los abanicos volcánicos) resultaron mucho más potentes y extensos que los originados a finales de la Cuarta Glaciación, con mucho menor espesor de las cubiertas de hielo.

Consecuentemente, y generalizando, puede hablarse de una zona de transición interestratificada cambiante y ancha al pie de Las Lomas; esta área contiene en sus partes más profundas, debajo de la llamada Capa Dura, depósitos caóticos glaciales, laháricos y fluvioglaciales caracterizados por enormes bloques depositados en la boca de las barrancas de San Angel, del Muerto, Mixcoac, Tacubaya, Tarango y Río Hondo (fig 10).



- ARCILLA LACUSTRE
- DEPOSITOS ALUVIALES
- TOBAS

Fig 10 Transición interestratificada ancha

Por otra parte, los depósitos aluviales pueden ser recientes, y entonces sobreyacen a los depósitos lacustres, como lo muestra la fig 3; tal es el caso de la cubierta de suelos negros, orgánicos, arenosos y limoarcillosos del Holoceno, que se extienden desde el

pie de Las Lomas sobre 2 o 3 km al oriente formando las riberas del lago histórico de los toltecas y mexicas. Otra zona de transición interestratificada ancha se extiende del valle de Cuatepec hacia el sur (fig 11).

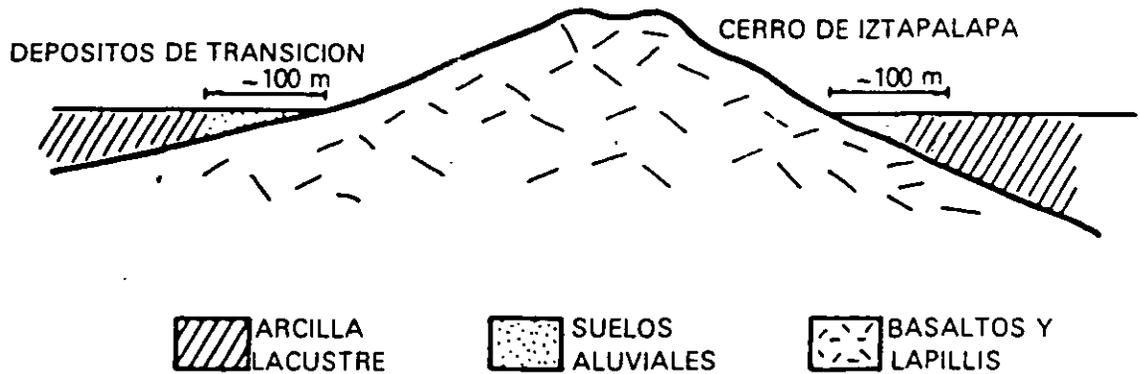


Fig 11 Transición interestratificada angosta

3.3 Condición abrupta cercana a los cerros

Esta condición se identifica en el contacto entre los rellenos de la cuenca y los cerros que sobresalen de dicho relleno, a manera de islotes; en este caso, los depósitos fluviales al pie de los cerros son prácticamente nulos, lo cual origina que las arcillas lacustres estén en contacto con la roca (fig 12). Esta transición abrupta se

presenta en el Peñón de los Baños, el Peñón del Marqués, el cerro de la Estrella y el cerro del Tepeyac; la estratigrafía típica de estas zonas está integrada por la serie arcillosa lacustre interrumpida por numerosos lentes duros, de los materiales erosionados de los cerros vecinos.

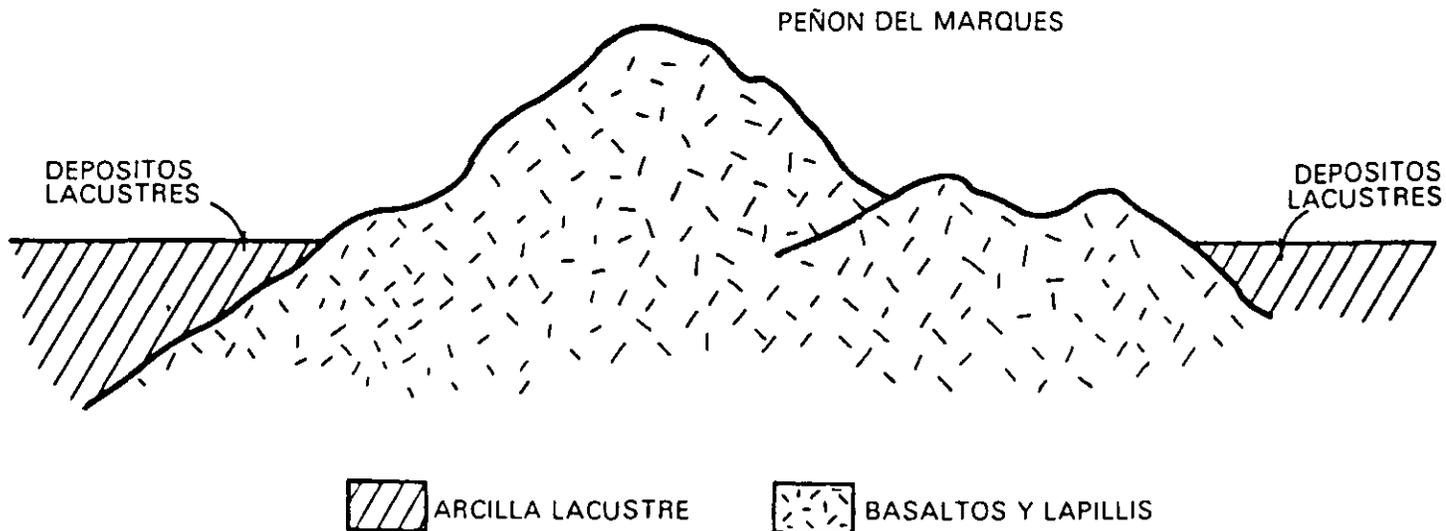


Fig 12 Transición abrupta de islote a depósitos lacustres

Es interesante mencionar que en la cercanía del Peñón de los Baños se encuentran intercalaciones de lentes delgadas de travertino silicificado, producto de las emanaciones de aguas termales; lo anterior se ilustra con el sondeo de cono eléctrico que se presenta en la fig 13.

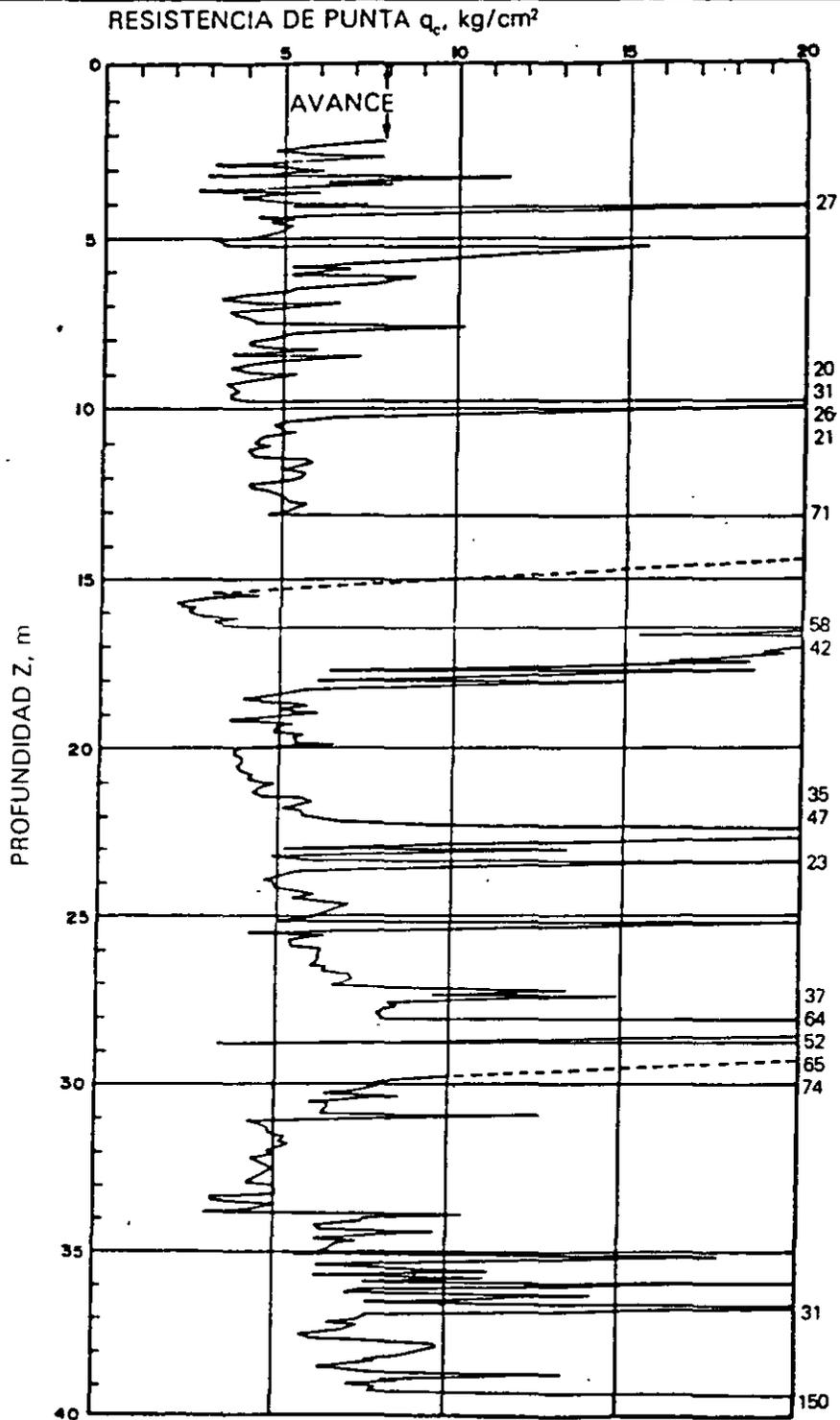


Fig 13 Sondeo de cono eléctrico cercano al Peñón de los Baños

4 Depósitos de lomas

4.1 Características generales

La zona de Las Lomas está formada por las serranías que limitan a la cuenca al poniente y al norte, además de los derrames del Xitle al SSW; en las sierras predominan tobas compactas de cementación variable, depósitos de origen glacial y aluviones. Por su parte, en el Pedregal del Xitle, los basaltos sobreyacen a las tobas y depósitos fluvoglaciales más antiguos.

4.2 Zona poniente

a) Sierra de las Cruces. Está constituida por abanicos volcánicos, caracterizándose superficialmente por la acumulación de materiales piroclásticos durante su actividad explosiva (principalmente en el Plioceno Inferior) y que fueron retransportados por agua y hielo en épocas posteriores.

En la formación de Las Lomas se observan los siguientes elementos litológicos, producto de erupciones de grandes volcanes andesíticos estratificados.

Horizontes de cenizas volcánicas. De granulometría variable, producidos por erupciones violentas que formaron tobas cementadas depositadas a decenas de kilómetros de distancia del cráter

Capas de erupciones pumíticas. Correspondientes a la actividad volcánica de mayor violencia y que se depositaron como lluvia, en capas de gran uniformidad hasta lugares muy distantes del cráter.

Lahares. Definidos como acumulaciones caóticas de material piroclástico arrastrado lentamente en corrientes lubricadas por agua, generadas por lluvia torrencial inmediatas a la erupción.

Lahares calientes. Correspondientes a corrientes impulsadas y lubricadas por gases calientes; son las menos frecuentes ya que están asociadas a erupciones paroxísmicas de extraordinaria violencia; las arenas y gravas azules son las más representativas de estos depósitos.

Depósitos glaciales. Caracterizados por grandes bloques angulosos en una matriz más fina, dispuestos en forma caótica; estos depósitos generalmente presentan un color rosa.

Depósitos fluviglaciales. Producto del arrastre del agua que se derrite y sale del glacial; se distinguen por su ligera estratificación.

Depósitos fluviales. Correlacionables con la formación clástica aluvial del relleno de la cuenca del Valle de México.

Suelos. Producto de la alteración de lahares y cenizas de color rojo y gris asociados a climas húmedos y áridos, respectivamente.

Por otra parte, los depósitos más antiguos presentan fracturamiento y fallamiento tectónico dirigidos principalmente al NE, dirección que mantienen la mayoría de las barrancas de la zona

b) Pedregal del Xitle. Del cerro del Xitle descendió, hace unos dos mil años, una extensa colada de lavas basálticas, sus numerosos flujos cubrieron las lomas al pie del volcán Ajusco y avanzaron en sus frentes hasta la planicie lacustre entre Tlalpan y San Angel. Las lavas descendieron sepultando dos importantes valles antiguos: uno en el Sur, que se dirigía anteriormente a las Fuentes Brotantes de Tlalpan; otro en el Norte, el mayor, que se extendía entre el cerro Zacaltépetl y las lomas de Tarango. Este último valle contaba con dos cabeceras: una en los flancos orientales del cerro de la Palma y la otra en la barranca de La Magdalena Contreras (fig 14). A la zona cubierta por lavas, se le identifica como los pedregales de: San Angel, San Francisco, Santa Ursula, Carrasco y Padierna.

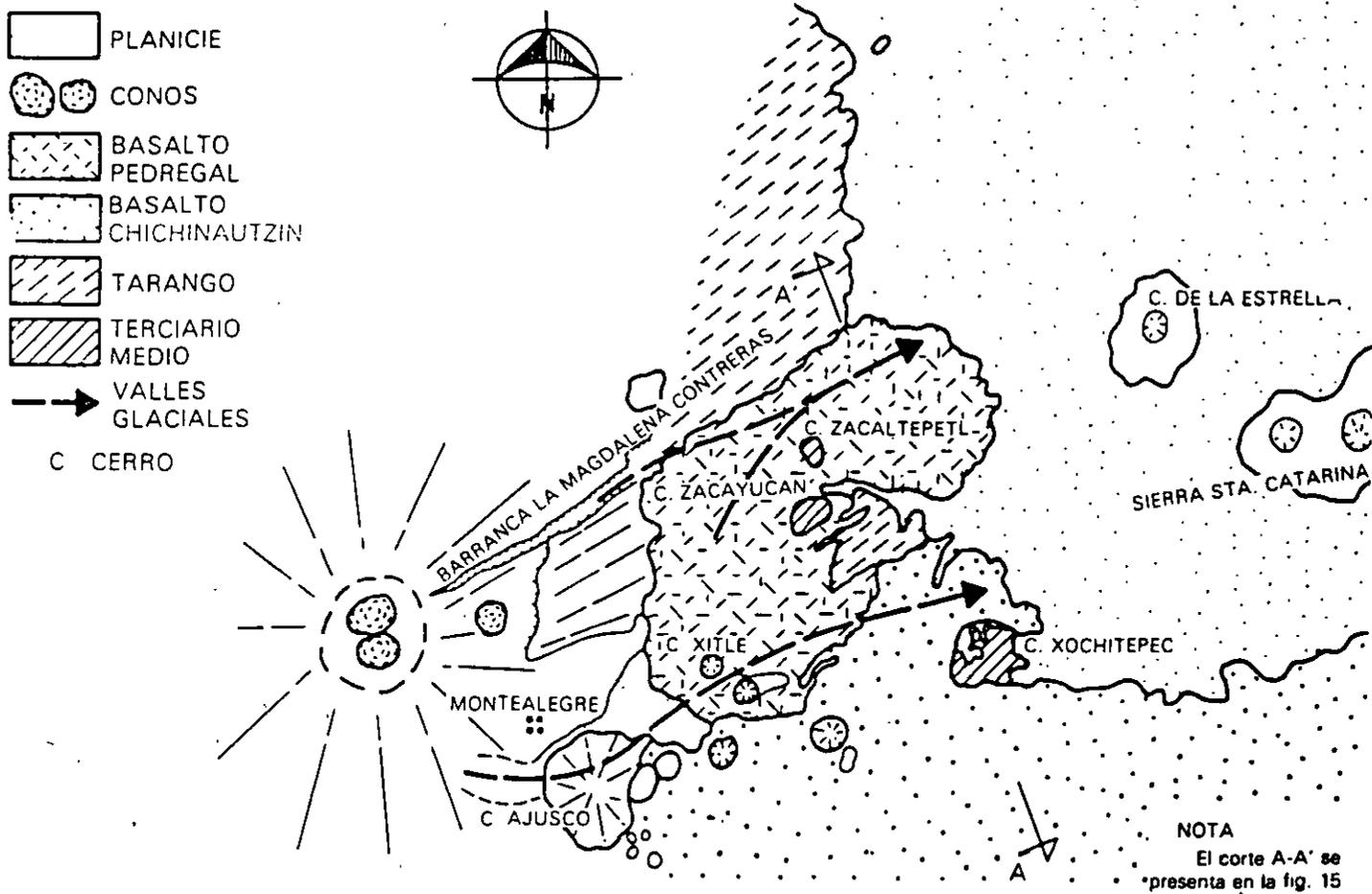


Fig 14 Geología del Pedregal del Xitle

Por otra parte, debe haber existido otro importante valle aún más al Sur, entre las Fuentes Brotantes de Tlalpan y la sierra de Xochitepec; este valle tuvo su cabecera en Monte Alegre. Este afluente debe haber sido sepultado durante la erupción del Ajusco, en el Cuaternario Superior.

Muy anteriormente a la erupción del Xitle, en el Illinois (hace 200 000 años) avanzaron grandes cuerpos de hielo; estos glaciares fluyeron de la barranca de La Magdalena Contreras hasta las partes bajas de la antigua planicie lacustre, acercándose a lo que hoy es San Angel.

Indicios de morrenas con multitud de bloques grandes se han encontrado en San Angel así como en las Fuentes Brotantes; por consiguiente, debajo de las lavas del Pedregal de San Angel deben existir importantes acumulaciones de morrenas y secuencias fluvio-glaciales derivadas de su erosión. Por otra parte, también puede asegurarse que antes de que las lavas del Xitle cubrieran el sitio, este valle fue inundado por otras coladas lávicas; en el corte geológico de la fig 15 se ilustra esquemáticamente la estratigrafía descrita.

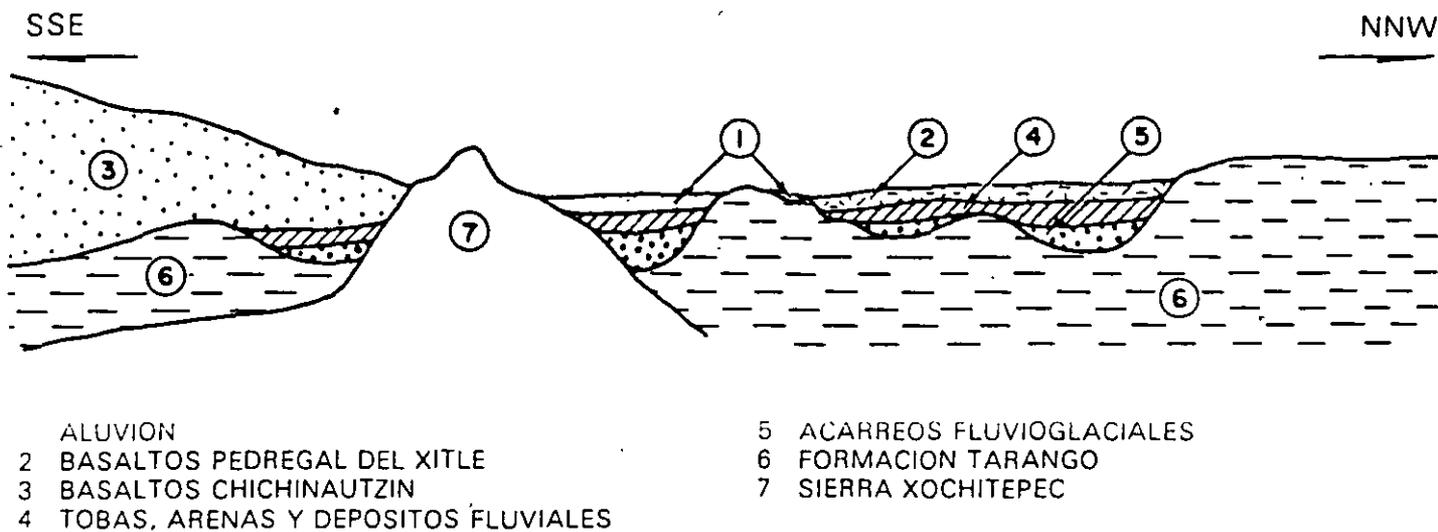


Fig 15 Sección Chichinautzin-Lomas cortando el Pedregal de San Angel (corte A-A' de la fig 14)

4.3

Zona norte

Esta región corresponde a la sierra de Guadalupe; se integra principalmente por rocas volcánicas dacíticas y andesíticas, en forma de un conjunto de elevaciones dómicas que se extienden desde el Tepeyac, en el SE de la sierra, hasta la zona de Barrientos, en el NW. En su parte central, esta sierra está afectada por un graben que se extiende al NNE, formando el valle de Cuauhtepac, en el extremo septentrional de dicho graben y genéticamente ligado a él, se eleva un volcán, cuyas cumbres erosionadas constituyen las porciones más altas de la sierra de Guadalupe y se denomina el cerro Tres Padres.

El tectonismo que ha regido el vulcanismo de la sierra de Guadalupe remonta al Mioceno Medio; consiste de fracturas y fallas dirigidas al ESE. El graben de Cuauhtepac, como se dijo, obedece a un tectonismo dirigido al NNE ocurrido en el Mioceno Superior. Finalmente, un tectonismo orientado hacia el ENE, y coincidiendo en dirección con el alineamiento de la sierra

de Santa Catarina, afecta a la totalidad de la sierra de Guadalupe en el Plioceno Superior y Pleistoceno.

Una característica de la sierra de Guadalupe son los potentes depósitos de tobas amarillas que cubren los pies de sus numerosas elevaciones en forma de abanicos aluviales. Estas tobas consisten de estratos de vidrio pumítico fino a grueso; son los productos de las erupciones violentas que generaron la sierra de las Cruces durante el Mioceno y Pleistoceno Inferior.

Durante el Pleistoceno Medio y Superior, las oscilaciones climáticas produjeron periodos glaciales e interglaciales, que sometieron a la sierra de Guadalupe a ciclos de erosión pluvial y eólica, formándose pequeños depósitos de aluviones y loess. Finalmente, al azolverse la cuenca de México a consecuencia de la formación de la sierra de Chichinautzin, la sierra de Guadalupe fue rodeada por depósitos aluviales y lacustres en el sur, este y norte; de estos depósitos emerge esta sierra hoy como isla.

ZONIFICACION GEOTECNICA

En este capítulo se presenta la zonificación del área urbana basada en las propiedades de compresibilidad y resistencia de los depósitos característicos de la cuenca: lacustres, aluviales y volcánicos; en la fig 16 se presenta una zonificación actualizada que sigue los lineamientos presentados por Marsal y Mazari en 1959 (ref 3). Durante el estudio de una línea específica del Metro, esta zonificación debe consultarse para definir en forma preliminar los problemas geotécnicos que se pueden anticipar, relacionados con el diseño y construcción de las estaciones y tramos intermedios. La zonificación se complementa con información estratigráfica típica, la cual permitirá desarrollar las siguientes etapas iniciales del estudio:

- Realizar un análisis preliminar de las condiciones de estabilidad y comportamiento de la estructura durante la construcción y funcionamiento de la línea; así podrán identificarse las alternativas de solución factible a estudiar durante el diseño definitivo.
- Planear la campaña de exploración, identificando los sitios donde eventualmente puedan presentarse condiciones estratigráficas complejas.
- Establecer las técnicas de exploración y muestreo aplicables en cada tramo de la línea.

1.1 Zona del Lago

Esta zona se caracteriza por los grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad (fig 17), que subyacen a una costra endurecida superficial de espesor variable en cada sitio, dependiendo de la localización e historia de cargas. Por ello, la zona del lago se ha dividido en tres subzonas atendiendo a la importancia relativa de dos factores independientes: a) el espesor y propiedades de la costra superficial, y b) la consolidación inducida en cada sitio.

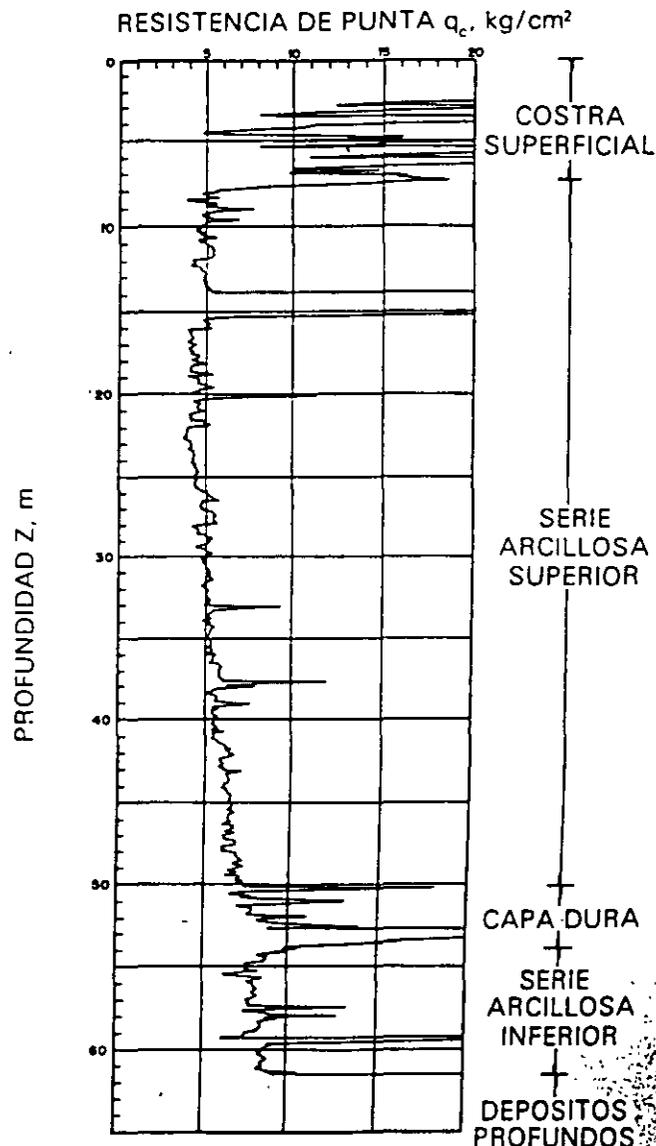


Fig 17 Sondeo de cono eléctrico en la zona del lago

1.1.1

Lago Virgen

Corresponde al sector oriente del lago, cuyos suelos prácticamente han mantenido sus propiedades mecánicas desde su formación; sin embargo, el reciente desarrollo de esta zona de la ciudad, está incrementando las sobrecargas en la superficie y el bombeo profundo.

La estratigrafía típica de la subzona Lago Virgen arriba de la Capa Dura se ilustra en la fig 18; en la tabla 1 se presentan las propiedades medias de los estratos.

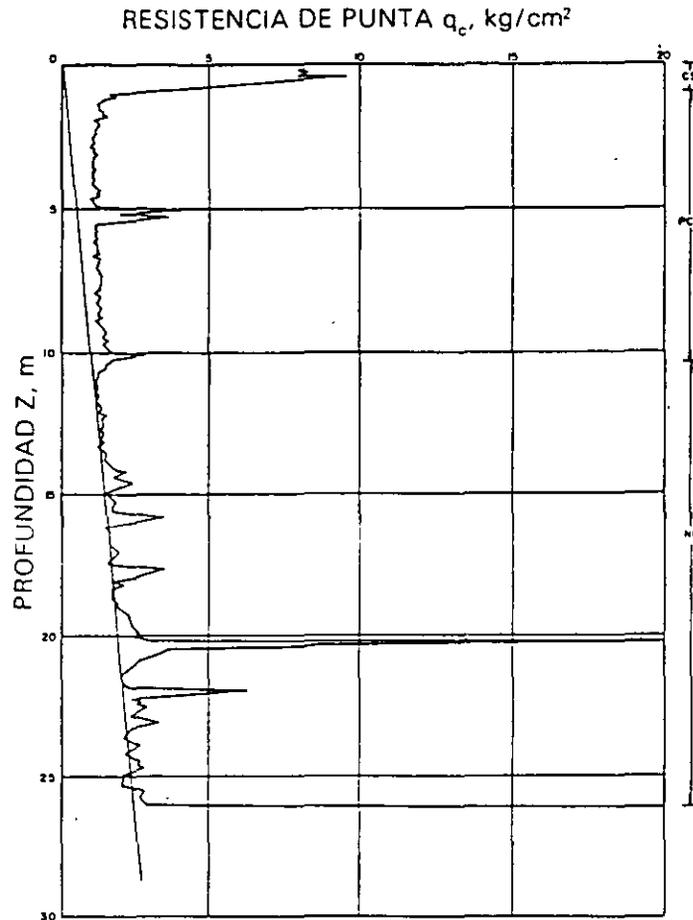


Fig 18 Sondeo de cono eléctrico en la subzona Lago Virgen

TABLA 1. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO VIRGEN

| Estrato* | Espesor, en m | γ , en t/m ³ | c, en t/m ² | ϕ , en grados |
|--------------------------|---------------|--------------------------------|------------------------|--------------------|
| Costra superficial | 1.0 a 2.5 | 1.4 | 1.0 | 20 |
| Serie arcillosa superior | 38 a 40 | 1.15 | 0.5 a 1.0 | — |
| Capa dura** | 1 a 2 | — | 0 a 10 | 25 a 36 |
| Serie arcillosa inferior | 15 a 30 | 1.25 | 3 a 4 | — |

* En orden de aparición a partir de la superficie.

** La información disponible es muy limitada; los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU.

1.2
Lago Centro I

Está asociada al sector no colonial de la ciudad, que se desarrolló desde principios de este siglo y ha estado sujeto a las sobrecargas generadas por construcciones pequeñas y medianas; las propiedades mecánicas del subsuelo en esta subzona representan una condición intermedia entre Lago Virgen y Lago Centro II.

Las características estratigráficas propias de esta subzona se presentan en la tabla 2, y en la fig 19 la resistencia del cono eléctrico de la serie arcillosa superior; es interesante comparar esta figura con la fig 18, para observar el incremento de resistencia originado por las sobrecargas.

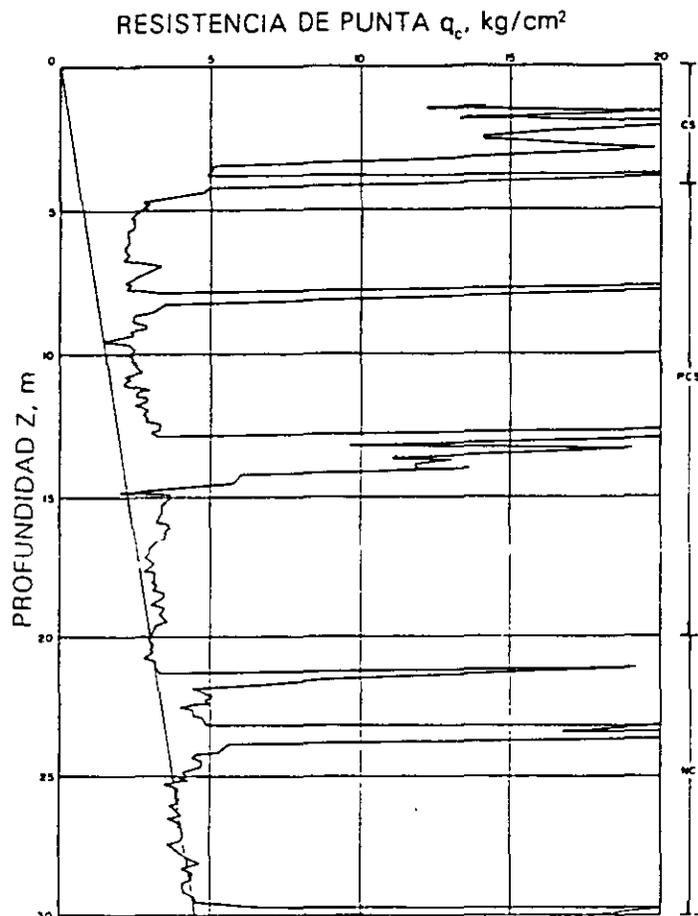


Fig 19 Sondeo de cono eléctrico en la subzona del Lago Centro I

TABLA 2. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO CENTRO I

| Estrato* | Espesor, en m | γ , en t/m ³ | c, en t/m ² | ϕ , en grados |
|--------------------------|---------------|--------------------------------|------------------------|--------------------|
| Costra superficial | 4 a 6 | 1.6 | 4 | 25 |
| Serie arcillosa superior | 20 a 30 | 1.2 | 1 a 2 | — |
| Capa dura** | 3 a 5 | 1.5 a 1.6 | 0 a 10 | 25 a 26 |
| Serie arcillosa inferior | 8 a 10 | 1.3 a 1.35 | 5 a 8 | — |

* En orden de aparición a partir de la superficie

** La información disponible es muy limitada; los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU.

1.3

Lago Centro II

Esta subzona corresponde con la antigua traza de la Ciudad, donde la historia de cargas aplicadas en la superficie ha sido muy variable; esta situación ha provocado que en esta subzona se encuentren las siguientes condiciones extremas: a) arcillas fuertemente consolidadas por efecto de rellenos y grandes sobrecargas de construcciones aztecas y coloniales, b) arcillas blandas, asociadas a lugares que han alojado

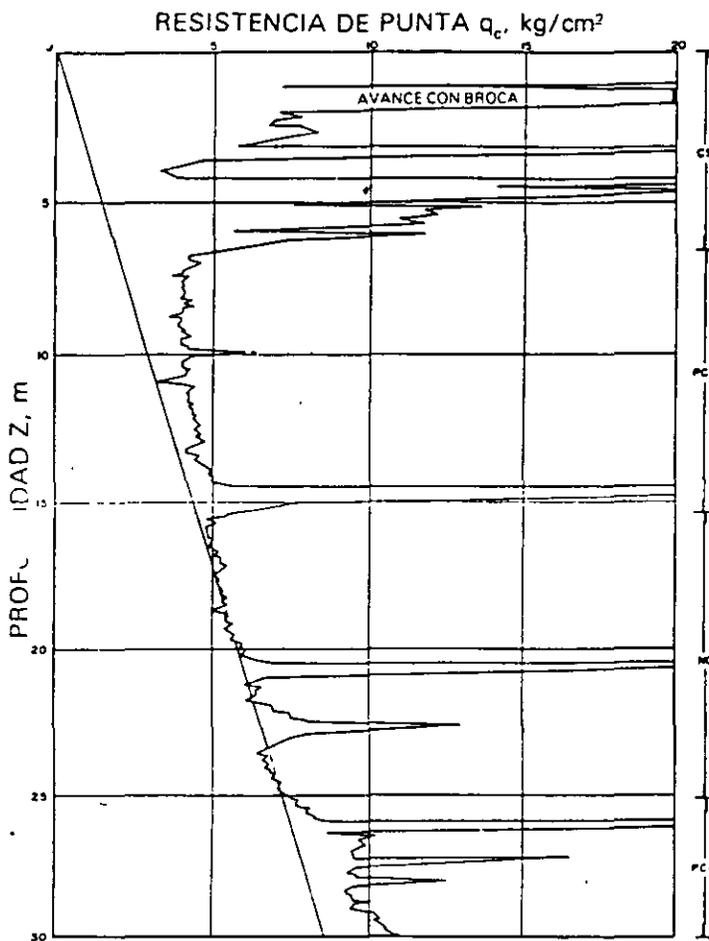


Fig 20 Sondeo de cono eléctrico en la subzona del Lago Centro II

plazas y jardines durante largos periodos de tiempo, y c) arcillas muy blandas en los cruces de antiguos canales. Asimismo, el intenso bombeo para surtir de agua a la ciudad se refleja en el aumento general de la resistencia de los estratos de arcillas por efecto de la consolidación inducida, como se observa en la fig 20, que conviene comparar con la 18 y 19; en la tabla 3 se resume la estratigrafía característica de esta subzona.

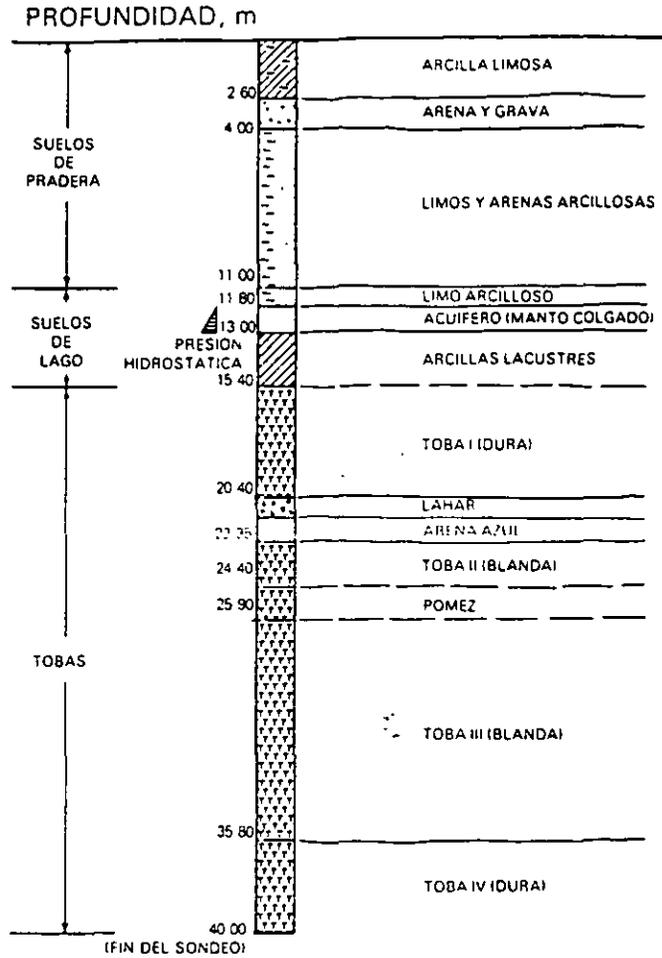


Fig 21 Estratigrafía típica en la zona de transición alta

TABLA 3. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO CENTRO II

| Estrato* | Espesor, en m | γ , en t/m ³ | c, en t/m ² | ϕ , en grados |
|--------------------------|---------------|--------------------------------|------------------------|--------------------|
| Costra superficial | 6 a 10 | 1.7 | 4 | 25 |
| Serie arcillosa superior | 20 a 25 | 1.3 | 3 | — |
| Capa dura** | 3 a 5 | 1.5 a 1.6 | 0 a 10 | 25 a 36 |
| Serie arcillosa inferior | 6 a 8 | 1.3 a 1.4 | 6 a 12 | — |

* En orden de aparición a partir de la superficie.

** La información disponible es muy limitada, los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU.

2. Zona de Transición

2.1

Interestratificada del poniente

Es la franja comprendida entre las zonas del lago y de Las Lomas; en esta zona se alternan estratos arcillosos depositados en un ambiente lacustre con suelos gruesos de origen aluvial, dependiendo sus espesores de las transgresiones y regresiones que experimentaba el antiguo lago.

La frontera entre las zonas de transición y del lago se definió donde desaparece la serie arcillosa inferior, que corresponde aproximadamente con la curva de nivel donde la Capa Dura está a 20 m de profundidad respecto al nivel medio de la planicie.

Conviene dividir esta transición en subzonas, en función de la cercanía a Las Lomas y sobre todo del espesor de suelos relativamente blandos; se identifican así las transiciones alta y baja, que se describen a continuación.

a) Transición Alta. Es la subzona de transición más próxima a Las Lomas; presenta irregularidades estratigráficas producto de los depósitos aluviales cruzados; la frecuencia y disposición de estos depósitos depende de la cercanía a antiguas barrancas. Bajo estos materiales se encuentran estratos arcillosos que sobreyacen a los depósitos propios de Las Lomas (fig. 21).

La estratigrafía comúnmente encontrada tiene las características anotadas en la tabla 4 (fig. 22).

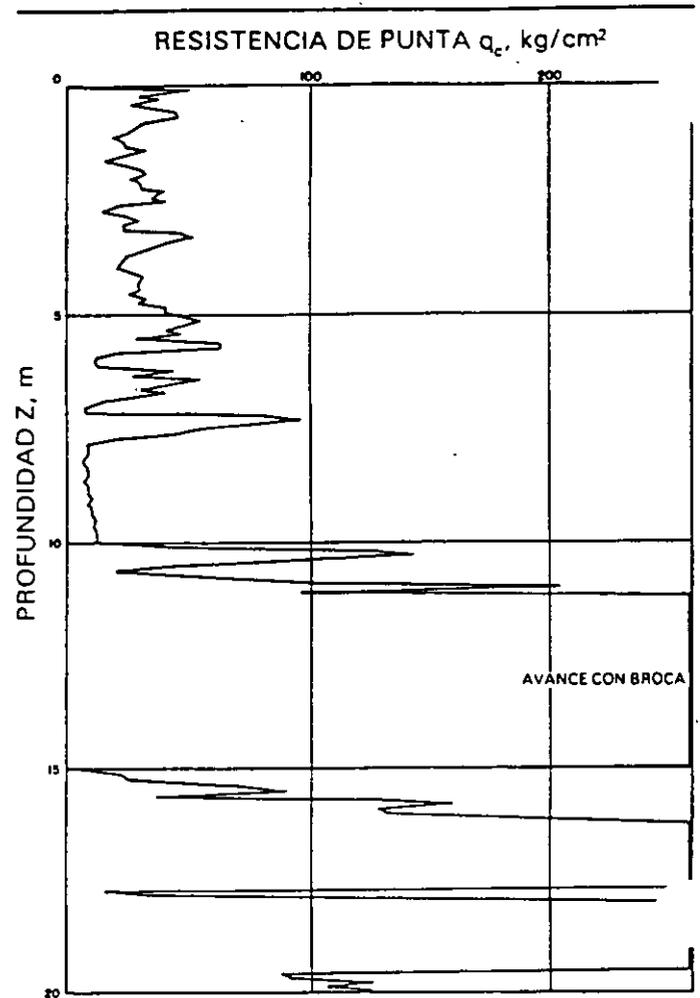


Fig. 22 Sondeo de cono eléctrico en la subzona de transición alta

TABLA 4. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, TRANSICION-ALTA

| Estrato* | Espesor, en m | γ , en t/m ³ | c, en t/m ² | ϕ , en grados |
|--------------------|---------------|--------------------------------|------------------------|--------------------|
| Costra superficial | 8 a 10 | 1.6 | 10 | 20 |
| Suelos blandos | 4 a 6 | 1.3 | 5 | 0 |

* En orden de aparición a partir de la superficie.

b) Transición Baja. Corresponde a la transición vecina a la zona del lago; aquí se encuentra la serie arcillosa superior con intercalaciones de estratos limoarenosos de origen aluvial, que se depositaron durante las regresiones del antiguo lago. Este proceso dio origen a una estratificación compleja, donde los espesores y propiedades de los materiales pueden tener variaciones importantes en cortas distancias, dependiendo de la ubicación del sitio en estudio respecto a las corrientes de antiguos ríos y barrancas.

Por lo anterior, puede decirse que las características estratigráficas de la parte superior de la transición baja son similares a la subzona del Lago Centro I o Centro II, teniendo en cuenta que: a) la costra superficial está formada esencialmente por depósitos aluviales de capacidad de carga no uniforme, b) los materiales compresibles se extienden únicamente a profundidades máximas del orden de veinte metros, c) existe interstratificación de arcillas y suelos limoarenosos, y d) se presentan mantos colgados.

En la fig. 23 se muestran los resultados de un sondeo de cono característico de esta subzona.

2.2

Abrupta cercana a los cerros

Es la transición entre la zona del lago y cerros aislados como el del Peñón de los Baños, en la que arcillas lacustres están intercaladas con numerosos lentes de materiales erosionados de los cerros y hasta lentes delgados de travertino silicificado. La fig. 13 se ilustra la complejidad estratigráfica de una de estas transiciones.

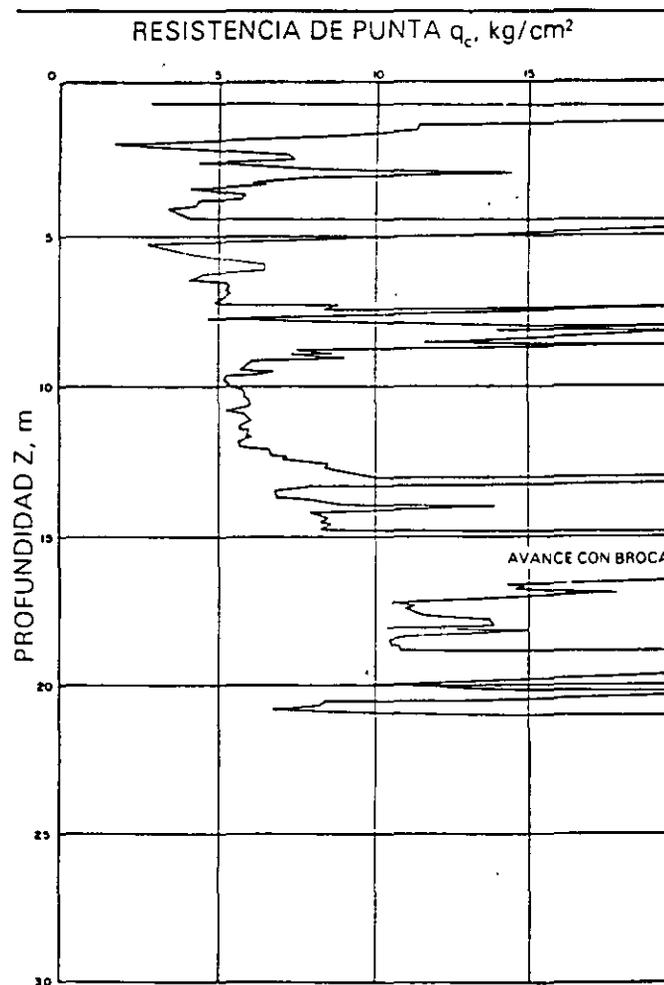


Fig. 23 Sondeo de cono eléctrico en la subzona de transición baja

Zona de Lomas

En la formación de Las Lomas se observan los siguientes elementos litológicos, producto de erupciones de los grandes volcanes andesíticos estratificados de la sierra de las Cruces:

- Horizontes de cenizas volcánicas.
- Capas de erupciones pumíticas.
- Lahares
 - Avalanchas ardientes.
 - Depósitos glaciales.
- Depósitos fluvioglaciales.
- Depósitos fluviales.
- Suelos.

Eventualmente se encuentran rellenos no compactados, utilizados para nivelar terrenos cerca de las barrancas y tapar accesos y galerías de minas antiguas.

Todos estos materiales presentan condiciones irregulares de compactación y cementación, que determinan la estabilidad de las excavaciones en esta zona: por ello, exceptuando a los cortes en lahares compactos, en los demás depósitos pueden desarrollarse mecanismos de falla.

Tobas y lahares fracturados. Estos materiales pueden presentar fracturas en direcciones concurrentes que generan bloques potencialmente inestables; estos bloques pueden activarse bajo la acción de un sismo o por efecto de la alteración de las superficies de fracturamiento, al estar sometidas a un humedecimiento producto de la infiltración de escurrimientos no controlados. En algunos casos, las fallas locales en la superficie del corte podrían generar taludes invertidos de estabilidad precaria.

Un aspecto significativo de las tobas, es que algunas ellas son muy resistentes al intemperismo y que incluso endurecen al exponerse al ambiente mientras que otras son fácilmente degradables y erosionables.

Depósitos de arenas pumíticas y lahares de arenas azules. Estos suelos están en estado semicompacto y se mantienen en taludes verticales debido principalmente a la cohesión aparente generada por la tensión superficial asociada a su bajo contenido de agua; por tanto, el humedecimiento o secado de estos materiales puede provocar la falla de los cortes.

Lahares poco compactos y depósitos glaciales y fluvioglaciales. Estos depósitos presentan una compactación y cementación muy errática, por lo que la erosión progresiva de origen eólico y fluvial tiende a generar depósitos de talud creciente, que sólo detiene su avance cuando alcanzan el ángulo de reposo del suelo granular en estado suelto.

De la descripción anterior se concluye que los principales agentes de activación son el agua y el viento, por lo cual es necesario proteger estos materiales contra un intemperismo prolongado.

Basaltos. Son los pedregales generados por el Xitle (fig 16), formados por coladas lávicas que presentan discontinuidades como fracturas y cavernas, eventualmente rellenas de escoria. La estabilidad de excavaciones en estos basaltos debe analizarse en función de los planos principales de fracturamiento y no de la resistencia intrínseca de la roca; en el caso de cavernas grandes debe estudiarse la estabilidad de los techos. En la exploración geotécnica de esta zona tiene más valor el reconocimiento geológico detallado y la perforación controlada con martillos neumáticos en mayor número de puntos, que la obtención de muestras con barriles de diamante y máquinas rotatorias.

ANEXO No. II
MÉTODOS DE EXPLORACIÓN Y MUESTREO EN SUELOS

EXPLORACIÓN Y MUESTREO EN SUELOS

1.- MÉTODOS SEMIDIRECTOS DE EXPLORACIÓN

1.1 PENETRACIÓN A PRESIÓN (penetrómetro holandés)

1.2 PENETRACIÓN DINÁMICA (penetración estándar)

2.- PROCEDIMIENTOS DE MUESTREO

2.1 MUESTREO ALTERNADO

2.1.1 MÉTODO MANUAL

2.1.2 PENETRACIÓN ESTÁNDAR

2.2 MUESTREO INALTERADO

2.2.1 MÉTODO MANUAL

2.2.2 TUBO DE PARED DELGADA (Shelby)

2.2.3 BARRIL DENISON

2.2.4 MUESTREADOR PITCHER

3.- SUPERVISIÓN DE EXPLORACIÓN

4.- PROTECCIÓN Y TRANSPORTE DE MUESTRAS

4.1 MUESTRAS ALTERNADAS

4.2 MUESTRA CUBICA INALTERADA

4.3 MUESTRAS INALTERADAS CONTENIDAS EN TUBOS

5.- MAQUINAS Y EQUIPO DE PERFORACIÓN Y MUESTREO

5.1 MAQUINA PERFORADORAS

5.2 BOMBAS DE PERFORACIÓN

5.3 BARRAS Y ADEMÉS DE PERFORACIÓN

6.- TÉCNICAS DE PERFORACIÓN

1.- MÉTODOS SEMIDIRECTOS DE EXPLORACIÓN

Los métodos semidirectos de exploración son las técnicas de penetración que se aplican para determinar la variación de la resistencia al corte de los suelos con la profundidad. Los penetrómetros que se utilizan son conos o tubos de acero que se hincan a presión (estáticos) o con el impacto de una masa (dinámicos); de los primeros, el cono holandés es el de uso más difundido ; de los dinámicos, el mas usual es la prueba de penetración estándar ; que además tiene la ventaja de recuperar muestras alteradas que permiten definir confiablemente la estratigrafía.

1.1 PENETRACIÓN A PRESIÓN (PENETRÓMETRO HOLANDÉS)

El penetrómetro o cono holandés se utiliza profusamente en suelos arenosos, para los que se han desarrollado correlaciones de interpretación que permiten tentativamente clasificar los suelos en que se penetra el cono y definir confiablemente su compacidad. En arcillas las correlaciones son menos confiables y por ello su uso menos recomendable.

El cono holandés se utiliza en investigaciones geotécnicas de áreas grandes; su uso está condicionado a que se obtengan correlaciones locales en sondeos realizados con el penetrómetro estándar o muestreos inalterados.

El penetrómetro holandés es un cono de acero que se hince en el suelo con ayuda de una columna de barras, concéntrica a otra tubería exterior que elimina la fricción lateral (fig.II). Con este sistema de carga se puede medir la resistencia de punta (q_c) y la fricción lateral (f_s); ambas medidas en el sistema de cilindros hidráulicos con que se genera la fuerza axial necesaria para el hincado.

1.1.1 CARACTERÍSTICAS

En la fig. II. 2 se muestra un corte esquemático del penetrómetro holandés: consta del cono de acero de 3.57 cm de diámetro (10 cm² de área) con ángulo de ataque de 60°, una funda delirante de 3.57 cm de diámetro y 13 cm de longitud (147.02 cm² de área), la tubería interior de 1.5 cm de diámetro con un tope que limita el movimiento de la barra central dentro de la funda a 4 cm y la tubería exterior de 3.57 cm de diámetro; los tramos de ambas tuberías son de 1 m de longitud y se unen para lograr la profundidad requerida.

INTERPRETACIÓN DE LA INFORMACIÓN

La interpretación de la información que se obtiene con conos hincados a presión, así como su aplicación a problemas de mecánica de suelos, consiste en analizar la forma de las gráficas presión de punta y fricción lateral contra la profundidad (fig.III. 3); definiendo las zonas características del sondeo, para esto la tabla III.1 puede facilitar la labor.

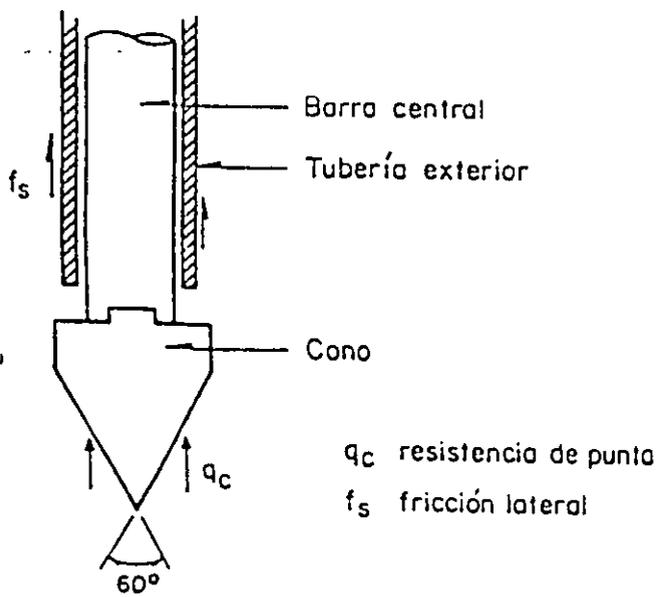


FIG.II.1. Cono de penetración

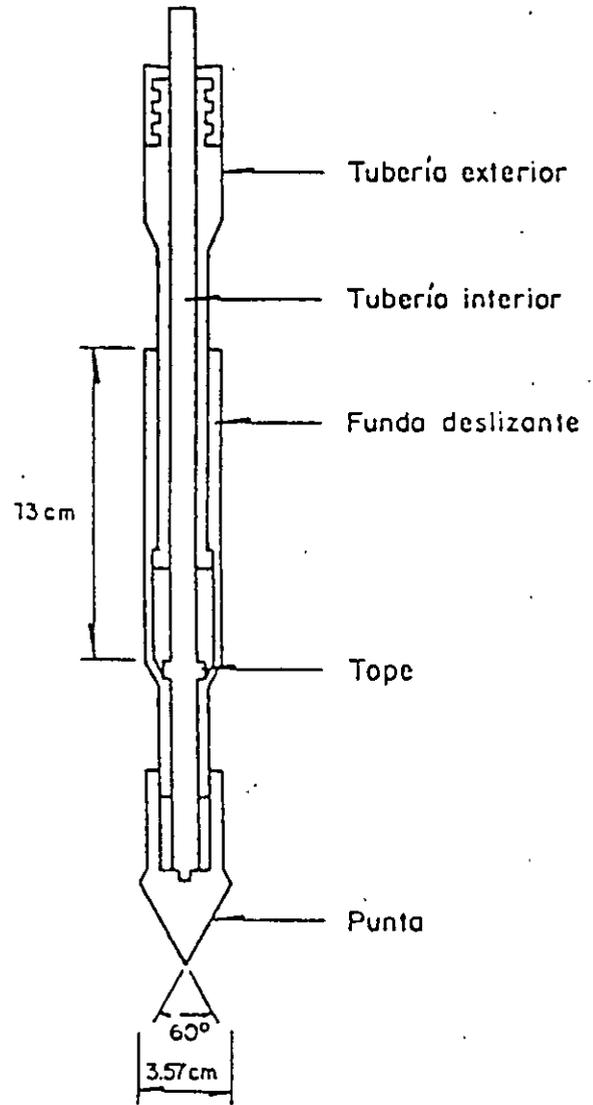


FIG.II.2. Penetrómetro holandés

$$f_s = \frac{F_s}{A_t}$$

$$q_c = \frac{Q_c}{A_c}$$

donde:

R_t fuerza necesaria para hincar simultáneamente el cono y la funda, en kg

Q_c fuerza necesaria para hincar el cono, en kg

F_s fricción lateral de la funda deslizante, en kg

q_c resistencia de punta, en kg/cm^2

f_s fricción lateral por unidad de área, en kg/cm^2

A_t área lateral de la funda (147.02 cm^2)

A_c área transversal de cono (10 cm^2)

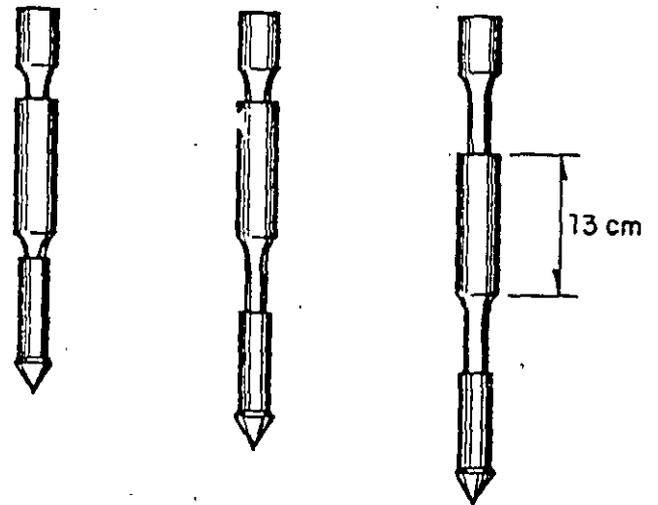
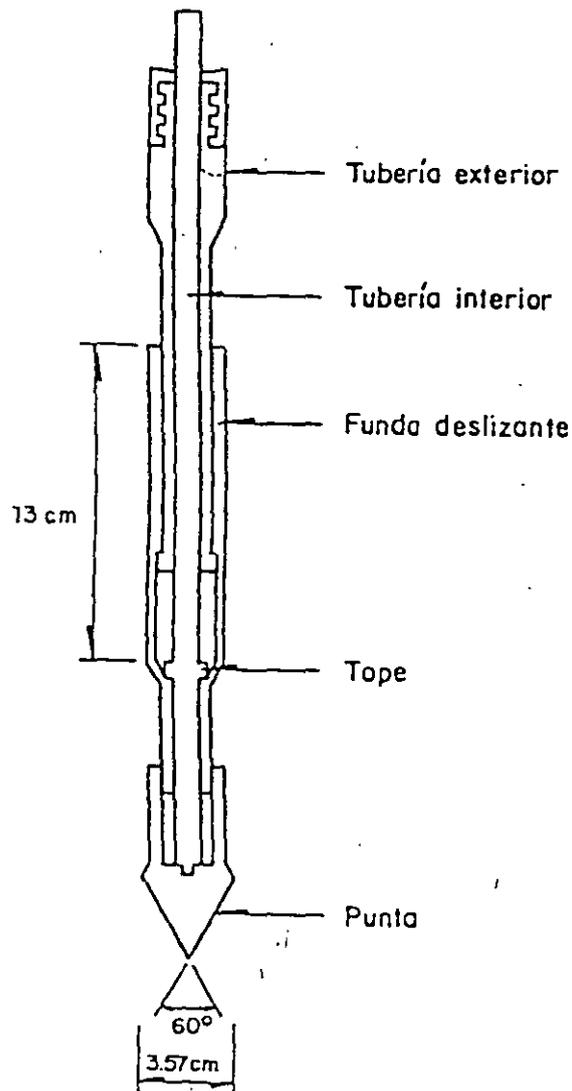


FIG.III.1. Operación del cono holandés

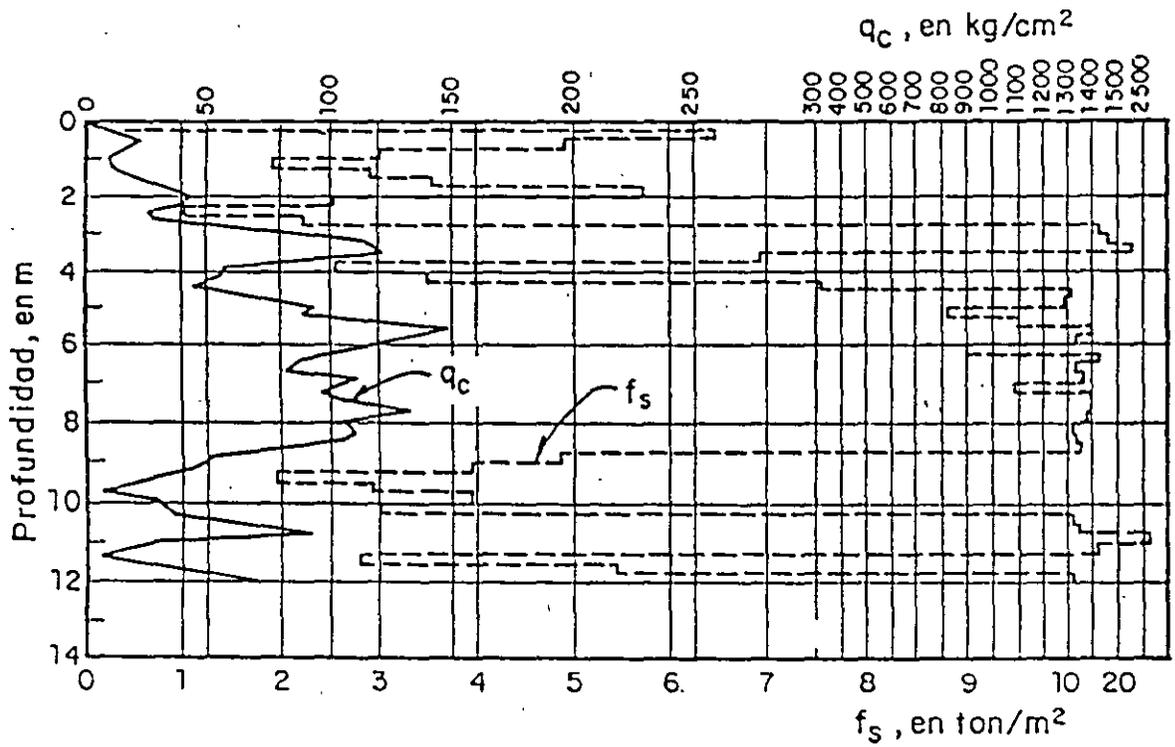


FIG.III.3. Representación gráfica de una prueba de penetración estática

TABLA III. 1 Comparación entre las variaciones de q_c y de f_s

| | Decrece | Constante | Crece |
|---|---|--|--|
| D e c r e c e | Transición entre dos capas diferentes, la inferior de menor resistencia | No ocurre | Una grava de boleto empujado por el cono ha quedado acuñado contra la funda deslizante |
| C o n s t a n t e | Una grava de diámetro mayor que del cono ha sido empujada por este en un estrato cohesivo blando o granular suelto | Suelo homogéneo que puede ser clasificado usando la fig. III. 4 | No ocurre |
| C r e c e | Una grava de diámetro mayor que el del cono ha sido empujado por este en un estrato cohesivo de consistencia media o granular denso | El penetrómetro está en roca blanda o en estrato duro que no puede ser penetrado | Estrato cuya resistencia aumenta con la profundidad o cuya resistencia última no ha sido alcanzada |

OPERACIÓN

El penetrómetro se hincó empujándolo con las barras exteriores, hasta colocarlo en la profundidad en que se hará una prueba; en esta condición se cierra el penetrómetro, $d = 0$ (fig. III.1.a); después se empuja con las barras centrales para penetrar con el cono la carrera completa de 4 cm (fig. III.1.b) con esta operación se determina la fuerza q_c necesaria para hincar el cono solo. Al final de este movimiento el tope de la tubería hace contacto con la funda deslizante y al continuar el hincado, otros 4 cm, se arrastra a la funda deslizante; la nueva fuerza que se mide R_t , corresponde a la resistencia de punta q_c más la fuerza de fricción f_s que desarrolla la funda.

REGISTRO DE DATOS

El registro de datos para esta prueba se presenta en la fig. III.2. Para el cálculo de los esfuerzos q_c y f_s , se utilizarán las siguientes expresiones:

$$R_t \cdot Q_c = F_s$$

La fuerza axial con que se hincó este penetrómetro se genera con un gato hidráulico, que puede empujar solo a la tubería interior o la exterior o simultáneamente ambas. La magnitud de

la fuerza axial se determina midiendo la presión del fluido hidráulico. En los modelos mas recientes de este aparato se mide la fuerza aplicada con mayor precisión, usando celdas de carga con deformímetros eléctricos colocadas atrás del cono y de la funda deslizante. Las cargas que pueden aplicarse varían entre 2 y 20 ton. dependiendo del tamaño del sistema de carga axial.

1.2 PENETRACIÓN DINÁMICA (PENETRACIÓN ESTÁNDAR)

La prueba de penetración estándar se puede utilizar en cualquier tipo de suelo fino hasta arenas, arriba y abajo del nivel freático. En los suelos con gravas aisladas puede operar confiablemente; si el contenido de grava es alto o existen boleos, o trozos de roca, no se debe utilizar.

Con esta técnica se rescatan muestras alternadas de los suelos y con el número de golpes con que se hincan el penetrómetro, indirectamente se mide la resistencia al corte del suelo.

Esta prueba se utiliza en la etapa de exploración preliminar o como complemento de exploraciones definitivas o en combinación con muestreos inalterados.

El muestreador o penetrómetro estándar es un tubo de pared gruesa de dimensiones especificadas, que se hincan a percusión con energía también especificada.

1.2.1. CARACTERÍSTICAS

Este muestreador consiste de un tubo grueso, partido longitudinalmente, con una zapata de acero endurecido y una cabeza que lo une al extremo inferior de una columna de barras de perforación que le transmite la energía de hincado; en la fig. II.3 se muestra el penetrómetro con las dimensiones que debe satisfacer (estrictamente). La cabeza tiene una válvula esférica que se levanta y permite, durante el hincado, aliviar la presión del fluido y azolves que quedan en el interior del muestreador, y cae por peso propio durante la extracción del muestreador, para evitar que la presión del fluido de perforación expulse la muestra; una variante de esta válvula, es el utilizar la esfera con varilla, mostrada en la fig. II.3.

El tubo generalmente está partido longitudinalmente, para recuperar fácilmente la muestra; otra solución, poco recomendable, consiste en un tubo sólido con funda de polietileno delgado. La zapata de acero endurecido es una pieza de consumo que debe sustituirse cuando pierde las dimensiones especificadas. Opcionalmente el penetrómetro estándar puede tener trampa en forma de canastilla para retener muestras de suelo arenoso (fig. II.3).

El equipo auxiliar para el hincado consiste de una masa golpeadora de 64 kg. con caída libre guiada de 75 cm. que impacta a una pieza yunque integrada a la columna de barras de perforación; el diámetro de éstas últimas se elige de acuerdo con la profundidad, como se indica en la tabla II.1

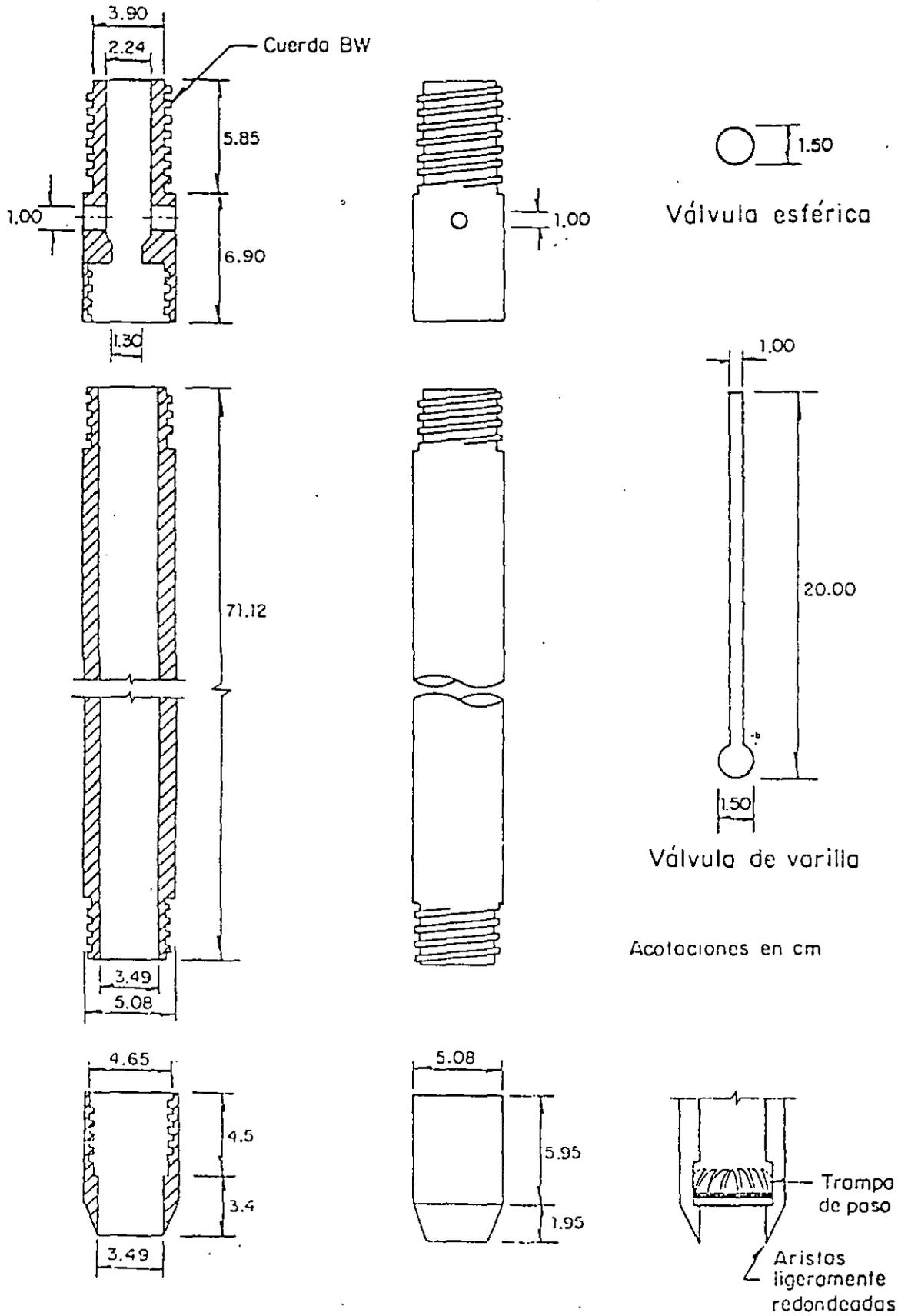


FIG. II.3. Penetrómetro estándar

| | | | | |
|----------------------------|---------------|------|-------------|-----------|
| REGISTRO DE CAMPO OBRA: | SONDEO. | M-14 | NIV. FREAT. | HOJA: |
| | LOCALIZACION. | X: | MAQUINA. | A |
| | Y: | Z: | OPERADOR. | F. Ortiz |
| | | | SUPERVISOR. | Ing Silva |
| | | | FECHA: | 3-Jul-75 |

| Prof. en m ó ft | Clasificación SUCS | Mues tra No. | N (SPT) | | | Muestreo | | Ademe m | Hora |
|-----------------|--------------------|--------------|---------|--------|--------|----------|-------|-----------|------|
| | | | 1 15cm | 2 15cm | 3 15cm | Pre sión | Rec | | |
| | CL café | F-1 | 10 | 15 | 25 | — | — | 8:30 | |
| | CL café con grava | F-2 | 10 | 20 | 30/4 | | — | 9:00 | |
| | CH arenosa gris | TS-1 | — | — | — | | 20/30 | 10:00 (1) | |
| | CH " " | F-3 | 10 | 35 | 35 | | — | 10:30 | |
| | CH " " | TR-2 | — | — | — | | 30/30 | 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 | | 50 | 13:00 | |
| | CL ✓ | TR-3 | — | — | — | | 20/30 | 13:20 | |
| | | TR-4 | — | — | — | | | 13:30 (5) | |
| | | F-8L | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |

| | |
|-------|--|
| NOTAS | 1) la CH empieza a los 15' |
| | 2) la parte inferior del TR-2 es SW |
| | 3) la SW empieza a 29', se perdió el agua de perforación |
| | 4) se tiene azolve y se decidió poner ademe |
| | 5) se perdió la muestra, probablemente era arena |
| | |
| | |
| | |

FIG. III.6. Registro de campo

TABLA II. 1 Barra recomendable para la prueba de penetración estándar

| Profundidad del sondeo en m | Barra recomendable | Diámetro exterior en cm | Peso, en kg/m |
|-----------------------------|--------------------|-------------------------|---------------|
| 15 | AW | 4.4 | 6.53 |
| 10-30 | BW | 5.40 | 6.23 |

1.2.2 REGISTRO DE DATOS.

Para la prueba de penetración estándar, se llena el registro de campo de la fig. III.6 con la información que se va obteniendo durante la ejecución del sondeo; conviene utilizar las abreviaturas de la tabla III.6 para simplificar su presentación; las notas al pie del registro son observaciones que se hacen durante la ejecución y que pueden ayudar en la interpretación del sondeo; dos columnas quedarán en blanco: la de presión, que no tiene significado en este caso, y la de recuperación (rec) que no proporciona información de interés con este muestreador.

CORRELACIONES DE N EN SUELOS COHESIVOS

La resistencia a la penetración N se correlaciona empíricamente con la consistencia y resistencia a la compresión simple q_u de los suelos cohesivos con la ayuda de la fig. III.8.

CORRELACIONES DE N EN SUELOS GRANULARES.

La resistencia a la penetración N se correlaciona con la compacidad relativa (C_r) y ángulo ϕ de los suelos granulares, tomando en cuenta la influencia del esfuerzo vertical efectivo (δ_{vo}) como se muestra en la figura III.9. En esta gráfica el par de valores (N, σ_{vo}) define un punto y su proyección, según una recta de la familia de la gráfica, proporciona la correlación mencionada.

| | | | |
|--------|-------|-------|-----------|
| | 35 | 85 | |
| Suelta | Medio | Densa | Muy densa |
| Φ | 30 | 40 | |

Valores tentativos de Φ para arena media uniforme (Sp_m) como suelo típico

El valor de σ_{vo} se puede estimar con la expresión:

$$\bar{\sigma}_{vo} = \gamma \sec \alpha h_1 + \gamma$$

- h_1 profundidad del nivel freático, en m
- $h_1 + h_2$ profundidad de la prueba, en m
- γ seco peso volumétrico del material, arriba del nivel freático (1.5 ton/m³, valor aproximado)
- γ' peso del material sumergido (0.9 ton/m³ valor aproximado)

Una correlación más simple, sin corrección por el esfuerzo vertical efectivo, se presenta en la tabla III.3 y que se recomienda solo para la interpretación preliminar de la prueba.

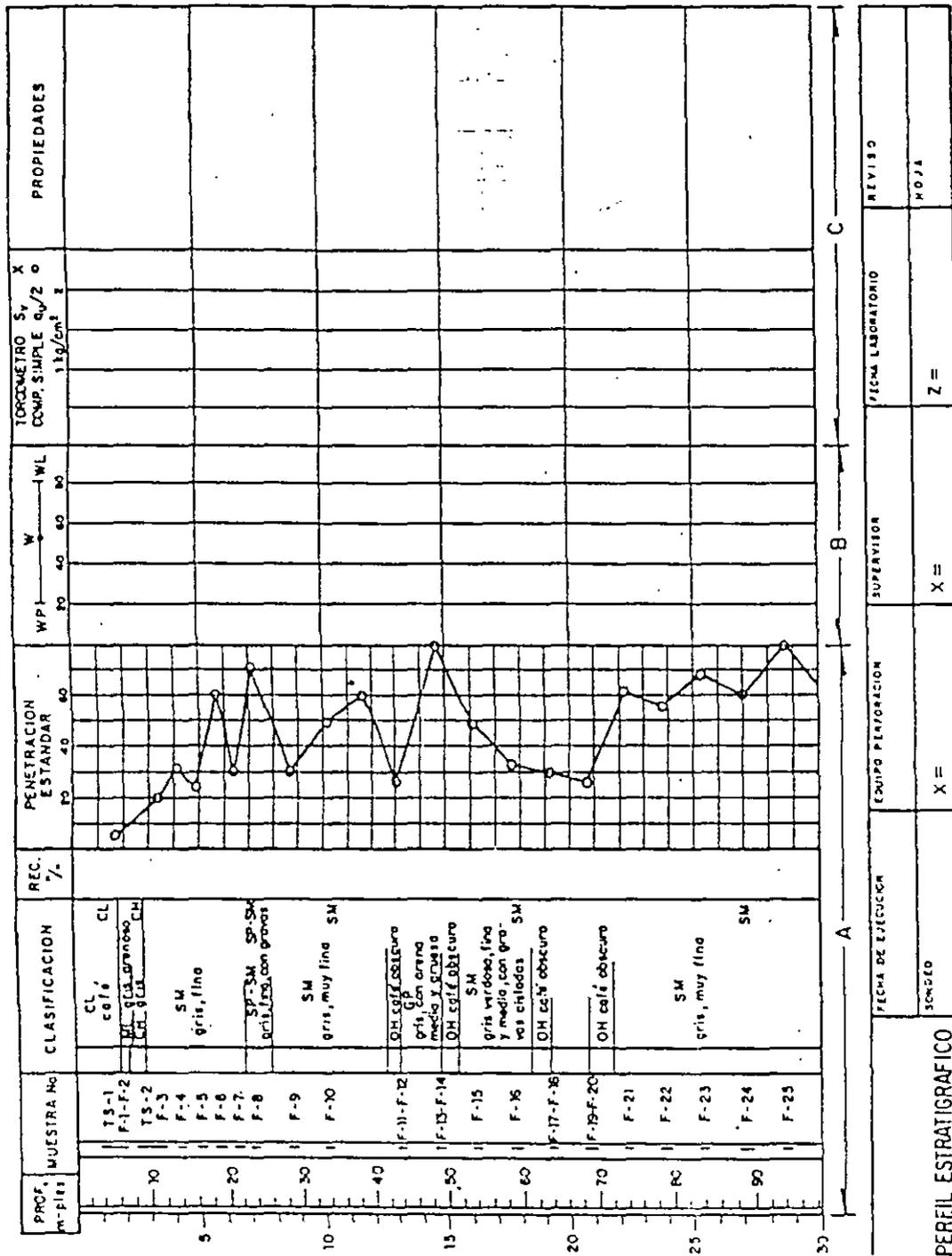


FIG.III.7. Representación gráfica de la penetración estándar

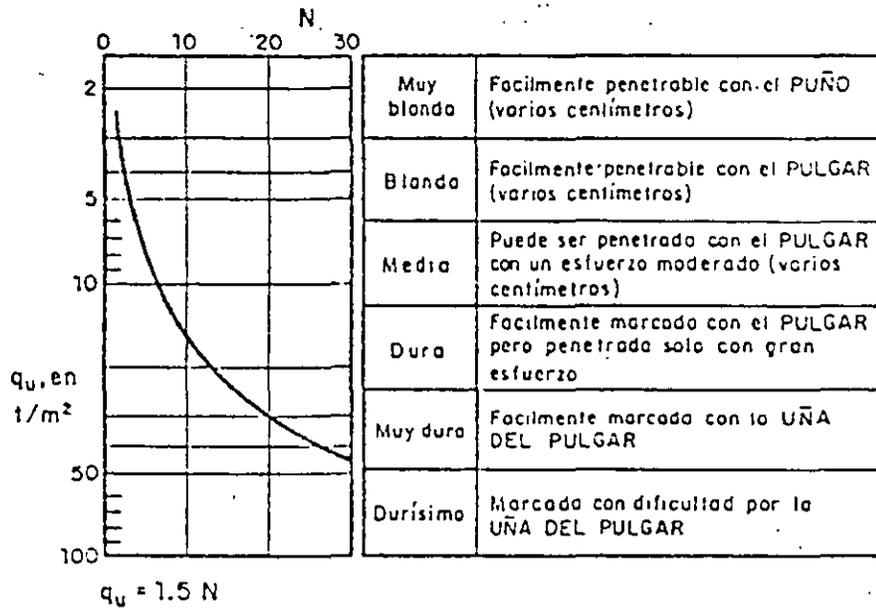


FIG.III.8. Correlación entre N , q_u y consistencia relativa

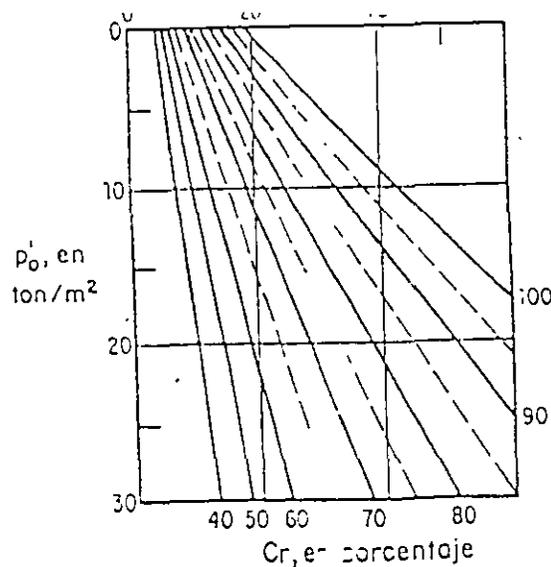


TABLA III. 3 Densidad relativa de arenas y el número de golpes obtenido en pruebas de penetración estándar

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

OPERACIÓN.

El penetrómetro estándar se hince 45 cm en el fondo de una perforación de 7.5 cm de diámetro mínimo, con la energía que proporciona el impacto de una masa de 64 kg. dejada caer libremente de 75 ± 1 cm de altura.

Durante la penetración se cuenta el número de golpes necesarios para hincar cada tramo de 15 cm; se define como resistencia a la penetración estándar, el número N de golpes para hincarlo en los últimos 30 cm (la suma de los golpes de los dos últimos tramos); si el penetrómetro no se puede hincar los 45 cm, cuando se han dado 50 golpes, se suspende la prueba y por extrapolación se deduce el número N 50.

PROCEDIMIENTOS DE MUESTREO.

Los procedimientos de muestreo son las técnicas que se aplican para obtener especímenes alterados o inalterados de diferentes profundidades del subsuelo, con los que posteriormente se realizan pruebas de laboratorio para conocer sus propiedades índices y mecánicas:

Muestras Alteradas. Son muestras cuyo acomodo estructural se pierde a consecuencia de su extracción; se utilizan en el laboratorio para identificar el tipo de suelo a que corresponden, realizar pruebas índice y preparar especímenes compactados para someterlos a pruebas mecánicas.

Muestras Inalteradas. Son muestras cuyo acomodo estructural esta relativamente inalterado, ya que necesariamente se inducen cambios de esfuerzo por su extracción y estos generan cambios volumétricos; estas muestras se utilizan en el laboratorio para identificar el tipo de suelo a que corresponden, realizar pruebas índice y mecánicas.

2.1 MUESTREO ALTERADO.

MÉTODO MANUAL.

La obtención de muestras representativas alteradas de cualquier tipo de suelo localizado arriba o abajo del nivel freático puede hacerse con herramientas de mano, mediante pozos someros de pequeño diámetro, pozos excavados a cielo abierto, cortes o zanjas.

La limitación de este método radica en su lentitud y en que solo se pueden alcanzar, eficientemente, profundidades someras (menor de 10 m).

EQUIPO.

Cuando el muestreo se hace en perforaciones de pequeño diámetro (máximo 10 cm) se requieren herramientas manuales de perforación, como la pala posteadora y barreras helicoidales (fig. II.4).

Cuando el muestreo se hace en zanjas o pozos a cielo abierto se utilizan picos y palas para la excavación y espátulas para el muestreo.

Podría requerirse ademar las paredes de la excavación y contar con bombas para extraer el agua en sondeos que se lleven abajo del nivel freático.

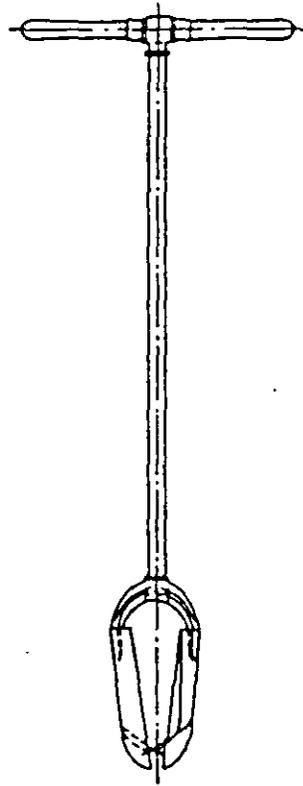
OPERACIÓN.

Las muestras que se pueden obtener en pozos hechos con herramientas de perforación manual, como pala posteadora o brocas helicoidales consiste en pequeños terrones que se rescatan a medida que progresa la excavación; estas muestras se conservaran en bolsas de polietileno o frascos de vidrio.

Las muestras que se obtengan de pozos a cielo abierto o zanjas podrán tomarse de la paredes y del fondo; debe eliminarse el material superficial contaminado y tomarse la muestra de suelo recién descubierto. El tamaño de la muestra está en función de las pruebas que se realizarán; para un sondeo convencional, las muestras deben ser de 0.5 kg.; para estudiar el suelo como material de préstamo se deben tomar muestras de 10 kg. de los estratos explotables o una muestra integral de 30 kg., obtenida de una ranura vertical lateral hecha en el pozo o corte; se elige el criterio de muestreo acorde al método de explotación del banco. Las muestras se colocaran en bolsas de polietileno.

REGISTRO DE DATOS

Cuando se trate de pozos a cielo abierto se utilizara el registro anexo, fig. III.10.



a) Pala posteadora



b) Barrena helicoidal

FIG.II.4. Herramienta manual de perforación

2.2 MUESTREO INALTERADO.

MÉTODO MANUAL

La obtención manual de muestras inalteradas, permite obtener las muestras con la menor alteración posible, puede aplicarse en los suelos finos; en los granulares se puede solo en aquellos que tengan un contenido de finos que les impongan una pequeña cohesión.

La limitación de este método radica también en su lentitud y que solo se puede utilizar en profundidades someras (menor de 10m).

Consiste en labrar con herramientas de mano muestras cúbicas de 30 cm de lado; con este método se pueden obtener muestras que conserven el acomodo estructural de las partículas del suelo. El acceso al sitio de donde se obtengan puede ser pozos a cielo abierto, cortes o zanjas.

Las muestras se protegen con un forro de manta de cielo impregnada de parafina y brea.

EQUIPO.

Para el labrado de muestras de suelos blandos se requieren espátulas, para los duros un cincel ancho y un martillo ligero. Para la protección de las muestras manta de cielo, brochas y parafina con brea y una estufa portátil.

OPERACIÓN.

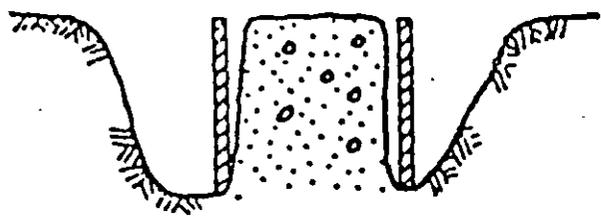
Se limpia y engrasa una superficie horizontal de 50 cm de diámetro, en cuyo centro se marca un cuadro de 30 m de lado; se le coloca encima manta de cielo que se impregna de parafina con brea caliente, aplicándola con la brocha; enseguida se labran pozos de los lados verticales y se protegen con manta y parafina con brea; se continúan con los dos lados y se protegen también; después se corta la superficie base de la muestra; si el suelo es muy blando, conviene hacer esto antes de hacer el corte, colocar una caja protectora (fig. III.11); después de cortar la muestra se voltea y se protege también con manta y parafina con brea. Los vértices de las muestras se refuerzan con cintas de manta impregnadas de parafina.

TUBO DE PARED DELGADA.

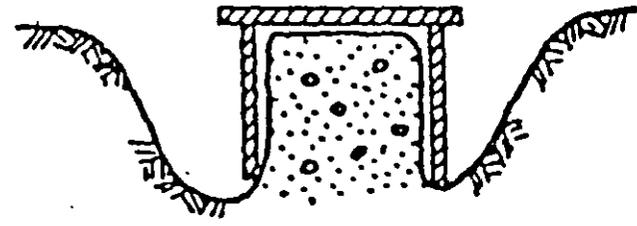
Este muestreador es el más utilizado para obtener muestras inalteradas de suelos fino blandos semiduros, localizados arriba o abajo del nivel freático.

El diámetro mínimo aceptable para este muestreador es de 7.5 cm.

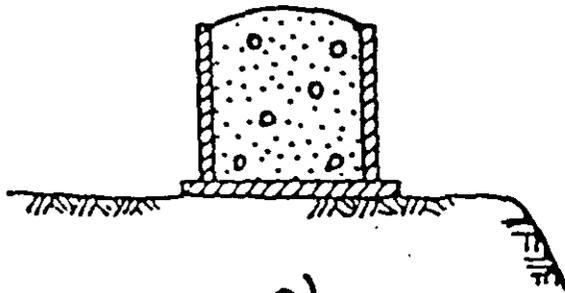
El tubo de pared delgada o Shelby es un tubo liso afilado, usualmente de 7.5 a 10 cm de diámetro, que se inca a presión para obtener muestras relativamente inalteradas de suelos finos blandos a semiduros, localizados arriba o abajo del nivel freático.



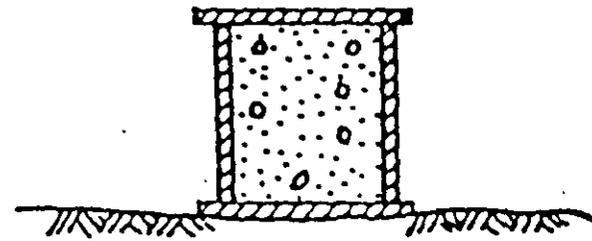
a)



b)



c)



d)

FIG. III.11 Procedimiento de obtención de muestras cubicas

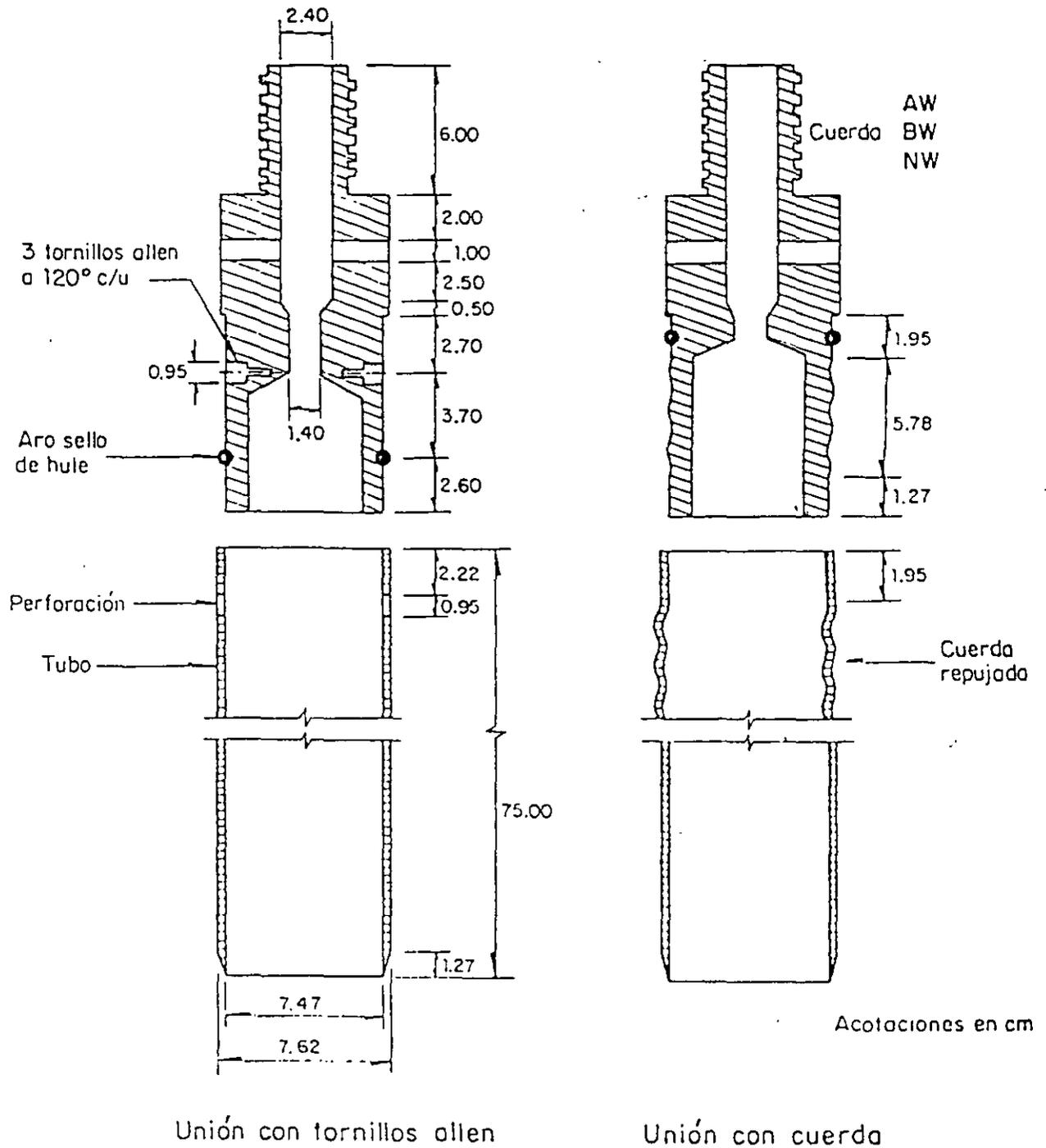
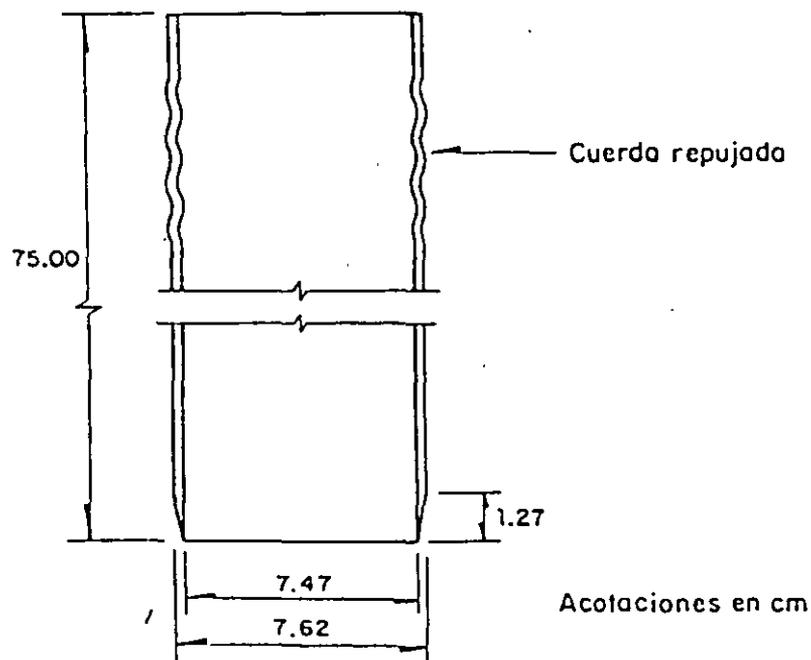
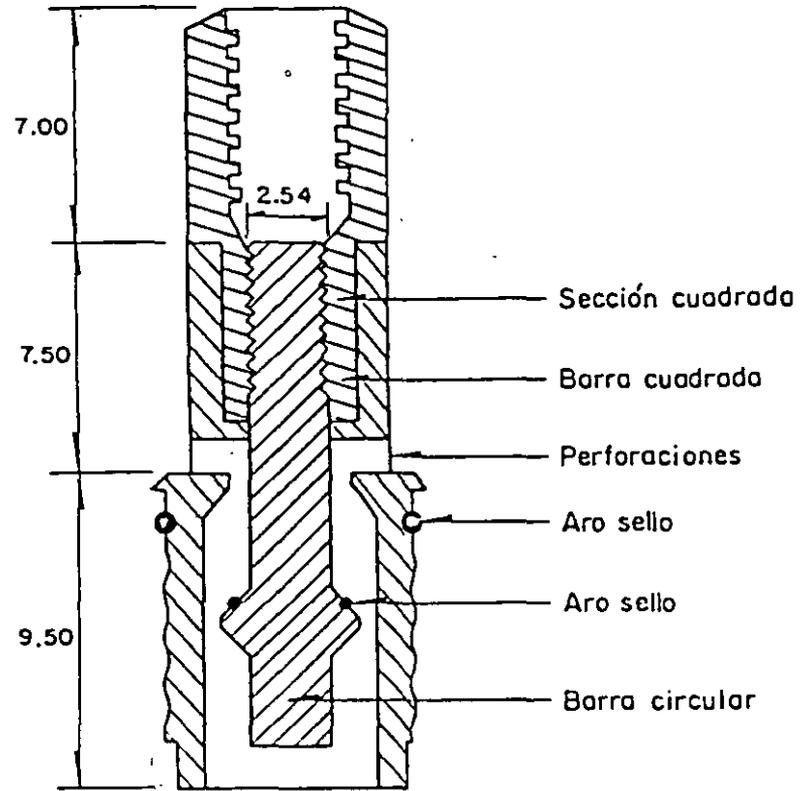


FIG.II.5. Muestreador de pared delgada

La Fig. 11.6 corresponde a un muestreador de válvula deslizable. Este muestreador 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 esta barra desliza la pieza a la que se fija el tubo muestreador y que tiene agujeros para el drenaje del fluido de perforación del interior del tubo.



Unión con cuerda

FIG.11.6. Muestreador de válvula deslizable

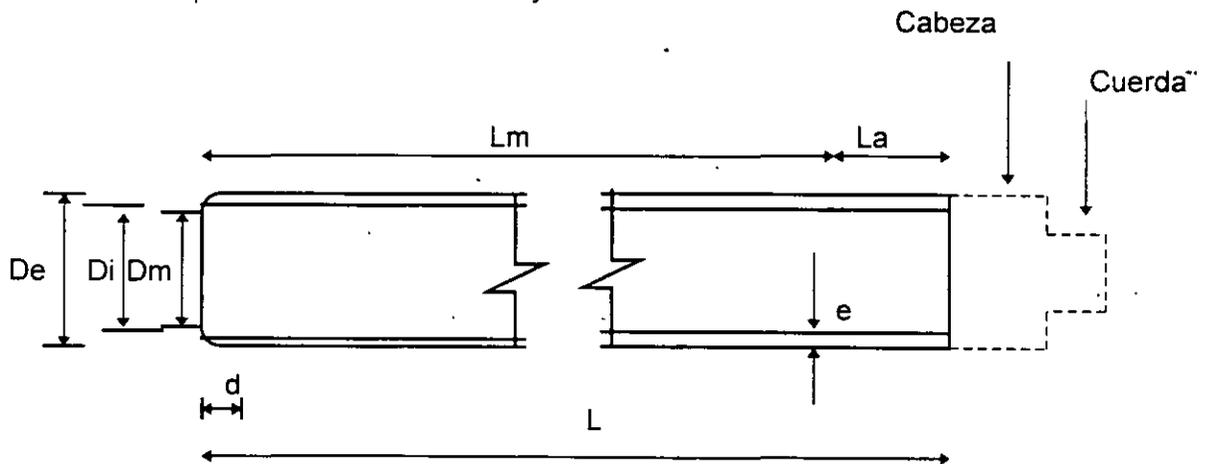
CARACTERÍSTICAS.

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

En la fig. II. 5 se presenta el muestreador con los dos tipos de unión tubo cabeza usuales; el primero con tres tornillos Allen y el segundo con cuerda que ha mostrado ser más confiable que el primero aun operando en suelos duros. La cabeza tiene perforaciones laterales y una válvula esférica de pie que 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 hidrodinámica que se generan durante la extracción del muestreador.

La figura II.6 corresponde a un muestreador de 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 esta barra desliza la pieza a la que se fija el tubo muestreador y que tiene agujeros para le drenaje del fluido de perforación del interior del tubo.

En las figuras II. 7 se anotan las dimensiones que necesariamente deben satisfacer estos muestreadores para los diámetros de 7.5 y 10.0 cm.



| Diam.nominal en 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 |

| | | | |
|----|-------------------|----|-----------------------------------|
| De | diámetro exterior | d | longitud aguzada |
| Di | diámetro interior | L | longitud tubo |
| Dm | diámetro muestra | Lm | longitud de muestreo recomendable |
| e | espesor | La | espacio para azolves |

FIG. II. 7 Dimensiones de los tubos de pared delgada

El procedimiento de afilado del tubo debe ser lo suficientemente preciso para que se obtengan tubos con las dimensiones especificadas., fig. II. 7.

Hvorslev describe 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 figura II.7.

Otro cuidado que se debe tener con este muestreador, es el de pintarlo para reducir el fenómeno de corrosión de la lamina, el cual induce cambios físico - químicos al suelo muestreado.

CONDICIONES GEOMÉTRICAS.

La observación cuidadosa de muestras obtenidas con tubos de pared delgada de condiciones geométricas diferentes, mediante la técnica de secado de laminas de suelo, permitió a Hvorslev fundamentar las relaciones de áreas y diámetros que deben satisfacer estos muestreadores para asegurar un buen funcionamiento.

El muestreador Shelby se hince, con velocidad constante entre 15 y 30 cm/seg., una longitud de 15 cm menor a la del tubo, para dejar espacio donde alojar los azolves que pudieran haber quedado dentro del tubo mismo. Después del hincado, se deja en reposo durante 0.5 min. para que la muestra expanda en su interior y aumente su adherencia; enseguida se corta la base de la muestra girando 2 vueltas el muestreador y se procede a sacarlo al exterior, donde se limpia e identifica, se clasifica y protege a la muestra.

REGISTRO DE DATOS.

Se utilizara el registro de campo de la fig. III.6 con la información que se va obteniendo durante la ejecución del sondeo; conviene utilizar las abreviaturas de la tabla III.6 del capítulo de recomendaciones, para simplificar la presentación; las notas al pie del registro son observaciones que se hacen durante la ejecución y puede ayudar en la interpretación del sondeo. Debe también anotarse la presión necesaria para hincar el muestreador y el porcentaje de recuperación de muestra que expresa cualitativamente la calidad que se alcanza en cada operación del muestreador, como se muestra en la tabla III.4.

$$\text{Rec} = L / H \cdot 100$$

Rec recuperación

L longitud recuperada

H longitud muestreada

TABLA III. 4 recuperación de muestras

| Recuperación | Calidad |
|---------------|-------------|
| Rec = 100 | excelente |
| Rec = 80% | bueno |
| 50 < Rec < 80 | malo |
| Rec < 50 | inaceptable |

MUESTREADOR DENISON.

Con este muestreador que opera a rotación y presión se obtienen muestras, que pueden ser inalteradas, de arcillas duras, limos compactos y limos cementados con pocas gravas, localizados abajo del nivel freático. Arriba de este nivel, las muestras pueden contaminarse con el fluido de perforación y por ello su uso es poco confiable.

El muestreador tipo Denison consiste de dos tubos concéntricos; en el interior que se hinca a presión, se rescata la muestra de suelo, mientras que el exterior, con la broca de corte en su extremo gira y corta el suelo a su alrededor. Para operar este muestreador se requiere fluido de perforación, que se hace circular entre ambos tubos.

CARACTERÍSTICAS.

En la fig. II.9 se muestra el diseño actualizado de este muestreador que esencialmente consiste de dos tubos concéntricos acoplados a una cabeza con baleros axiales, que los une a la columna de barras de perforación y permite que el tubo interior se hinque a presión en el suelo, sin inducir esfuerzos de torsión a la muestra; mientras que el exterior gira y corta el suelo circundante. 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 (fig. II. 9) antes que la broca, 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 figura II. 10 se muestran las dos brocas tipo más usuales.

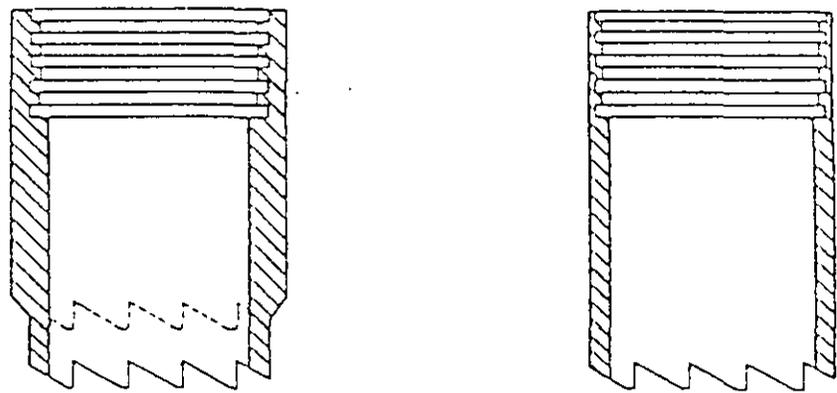


FIG.II.10. Tipos de broca denison

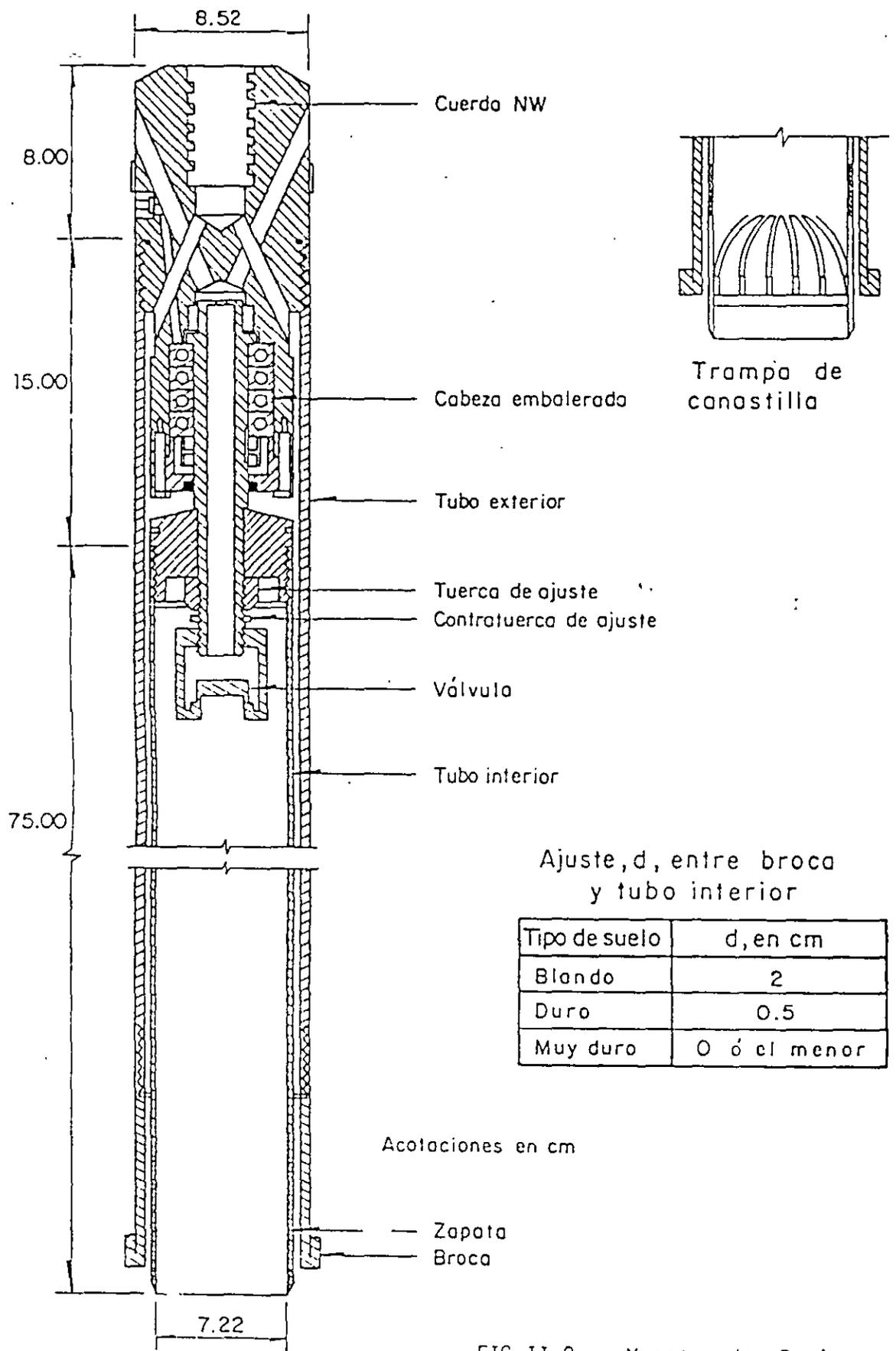


FIG. II.9. Muestreador Denison

Las dimensiones del muestreador Denison que permiten obtener muestras de 7.5 y 10.0 cm de diámetro nominal, se anotan en la tabla II. 2.

Para el muestreo de materiales granulares conviene adaptarle una trampa de canastilla que consiste en lengüetas de lamina de acero flexible remachadas el tubo interior, como se muestra en la figura II. 9

TABLA II.2. Dimensiones del tubo Denison (en cm)

| Diámetro nominal | Tubo inferior | | | | Tubo exterior | | | | Barras de operación |
|------------------|---------------|------|--------------|----|---------------|-------|-----|----|---------------------|
| | De | Di | Dm | L | De | Di | L | Lm | |
| 7.5 | 7.62 | 7.22 | 7.11 7.17 | 75 | 8.52 | 7.92 | 90 | 60 | BW |
| 10.0 | 10.16 | 9.75 | 9.61 9.69 | 90 | 11.16 | 10.46 | 105 | 75 | NW |

Donde:

De diámetro exterior

L · longitud de tubo

Di diámetro interior

Lm longitud de la muestra

Dm diámetro de la muestra

OPERACIÓN.

Antes de introducir el muestreador al sondeo se debe ajustar la distancia d entre el tubo interior y la broca, como se indica en la figura II. 9 de acuerdo con el material que se va a muestrear; también se debe verificar que la cabeza este limpia, engrasados los baleros y que la válvula opere correctamente. A continuación se baja el muestreador al fondo de la perforación y se hinca por lo menos 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 varia entre 50 r.p.m. para materiales blandos y 200 r.p.m. para los duros. En cuanto a la fuerza vertical puede ser hasta de 3 ton.

Una vez que se ha penetrado la longitud prevista o que el muestreador no puede avanzar, se suspende la rotación y la fuerza axial, se deja 0.5 min. en reposo para permitir que la muestra expanda; después se gira para romper la muestra 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 se debe utilizar aire; podría ser admisible utilizar lodo, solo si se demuestra que la contaminación que induce a la muestra es tolerable. En muestreos abajo del nivel freático puede utilizarse agua o lodo.

La presión de operación del fluido de perforación debe ser la mínima con que se mantenga limpia la perforación.

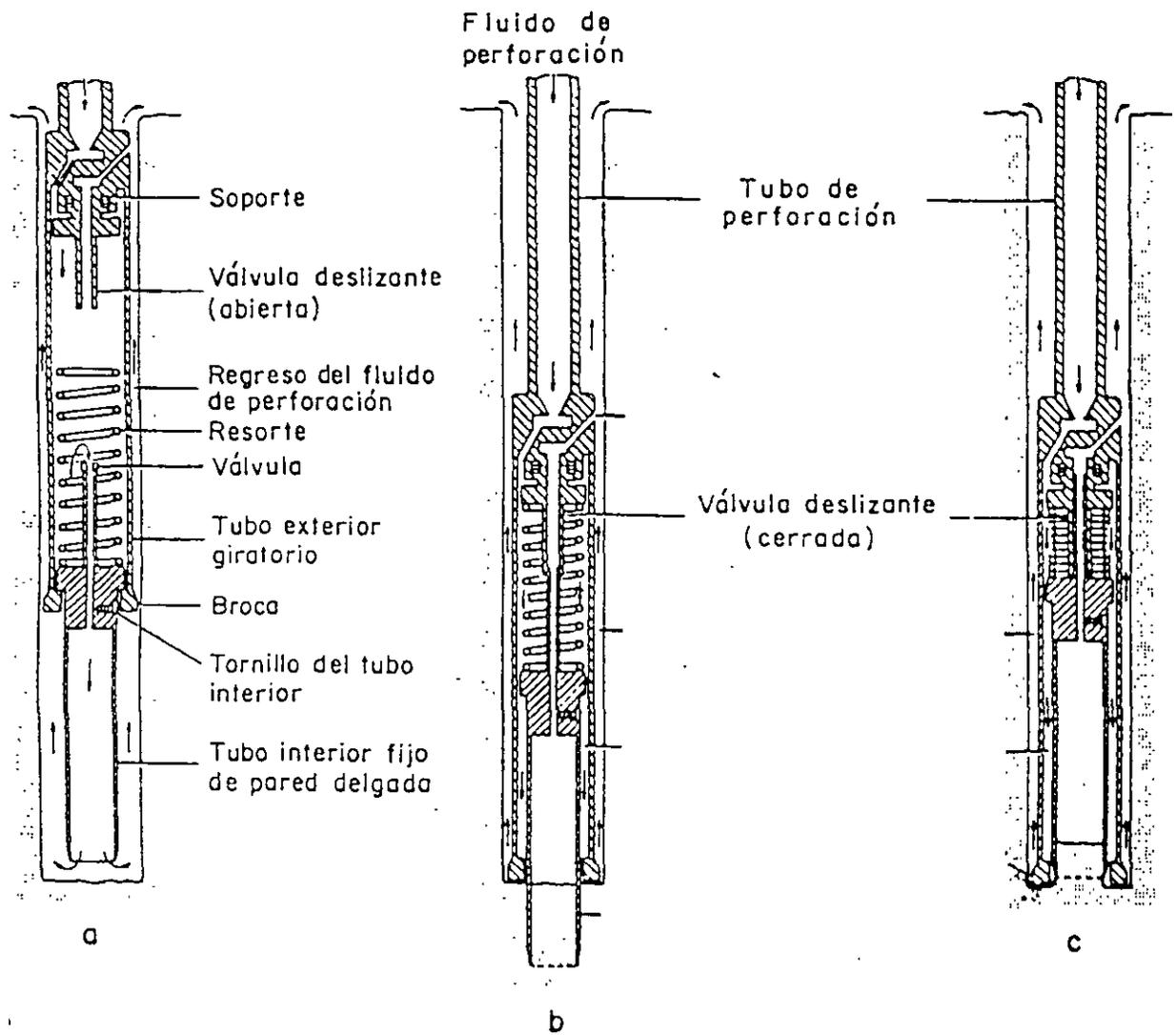


FIG.II.11. Muestreador Pitcher

MUESTREADOR PITCHER.

Con este muestreador que opera a rotación y presión se pueden obtener muestras, que pueden ser inalteradas, de suelos como: arcillas duras, limos compactos y limos cementados con pocas gravas; resulta particularmente adecuado en los suelos con capas delgadas (hasta de centímetros) de materiales de diferente dureza.

Este muestreador es similar al Denison excepto porque la posición del tubo interior se regula con un resorte axial; mientras que el exterior, con la broca de corte en su extremo, gira y corta al suelo del derredor. Su operación requiere también la inyección de un fluido de perforación.

CARACTERÍSTICAS.

El muestreador Pitcher consiste en dos tubos concéntricos, acoplados a una cabeza compuesta de dos piezas: la superior es fija para transmitir la rotación al tubo exterior, en cuyo extremo va la broca de corte, mientras que la inferior, separada de la fija por un resorte axial, soporta al tubo interior de 7.5 ó 10 cm de diámetro en que se aloja a la muestra; la función del resorte es de regular la posición longitudinal del tubo interior con respecto al exterior. En la fig. II. 11 se observa que la unión del tubo interior - cabeza se hace por medio de tornillos Allen, aunque también puede hacerse por medio de rosca, como el tubo Denison; también se observa que la parte fija de la cabeza tiene un balero axial cuya función es mantener estático al tubo interior mientras gira el exterior y soportar la reacción del resorte axial. El resorte se elige con una constante que depende de la resistencia del suelo. La broca de este muestreador es similar a la que se utiliza en el barril Denison.

OPERACIÓN.

El muestreador se introduce en el sondeo con el tubo interior totalmente salido del exterior y la válvula deslizante abierta (fig. II.11.a); poco antes de llegar al fondo de la excavación se inyecta fluido de perforación que sale por el tubo interior e impide que se introduzca el azolve del sondeo al tubo (fig. II.11.a). al iniciarse el hincado, el tubo interior toma su posición de muestreo, la válvula deslizante se conecta para dar salida al fluido que queda dentro del tubo interior y el resorte transmite la fuerza axial; en ese momento se puede iniciar la rotación exterior (fig. II.11.b). Si durante el muestreo se encuentra un estrato duro, el resorte se contrae (fig. II.11.c) y almacena energía, que impulsa automáticamente al tubo interior si llega a encontrarse suelo blando nuevamente.

3. SUPERVISIÓN DE LA EXPLORACIÓN.

La exploración geotécnica debe realizarse bajo la dirección de un ingeniero capacitado en la planeación y ejecución de los trabajos. Deberá organizar los trabajos y recopilar la información que permita definir confiablemente las características del subsuelo.

TABLA III.5 Criterio de selección de métodos de exploración y muestreo

| TIPO DE SUELO | | Método de perforación | | | Sondeo de exploración | | Muestro inalterado | | | | | | | | |
|---------------------------|---|------------------------------|-----------------|-----------------|-----------------------|-------------------|--------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|----------------|-----------------------------|
| Arriba del nivel freático | Suelos finos (con arenas y gravas) Suelos expansivos Arenas con finos | R R R | P | P | R P R | R | | A | R R | | | | | | |
| | Arenas con grava Suelos finos muy duros | R | P | R | P R | A R | | A | R | | | | | | |
| Abajo del nivel freático | Suelos finos muy blandos Suelos finos duros a muy duros | P A | R A | R R | R R | R A | R R | | R R | | | | | | |
| | Arenas finas sueltas Arenas compactas | A A | R A | R R | P A | R R | R R | A A | A A | | | | | | |
| | Suelos orgánicos Arenas con grava | P | R A | R R | A R | A R | R R | A | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | Pozo a cielo abierto (zanja) | Lavado con agua | Lavado con todo | Rotación con agua | Rotación con todo | Rotación en seco | Penetrómetro estándar | Penetrómetro holandés | Tubo de pared delgada | Muestreador de pistón | Muestreador Denison | Muestreador Pitcher | Tubo rotatorio | Muestras cúbicas (labradas) |

R : RECOMENDABLE
A : ACEPTABLE
P : POCO ACEPTABLE

TABLA III.6 Abreviaturas y símbolos para formular los registros de campo

| Abreviatura | Significado | Símbolo | Significado |
|----------------|--|---|------------------------|
| SUCS | Sistema Unificado de Clasificación de Suelos |  | Arcilla |
| G | grava |  | Limo |
| S | arena |  | Arena |
| M | limo |  | Grava |
| C | arcilla |  | Boleos |
| O | suelo orgánico |  | Relleno |
| P _t | turba |  | Raíces |
| w | bien graduado |  | Turba |
| P | mal graduado |  | Conchas y Fósiles |
| L | baja plasticidad | | |
| H | alta plasticidad | | |
| SPT | Prueba de penetración estándar | | |
| N | número de golpes en SPT | | |
| NF | nivel freático |  | Nivel freático |
| PCA | pozo a cielo abierto |  | Superficie del terreno |
| BT | broca tricónica | | |
| DG | broca tipo Drag | | |
| F-3 | muestra alterada en frasco N° 3 | | |
| B-4 | muestra alterada en bolsa N° 4 | | |
| F-2L | muestra lavada en frasco N° 2 | | |
| MI-8 | muestra labrada in situ N° 8 | | |
| TS-12 | tubo Shelby N° 12 | | |
| TD-9 | tubo Denison N° 9 | | |
| TP-11 | tubo Pitcher N° 11 | | |
| TPL-7 | tubo Pistón libre N° 7 | | |
| TR-5 | tubo rotatorio dentado N° 5 | | |
| NXL-6 | muestra de roca tomada con barril N serie L N° 6 |  | Concreto |
| Rec 45/75 | 45 cm de recuperación en 75 cm muestreados | ϕ | Diámetro |
| 50/10 | 50 golpes en 10 cm en SPT | | |
| EW, AW, BU, NW | barras de perforación (tabla II.5) | | |
| NW, HW | ademes (tabla II.6) | | |
| BXL, NXL | barriles muestreadores serie L | | |
| PA | pérdida de agua o lodo de perforación | | |

La profundidad a la que debe ordenar que se hagan los sondeos será hasta donde el incremento de esfuerzos verticales sea de 10% del esfuerzo vertical inicial, salvo que se encuentre roca.

El ingeniero supervisor debe informarse antes de iniciar los trabajos de : el tipo de estructura que se construirá, las condiciones geológicas y probables tipos de suelos que se encontrarán en el sitio, debe conocer las condiciones de trabajo que se impondrán a los suelos, para que sea capaz de juzgar si la información que se está obteniendo es la adecuada; en caso contrario, proponer modificaciones a las técnicas de muestreo y programa de trabajo.

El ingeniero supervisor no es el responsable de la ejecución de los trabajos; es el responsable de verificar que con la exploración se esté obteniendo las muestras adecuadas y la información geotécnica para resolver el problema.

Los trabajos de campo los supervisará un ingeniero; que durante la ejecución del sondeo, deberá seleccionar los muestreadores que se utilicen, incluso recurriendo en un mismo sondeo a varios de los descritos. En la tabla III.5 se proporciona un resumen de los métodos de perforación y muestreo que pueden aplicarse a los diferentes suelos que se presentan arriba y abajo del nivel freático, jerarquizando su aplicabilidad.

El ingeniero supervisor será responsable de verificar que la calidad de las muestras que se obtengan sean aceptables, debe también recopilar la información de los sondeos; llenando los registros de campo; para facilitar esta labor puede adoptar las abreviaturas y símbolos de la tabla III.6. Finalmente debe presentar la localización de los sondeos en un plano que incluya; las trazas de las estructuras que se construirán, las cargas que transmiten y los asentamientos permisibles.

4. PROTECCIÓN Y TRANSPORTE DE MUESTRAS.

4.1 MUESTRAS ALTERADAS.

Las muestras deben identificarse claramente y colocarse en recipientes impermeables o protegerlas adecuadamente para que conserven su contenido de agua natural. Durante su transporte deben estar protegidos de los agentes atmosféricos.

Las muestras alteradas deben mantener el contenido de agua natural y no haber sufrido alteraciones químicas.

Las muestras alteradas son aquellas que no conservan el acomodo estructural de sus partículas, pero mantienen el contenido natural de agua y no han sufrido cambios químicos, se utilizan para clasificar el suelo y definir la estratigrafía del sitio; en el laboratorio pueden emplearse para realizar pruebas índice que permiten interpretar las características y posible comportamiento mecánico de los suelos.

Estas muestras pueden proceder de sondeos alterados o de pruebas de penetración estándar, se conservarán en frascos de 0.5 lt de capacidad, con boca ancha y tapa hermética,

identificándolos como se muestra en la fig. III.12 y colocándolos en cajas de cartón de 20 unidades.

Las muestras alteradas de material de bancos de préstamo se deberán conservar en bolsas de polietileno denso, sellándolas herméticamente con calor o bien con un nudo apretado; si no interesara conservar el contenido de agua natural pueden utilizarse las bolsas de lona. En la fig. III.13 se muestra la etiqueta con que deben identificarse cada una de las bolsas.

Para el transporte de muestras alteradas simplemente deben protegerse de los agentes atmosféricos.

4.2 MUESTRAS CÚBICAS INALTERADAS.

Las muestras deben identificarse claramente, protegerse sus superficies expuestas con material impermeabilizante y transportarse en cajas con empaque amortiguante de las variaciones que podrían sufrir.

Las muestras inalteradas deben conservar la estructura del suelo, mantener el contenido del agua natural y no haber sufrido alteraciones químicas.

Se define como muestras inalteradas que conservan el acomodo de sus partículas, su contenido de agua natural y no han sufrido cambios químicos; sin embargo por el cambio de esfuerzos que sufren por sacarles del confinamiento que tienen *in situ*, sufren alteraciones menores, como expansiones, oxidación, expansión de los gases disueltos en el agua intersticial, etc.

Las muestras cúbicas de 30 cm de lado deben identificarse con la etiqueta de la fig. III.13 adherida en la parte superior de la muestra, colocarse en cajas de madera confinadas con empaque húmedo de espuma de poliuretano o serrín de 5 cm de espesor mínimo; la tapa de la caja debe fijarse con tornillos que fácilmente puedan desmontarse para sacar la muestra.

Para el transporte de estas muestras deben protegérseles de los agentes atmosféricos y vibraciones y golpes que podrían dañar la estructura del suelo.

4.3 MUESTRAS INALTERADAS CONTENIDAS EN TUBOS.

Se deben tener cuidados similares a los descritos en el inciso 4.2. Se recomienda además que la extracción de las muestras de los tubos se haga a no más de dos días de su extracción del sitio, para evitar fenómenos de corrosión. Las muestras contenidas en tubos de los muestreadores de pistón, pared delgada, Denison o Pitcher, se someten al mismo procedimiento: después de desmontar el tubo de la cabeza que lo sostiene se coloca en el soporte para muestras de la fig. III.14, con la parte inferior de la muestra hacia abajo; se limpia la superficie exterior y del interior se eliminan los azolves con la veleta de la fig. III.15; enseguida se coloca el sello mecánico de la fig. III.16, o se vierte parafina con la breá caliente (15% de breá a 70 °C), para formar un sello de 0.7 cm de espesor. A continuación se invierte la

FORMA DE SERVICIO DE O. J. DE COPACABANA. A CONTINUACIÓN SE ENVIARÁ LA POSICIÓN

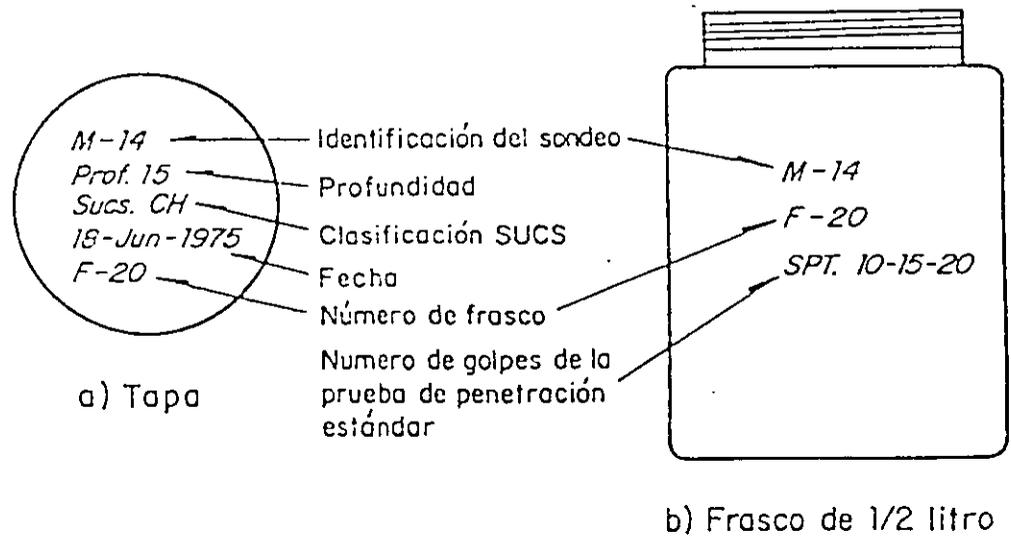


FIG.III.12. Identificación de frascos

USE TINTA INDELEBLE O RECUBRA CON PARAFINA

| | |
|--------------------|------------------------------|
| | IDENTIFICACION DE LA MUESTRA |
| OBRA | PROCEDIMIENTO DE PERFORACION |
| SONDEO | PROFUNDIDAD |
| OPERADOR | FECHA |
| CLASIFICACION SUCS | |

FIG.III.13. Etiqueta para identificación de muestras

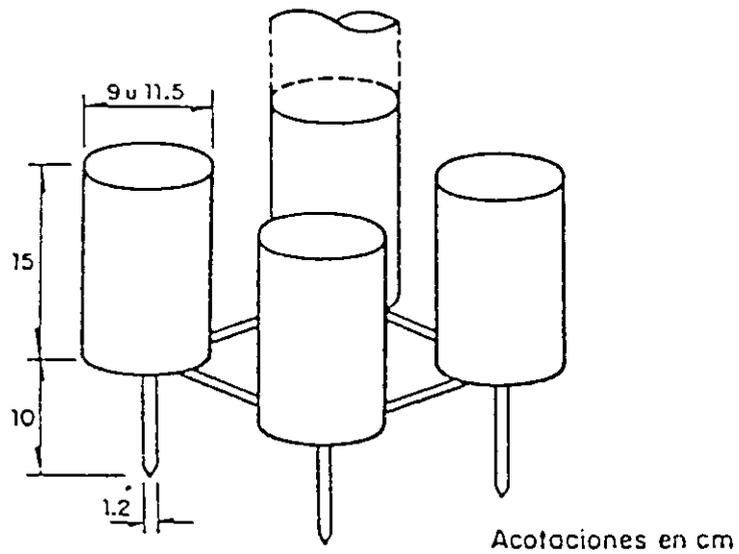


FIG.III.14. Soporte para muestra

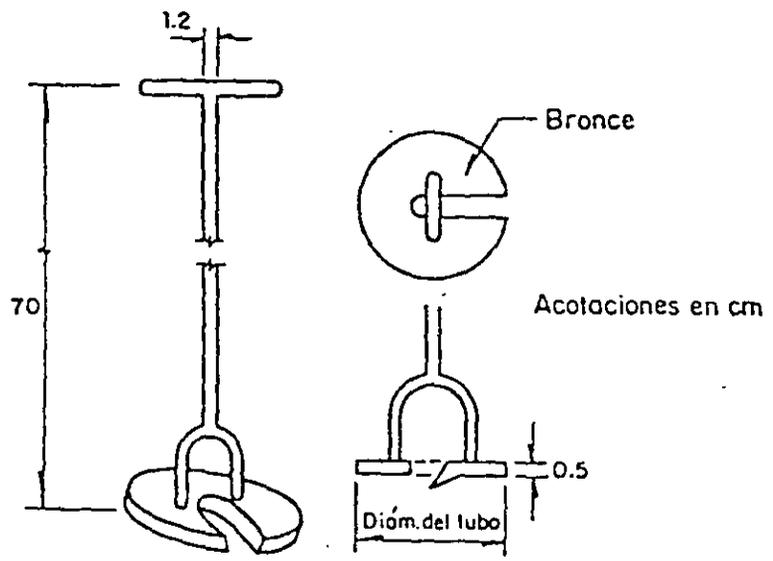


FIG.III.15. Veleta para limpiar tubos

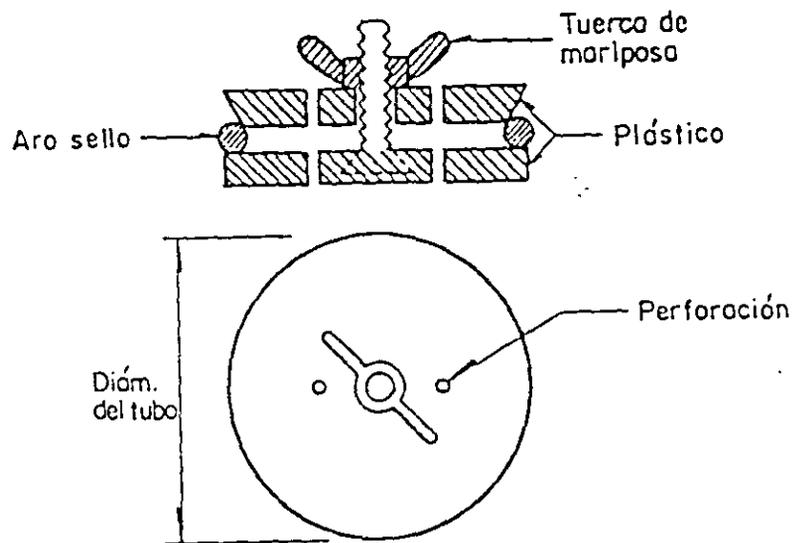


FIG.III.16. Sello mecánico

posición del tubo; se le extrae 1.0 cm de muestra con la veleta o una espátula para hacer lugar al sello mecánico de la fig. III.15 o el de parafina con brea; con el material extraído se clasifica en el campo el suelo. En seguida se identifica al tubo adhiriéndole una etiqueta (fig. III.13) con parafina, señalando además la parte superior de la muestra.

Un cuidado adicional que debe tenerse con muestras de arena sueltas, es el de colocar un tapón temporal con perforaciones en la parte inferior de la muestra, antes de sacar completamente el tubo muestreador de la boca del sondeo, se evita con esto que la muestra se pierda por la succión que se ejerce al sacar el muestreador y permite drenar el agua libre de la muestra.

Las muestras inalteradas contenidas en tubos deben transportarse en cajas de madera para 3 ó 4 muestras, recubiertas interiormente con espuma de poliuretano de 5 cm de espesor, cuidando que no sufran golpes ni vibraciones que dañen su estructura.

5 MAQUINAS Y EQUIPOS DE PERFORACIÓN Y MUESTREO.

5.1 MAQUINAS PERFORADORAS.

Las máquinas más adecuadas para la explotación geotécnica son aquellas capaces de operar a velocidades de rotación bajas (50 r.p.m.) y potencia alta (mayor de 40 HP); características necesarias para trabajar con los muestreadores Denison y Pitcher y sobre todo por el manejo de espirales de perforación; su sistema de gatos hidráulicos para carga vertical debe tener una carrera mínima de un metro de longitud para hincar los tubos de pared delgada y muestreadores de rotación de manera continua, sin interrupciones que afecten la calidad de la muestra.

En la selección de la máquina de perforación; debe tenerse en cuenta que por las características de estas maquinas se distinguen: las diseñadas para la perforación y muestreo de rocas, que no permiten alcanzar la eficiencia y calidad de trabajo que puede obtenerse y las máquinas diseñadas para la exploración de suelos. En cuanto a la bomba, las de cavidad progresiva han demostrado ser adecuadas para la exploración geotécnica, especialmente porque manejan lodos densos de perforación a menor presión.

En la tabla II. 13 se presenta un resumen de las características principales de las máquinas usadas para exploración.

TABLA II. 3 Máquinas perforadoras para geotecnia

| Tipo de máquina | Profundidad con barras en m | | | Peso en ton | Carrera del gato en m | Empuje vertical, en ton | Capacidad del malacate, en ton | Velocidad del malacate en ton | potencia del motor, en ton |
|-------------------|-----------------------------|-----|------------|-------------|-----------------------|-------------------------|--------------------------------|-------------------------------|----------------------------|
| | AX | NX | Espiral 6" | | | | | | |
| Mobile Drill B61 | 600 | 450 | 90 | 3.7 | 1.72 | 8.8 6.3 | 3.4 | 65-350 | 97 |
| Mobile Drill B40L | 152 | 100 | 46 | 3.0 | 3.7 | 4.2 3.0 | 2.5 | 0-513 | 97 |
| Mobile Drill B305 | 50 | - | 23 | 1.3 | 1.73 | 2.9 3.8 | 3 | 58-455 | 54 |
| Acker MP100 | 390 | 300 | 45 | 2.2 | 3.3 | 8.5 5.2 | 4.5 | 43-237 | 48 |
| Acker MP 50 | 390 | 300 | 45 | 2.0 | 1.8 | 3.2 4.2 | 4.5 | 50-335 | 48 |
| Pendrill PD | 137 | 100 | 40 | 2.2 | 1.8 | 3.1 3.1 | 3 | 60-1100 | 38 |
| Long year 34 | 426 | 266 | - | 1.1 | 0.6* | 3.2 3.2 | 3 | 22-1510 | 30 |

5.2 BOMBAS DE PERFORACIÓN.

La bomba que se utiliza para inyectar el fluido de perforación puede ser de dos tipos: las de pistón, capaces de manejar agua y lodos de muy baja densidad y las de cavidad progresiva, que manejan desde agua hasta lodos de densidad alta con sólidos de suspensión. Estas últimas son las más recomendables para la exploración geotécnica, porque operan a presiones bajas, gastos altos y con ello reducen el efecto erosivo del chiflón de descarga; tienen la ventaja adicional de que con el lodo se elimina la necesidad de ademe metálico.

En la tabla II.4 se muestran las características principales de las dos bombas más utilizadas en trabajos de exploración.

TABLA II. 4 Bombas de perforación

| Marca | Tipo | Gasto máximo en lt / min | Presión máxima, en kg / cm ² | Potencia, en HP | Peso en kg | Opera |
|------------|--------------------|--------------------------|---|-----------------|------------|-------------------|
| Moyno 3L6 | Cavidad progresiva | 162 | 16 | 7.5 | 250 | agua y lodo denso |
| Royal Bean | Pistón - triple | 132 | 35 | 7.5 | 350 | agua |

5.3 BARRAS Y ADEMES DE PERFORACIÓN.

Se recomienda usar las barras de perforación de diámetro nominal EW para sondeos superficiales y pruebas de veleta; las AW y BW para la operación de muestreadores y la ejecución de pruebas de penetración estándar y las BW y NW para la operación de muestreadores rotatorios; las barras NW no deben utilizarse para la prueba de penetración estándar por su elevado peso. De lo anterior se concluye que las barras BW son las de uso más general en trabajos de exploración geotécnica.

En la fig. II.12 se muestran los dos tipos de barras de perforación que se utilizan: las de pared uniforme corresponden a las barras de menor diámetro EW y AW; y las de pared aligerada (recalcadas) que se utilizan en los diámetros BW y NW. Sus dimensiones y geometría se muestran en la tabla II.5.

Los ademes metálicos recomendables son los de diámetro nominal NW porque permiten el paso del penetrómetro estándar y el HW, que por su diámetro permite el paso de los muestreadores Shelby y Denison.

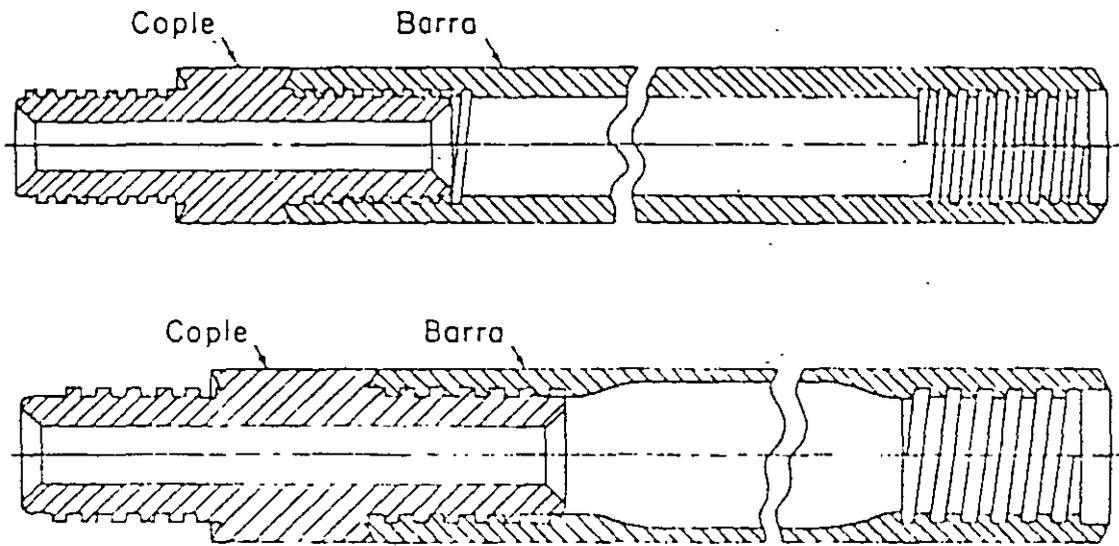


FIG.II.12. Barras de perforación y coples

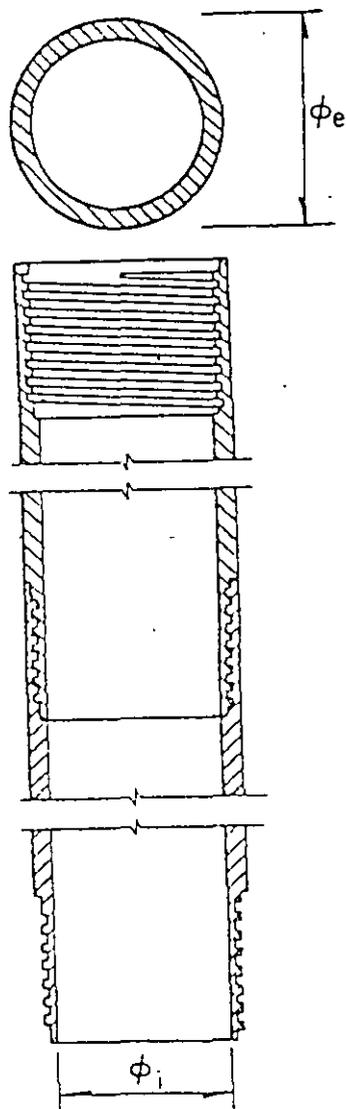


FIG.II.13. Ademes y coples

TABLA II. 5 Medidas de las barras

| Barra | P_e | | P_i | | P_c | | Peso kg / 3 m | Cuerdas por pulgada |
|-------|---------|------|--------|------|-------|------|---------------|---------------------|
| | pulg | mm | pulg | mm | pulg | mm | | |
| EW | 1 3/3 | 34.9 | 7/8 | 22.2 | 7/16 | 12.7 | 14.0 | 3 |
| AW | 1 23/32 | 44.4 | 1 7/32 | 30.9 | 5/8 | 19.9 | 19.9 | 3 |
| BW | 2 1/8 | 54.0 | 1 3/4 | 44.5 | 3/4 | 19.0 | 19.8 | 3 |
| NW | 2 5/8 | 66.7 | 2 1/4 | 57.2 | 1 3/8 | 34.9 | 24.5 | 3 |

longitud estándar 3.05 m (10 pies)

P_e diámetro exterior

P_i diámetro interior

P_c diámetro interior del cople

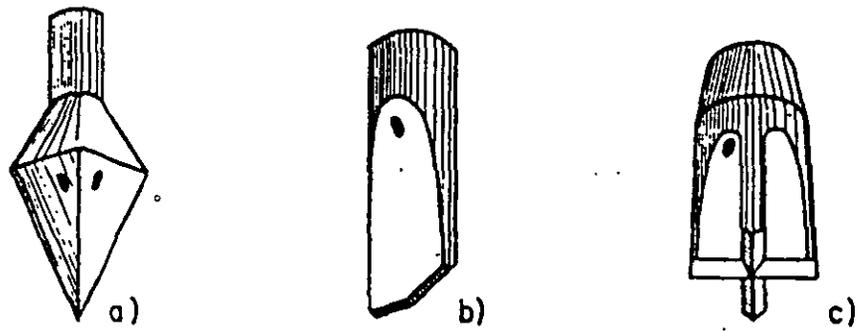
Los ademes metálicos utilizables en exploraciones geotécnicas se muestran en la fig. II.13 y sus dimensiones en la tabla II.6. se observa que sus diámetros interiores de 76 y 101 mm limitan el diámetro de los muestreadores que pueden pasar a través de ellos; por ello en sondeos en que se pretenda utilizar muestreadores de mayor diámetro, queda obligado el uso de lodos de perforación que eliminen la necesidad del ademe metálico.

TABLA II.6 Medidas de los ademes más usuales

| Ademe | P_e | | P_i | | Peso kg / 3 m | Cuerdas por Pulgada |
|-------|-------|-------|-------|-------|---------------|---------------------|
| | pulg | mm | pulg. | Mm | | |
| NW | 3 1/2 | 38.9 | 3 | 76.2 | 39.1 | 4 |
| HW | 4 1/2 | 114.3 | 4 | 101.6 | 51.3 | 4 |

P_e diámetro exterior

P_i diámetro interior



Trépanos de percusión

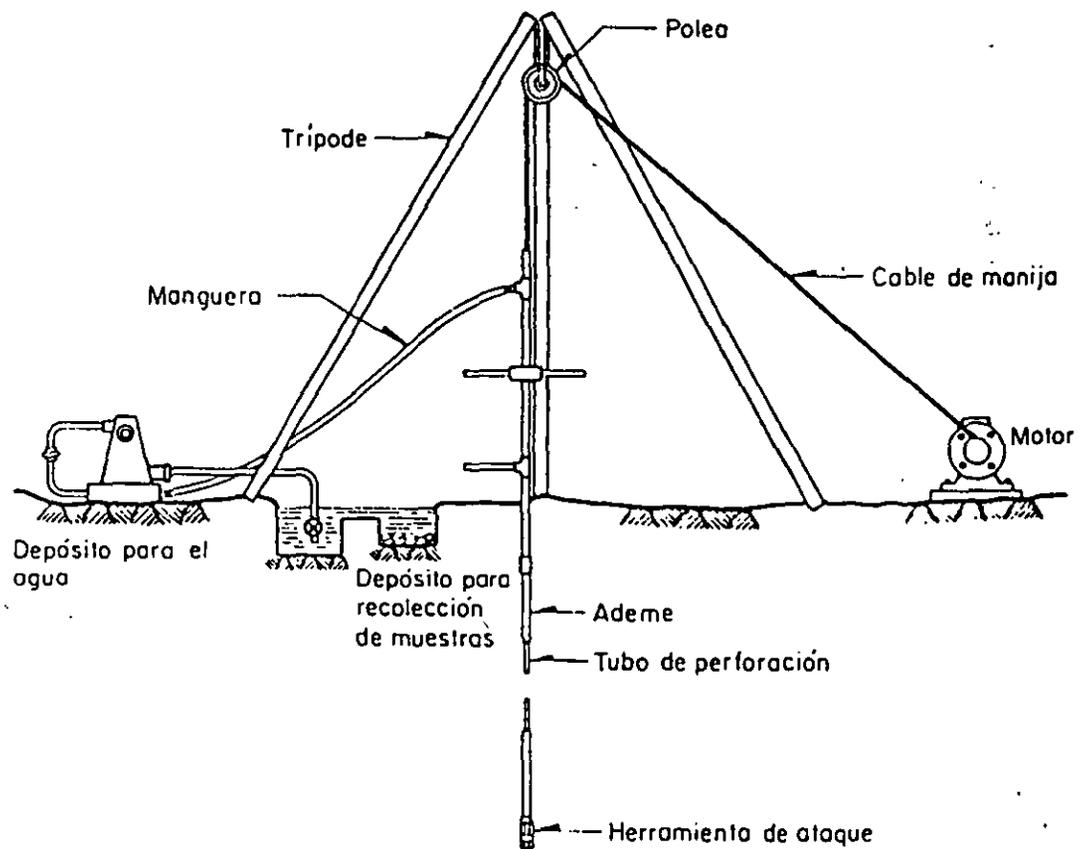


FIG.II.14. Perforación por lavado.

6. TÉCNICAS DE PERFORACIÓN.

Para introducir los muestreadores a la profundidad que interesa obtener muestras alteradas o inalteradas, se deben realizar perforaciones de acceso, salvo que utilicen muestreadores Denison o Pitcher de una manera continua y aún en ese caso conviene abocardar la perforación a un diámetro mayor. El diámetro máximo de perforación para sondeos de exploración es de 15 cm y el mínimo aquel en que pueda penetrar libremente el muestreador que se utilice.

Las técnicas aplicables para realizar estas perforaciones se presentan en la tabla I.1 en la misma que se observa que en la elección de la técnica influye: el tipo de suelo, la posición del nivel freático y la profundidad que debe alcanzar el sondeo.

TABLA I. 1 Técnicas recomendables de perforación

| Técnica | | Suelo en que se aplica | Observaciones |
|------------------------|-----------------|---|---|
| Pozos a cielo abierto | | todos | Aplicables solo en sondeos someros |
| Lavado con agua o lodo | | Cohesivos blandos y arenas con poca grava | Aplicable abajo del nivel freático |
| Rotación | Con agua o lodo | Todos | Aplicable abajo del nivel freático |
| | En seco | Todos | Aplicable arriba y abajo del nivel freático |

6.1 POZOS A CIELO ABIERTO, CORTES Y ZANJAS.

Son las excavaciones de acceso a la zona de la que interesa extraer muestras inalteradas y que además permiten observar la estratigrafía y materiales del sitio. En caso de recurrir a los pozos a cielo abierto, se limita su aplicación a pozos someros de profundidad no mayor a 10 m, excavándolos en sección cuadrada de 1.5 m de lado. Los cortes son poco utilizados, porque requieren mover volúmenes grandes de material. Finalmente, las zanjas quedan limitadas a problemas cuya influencia sea superficial.

Los pozos a cielo abierto excavados en materiales poco estables, deberán ademarse con marcos estructurales de madera y cuando se excaven más abajo del nivel freático del sitio deberá instalarse un sistema de bombeo para extraer el agua.

Esta técnica puede aplicarse a todos los tipos de suelos, aunque resulta más eficiente en suelos cohesivos y presenta mayores dificultades en los granulares.

EQUIPO.

Las excavaciones podrán realizarse utilizando herramientas de mano como: palas, picos y barretas; para sacar el material de los pozos se utiliza un bote con cable de manila que se jala manualmente o con un pequeño malacate. Se pueden hacer los pozos con máquinas rotatorias capaces de hacer perforaciones de 0.8 a 1.0 m de diámetro; en cuanto a las zanjas, hacerla con máquinas retroexcavadoras resulta eficiente. Si los pozos a cielo abierto requieren de ademe, lo más adecuado es hacerlo con marcos de madera.

OPERACIÓN.

El procedimiento para realizar las excavaciones es el del dominio general y por ello no se describirá. En cuanto al ademado de pozos a cielo abierto se hará como se muestra en la fig. III 17 y si se considera conveniente analizar se puede hacer el cálculo estructural con las distribuciones de esfuerzo de la fig. II.18.

En pozos excavados en arcilla se puede alcanzar una profundidad Z_{MAX} sin necesidad de ademar sus paredes, donde:

$$Z_{MAX} = \frac{4C}{\gamma \sqrt{K_a}}$$

donde:

| | |
|-----------|---|
| Z_{MAX} | profundidad que se puede excavar sin ademe, en (cm) |
| C | cohesión del suelo, en (kg/cm ²) |
| γ | peso volumétrico del suelo, (kg/cm ³) |
| K_a | coeficiente de empuje activo ($K_a \cong 1$) |

6. 2 MÉTODO DE LAVADO.

La perforación se hace con un trépano o cincel de percusión que simultáneamente con los impactos inyecta un fluido de perforación que erosiona y arrastra a la superficie el material cortado.

Esta técnica es aplicable a suelos cohesivos blandos y suelos granulares de compacidad media con bajo contenido de gravas localizados abajo del nivel freático. Es un método poco eficiente, pero la sencillez y economía del equipo lo hacen muy útil.

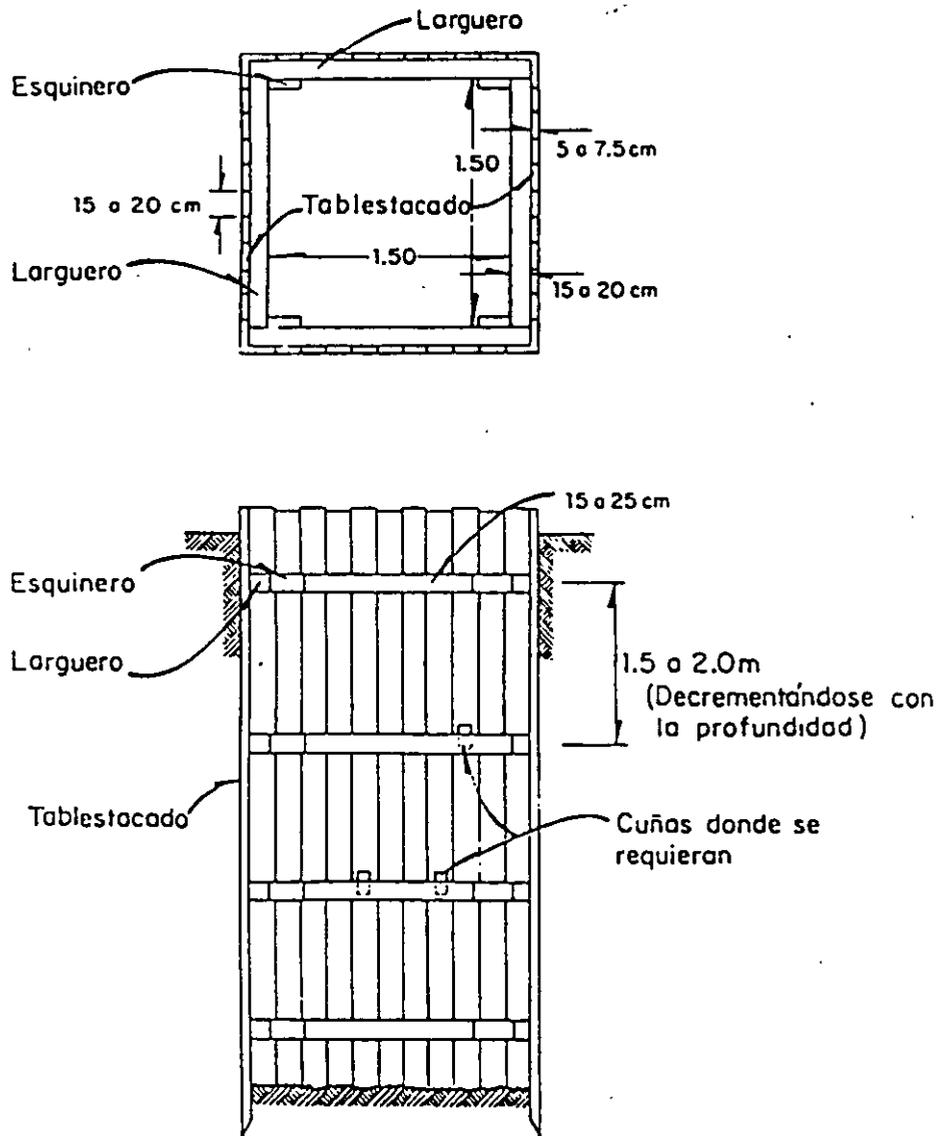
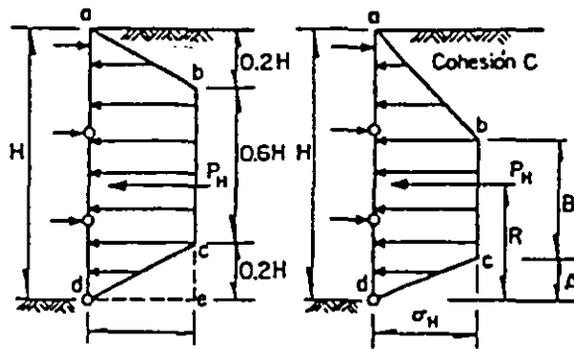


FIG.III.17. Ademado para un pozo a cielo abierto



EXCAVACION EN ARCILLA
 a,b,c,d es la distribución de presión.
 La forma del diagrama y la magnitud de las presiones dependen del número de estabilidad $N_0 = \gamma H / C$

EXCAVACION EN ARENA
 a,b,c,d distribución de presión en arena densa
 $P_H = (0.64) K_A \gamma H^2 \cos \delta$, actuando a $0.5 H$ de la base del corte
 a,b,d,e distribución de presión en arena suelta
 $P = (0.72) K \gamma H \cos \delta$, actuando a $0.46 H$ de la base del corte

| | $2 < N_0 < 5$ | $5 < N_0 < 10$ | $10 < N_0 < 20$ | $20 < N_0$ |
|-----------|-----------------------------|-------------------|------------------------------|----------------|
| P_H | $0.76 H \gamma H$ | $0.76 H \gamma H$ | $(2.1 - 0.056 N_0) \gamma H$ | $5 H \gamma H$ |
| δ' | $\gamma H - 1.5(1 + N_0) C$ | $\gamma H - 4C$ | $\gamma H(6 - 4N_0) C$ | γH |
| A | $0.15 H$ | $0.15 H$ | $(3 - 0.015 N_0) H$ | 0 |
| B | $0.55 H$ | $0.55 H$ | $(1.1 - 0.55 N_0) H$ | 0 |
| C | $0.46 H$ | $0.46 H$ | $0.38 H$ | $0.33 H$ |

FIG.III.18. Distribución de presiones debidas a excavaciones en arcillas y arena

EQUIPO.

El equipo necesario para esta técnica de perforación (fig. III.14) consiste de un malacate de fricción para cable de manila de 500 kg., una bomba para agua o lodo de 45 lt/min. de gasto a 5 kg/cm² de presión con accesorios, tripié con polea, barras y trepanos de perforación y ademe metálico (opcional).

OPERACIÓN.

La operación consiste en levantar la columna de barras, con el trépano en la punta, de 0.5 a 1 m y dejarla caer libremente con una frecuencia de hasta 60.

6. 3 PERFORACIÓN A ROTACIÓN CON AGUA O LODO.

Esta técnica consiste en cortar el suelo con una broca que penetra a rotación y presión, inyectando simultáneamente agua o lodo para enfriar a la broca y arrastrar el material cortado hasta la superficie.

Se puede recurrir a la perforación a rotación abajo del nivel freático, en casi todos los suelos; en suelos granulares seguramente se requerirá ademe metálico para estabilizar las paredes de la perforación, salvo que se opere con lodo de viscosidad y densidad adecuadas para estabilizar el sondeo. Arriba del nivel freático podrá operarse con lodo si se demuestra que la contaminación que induce al suelo es aceptable.

EQUIPO.

El equipo necesario para esta técnica de perforación (fig. II.15) consiste de una perforadora rotatoria con sistema hidráulica de carga con potencia mínima de 30 HP, una bomba para el manejo de lodo de perforación de 100 lt/min. de capacidad y herramientas como brocas tipo Drag y Tricónicas (fig. II.16) de 7 a 10 cm de diámetro, además de barras de perforación.

OPERACIÓN.

Esta técnica se aplica con mayor frecuencia utilizando lodos de perforación, por lo que el personal de campo debe estar familiarizado con los detalles de preparación y control de los mismos; conviene utilizar lodos con densidad entre 1.05 y 1.3 kg./lt y viscosidades entre 30 y 90 seg. medidas con el cono Marsh. En cuanto a la presión que se aplica a la broca, puede ser hasta de 3 ton con velocidades de rotación de 200 a 500 r.p.m. Durante la perforación el operador debe mantenerse vigilante de la velocidad de penetración y de los materiales que salen con la corriente de lodo, porque fácilmente puede penetrar estratos blandos significativamente sin advertirlos. La profundidad máxima que puede alcanzarse con esta técnica limitada.

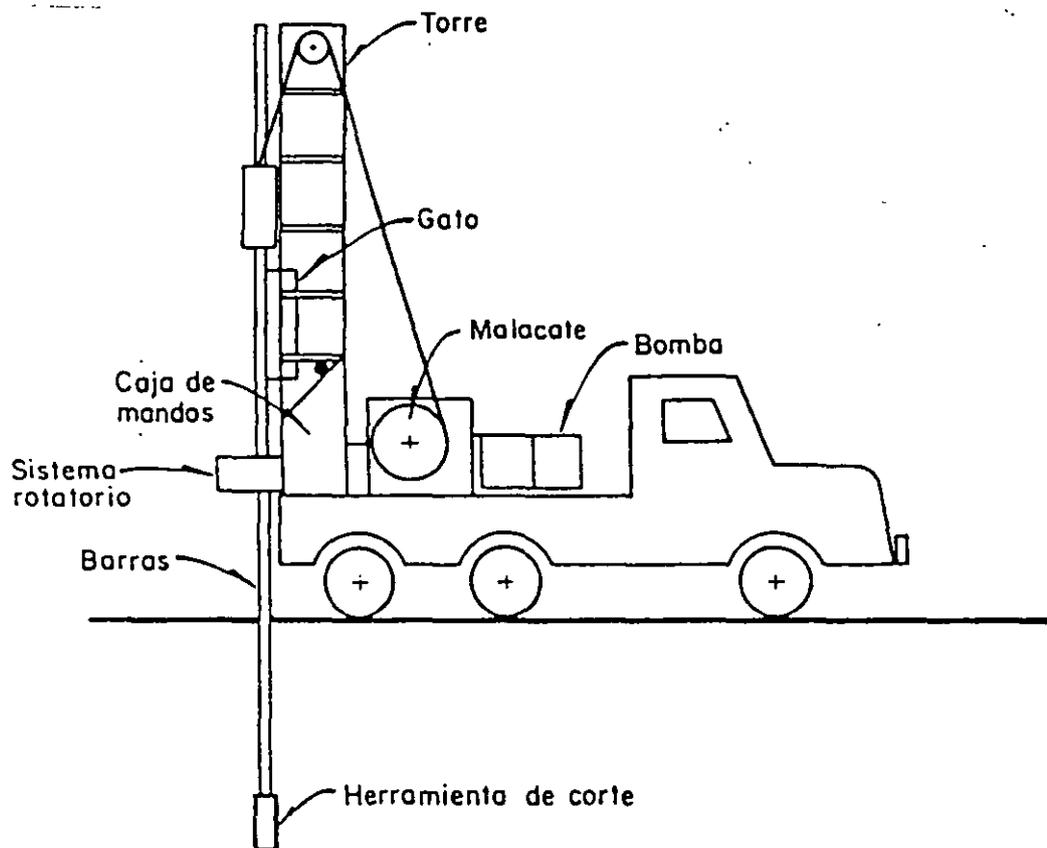
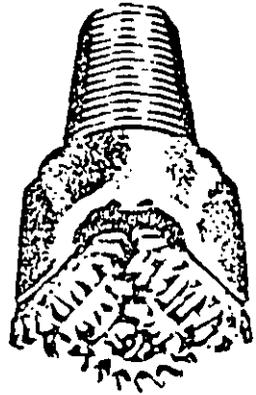
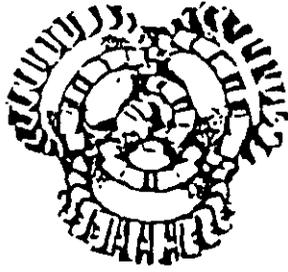
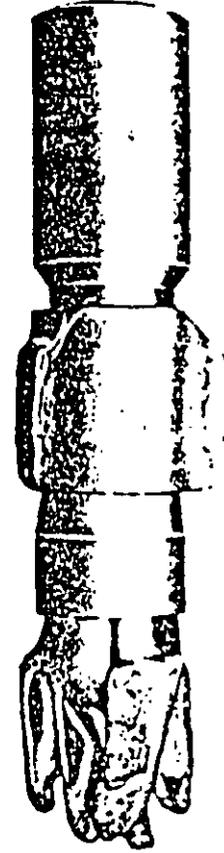


FIG.11.15. Equipo de perforación a rotación



Broca tricónica



Broca Drag

FIG.II.16. Brocas para perforación a rotación

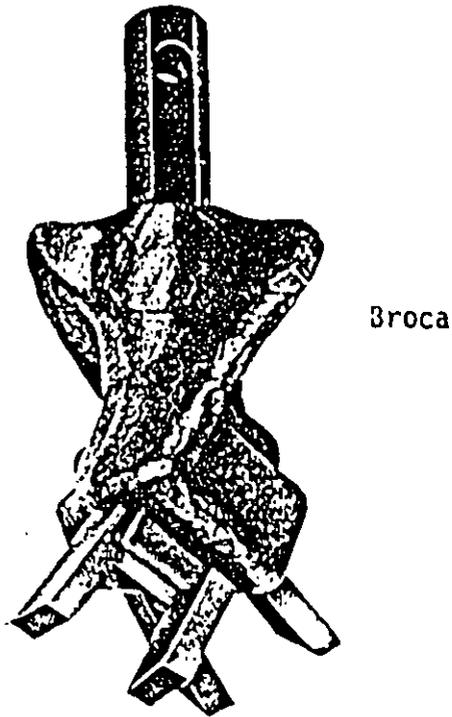
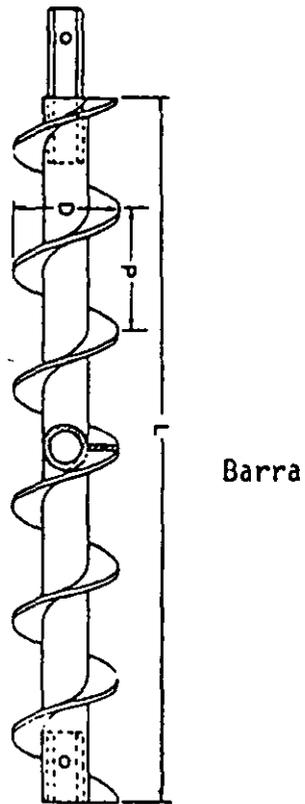
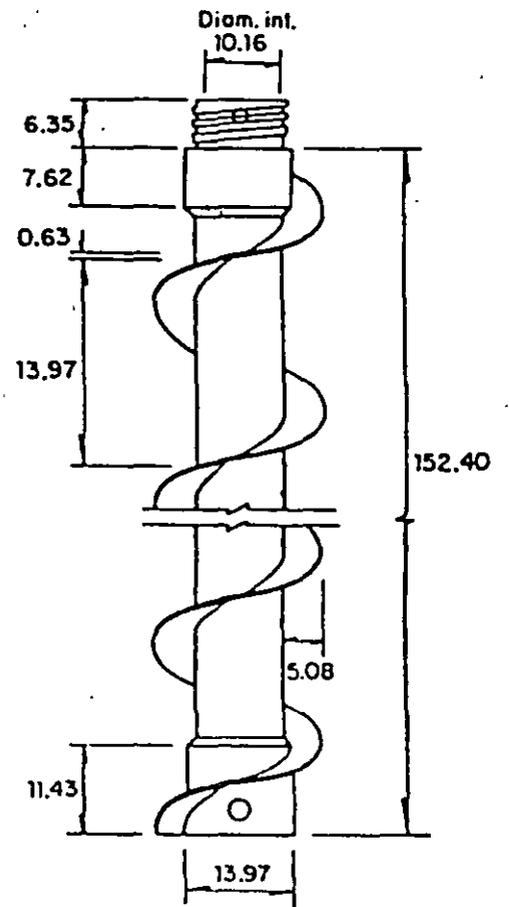


FIG.II.17. Barra y broca helicoidal



Acolaciones en cm

FIG.II.18. Ademe helicoidal

6.4 PERFORACIÓN EN SECO.

Esta técnica se ha desarrollado fundamentalmente para la exploración geotécnica, utiliza barras con una helicoides lateral que transporta a la superficie y en seco el material que corta con la broca.

La perforación en seco es la técnica más recomendable para realizar sondeos arriba del nivel freático, porque no altera el contenido de agua del suelo; abajo del nivel freático es también recomendable porque alcanza mayor eficiencia que los métodos antes descritos. Se puede aplicar en casi todos los suelos, a condición de que la perforadora tenga la potencia necesaria para introducir la broca y que la perforación sea estable; es caso de que no lo sea, se debe utilizar ademe espiral.

EQUIPO.

Para esta técnica se requiere contar con una perforadora rotatoria con potencia mínima de 50 HP y mecanismo hidráulico con carrera mínima de 1.5 m. Las barras helicoidales (fig.II.17) son de 10 ó 15 cm de diámetro y se manejan en tramos de 1.5 m de longitud que se unen con pernos de presión que transmiten la rotación en cualquier sentido. La broca de corte consiste simplemente en un conjunto de buriles de carburo de tungsteno que continúan el plano de la helicoides.

El ademe helicoides se muestra en la fig. II. 18, su diámetro interior más usual es de 10 cm, en tramos de 1.5 m de longitud que se enroscan entre si y llevan un perno lateral que permite girar esta herramienta en cualquier sentido. En la figura II.18 no se muestran las barras centrales con el tapón obturador para el avance sin muestreo.

La perforación con barras helicoidales básicamente consiste en introducirlas a una velocidad de rotación del orden de 50 r.p.m. para que saquen a la superficie el material cortado. Una vez que se alcanza la profundidad necesaria se saca lentamente la columna, porque puede ejercerse succión que aflojaría el material de fondo. En el caso de que la perforación sea inestable es conveniente enjarrar lodo en las paredes de la perforación introduciéndolo desde la superficie. La profundidad máxima que se puede alcanzar con esta técnica es del orden de 30 m.

La perforación en seco con ademe helicoidal es probablemente la técnica más eficiente en la exploración geotécnica; consiste en introducir el ademe con el tapón central que obtura su extremo, como se muestra en la fig. III.19.a; a continuación se retira el tapón con las barras centrales y queda libre el extremo fig.III.19.b, para permitir que se introduzca el muestreador con que se obtengan las muestras, fig.III.19.c. enseguida se vuelve a colocar el tapón obturador y continua la perforación.

Esta técnica limita el diámetro del muestreador con que se puede operar, salvo que se utilicen ademes de 15 cm de diámetro interior para lo cual se requieren máquinas con potencia de por lo menos 50 HP.

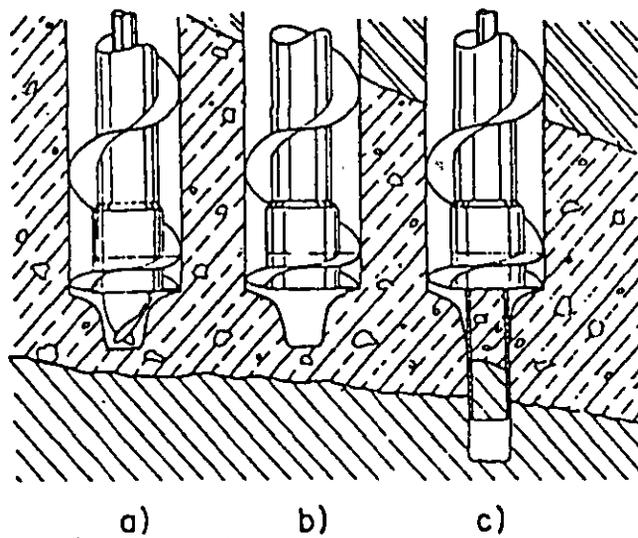
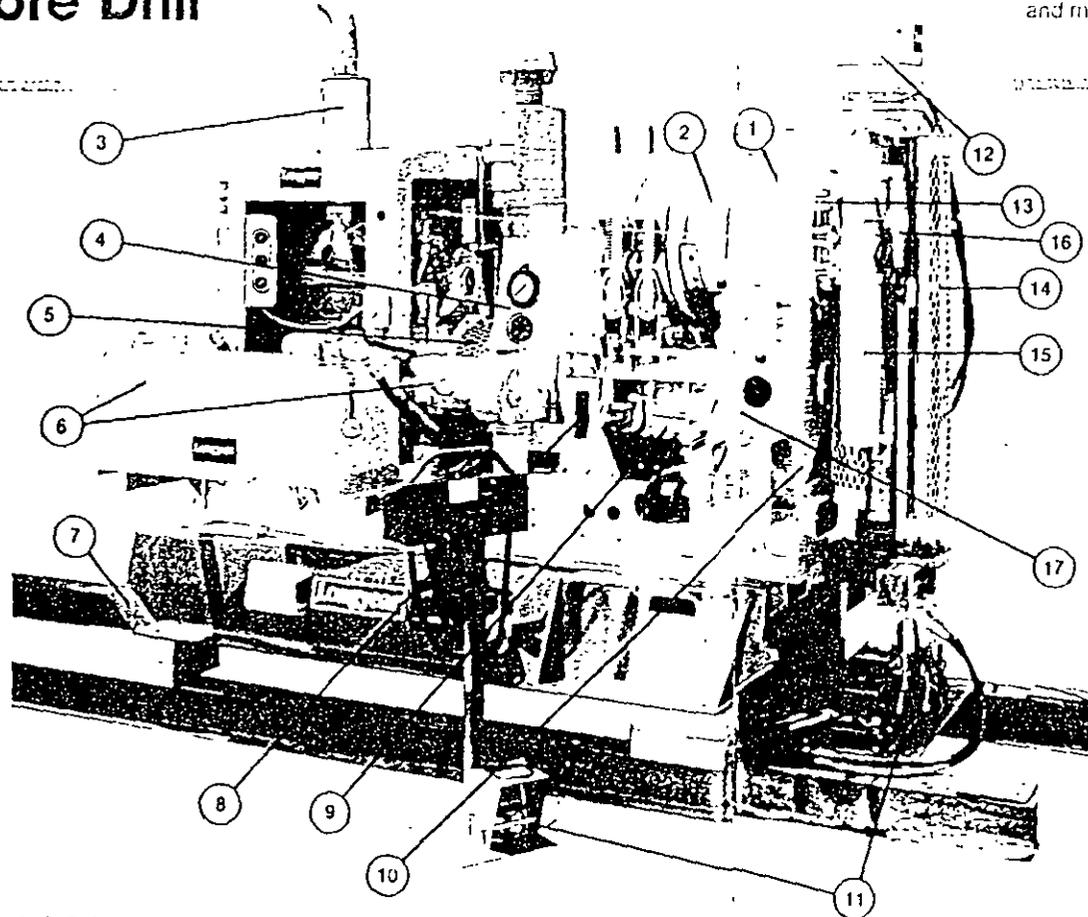


FIG.III.19. Operación del ademe helicoidal

The Longyear 44 Diamond Core Drill

Reliable, Efficient, Versatile

Continuing improvements to the standard drill — including ball bearing hoist assembly, larger hydraulic system, more accessible controls and many others — make the best diamond core drill even better.



1. MAIN HOUSING — strengthened with thicker walls, increased shaft supports, added internal bracing and improved oil sealing.

2. PLANETARY GEAR HOIST — fully supported by ball bearings for extended life and for smooth and efficient operation during all hoisting and lowering tasks. The clutch and brake provide complete control without utilizing the main power clutch.

3. PRIME MOVER — select the prime mover necessary to meet your drilling requirements. Modular design provides you with a choice of dependable diesel power units. Gasoline, air, or electric power units and special diesel power units for high altitude service (above 10,000 ft (3000 m)) are available on special order. Stub shaft units are also available if you wish to supply your own power unit.

4. INSTRUMENTATION (OPTIONAL) gives visual information on drill string and bit weight. (See page 7 for details.)

5. FLEXIBLE COUPLING — compensates for minor misalignment and cushions shocks imposed by drilling deflected by a metal guard.

6. HIGH CAPACITY HYDRAULIC SYSTEM — features a variable volume, pressure compensated axial piston pump which delivers exactly the amount of oil required at the pre-determined pressure rating. Also includes a large reservoir externally located for efficient heat dissipation, efficient filtration and ample slopping. (See page 6 for details.)

7. SKID — welded structural steel construction provides long life under severe operating conditions. Modular design permits easy transfer of drill from skid to skid or trailer mount and vice versa.

8. OVERCENTER CLUTCH — the overcenter clutch may be disengaged for long periods of time while the power unit is running without creating undue heating or wear.

9. FOUR SPEED TRANSMISSION — SYNCHRO MESH — 4 forward speeds. Also includes reverse, which is intentionally difficult to engage because use of reverse is not recommended.

10. OIL BATH LUBRICATION SYSTEM — a reliable self-lubricating system for the gear train. Points requiring manual lubrication are easily accessible. Three-Spool, 4-Way Hydraulic Valve — valve is mounted externally, within a hinged bracket for easy access and operator convenience. Includes fittings for connecting Automatic Pre-Torque and Break Out Tool.

11. AUTOMATIC PRE-TORQUE AND BREAK OUT TOOL (OPTIONAL) — takes over the backbreaking task of unthreading tight rod joints. Also pre-torques rods to pre-determined values when lowering the drill string back into the hole. (See page 9 for details.)

12. AUTOMATIC CHUCK (OPTIONAL) — eliminates manual chucking operation to increase drilling efficiency and operator safety. Reduces vibrations and increases drilling performance.

13. QUICK-CHANGE HINGE PLATE — features bevel pinion and bearing mounting design which allows simple and fast removal — no need to remove or disassemble the entire hinge plate. Provides substantial time and labor savings when maintenance or replacement becomes necessary.

14. SAFETY HEADGUARDS — designed to improve drill crew safety. Safety headguards may be ordered for field installation on new drills or in kit form for field installation on existing Longyear rigs. (Standard in USA, optional elsewhere.)

15. HYDRAULIC SWIVEL HEAD — incorporates twin 4 in (102 mm) ID cylinders widely spaced for extra stability with a full 24 in (610 mm) stroke. Hexagonal drive rod features a 3 in (76 mm) ID suitable for passing HCHCO and CHD 101 wireline rods. HW rods and NW casing. The swivel frame is made of cast steel for extra strength to withstand the severe stresses imposed by drilling. Full 360° drilling angle range for surface and underground applications.

16. FAST RETURN VALVE — permits the operator to return the head to top stroke without disturbing the feed valve setting and in much less time than was previously possible. (See page 7 for details.)

17. FINE FEED CONTROL — the needle valve allows precise control of bit weight and feed rate and is located next to the main control valves for the operator's convenience.

Drilling Depth Guidelines

| Feet Depth | PO | CHD 101 | HW | HO | HCO | CHD 75 | NW | NO | NCO | AW | BW | BO | BCO |
|------------|----|---------|----|----|-----|--------|----|----|-----|----|----|----|-----|
| 50 | | | | | | | | | | | | | |
| 100 | | | | | | | | | | | | | |
| 150 | | | | | | | | | | | | | |
| 200 | | | | | | | | | | | | | |
| 250 | | | | | | | | | | | | | |
| 300 | | | | | | | | | | | | | |
| 350 | | | | | | | | | | | | | |
| 400 | | | | | | | | | | | | | |
| 450 | | | | | | | | | | | | | |

| Drill Rod | Feet | Max. Depth |
|-----------|------|------------|
| AW | 3100 | 9 |
| AO | 4350 | 13 |
| BW | 3200 | 9 |
| BO | 3400 | 10 |
| BCO | 3950 | 12 |
| NW | 2500 | 7 |
| NO | 2650 | 8 |
| NCO | 3070 | 9 |
| CHD 75 | 2400 | 7 |
| HW | 1600 | 4 |
| HO | 1750 | 5 |
| HCO | 2350 | 7 |
| CHD 101 | 1550 | 4 |
| PO | 1300 | 3 |

*Based on vertical, straight, clean fluid filled holes. Actual hole depths depend on type of mast used, equipment condition, in-hole conditions and drilling techniques and may vary from above guidelines.

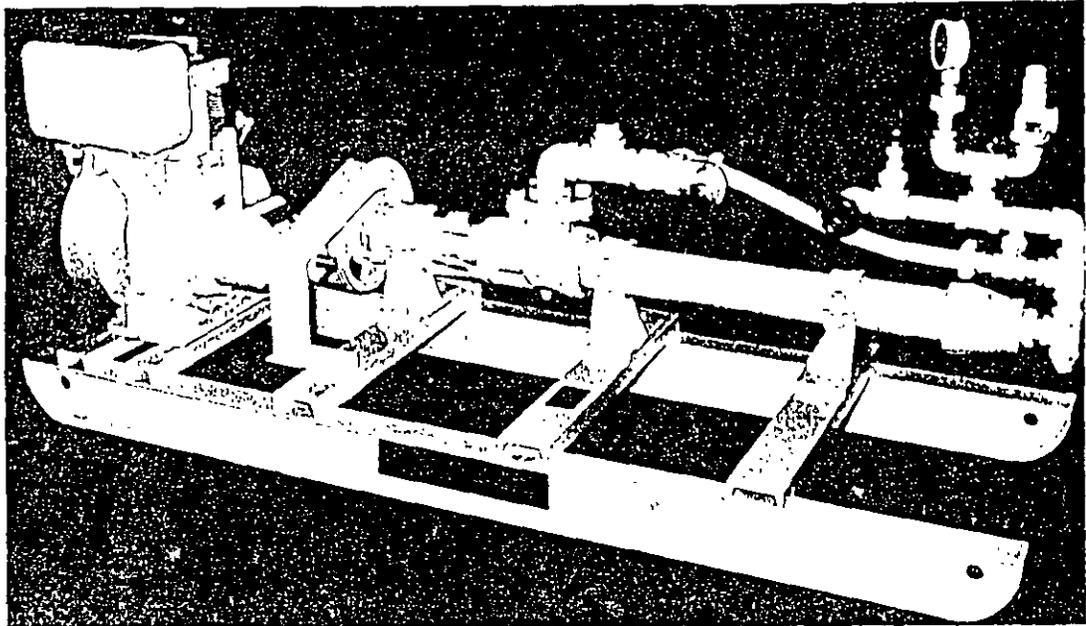
acker PUMPING STATIONS

ACKER MOYNO PUMPING STATIONS SINGLE AND MULTI SPEED MODELS

For pumping water, mud and cement grout fluids.

PUMP FEATURES

- Positive Displacement
- Automatic Pressure Relief Valve
- Rubber Liner and Stainless Steel Rotor
- By-pass and Control Valves (Optional)
- Rugged Service all Steel Drag Skid Base



SINGLE AND MULTI SPEED MODELS
FOR DIAMOND CORE DRILLING

SINGLE SPEED ACKER MODELS - POSITIVE DISPLACEMENT

TRANSMISSION MODEL

| SPECIFICATIONS | APS 4-17 | | APS 5-9 | | APS 6-44 | | APS 7-27 | | APS 7T-27 | |
|-------------------------|--------------|-------|--------------|-------|--------------|-------|--------------|-------|----------------------|--------|
| MOUNTING | Skid | | Skid | | Skid | | Skid | | Skid | |
| HORSEPOWER | 7.0 | | 6.8 | | 11.2 | | 11.2 | | 14.4 | |
| COOLING | Air | | Air | | Air | | Air | | Air | |
| POWER | Gasoline | | Gasoline | | Gasoline | | Gasoline | | Gasoline | |
| STARTING | Hand | | Hand | | Hand | | Hand | | Hand | |
| MAX. PSI | 150 | | 225 | | 150 | | 225 | | 225 | |
| MAX. kg/cm ² | 10.5 | | 15.8 | | 10.5 | | 15.8 | | 15.8 | |
| SPEEDS | Constant | | Constant | | Constant | | Constant | | 1-2-3-4 Speeds | |
| GPM | 17.5 | | 9.0 | | 44.0 | | 27.5 | | 4.3-8.9-16.3-27.5 | |
| LITERS/MIN. | 65.9 | | 33.9 | | 165.8 | | 101.8 | | 16.2-33.5-61.4-103.6 | |
| PUMP TYPE | 2L4 | | 3L4 | | 2L6 | | 3L6 | | 3L6 | |
| SUCTION | 1-1/2 inch | | 1-1/2 inch | | 2 inch | | 2 inch | | 2 inch | |
| DISCHARGE | 1 inch | | 1 inch | | 1-1/2 inch | | 1-1/2 inch | | 1-1/2 inch | |
| RELIEF VALVE | Adjustable | | Adjustable | | Adjustable | | Adjustable | | Adjustable | |
| PRESSURE GAUGE | 0 to 500 PSI | | 0 to 500 PSI | |
| CLUTCH | Built-in | | Built-in | | Built-in | | Built-in | | Built-in | |
| V-BELT DRIVE | Multiple | | Multiple | | Multiple | | Multiple | | Multiple | |
| BY-PASS PIPING | Optional | | Optional | | Optional | | Optional | | Optional | |
| EST. DIMENSIONS | inch | mm | inch | mm | inch | mm | inch | mm | inch | mm |
| LENGTH | 50 | 1270 | 70 | 1778 | 85 | 2159 | 87 | 2209 | 96 | 2438.4 |
| WIDTH | 26 | 660.4 | 27 | 685.8 | 30 | 762 | 30 | 762 | 30 | 762.0 |
| HEIGHT | 17 | 431.8 | 17 | 431.8 | 33 | 838 | 33 | 838 | 33 | 838.2 |
| EST. SHIPPING WEIGHT | lbs. | kg. | lbs. | kg. | lbs. | kg. | lbs. | kg. | lbs. | kg. |
| NET WEIGHT | 300 | 136 | 350 | 158.5 | 745 | 337.4 | 770 | 348.8 | 945 | 428.0 |
| GROSS WEIGHT | 380 | 172 | 420 | 190.2 | 845 | 382.7 | 870 | 394.1 | 1045 | 473.3 |
| CUBE FOR EXPORT | | | | | | | | | | |
| CU. FT. - CU. METER | 12.7 | 3.6 | 18.0 | 5.2 | 48.6 | 13.7 | 49.9 | 14.0 | 55.0 | 15.5 |



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO GENERAL EN PROYECTO Y
CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS**

MODULO II

**DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES
SEGÚN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES
DEL DISTRITO FEDERAL**

TEMA

**ELEMENTOS TEÓRICOS DE ESTADOS
DE ESFUERZO Y DEFORMACIÓN**

EXPOSITOR: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO

**NOTAS PREPARADAS POR EL ING. RICARDO PADILLA VELÁZQUEZ
P. EN I. MARTÍN MEJÍA RAMOS
PALACIO DE MINERÍA
JULIO 1998**

7.1 ELEMENTOS TEÓRICOS DE ESTADOS DE ESFUERZO Y DEFORMACIÓN

7.1.1 ESTADO DE ESFUERZO

El estado de esfuerzo en un punto de un medio continuo, se puede representar, por medio de un cubo diferencial (en el caso de análisis tridimensional), o por medio de un cuadrado diferencial (en el caso de análisis plano). En este tipo de representaciones, se ha descompuesto al vector esfuerzo (en sus componentes normal y cortante(s)), que actúa en dirección de cada uno de los ejes del sistema de referencia.

Al vector esfuerzo se le define como :

$$\vec{S} = \lim_{\Delta A \rightarrow 0} \frac{\vec{\Delta F}}{\Delta A} = \frac{d\vec{F}}{dA}$$

Otra forma de definirlo, pero ahora orientado, respecto a un sistema de referencia cartesiano, y actuando en un plano normal a un eje del sistema de referencia, es :

para el plano en dirección X:

$$\vec{S}_x = \sigma_x \vec{i} + \tau_{xy} \vec{j} + \tau_{xz} \vec{k}$$

para el plano en dirección Y:

$$\vec{S}_y = \tau_{yx} \vec{i} + \sigma_y \vec{j} + \tau_{yz} \vec{k}$$

para el plano en dirección Z:

$$\vec{S}_z = \tau_{zx} \vec{i} + \tau_{zy} \vec{j} + \sigma_z \vec{k}$$

Observe que las componentes de los vectores son los esfuerzos orientados, para cada una de las caras del cubo diferencial mostrado en la figura 7.1.2.

La convención de signos de los esfuerzos representados en un cubo diferencial o un cuadrado diferencial, que representen a los esfuerzos actuantes en un punto, es diferente para la ingeniería estructural, que para Mecánica de Suelos. La convención que se usará en este curso, será la de Mecánica de Suelos.

CONVENCIÓN DE SIGNOS DE ESFUERZOS.

Antes de definir la convención de signos de los esfuerzos, se debe definir a que se le llama cara positiva.

DEFINICIÓN: Se define como caras positivas, a aquellas por donde saldrían los ejes del sistema de referencia, si se sitúa el origen de éste en el centro del elemento diferencial. Observe la figura 7.1.1.

Se conviene considerar como esfuerzos con signo positivo , a aquellos que actuando en cara positiva, se representen en el elemento diferencial, con sentido opuesto al sentido de su eje paralelo del sistemas de referencia. Vea la figura 7.1.2 .

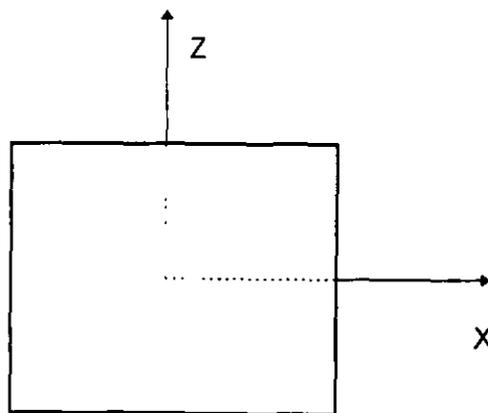
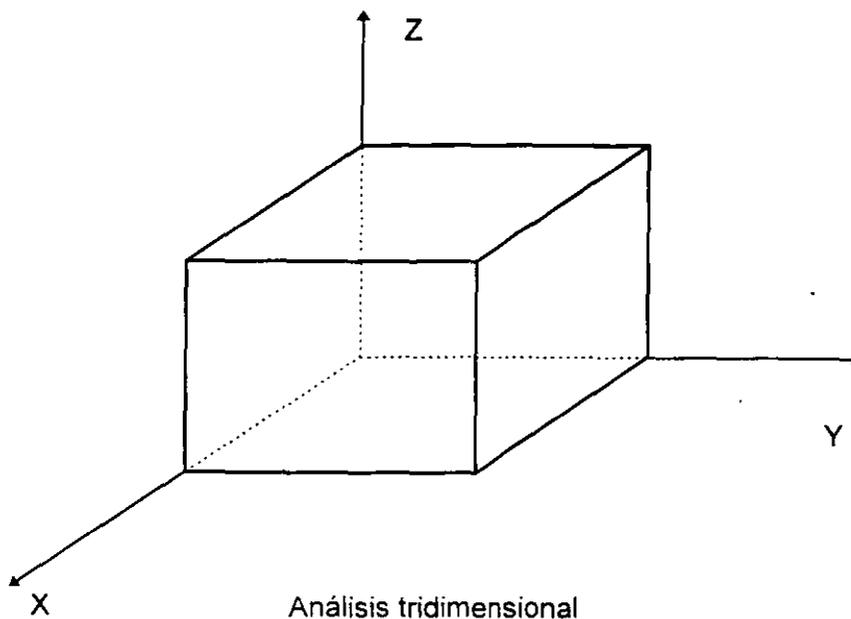


Fig. 7 1.1 Caras Positivas

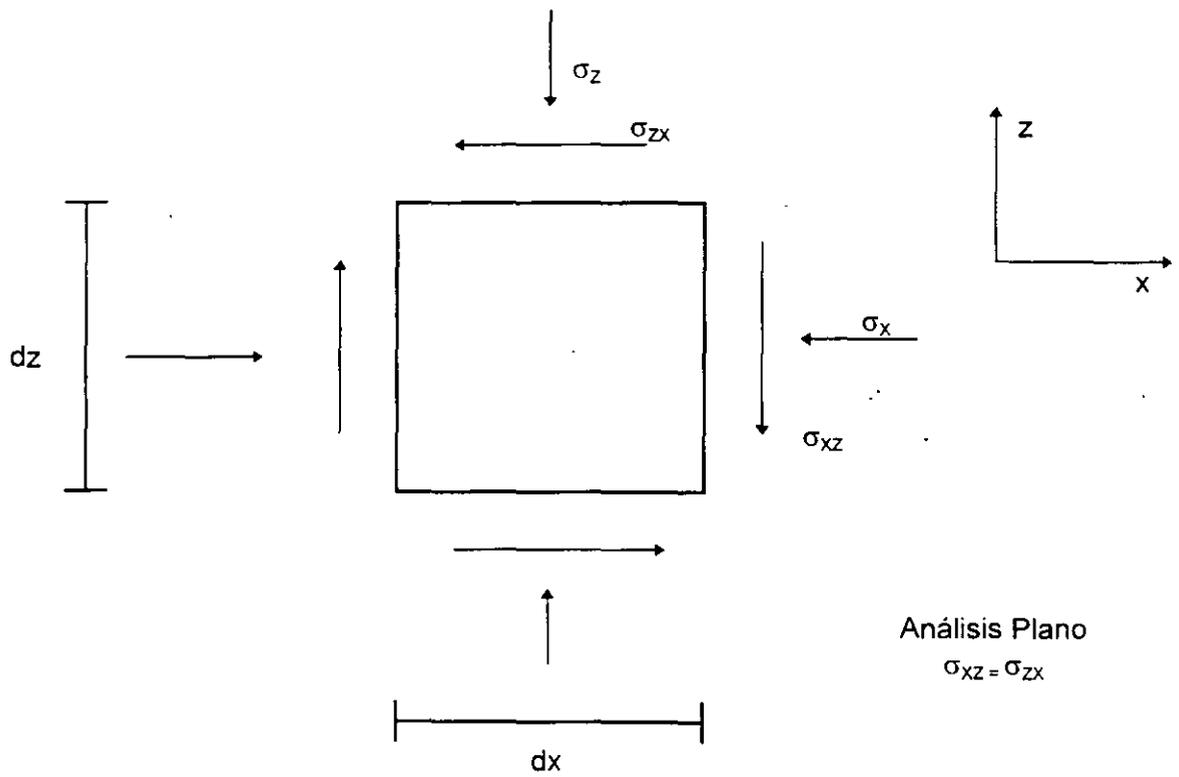
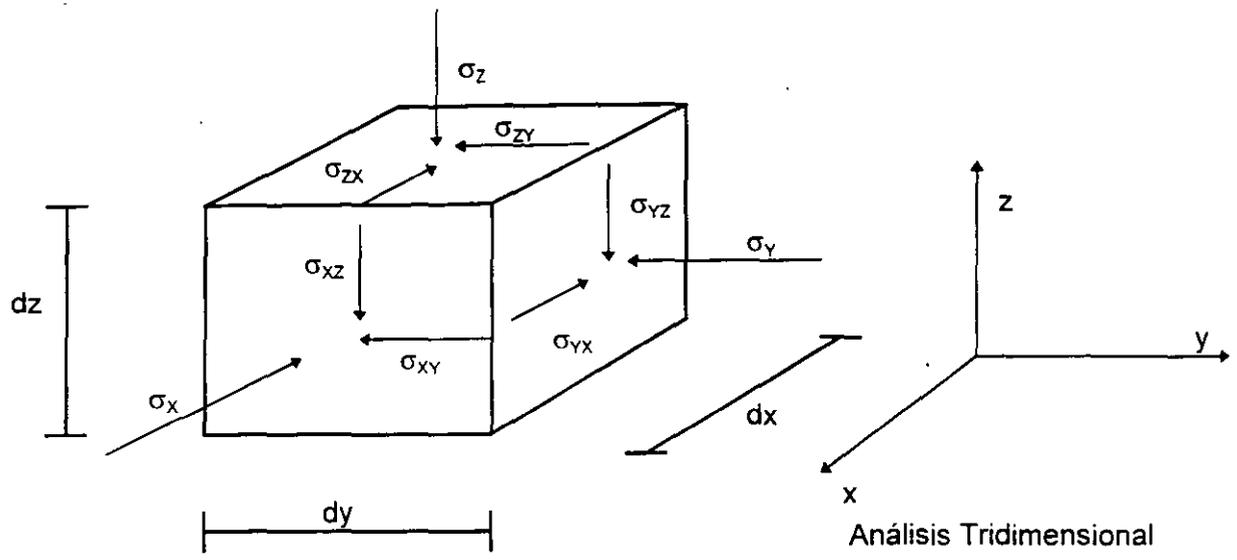


Fig. 7.1.2 Esfuerzos positivos en Mecánica de Suelos

TENSOR ESFUERZO.

En una forma no estricta, definiremos como tensor, a una matriz que tiene ciertas propiedades (que por falta de tiempo no las veremos), en la cual se acomodan en forma de columna, a los vectores esfuerzo, referidos a un sistema de referencia. Al tensor esfuerzo se le define por una T .

$$\text{En análisis tridimensional: } T = \begin{bmatrix} \bar{s}_x & \bar{s}_y & \bar{s}_z \end{bmatrix}$$

$$T = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & \sigma_y & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z \end{bmatrix}$$

$$\text{En análisis plano de esfuerzos: } T = \begin{bmatrix} \bar{s}_x & \bar{s}_z \end{bmatrix}$$

$$T = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{zx} \\ \tau_{xz} & \sigma_z \end{bmatrix}$$

Los esfuerzos mostrados en los elementos diferenciales de la figura 7.1.2, forman tensores, donde todos los elementos tienen signo positivo. Los tensores tienen utilidad para analizar esfuerzos, por medio de métodos gráficos o analíticos.

En este curso sólo usaremos el análisis plano de esfuerzos, ya que las pruebas de laboratorio que veremos, se pueden estudiar desde este punto de vista. En la figura 7.1.3, se muestra la representación gráfica de Mohr, donde se cumple que todos los esfuerzos sean de compresión (en Mecánica de Suelos se acepta que los suelos no resisten tensión), y con diferente valor. Esta condición cumple con:

$$\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3 > 0$$

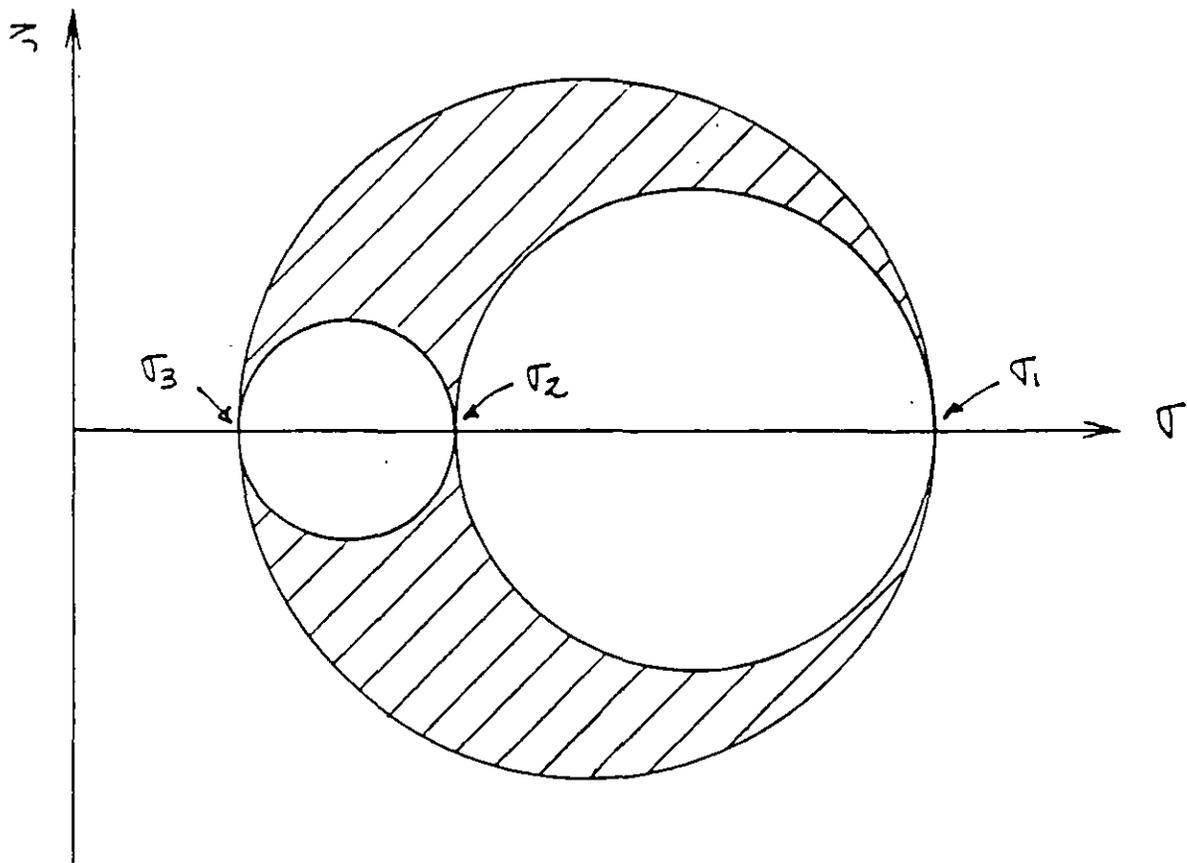
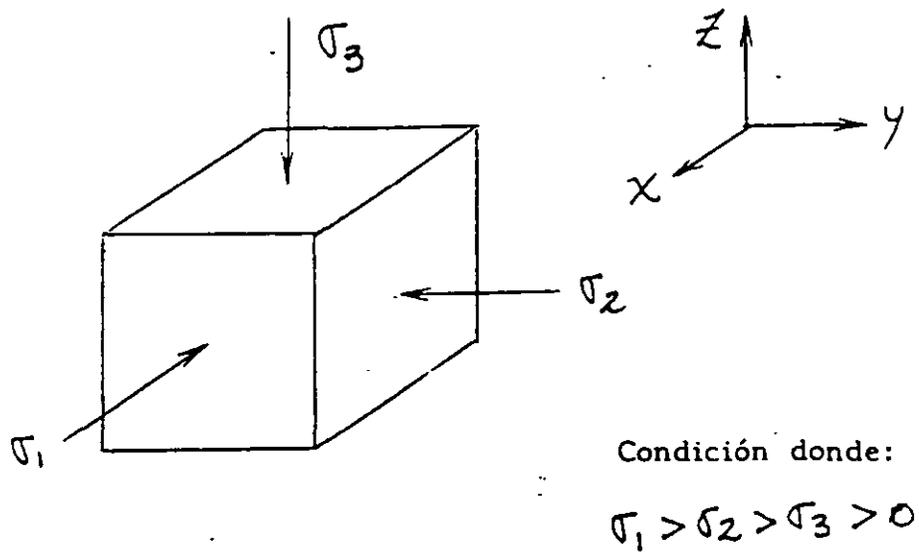


Fig. 7.1.3 Representación tridimensional de Mohr, para la condición mostrada

REPRESENTACIÓN DE MOHR EN ANÁLISIS PLANO DE ESFUERZOS.

La representación de Mohr, para el análisis plano de esfuerzos, se puede hacer con un solo círculo de Mohr, y puede representar al estado de esfuerzos tridimensional perfecto, si cumple que:

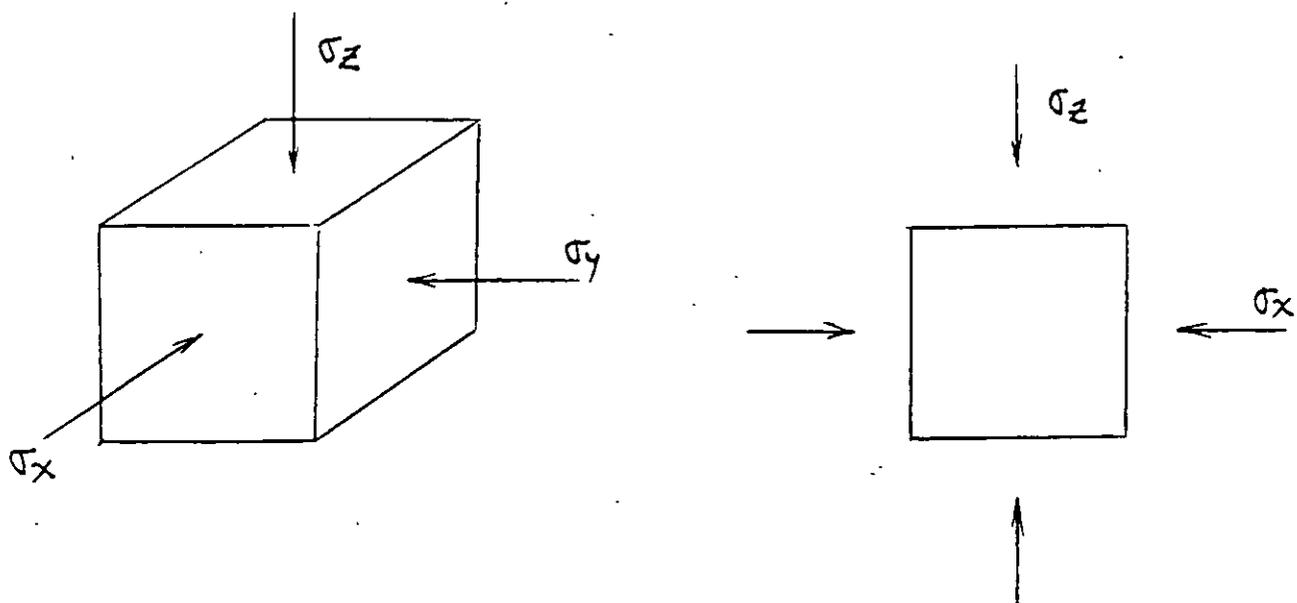
$$\begin{aligned} & \sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3 \\ \text{O} & \sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3 \end{aligned}$$

En la gráfica de la figura 7.1.4, se cumple que:

$$\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3 > 0$$

En cualquier otro caso de análisis de esfuerzo plano, que no cumpla el estado tridimensional perfecto, se pueden cometer graves errores.

En este curso veremos un método gráfico, ideado por el Dr. Dagoberto de la Serna, que es muy versátil y didáctico. Este método fue bautizado por su autor como el método del " polo fijo", y lo veremos a continuación.



Condición donde:

$$\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$$

$$\sigma_2 > \sigma_x = \sigma_y$$

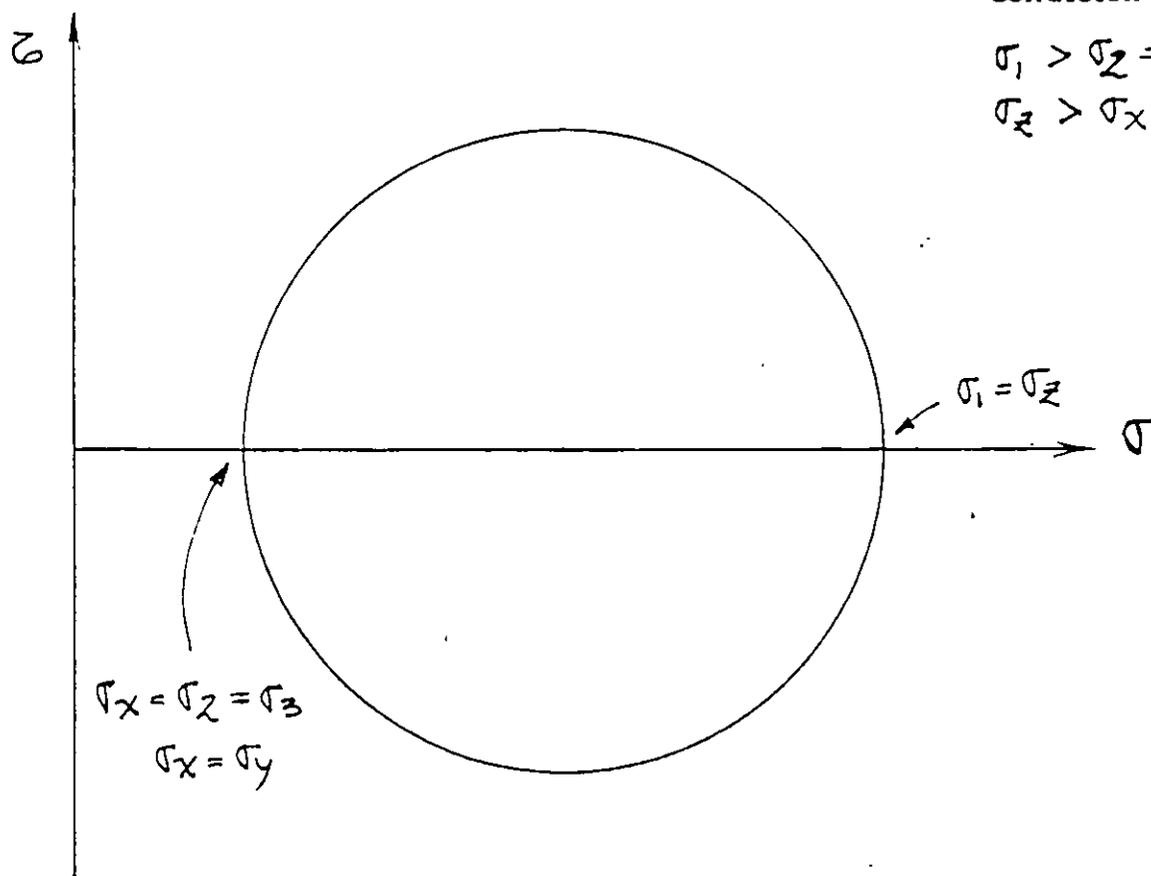


Fig. 7.1.4 Representación tridimensional de Mohr en Análisis plano

MÉTODO GRÁFICO DE MOHR, DEL POLO FIJO.

Antes de exponer el método, debemos definir el concepto de "versor".

DEFINICIÓN : se define como versor, a un vector unitario normal al plano de interés, (plano δ), de modo que sus componentes definen a ese plano.

Los versores al ser unitarios, quedan definidos por sus cosenos directores. Estos se pueden definir como:

En análisis tridimensional:

$$\mathbf{n} = n_x \mathbf{i} + n_y \mathbf{j} + n_z \mathbf{k}$$

$$\text{donde } n_x = \cos \alpha$$

$$n_y = \cos \beta$$

$$n_z = \cos \gamma$$

donde α , β y γ son los ángulos directores del versor.

Aquí siempre se debe cumplir que: $n_x^2 + n_y^2 + n_z^2 = 1$

En análisis plano de esfuerzos:

$$\mathbf{n} = n_x \mathbf{i} + n_z \mathbf{k}$$

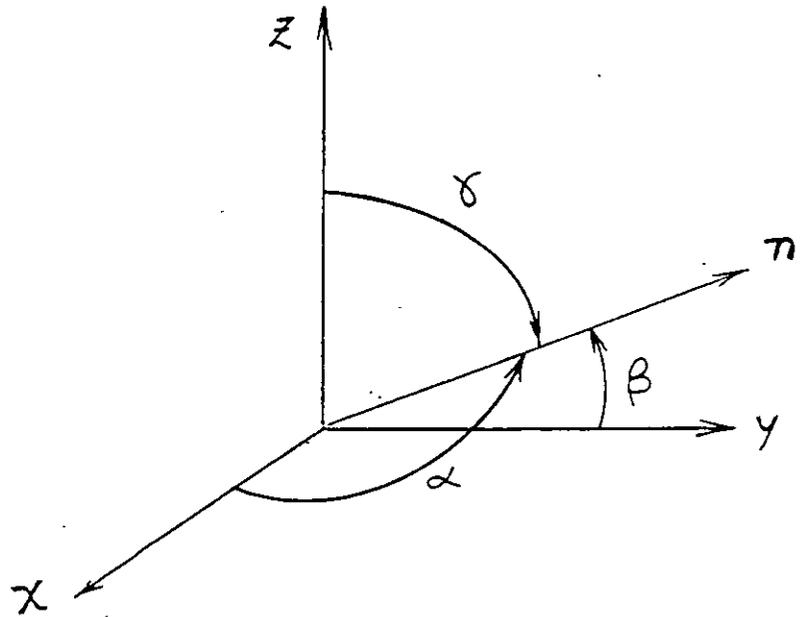
$$\text{donde : } n_x = \cos \alpha$$

$$\text{y } n_z = \cos \gamma$$

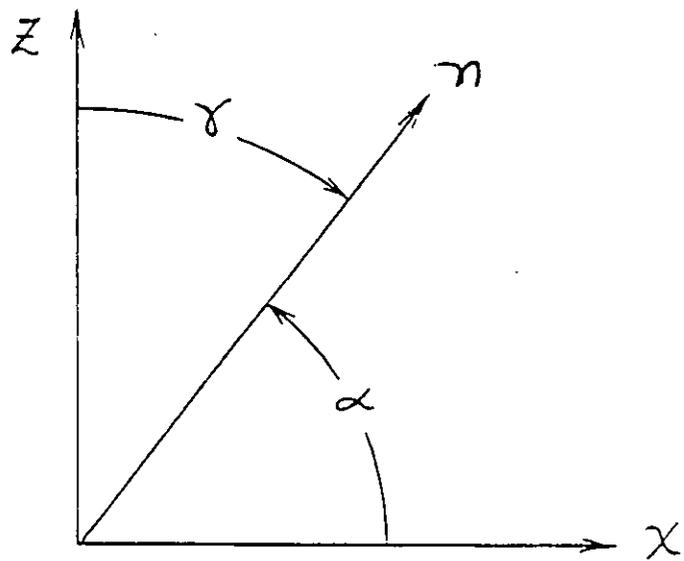
y donde α y γ son los ángulos directores del versor.

Aquí siempre se debe de cumplir que : $n_x^2 + n_z^2 = 1$

En la figura 7.1.5, se muestran los versores en el espacio y en el plano, con sus respectivos ángulos directores.



Versor en el espacio



Versor en el plano

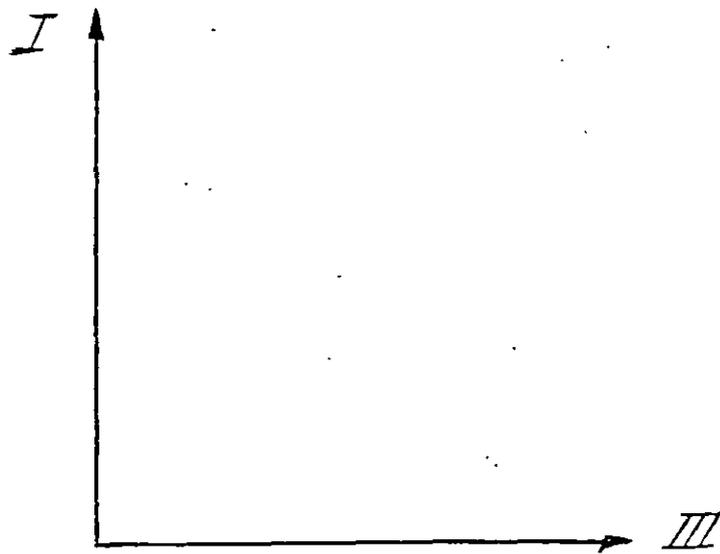
Fig. 7.1.5 Versores

MÉTODO GRÁFICO DE MOHR (POLO FIJO) (MÉTODO PROPUESTO POR EL DR. DAGOBERTO DE LA SERNA)

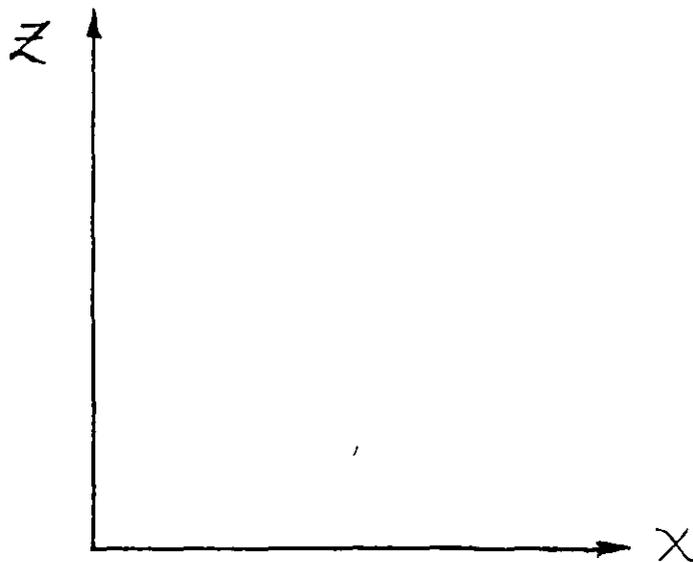
Secuencia para obtener σ y τ en cualquier plano que se desee:

- 1.- Se elige una escala adecuada para los ejes del plano de Mohr.
- 2.- Se ubican los puntos correspondientes a los valores de σ_x y σ_z , sobre el eje de los esfuerzos normales.
- 3.- Se localiza el valor del esfuerzo cortante, en líneas perpendiculares al eje de los esfuerzos normales, y que toquen a los valores de σ_x y σ_z , de acuerdo a las siguientes reglas:
 - a) Asociado a σ_x , se ubica el valor del cortante, con signo contrario al que le corresponde en el tensor
 - b) Asociado a σ_z , se ubica el valor del cortante, con el mismo signo que tienen en el tensor.
- 4.- Definidos los puntos $[\sigma_x, - (\tau_{xz})]$ y (σ_z, τ_{xz}) , se unen por medio de una línea recta. Al punto donde esta línea corta al eje de los esfuerzos normales, se toma como centro del círculo, y como diámetro a la distancia entre los dos puntos antes definidos. Los valores principales, se pueden leer directamente donde el círculo corta al eje de los esfuerzos normales.
- 5.- En este método, el polo siempre se localiza en el punto que representa a σ_3 (esfuerzo principal menor). Este punto será en el plano de Mohr, el origen de todos los sistemas de referencia.
- 6.- Sobre el eje de los esfuerzos normales, siempre se alojará la dirección del esfuerzo principal mayor (σ_1), y con el mismo sentido. A este eje se le denominará con un uno romano (I)

- 7.- Perpendicular al eje de los esfuerzos normales y teniendo como origen el polo, se ubica la dirección de esfuerzo principal menor (σ_3), y con sentido contrario al eje de los esfuerzos cortantes, con el fin de formar un sistema de referencia derecho. A este eje se le denominará con un tres romano (III). Vea la figura 7.1.6.
- 8.- Se une con una línea recta al polo y al punto $[\sigma_x, - (\tau_{xz})]$. Esta línea nos marca la dirección del eje x, aunque todavía no definimos su sentido. Se une con otra línea recta al polo y al punto (σ_z, τ_{xz}) . Esta línea nos indica la dirección del eje Z, aunque todavía no definimos su sentido. Para proponer los sentidos correctos del sistema de referencia XZ, se debe tener en cuenta que debe ser derecho, y como recomendación especial que se asignen de tal modo, que queden centrados los dos primeros cuadrantes, de los sistemas de referencia. Ver la figura 7.1.6



Sistema de referencia principal



Sistema de referencia en uso

Fig. 7.1.6 Sistemas de referencia derechos (en análisis plano)

9.- Para obtener los valores correctos de σ y τ , en cualquier plano que se quiera, basta con orientar una línea que parta del polo y que represente a n , en la misma forma que se tiene respecto al sistema de referencia en uso XZ , y con la única condición de que apunte hacia el círculo (recordemos que todo plano por δ , tiene dos versores).

10.- El punto resultante de la intersección del versor y el círculo, nos indicara gráficamente los valores (módulo y signo) correctos de los esfuerzos σ y τ en el plano δ propuesto.

Se hará un ejercicio en el curso, para practicar este método.

7.1.2 ELEMENTOS DE ESTADO DE DEFORMACIÓN

En esta parte se verá en forma muy simple la forma en que se miden las deformaciones en Mecánica de Suelos.

Se define como deformación a la diferencia de longitud que se tiene cuando se pasa de una longitud inicial a una longitud final (en este concepto no importan condiciones intermedias, ni el tiempo en que se da la deformación). En Mecánica de Suelos las deformaciones son positivas cuando la longitud final es menor que la inicial. Vea la figura 7.1.7. En esta figura se presenta una deformación positiva vertical.

$$\delta = \Delta H = -(H_f - H_o) = H_o - H_f$$

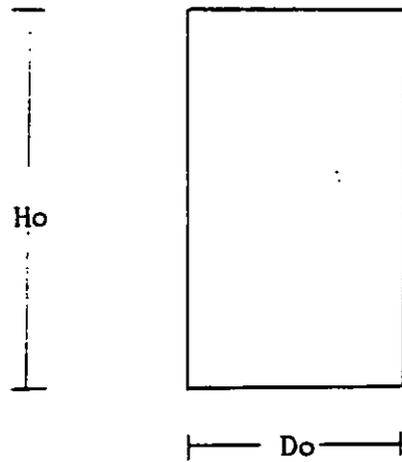
Se define como deformación unitaria a la relación entre la deformación y la longitud inicial. Se define con la letra griega " ε ".

$$\varepsilon = \frac{\delta}{H_o}$$

En las pruebas de compresión a probetas cilíndricas en suelos, se tiene que en ocasiones se tienen grandes deformaciones antes de la falla. En este caso se debe hacer una corrección del área transversal de la probeta. Si se acepta que la deformación se da para un volumen de probeta constante, se puede decir que el área que se va teniendo conforme avanza la deformación es:

$$A_c = \frac{A_o}{1 - \varepsilon}$$

Observe de nuevo la figura 7.1.7 . Aquí también se supone que el área transversal crece igual a todo lo largo de la probeta. Lo anterior no es cierto por problemas de esfuerzos que se tienen en los extremos de la probeta durante la prueba.



Dimensiones iniciales

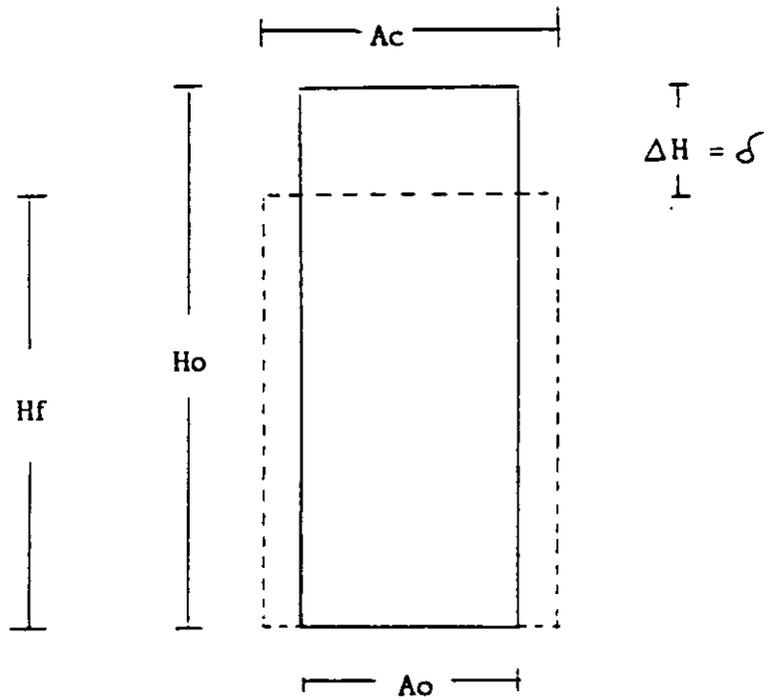


Fig. 7.1.7 Análisis de deformaciones en compresión

7.1.3 RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS.

En los suelos, se acepta que la resistencia se tiene siempre por una combinación de esfuerzo normal y cortante. Esta es la razón por la que estudiamos anteriormente como evaluar esfuerzos normal y cortante en forma gráfica. Esta combinación de esfuerzos es un punto en el plano de Mohr.

Las fallas reales en suelos, se acepta que nunca se dan por esfuerzo cortante puro (sin esfuerzo normal actuante). Tampoco se acepta que tengan resistencia a la tensión (la tensión la puede resistir el agua trabajando a tensión, o un mineral cementante en el suelo), ya que esta no es una condición confiable ni permanente. Esta es la razón por la que se estudia en suelos la resistencia al esfuerzo cortante (siempre combinado con un esfuerzo normal).

La propuesta clásica para analizar la resistencia de los suelos, es la de analizar la fricción en el plano de contacto de un bloque rugoso sobre un plano rugoso. Vea la figura 7.1.8. El esfuerzo normal se puede definir como :

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

y el esfuerzo cortante como:

$$\tau = \frac{T}{A}$$

El ángulo ϕ' es el ángulo que se desplaza la resultante R de la línea de acción del esfuerzo normal. Vea la figura 7.1.8. En Física Clásica se define como coeficiente de fricción estática a la relación entre T y P o entre τ y σ , y se define como μ , de modo que:

$$\mu = \frac{T}{P} = \frac{\tau}{\sigma} = \tan \phi'$$

Es por esta que la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo granular (a esfuerzos efectivos) se expresa como:

$$s = \tau_{\max} = \sigma \tan \phi'$$

Mas adelante se verán aplicaciones de esto en pruebas específicas de laboratorio.

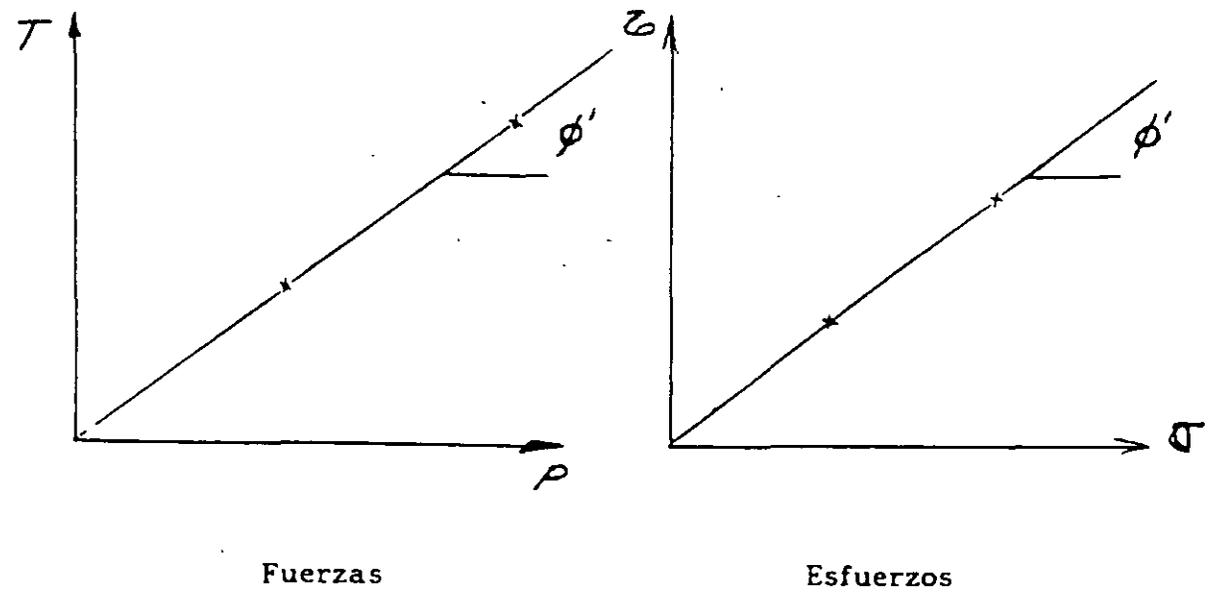
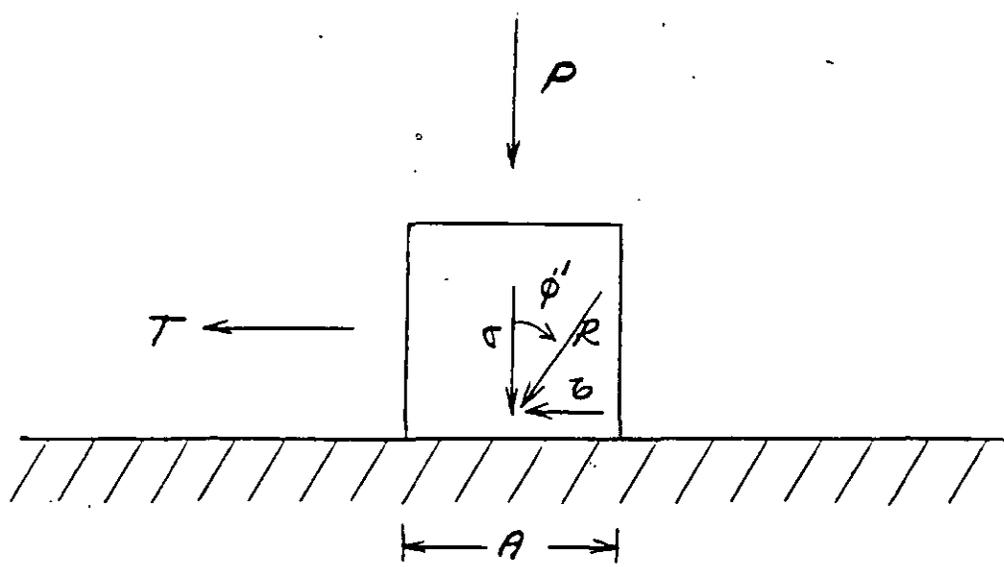


Fig. 7.1.8 Análisis de fricción

7.2 PRUEBAS DE CAMPO

PRUEBAS DE CAMPO

Existen intentos de pretender correlacionar datos obtenidos con las pruebas de sondeo del suelo en campo, con la resistencia de los suelos. Hay que aclarar que hasta el día de hoy no se ha logrado un éxito tal en este sentido, de tal forma que se pudiesen sustituir las pruebas de laboratorio.

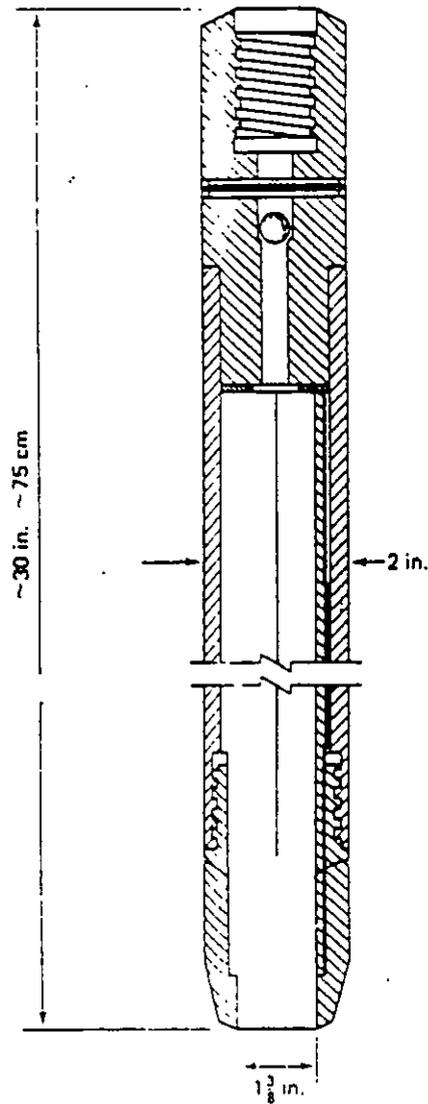
7.2.1 PRUEBAS DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR.

Esta prueba se usa para sondear al suelo, hincando por medio de golpes de martillo, una punta recuperadora de muestras alteradas, llamada penetrómetro estándar. Este penetrómetro consiste en una punta cortadora, de acero endurecido, seguida por un tubo de recuperación de dos cañas. Un diagrama de este equipo se muestra en la figura 7.2.1. En esta prueba se hace un conteo de golpes para penetrar tramos de 15 cm., en una secuencia total de 45 cm. De los resultados de este proceso, se suman el número de golpes que se obtienen en los dos últimos tramos de 15 cm., de tal modo que se tiene el número para penetrar 30 cm. A este dato final, se le llama número de golpes (N).

Se han hecho correlaciones, que como se dijo antes se deben usar con sumo cuidado, para relacionar el valor del número de golpes con la resistencia de arcillas y arenas.

En la figura 7.2.1 se muestra una propuesta para arcillas en base a la resistencia de éstas en pruebas de compresión simple (q_u).

En la figura 7.2.2 se muestra el caso para las arenas, donde en las dos primeras gráficas intentan obtener, ya sea por porcentajes de grava, arena y limo y datos de penetración la compacidad relativa del suelo granular; o ya sea en función del esfuerzo vertical y datos de penetración, también obtener la compacidad relativa. En base a esta compacidad, supuesta por estas gráficas, se puede uno dar una idea de la resistencia del suelo granular, en función del ángulo de fricción, utilizando la gráfica inferior de ésta figura.

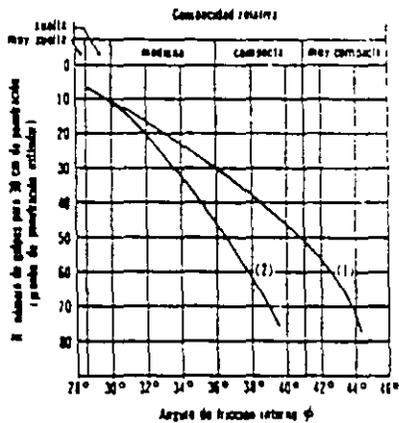
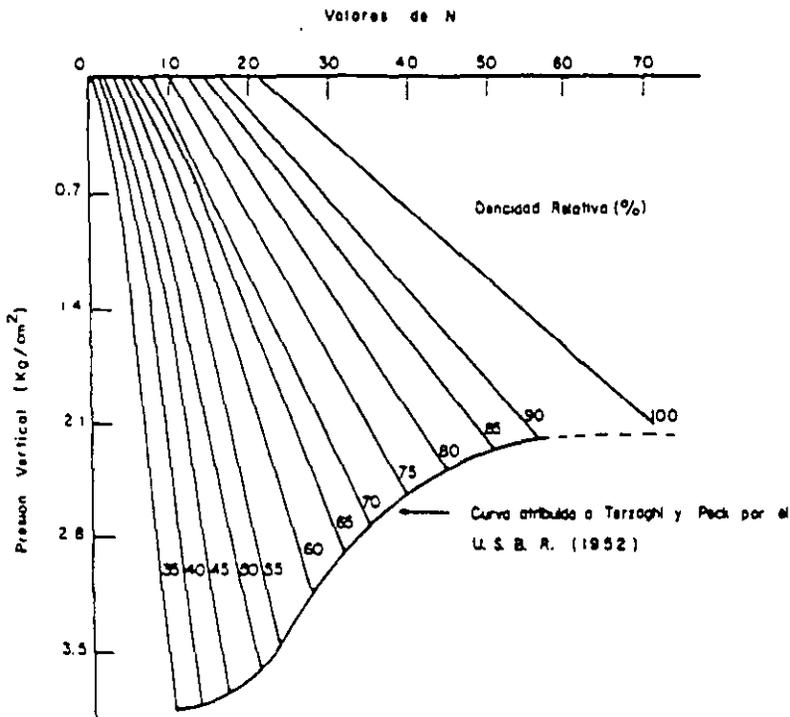
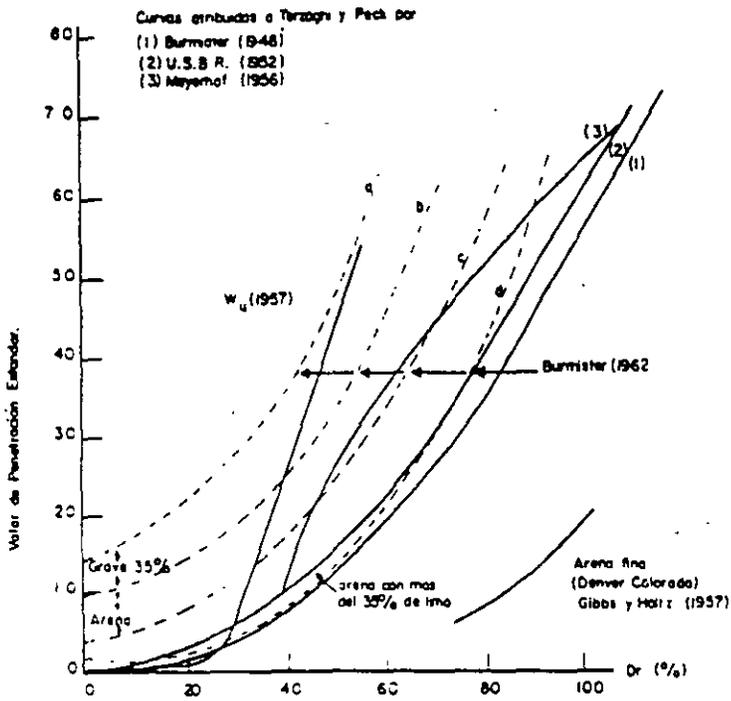


Penetrómetro estándar

| Consistencia | No. de golpes, N | Resistencia a la compresión simple, q_u |
|--------------|------------------|---|
| | | kg/cm ² |
| Muy blanda | < 2 | < 0.25 |
| Blanda | 2-4 | 0.25-0.50 |
| Media | 4-8 | 0.50-1.0 |
| Firme | 8-15 | 1.0 -2.0 |
| Muy firme | 15-30 | 2.0 -4.0 |
| Dura | > 30 | > 4.0 |

Resistencia aproximada en arcillas en base a la SPT

Fig. 7.2.1 Resistencia inferida a partir de la prueba de penetración

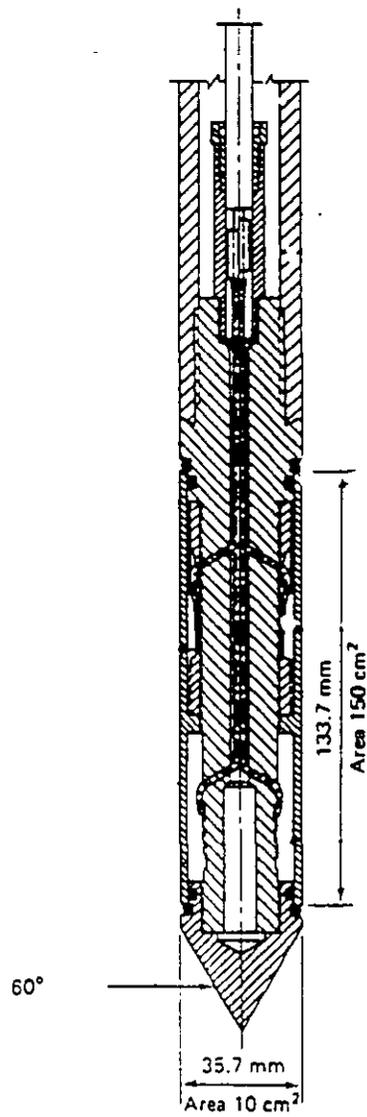


- (1) Relación para arenas de grano angular y mediana a gruesa
 (2) Relación para arenas finas y para arenas

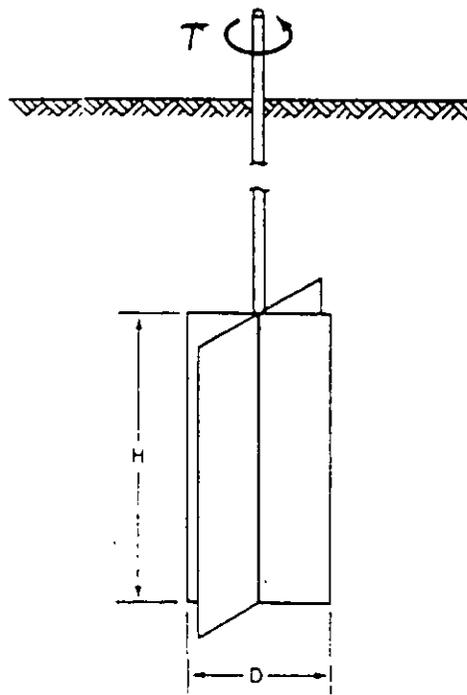
Fig. 7.2.2 Gráficas que permiten hacerse una idea de la resistencia de arenas con datos de la prueba SPT.

7.2.2 PRUEBA DE CONO HOLANDES.

Esta punta sondeadora, se hinca por medio de presión, y se va obteniendo la capacidad de carga, conforme va progresando el sondeo. En la figura 7.2.3 se muestra en la parte superior un esquema de un cono. La desventaja de este equipo es que no recupera muestras, sin embargo se puede utilizar combinado con otro método de penetración, cuando la estratigrafía, sea totalmente desconocida en la zona. Si se conoce que tipo de suelo corresponde a los datos obtenidos, se puede obtener la resistencia del suelo, expresada como ángulo de fricción interna o "cohesión", apoyándose en alguna teoría de capacidad de carga.



Cono holandés



Veleta de campo

Fig. 7.2.3 Cono holandés y veleta de campo

7.2.3 PRUEBA CON VELETA DE CAMPO

Esta prueba es relativamente fácil de realizar y se aplica a suelos finos. En la figura 7.2.3, se muestra, en la parte de abajo, el esquema de una veleta de campo. La veleta se hinca verticalmente, haciendo que las cuchillas se profundicen en el suelo, de tal modo que quede un colchón de suelo superficial. A continuación, ya posicionada la veleta, se aplica un torque al eje de la veleta, como se indica en la figura, con un equipo que permita conocer el valor del torque máximo, que es el que corta al suelo. Con este dato y los datos geométricos de la veleta, se puede despejar por medio de una expresión muy fácil de demostrar, el valor de la "cohesión" del suelo fino. Esta prueba se aplica comúnmente al fondo de un pozo a cielo abierto.

7.3 PRUEBAS DE LABORATORIO

7.3.1 TORCÓMETRO Y PENETRÓMETRO 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 debe 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 mas modernamente resistencia no drenada (S_u).

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 una carátula indicadora, todos ellos unidos por un eje metálico. Algunos como el mostrado en la figura, viene 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 mas 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 S_u). En este curso se mostrara el torcómetro y se hará una experiencia practica.

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 los 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.).

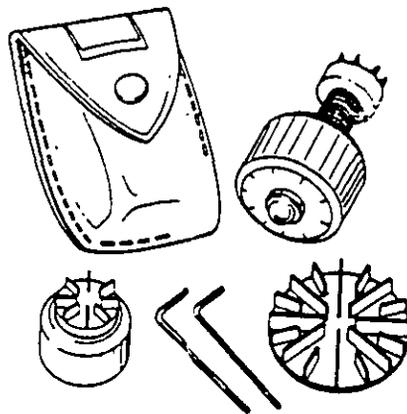
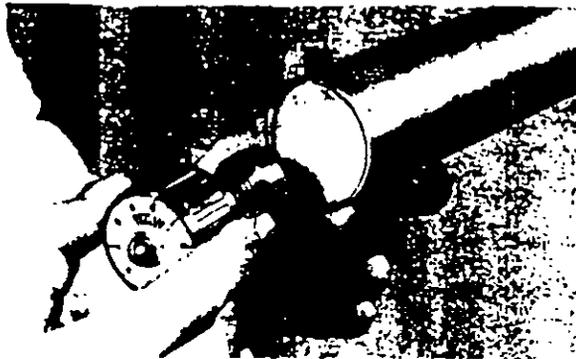


Fig. 7.3.1 Torcómetro de bolsillo

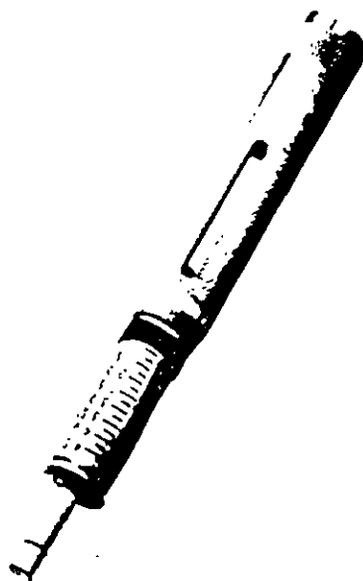


Fig. 7.3.2 Penetrómetro de bolsillo

7.3.2 PRUEBAS DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

En orden cronológico, se puede decir que la prueba más popular anteriormente, era la prueba de corte directo (que se comentara mas 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 se presentaba la prueba de corte directo.

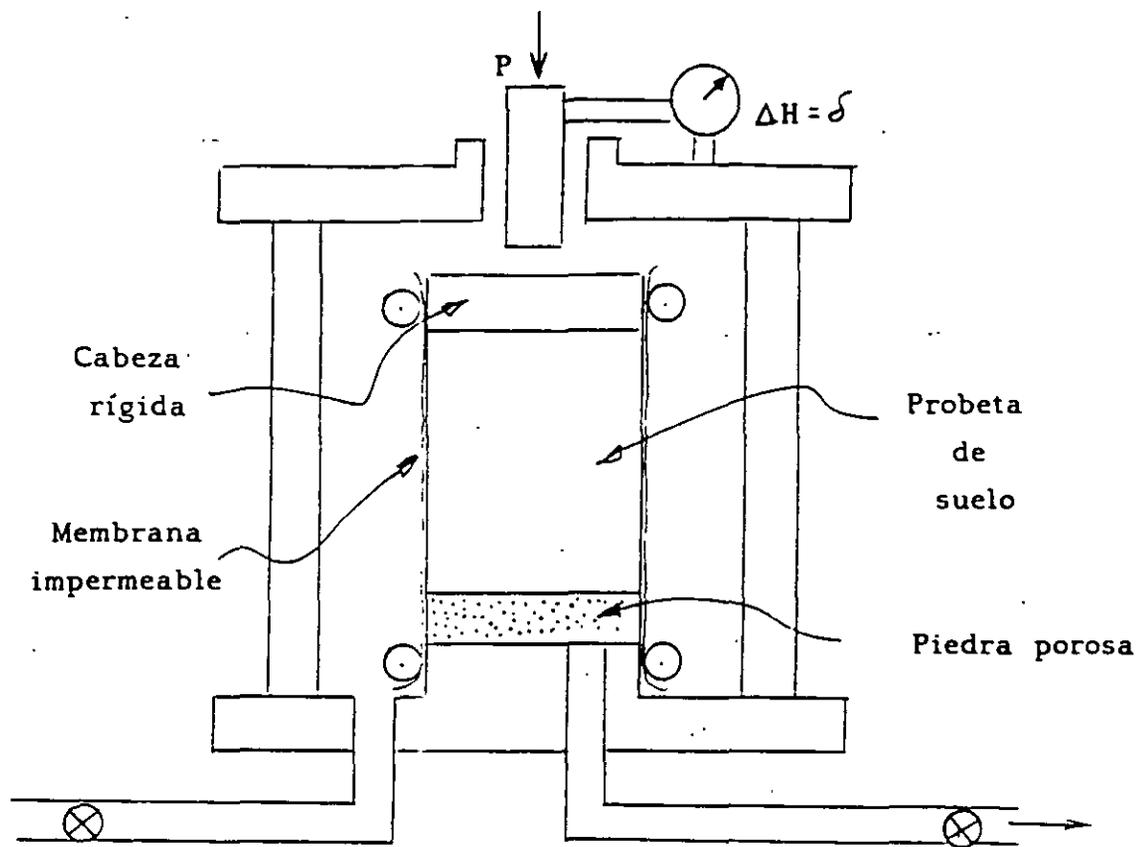
Actualmente la prueba triaxial es mas popular que la de corte directo. No obstante ser una prueba mas complicada, permite una gran variedad de condiciones de drenaje. También se puede suponer que permite aplicar todo el tiempo esfuerzos principales, de modo que no existe rotación de esfuerzos principales, como sucede con la de corte directo. Existen también concentraciones de esfuerzos, pero son mucho más bajos 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 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 tomara como esfuerzo desviador a la diferencia entre el esfuerzo principal mayor y el principal menor, y lo denominaremos por $\Delta\sigma_a$. De modo que $\Delta\sigma_a = \sigma_1 - \sigma_3$. Para pruebas de compresión en la cámara triaxial se aceptara 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. Es 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:



Presión del líquido
confinante

Medición de cambio de
volumen o presión de poro

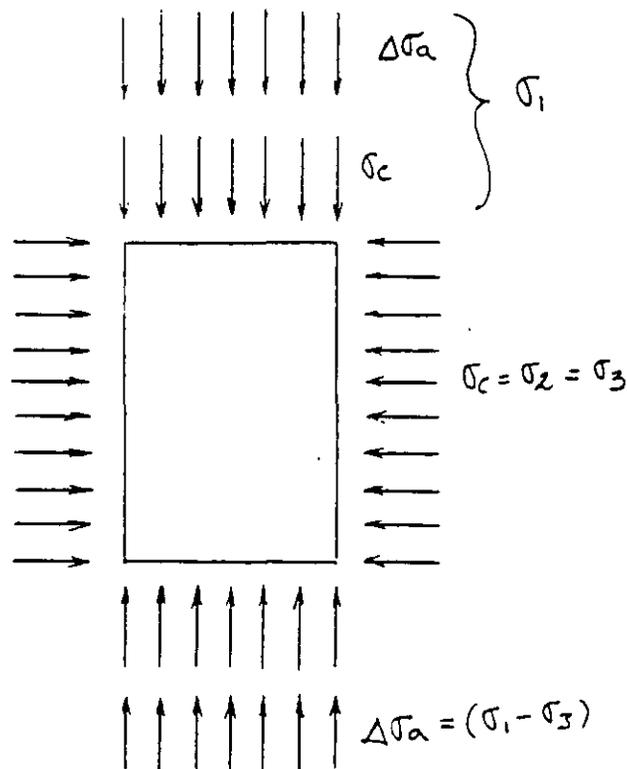


Fig. 7.3.3 Cámara triaxial y esfuerzos que aplica

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 presentación 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 éstas 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' .

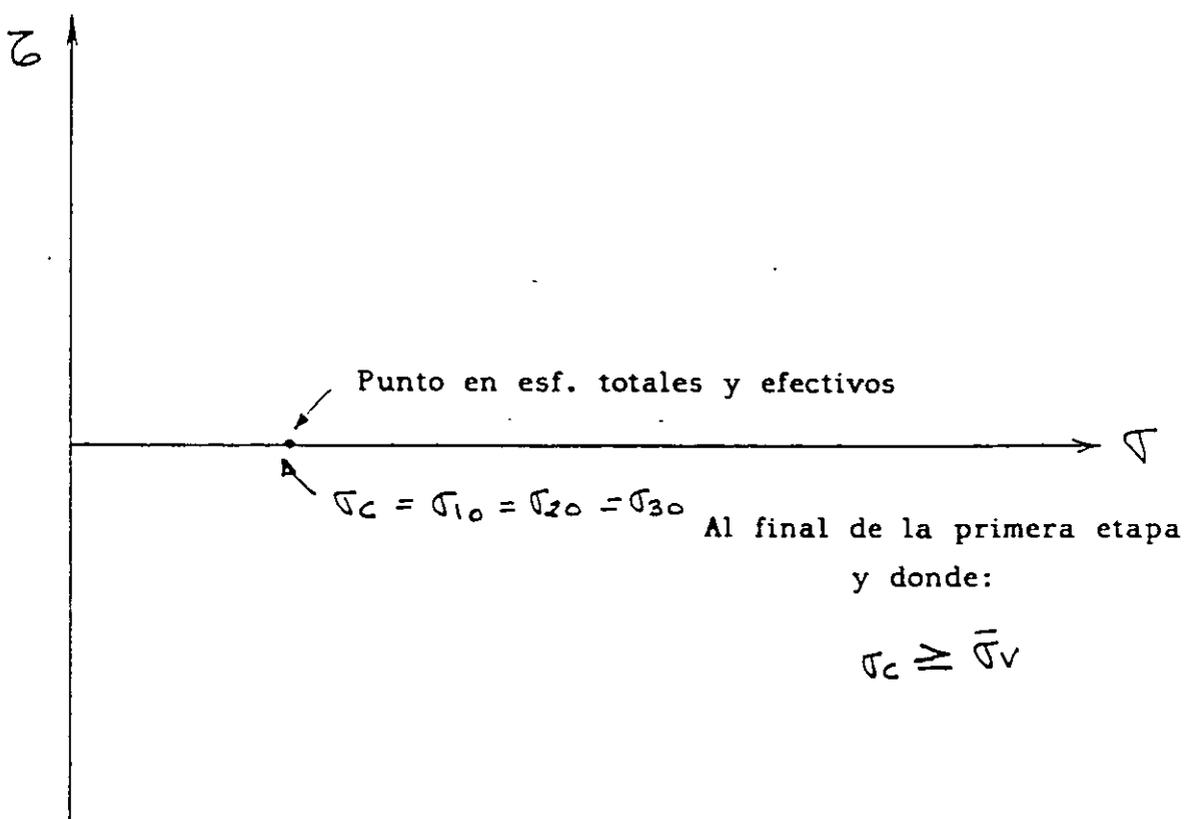
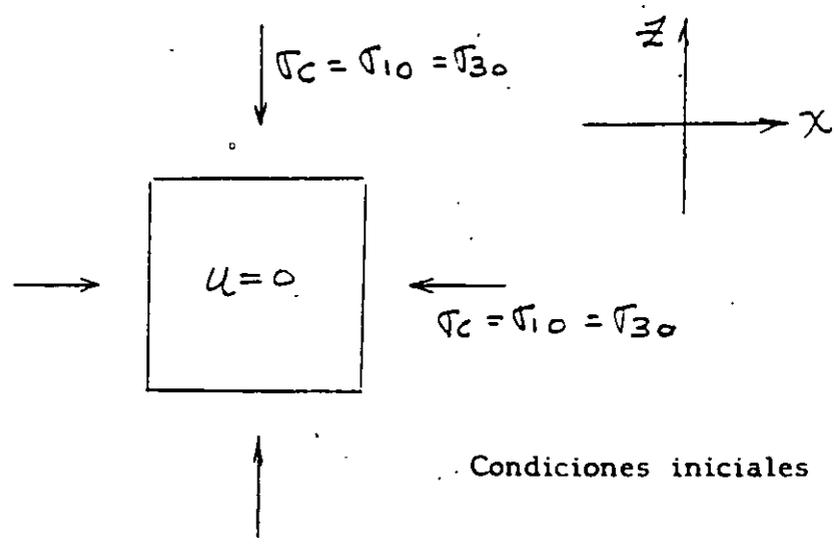


Fig. Condiciones iniciales en prueba triaxial CD (final primera etapa)
7.3.4

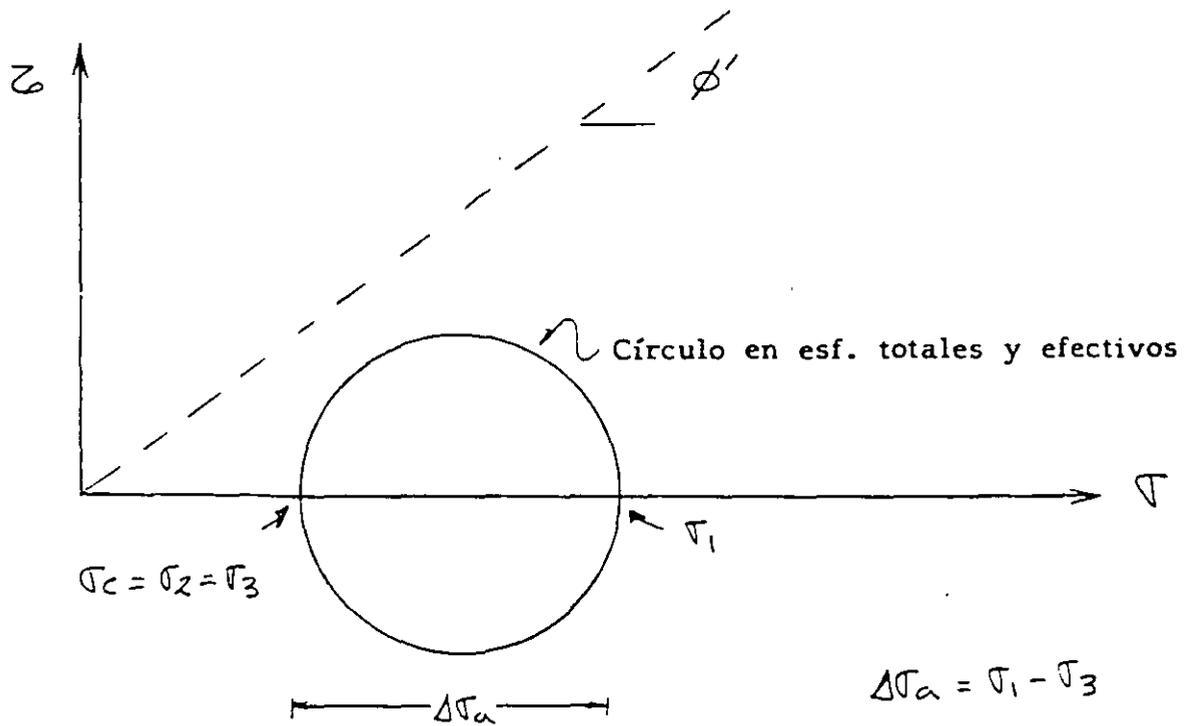
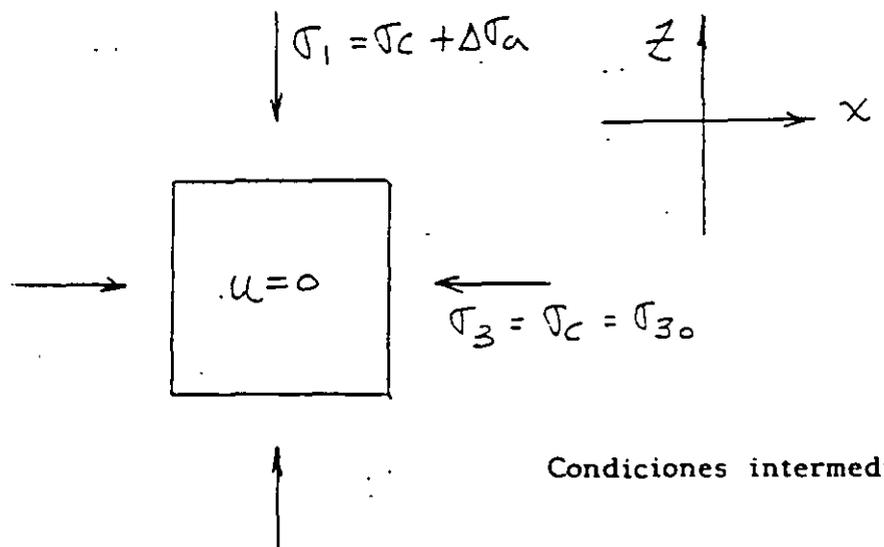


Fig. 7.3.5 Condiciones intermedias en prueba triaxial CD (2ª etapa)

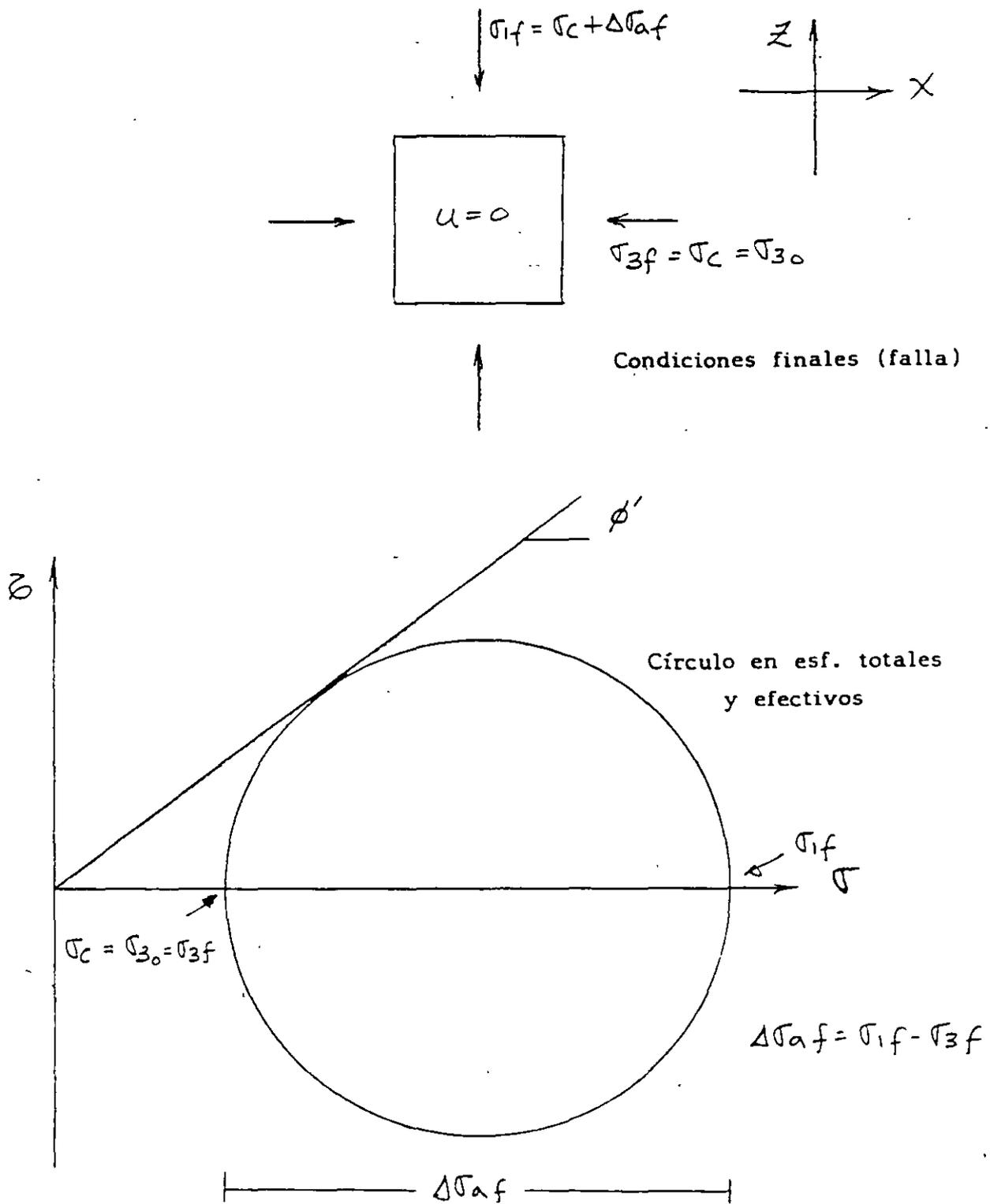


Fig. 7.3.6 Condiciones finales en prueba triaxial CD (2ª etapa)

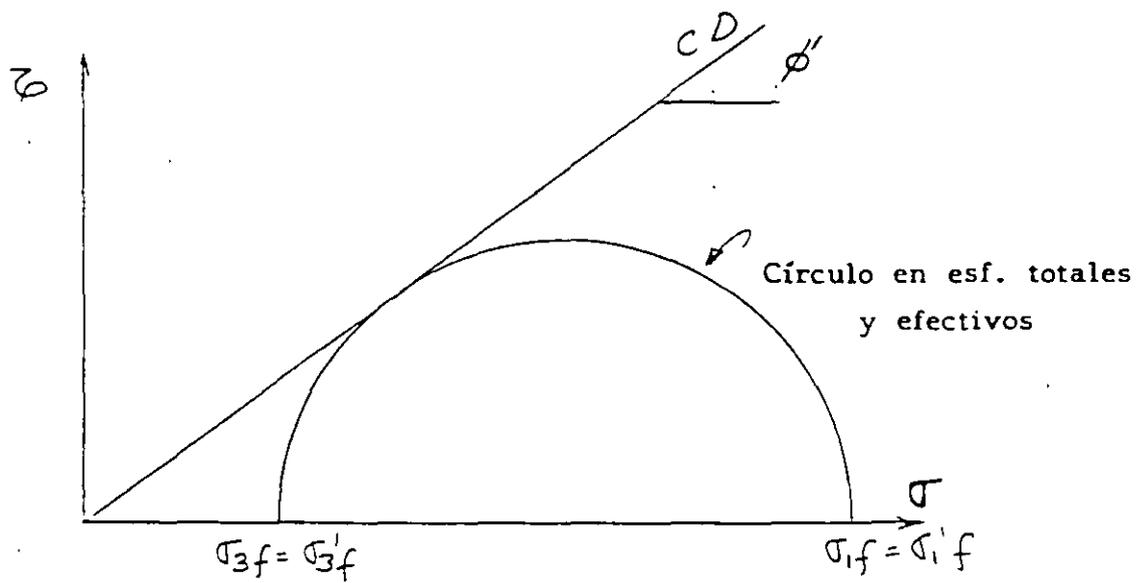
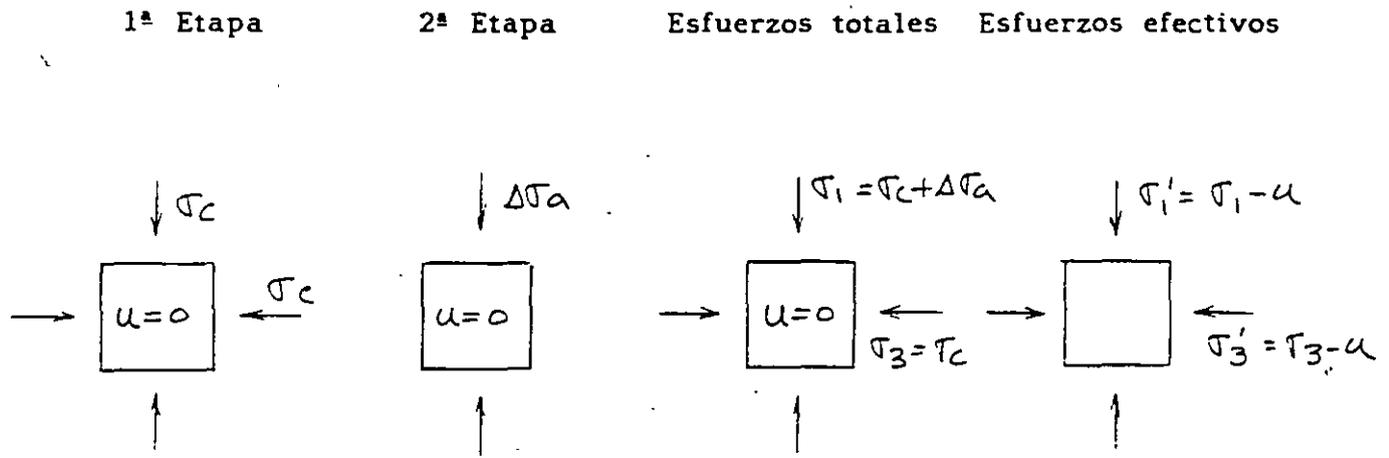


Fig. 7.3.7 Prueba triaxial de compresión CD

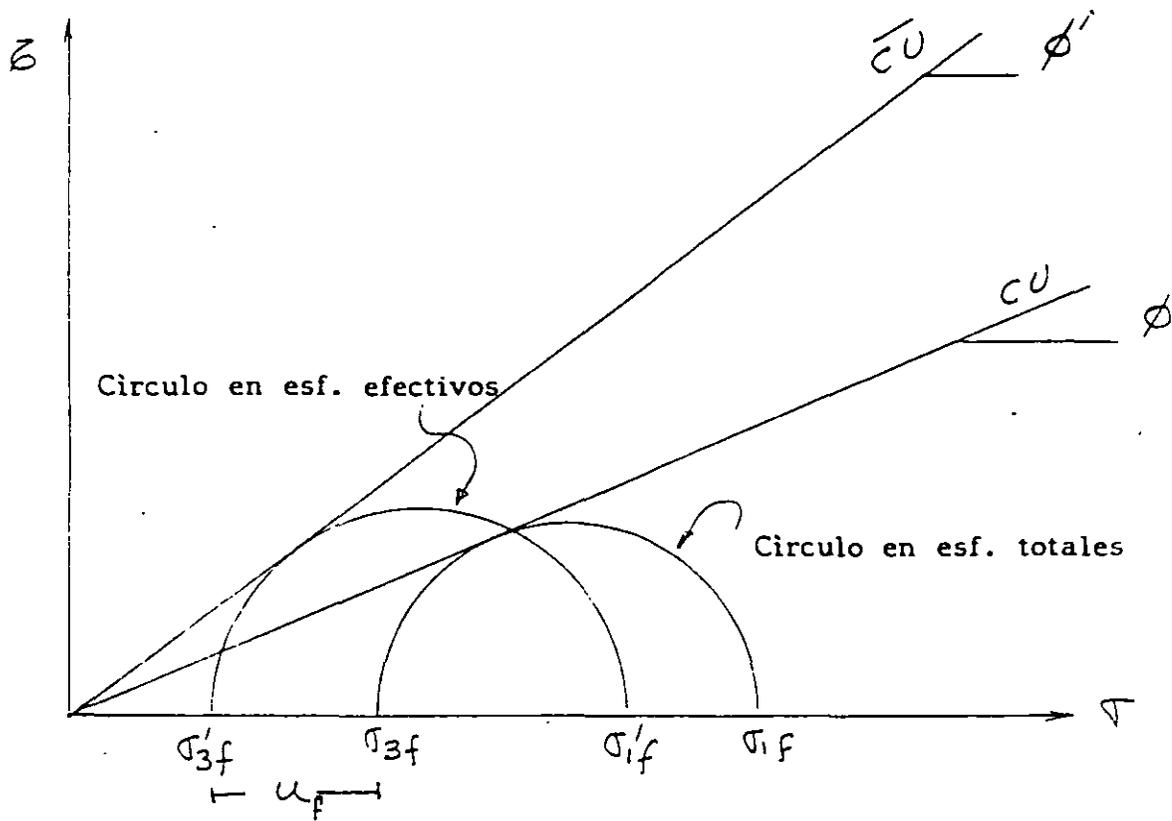
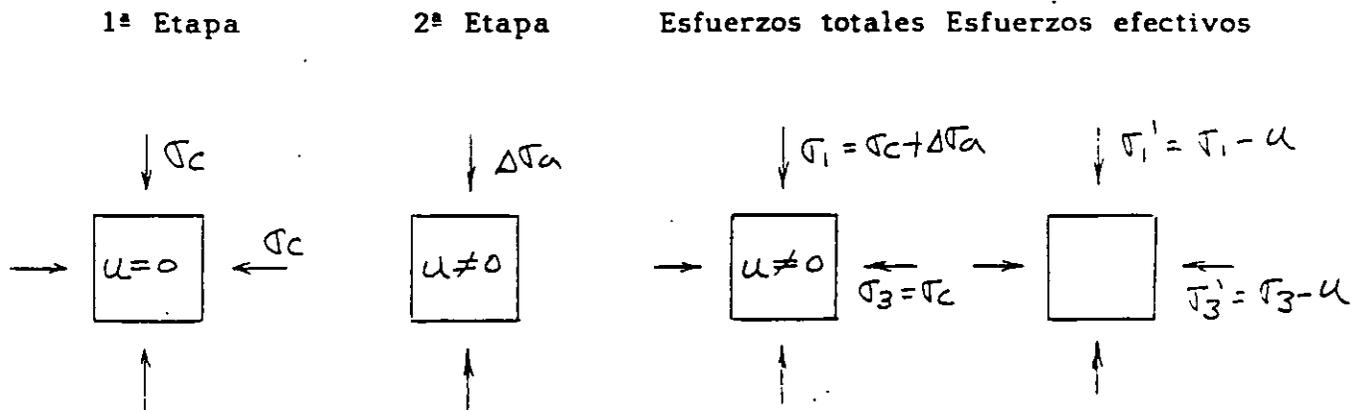


Fig. 7.3.8 Prueba triaxial de compresión CU

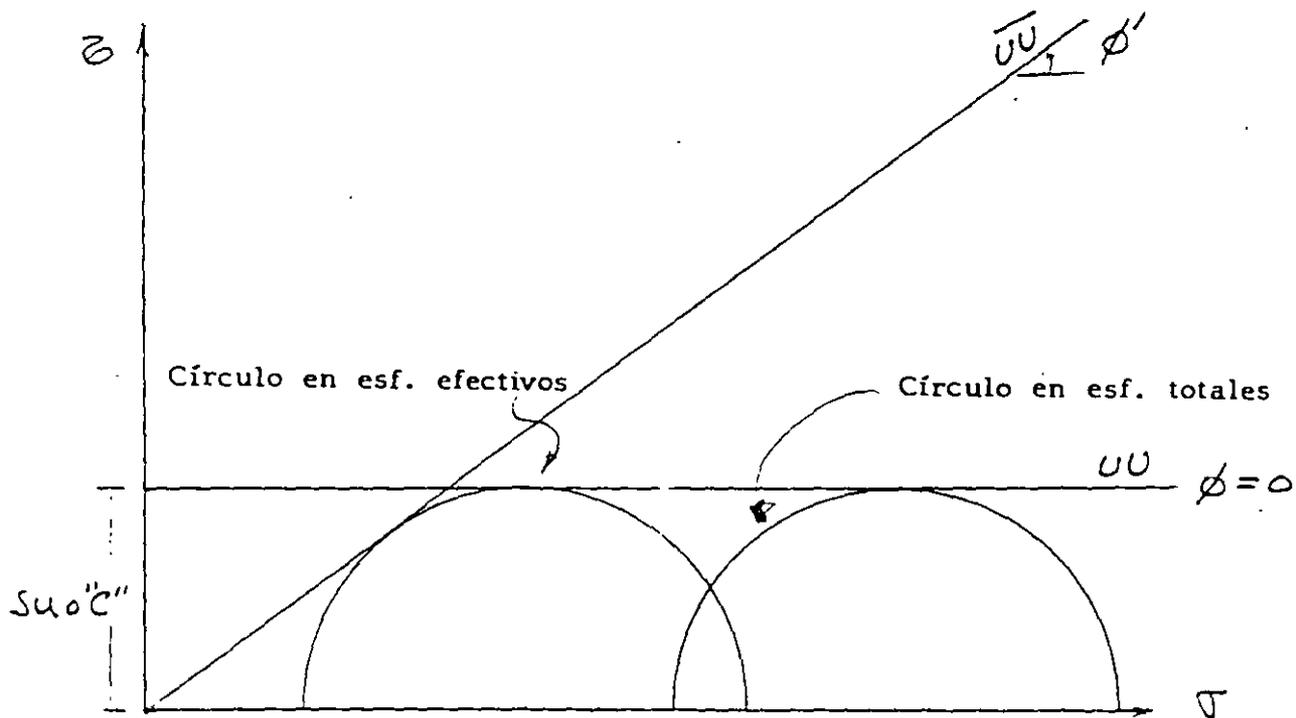
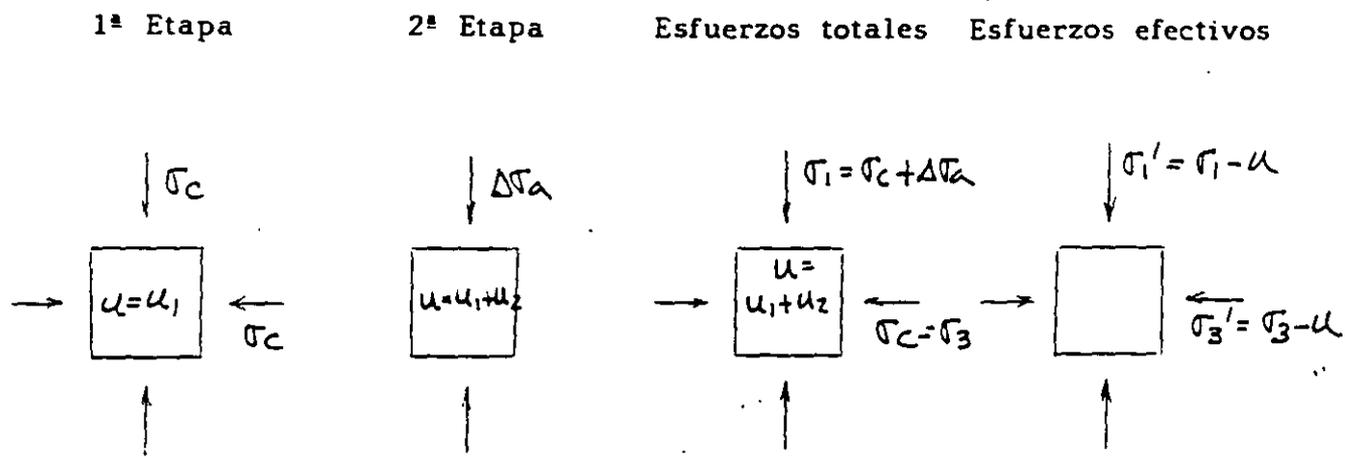


Fig. 7.3.9 Prueba triaxial de compresión UU

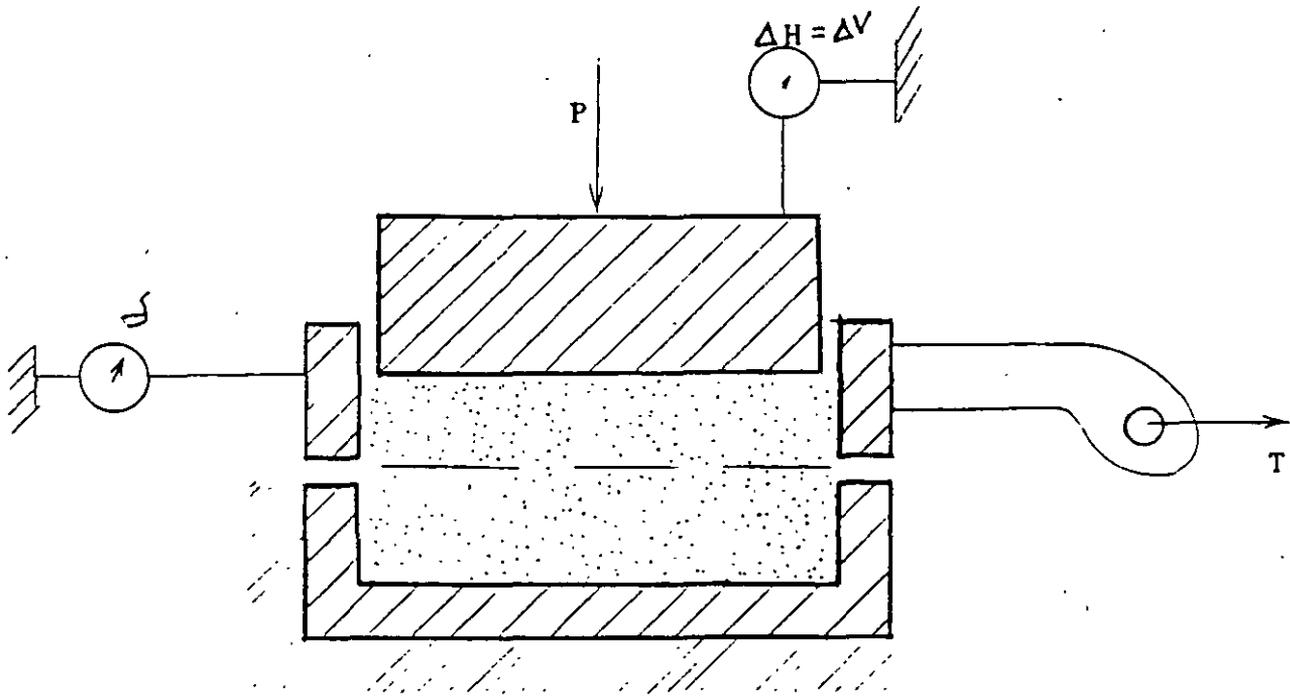
7.3.3 PRUEBAS DE CORTE DIRECTO.

Esta es una pruebas 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 esta separada horizontalmente en dos partes. Una mitad se mantiene fija, respecto a 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 obtiene 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 muestra 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 analizar un fenómeno interesante que se verifica en la prueba de corte directo y que se le llama " rotación de esfuerzos principales ". En 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 en el momento de la falla. Observe que para esta condición σ_n se tiene que $\sigma_n > \sigma_{hf}$. Observe además la relación que guardan los sistemas X Z y III I. Finalmente observe la figura 7.3.14 . En esta se muestran juntas las condiciones inicial, intermedia y final, mostrando como se va sucediendo la rotación de los esfuerzos principales.



Aparato de corte directo

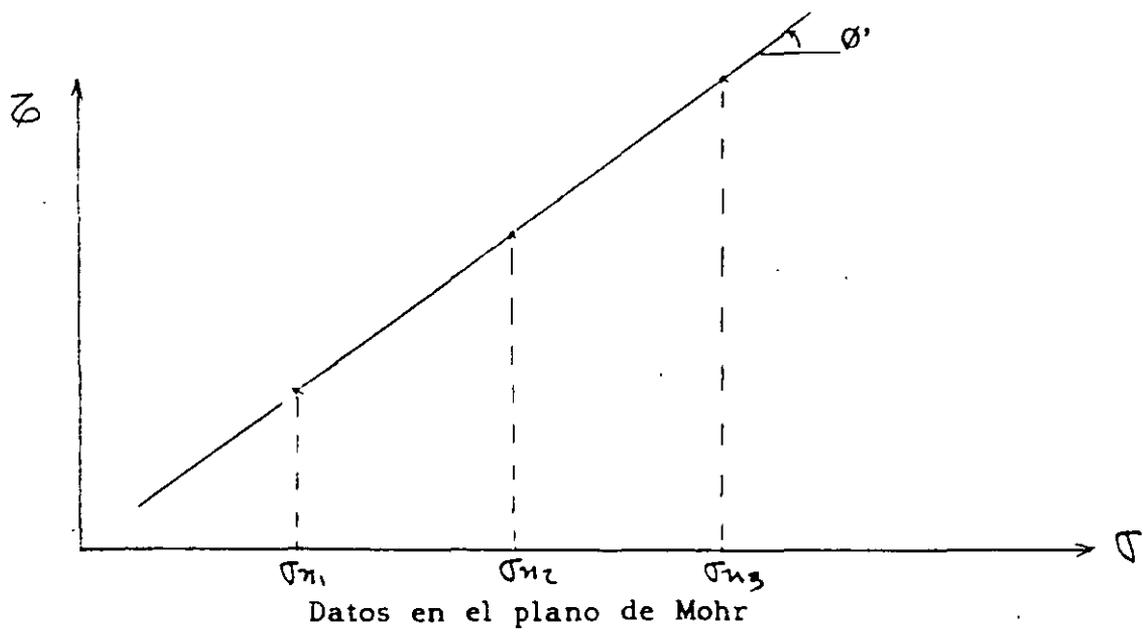


Fig. 7.3.10 Aparato de corte directo

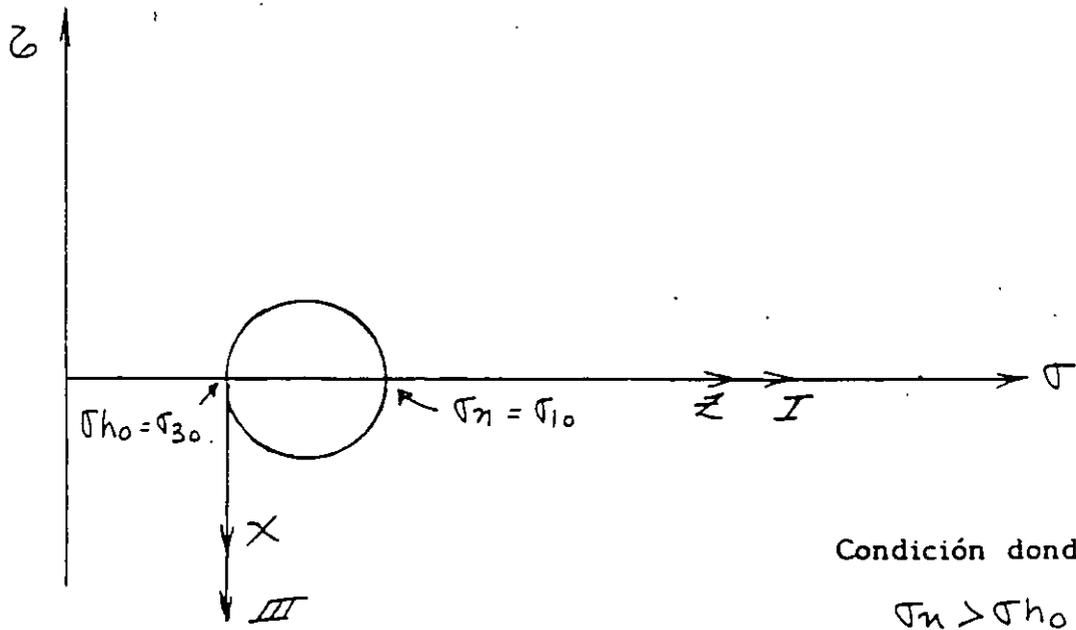
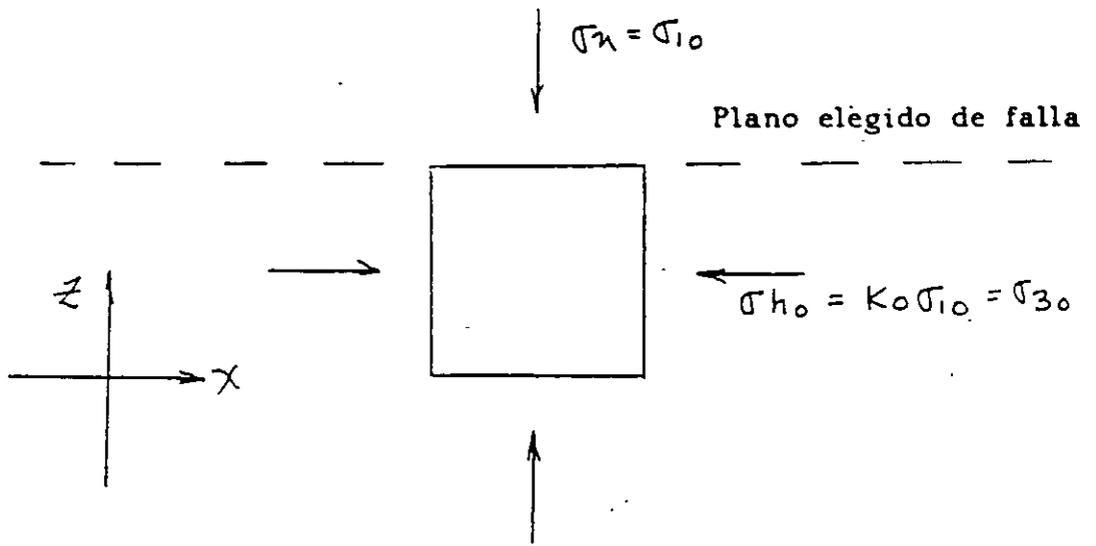


Fig. Condiciones iniciales en corte directo (primera etapa)
 7.3.//

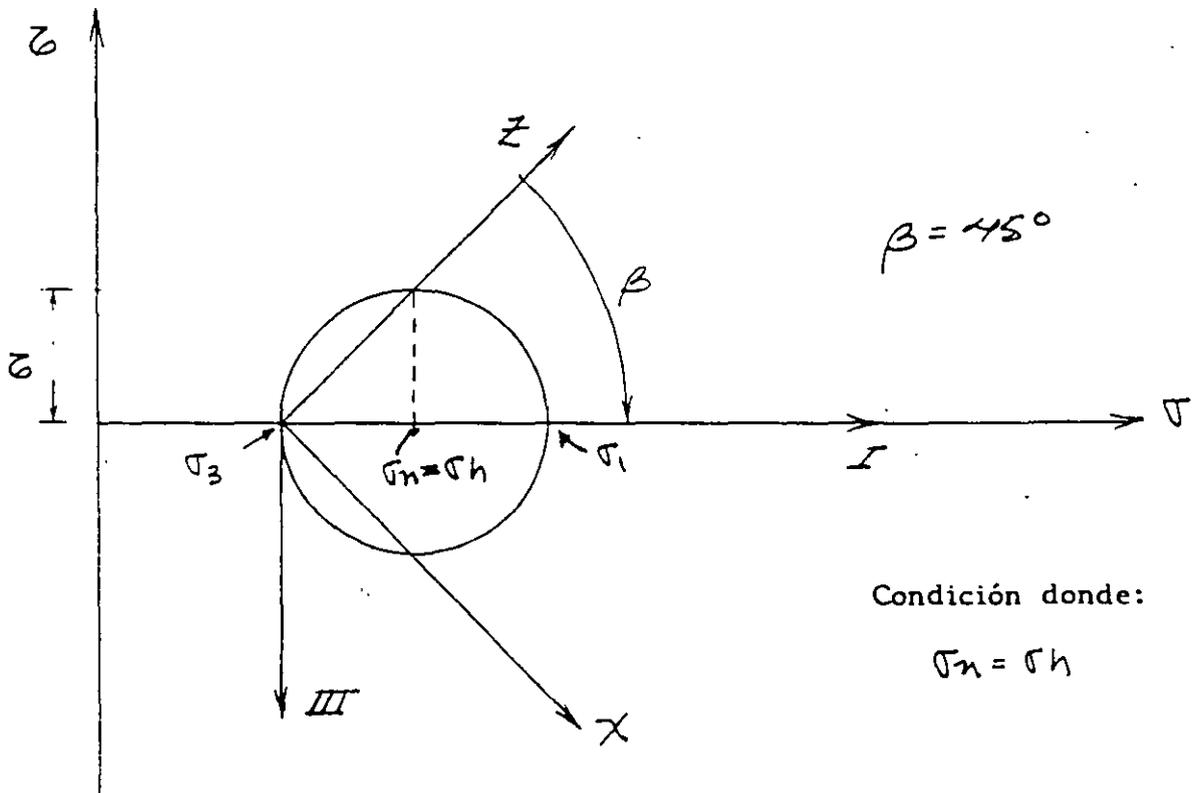
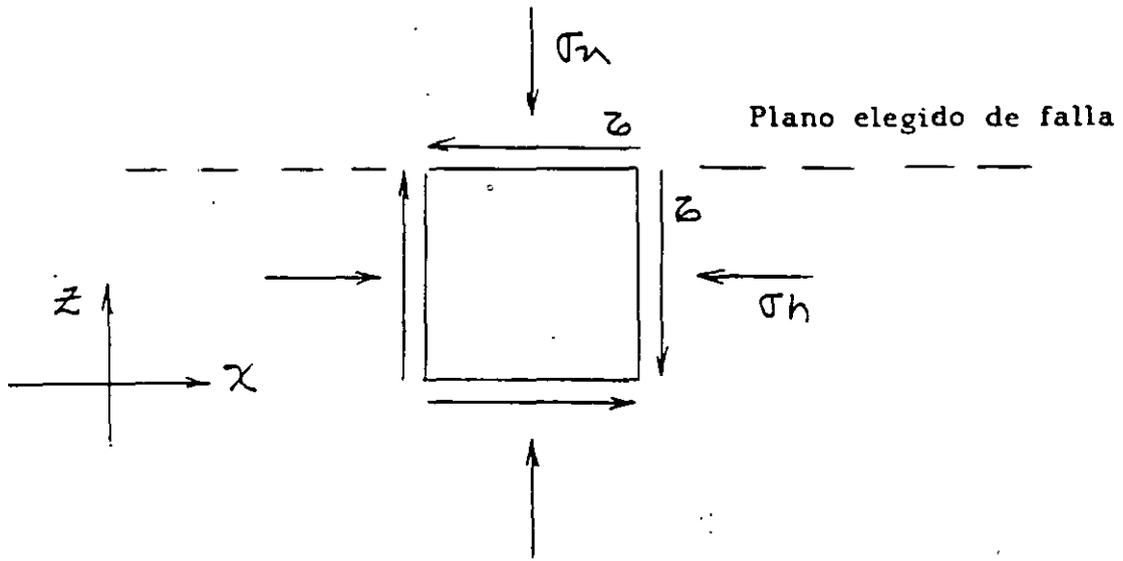


Fig. 7.3.12 Condiciones intermedias en corte directo (segunda etapa)

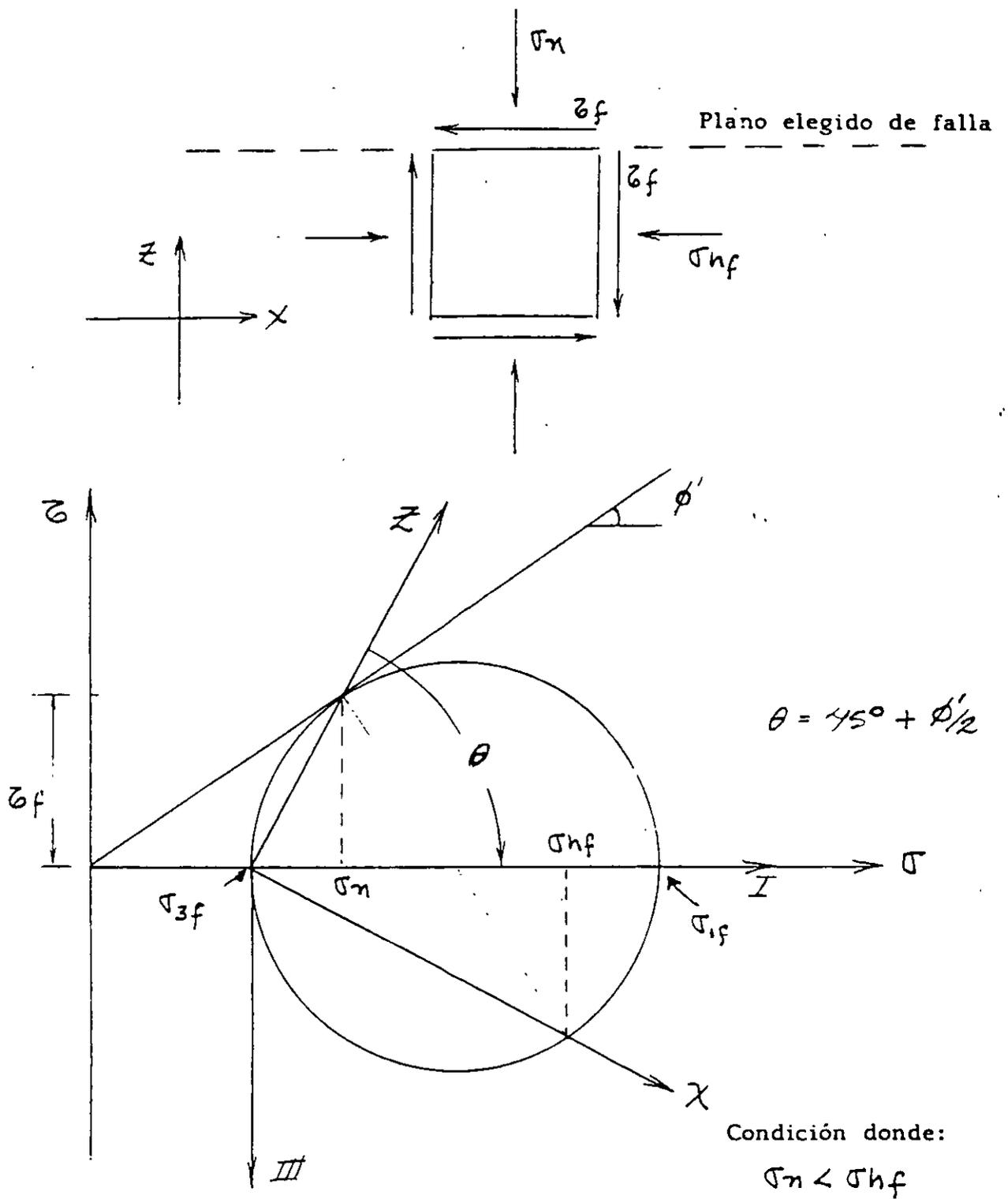


Fig. 7.3.13 Condiciones finales en corte directo (segunda etapa)

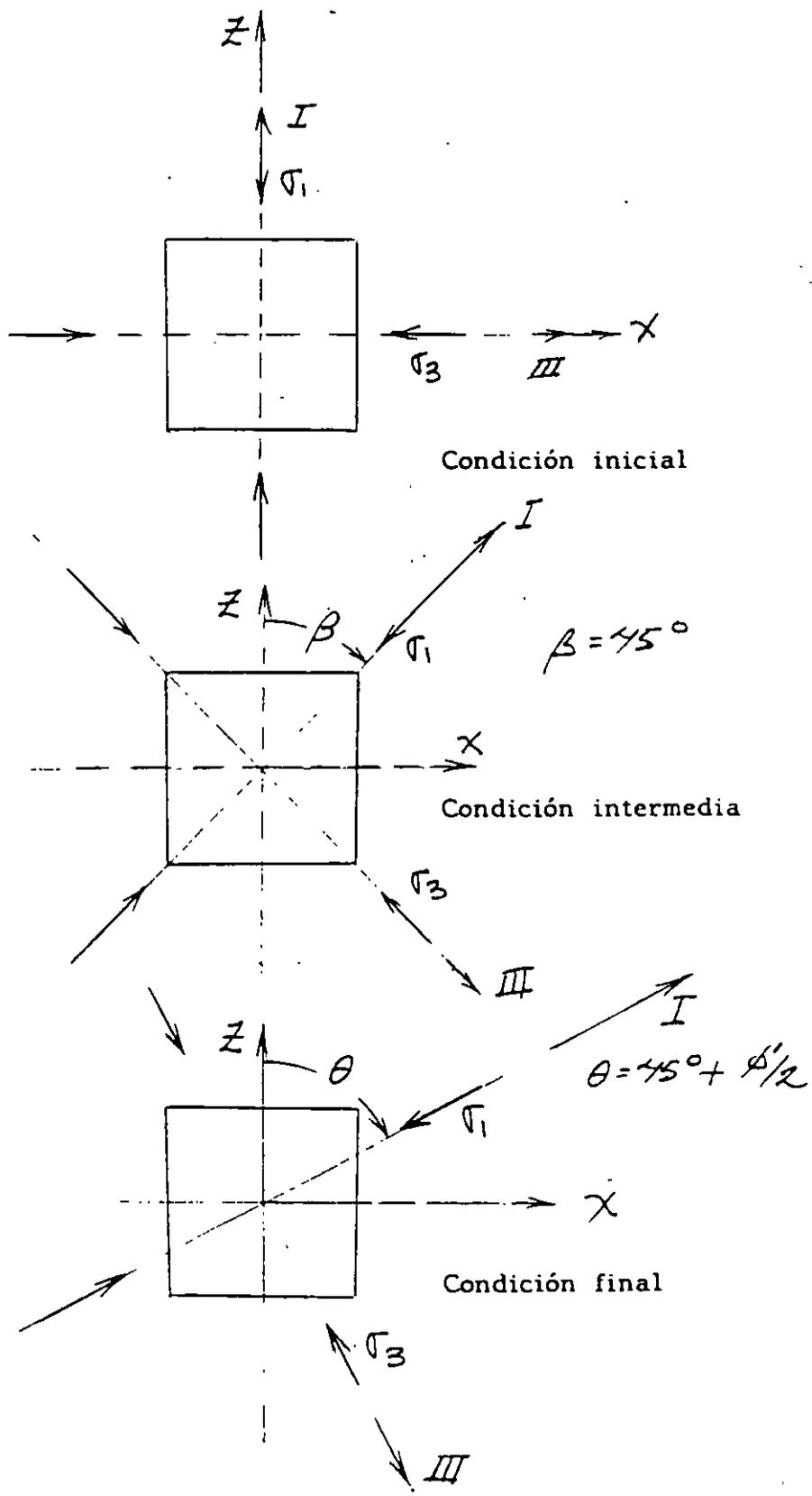


Fig. 7.3.14 Rotación de esfuerzos principales en corte directo

INSTRUCTIVO PARA REALIZAR UNA PRUEBA TRIAXIAL CD.

EQUIPO

1. Marco de carga.
2. Cámara triaxial.
3. Molde para formar la muestra.
4. Membranas impermeables.
5. Piedra porosa.
6. Bandas de hule (o rings o ligas).
7. Bomba de vacío.
8. Vernier.
9. Pipetas.
10. Cronómetro.

PROCEDIMIENTO

- 1.- Colocar una membrana impermeable en la base de carga de la cámara triaxial, fijándola con bandas de hule. Coloque una piedra porosa en la placa de base, saturándola previamente.
- 2.- Haber secado previamente arena y tener definido el peso y el volumen a lograr, para obtener la compacidad relativa deseada. Colocar el molde alrededor de la membrana y doblar esta, de modo que quede forrado la parte interior del molde. No debe haber bolsas ni dobleces. Conectar vacío al molde, tomando las precauciones para no romper la membrana. Conectar a la válvula de salida de la piedra porosa inferior, la manguera de la pipeta que abastecerá de agua a la probeta.
- 3.- Usar algún procedimiento conocido, para vaciar la arena en estado suelto. Compactar hasta lograr la compacidad deseada.
- 4.- Colocar la cabeza superior a la probeta y sellar la membrana contra ésta, por medio de banda de hule. Cuidar que la cabeza quede lo más horizontal posible.
- 5.- Bajar la pipeta, abriendo la válvula de la piedra inferior, para que la probeta experimente un vacío reducido.

6.- Quitar el molde y revisar el movimiento del agua en la pipeta, para cerciorarse de que la membrana está en buenas condiciones.

7.- Tomar las medidas de altura de probeta y diámetro de la misma, con sumo cuidado. Se debe decidir que valor se usa de H_0 y diámetro promedio para calcular A_0 .

8.- Colocar la parte superior de la cámara, cuidando que el vástago no tire la probeta recién formada. Apretar los tornillos, de modo que se tenga un sello adecuado en la cámara. Baje cuidadosamente el vástago, hasta que fije la cabeza de la probeta, para poder transportar la cámara.

9.- Coloque la cámara en el marco de carga, manteniendo la pipeta baja, para generar la tensión en la probeta. Centre la cámara y asegúrese que el vástago queda centrado con el anillo de carga (esto es necesario para que el anillo detenga el vástago, en caso de aplicar un confinamiento alto a la cámara, de otro modo, se saldría el vástago y parte del líquido confinante).

10.- Llene la cámara con el líquido confinante y aplique la presión deseada. Acerque el anillo de carga lentamente hasta tener un ligero movimiento en el extensómetro de éste. Lo anterior indica el contacto del anillo con el vástago.

11.- Coloque el extensómetro que medirá la deformación de la probeta. Tome la lectura inicial de éste.

12.- Aplique el primer incremento de carga y arranque el cronómetro. Espere un minuto para aplicar el siguiente incremento (este tiempo se da para que se libere la presión de poro en la arena y garantizar que en verdad es una prueba CD).

13.- Continúe aplicando incrementos hasta la falla de la probeta.

14.- Dibuje el plano de la falla si lo hay.

15.- Elimine la presión de la cámara y baje el líquido confinante. Recupere la probeta y métala al horno.

INSTRUCTIVO PARA LA PRUEBA DE CORTE DIRECTO.

EQUIPO

1. Aparato de corte directo.
2. Balanza con exactitud de 0.01 gr.
3. Horno para secar el suelo.
4. Vernier.
5. Cronómetro.

PROCEDIMIENTO.

- 1.- Secar en el horno una cantidad suficiente de arena, para realizar la prueba. Previamente se deben haber obtenido los pesos específicos secos, para las condiciones más sueltas y más compacta de esa arena. Se debe decidir, que compactación se le dará a la arena, ya que el ángulo de fricción interna de las arenas depende de ésta.
- 2.- Armar la caja de corte y con el Vernier obtener las medidas interiores de ésta, para conocer el área transversal que se va a considerar.
- 3.- Vaciar la arena a volteo, conociendo el peso que debe tener la probeta de arena, para que alcance la compactación deseada. Al compactar, deberá quedar la arena a aproximadamente 5 mm. del borde. Se colocará después el émbolo rígido que transmitirá la carga. Se deberá cuidar que ésta placa quede lo más horizontal posible.
- 4.- Aplicar la carga vertical, de modo que se logre el esfuerzo vertical deseado. Coloque el extensómetro que medirá el desplazamiento vertical.
- 5.- Separar por medio de los tornillos del equipo, las dos placas que componen la caja de corte. La separación debe ser un poco mayor que la mitad de la partícula más grande en la probeta de suelo.
- 6.- Ajuste el extensómetro horizontal que medirá el desplazamiento entre las dos partes de la caja de corte.
- 7.- Aplicar la primera carga horizontal y medir con el cronómetro un minuto, a partir del inicio. Para lo anterior se debe haber programado la prueba, de tal modo que se llegue a la falla, en por lo menos diez incrementos.
- 8.- Repetir los pasos anteriores, para esfuerzos verticales diferentes del anterior, para tener por lo menos tres puntos en el plano de Mohr. Se recomienda doblar los esfuerzos. En arena seca, la línea de resistencia debe apuntar al origen del plano de Mohr.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO GENERAL EN PROYECTO Y
CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS**

MODULO II

**DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES
SEGÚN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES
DEL DISTRITO FEDERAL**

**TEMA
ANEXO I
CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS
Y ZONIFICACIÓN GEOTECNICA**

EXPOSITOR: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO

**NOTAS PREPARADAS POR EL ING. RICARDO PADILLA VELÁZQUEZ
P. EN I. MARTÍN MEJÍA RAMOS
PALACIO DE MINERÍA
JULIO 1998**

ANEXO No. I

**CARACTERISTICAS GEOLOGICAS
Y ZONIFICACION GEOTECNICA**

CARACTERÍSTICAS GEOLOGICAS

La información estratigráfica del subsuelo de la Ciudad de México que aquí se presenta está fundamentada en todas las publicaciones disponibles sobre ese tema y en la derivada de los estudios geotécnicos que se han realizado para las distintas líneas del Metro.

En la zonificación del subsuelo se observa cómo se ha podido precisar la compleja estratigrafía de la zona poniente de la Ciudad gracias a los sondeos y experiencia de construcción de la Línea 7. En cuanto a las zonas del lago y de transición, la exploración del subsuelo con el cono eléctrico ha permitido la definición de perfiles estratigráficos más precisos, demostrando con ello que esta herramienta de exploración es una técnica muy eficiente y económica para los estudios del subsuelo de esas zonas.

En relación con las propiedades mecánicas de los suelos, particularmente en las zonas del lago y de transición, ocurre una constante evolución, observándose una disminución de la compresibilidad y un aumento de la resistencia al esfuerzo cortante, fenómenos que ocurren en pocos años, y aun en meses, a consecuencia de: a) el bombeo profundo para el abastecimiento de agua potable, b) el efecto de sobrecarga de antiguos rellenos superficiales, c) el peso de las estructuras, y d) el abatimiento del nivel freático por bombeo superficial para la construcción de cimentaciones y mantenimiento de sótanos. Todo esto hace que la información previa sobre las propiedades mecánicas de los suelos únicamente deba tomarse como una guía, y que siempre será necesario actualizar el conocimiento del subsuelo mediante estudios geotécnicos confiables.

El conocimiento del subsuelo de la Ciudad de México evolucionará sólo si se mejoran las técnicas de campo, de laboratorio y de instrumentación; por tanto, los aspectos que por su importancia deben desarrollarse a corto plazo son: a) definir la estratigrafía y propiedades mecánicas de la costra superficial, b) mejorar las técnicas del cono eléctrico, c) reducir el remoldeo y fisuración de las muestras inalteradas de suelos blandos,

d) muestrear en seco los suelos de bajo contenido de agua, y e) disminuir el costo de la instrumentación de campo.

1 Generalidades

Cualquiera que intente comprender la naturaleza geológica de los depósitos sobre los que se edifica la Ciudad de México, deberá partir de tres marcos de referencia: el geológico general, el paleoclimático y vulcanológico.

1.1 Marco geológico general

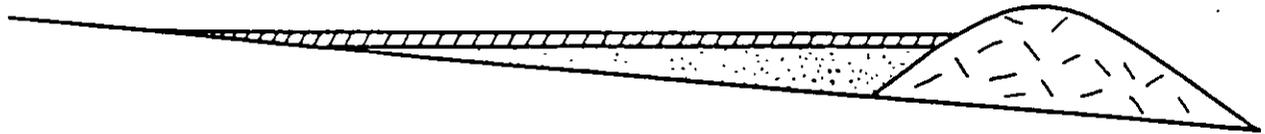
La cuenca del Valle de México asemeja una enorme presa azolvada: la cortina, situada en el sur, está representada por los basaltos de la sierra de Chichinautzin, mientras que los rellenos del vaso están constituidos en su parte superior por arcillas lacustres y en su parte inferior por clásticos derivados de la acción de ríos, arroyos, glaciares y volcanes (fig 1).

El conjunto de rellenos contiene además capas de ceniza y estratos de pómez producto de las erupciones volcánicas menores y mayores durante el último medio millón de años o sea en el Pleistoceno Superior, que es aproximadamente el lapso transcurrido a partir del inicio del cierre de la cuenca. También se reconocen en el citado relleno numerosos suelos, producto de la meteorización de los depósitos volcánicos, fluviales, aluviales y glaciales; estos suelos, hoy transformados en paleosuelos, llevan el sello del clima en el que fueron formados, siendo a veces amarillos, producto de ambientes fríos, y otras veces cafés y hasta rojizos, producto de ambientes moderados a subtropicales.

Sobre este complejo relleno ha crecido la Ciudad de México. Desde la fundación de Tenochtitlan, hará 1 años, los pobladores del lugar han tenido que

N

S



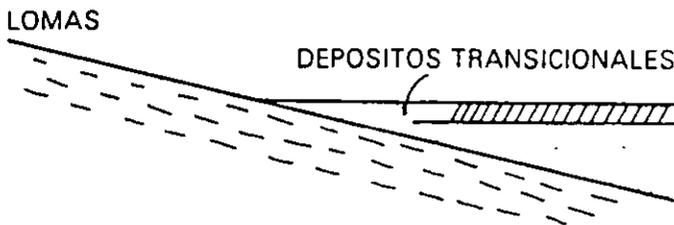
 ARCILLAS LACUSTRES
 DEPOSITOS CLASTICOS

 SIERRA DE CHICHINAUTZIN

Fig 1 Esquema geológico general del Valle de México

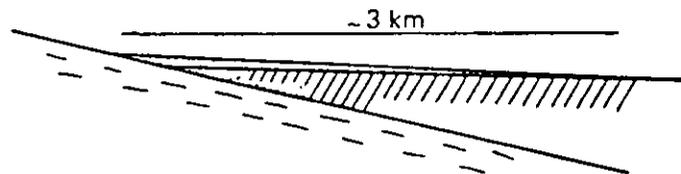
enfrentarse a las características difíciles del relleno; hacia la mitad de este siglo, sus edificios y obras se fueron desplantando sobre los rellenos correspondientes al borde de la planicie, compuestos por sedimentos transnacionales (figs 2 y 3), y en lo que va de la segunda mitad de la centuria, la Urbe se ha extendido aún más, rebasando los límites de la planicie y subiendo

a los extensos flancos occidentales de la cuenca, espacio cubierto por los abanicos volcánicos de la sierra de las Cruces, conocido como Las Lomas. Sus depósitos clásticos difieren en mucho de los depósitos arcillosos superficiales del centro de la cuenca.



 ARCILLAS LACUSTRES DEL HOLOCENO
 SUELOS NEGROS LIMO-ARCILLOSOS DEL PLEISTOCENO, MAX. 5 m
 FORMACION TARANGO

Fig 2 Esquema geológico general de la transición Lomas - planicie de un "delta" aluvial



 ARCILLA LACUSTRE DEL HOLOCENO
 SUELOS NEGROS LIMO-ARCILLOSO DEL PLEISTOCENO, MAX. 5 m
 FORMACION TARANGO

Fig 3 Esquema geológico general de la transición Lomas - planicie fuera de un "delta" aluvial

1.2 Marco paleoclimático

El clima uniformemente cálido y a menudo desértico del Plioceno, en las latitudes de la Meseta Central mexicana, cedió a climas cambiantes y extremosos del Pleistoceno. Las causas de esta mutación, que afectó a toda la Tierra hace dos millones de años, aún se desconocen.

Principió el cambio con ligeras oscilaciones de periodos calurosos a frios, los que se fueron acentuando hasta hace un millón de años (fig 4), cuando se inició una primera gran glaciación (Nebraska), con una duración aproximada de 100 000 años. Siguió un lapso de clima caluroso, el cual cedió renovadamente a un segundo periodo de glaciación prolongada (Kansas). Entonces se produjo un lapso extenso de clima caliente de unos 200 000 años. Este intervalo se denomina en Norteamérica el Yarmouth o el Gran Interglacial; imperó hace 400 000 a 600 000 años en todo el orbe.

Siguió un tercer periodo glacial (Illinois), para el cual se han podido determinar dos avances separados por un periodo con clima moderado. Esta tercera glaciación terminó al desarrollarse de nuevo un clima relativamente cálido a lo largo de 100 000 a 80 000 años; se le conoce como el Tercer Interglacial o Sangamon en Norteamérica. De nuevo se fue enfriando el clima, imponiéndose la cuarta glaciación, caracterizada por tres oscilaciones y dos estadales de clima moderado; terminó hace 10 000 años aproximadamente. Es entonces que principió el Holoceno o Reciente, periodo climático moderado, tendiente a caliente, o sea el actual.

De lo anterior se deriva que la cuenca de México, desde su cierre en el sur por los basaltos de la sierra de Chichinautzin, ha pasado por dos periodos de glaciación, el Illinois y el Wisconsin y dos interglaciales, el Yarmouth y el Sangamon, tal como se describe en la fig 4.

Investigaciones recientes (ref 1) han permitido comprobar en el espacio de Las Lomas, depósitos formados por glaciares pertenecientes al Illinois. Debajo de las arenas azules de Santa Fe, especialmente en la mina Totolapa, se descubrieron restos inconfundibles de depósitos morrénicos, además de superficies pulidas en

roca atribuidas exclusivamente a la acción glacial, en pequeños domos formados en el Pleistoceno Medio. Estos indicios de glaciación son anteriores a 170 000 años (Illinois Inferior). Aún más, arriba de las mismas arenas azules hay otras morrenas más jóvenes que se asignan al avance del Illinois Superior.

Las profundas barrancas de la Magdalena, de Santa Rosa y de la Cañada, caracterizadas por su sección clásica en U, se han podido identificar como productos de erosión glacial. Representan estas tres barrancas avances del Illinois Tardío, pues sus depósitos morrénicos y los pulimentos y estrías en sus paredes aparecen cubiertos localmente por suelos rojizos arcillosos, atribuidos al Tercer Interglacial, o sea el Sangamon.

Hay que señalar que todas las manifestaciones glaciales descritas sobreyacen a secuencias de suelos rojos del tipo Interglacial o sea el Yarmouth. Este horizonte indicador paleoclimático define los fenómenos de origen glacial como pertenecientes a la Tercera Glaciación.

Años antes de hoy

| 10 ^a | Holoceno - Reciente |
|-------------------------|-------------------------------------|
| 80-10x10 ³ | 4a. Glaciación: Wisconsin 3 avances |
| 100-80x10 ³ | 3er. Interglacial Sangamon |
| 300-100x10 ³ | 3a. Glaciación: Illinois 2 avances |
| 400-400x10 ³ | Gran Interglacial Yarmouth |
| ? | 2a. Glaciación: Kansas |
| ? | 1er. Interglacial |
| - 900x10 ³ | 1a. Glaciación: Nebraska |

Fig 4 Periodos glaciales e interglaciales

Uno de los productos típicos acompañado de la existencia de glaciares son los suelos eólicos. Las llamadas brisas del valle y de montaña que se desarrollan hoy en día en la cuenca, deben haberse acentuado extraordinariamente durante los climas glaciares, transformándose en vendavales. Es casi seguro que estos fuertes vientos acarrearán importantes volúmenes de partículas finas de polvo volcánico alterado al Valle. Al precipitarse este polvo —llamado loess— en el lago, se hidrataba fácilmente creando las conocidas arcillas lacustres del valle; por este fenómeno se interpreta hoy que las arcillas son producto principal de la alteración de loess glacial.

1.3 Marco vulcanológico

Todo material contenido en los depósitos de la cuenca del valle de México es directa o indirectamente de origen volcánico.

De origen volcánico directo son, por ejemplo, las lavas de los domos pliocénicos del cerro de Chapultepec y del cerro del Tepeyac. Lo son también las lavas, brechas, tezontles y cenizas del Peñón del Marqués, así como las de la sierra de Santa Catarina con su hilera de conos escoriales juveniles rodeados de lavas, y las coladas recientes del Pedregal de San Angel originadas en el Xitle. Los productos de estos derrames volcánicos menores no compiten en variedad y volumen con los de un volcán grande, como lo es el cerro San Miguel, que se eleva al SW de la Ciudad de México. Este complejo volcán con calderas múltiples, estuvo activo desde finales del Plioceno hasta hará algo más de 100 000 años, habiendo producido en un lapso de dos a tres millones de años erupciones pumíticas de gran volumen y energía, varios kilómetros cuadrados de lavas, además de extensos lahares calientes y fríos, avalanchas ardientes y otros numerosos tipos de piroclásticos, que han contribuido a los extensos abanicos volcánicos que se conocen como Formación Lomas.

Entre sus erupciones más espectaculares, ocurridas en el Pleistoceno Superior, destacan las conocidas arenas azules que irrumpieron al formarse la caldera del cerro San Miguel hará 170 000 años; es decir, a mediados de la Tercera Glaciación. Al precipitarse los piroclásticos sobre las superficies glaciales en las cumbres del volcán, el vapor producido generó lahares calientes que descendieron con velocidades extraordinarias, avanzando a distancias de hasta 20 km del cráter, para terminar en las barrancas de Tarango, Tacubaya y San Angel.

Así como se produjeron lahares calientes hubo también ocasiones en las que en el curso de la actividad volcánica resultaron lahares fríos (corrientes de lodo), arrastrando extraordinarios bloques de roca en una matriz areno-lodosa. Efectivamente, superpuesto a los depósitos de morrenas en Tacubaya y Tarango, se reconoce un potente lahar ciclópeo que debe haber descendido de la región de Cuajimalpa a finales del avance glacial del Illinoís Inferior, antes de la erupción de las arenas azules.

En el renglón de depósitos volcánicos indirectos se deben mencionar las acumulaciones de polvo eólico. Las regiones volcánicas de por sí abundan en detritos finos derivados de cenizas volcánicas. El viento levanta este polvo y lo transporta a veces a grandes distancias; si el viento lo deposita en laderas durante periodos de clima frío, se transforma en suelos inmaduros que con transcurso del tiempo se convierten en tobas amarillas que tanto abundan en Las Lomas. Sin embargo, si se depositan en un lago, como el antiguo vaso de Texcoco sus partículas se hidratan, transformándose en arcillas. Por otra parte, si se asientan durante un interglacial, o sea cuando impera un clima relativamente caliente, se producen suelos con coloides debido a la actividad fitológica más intensa; estos suelos con el tiempo se transforman en tobas rojizas arcillosas. Los suelos rojos ricos en coloides, son característicos del Sangamon.

Relacionados con los periodos glaciales, especialmente a finales de ellos, están los deshielos, por los cuales crecieron arroyos y ríos caudalosos. Los deshielos generaron potentes depósitos fluviales que se reconocen hoy en numerosos puntos de Las Lomas, así como al paso de ellas en la transición a la planicie central, formando abanicos aluviales y deltas.

1.4 Estratigrafía general

a) Depósitos del lago. Los depósitos de la planicie del Valle de México son los que comúnmente se conocen como depósitos del lago. Hay que señalar que ello solamente es válido y correcto para ciertos tiempos geológicos con condiciones climáticas que propiciaban la existencia de un lago. En la cuenca cerrada podía existir un lago cuando las lluvias superaban a la evaporación, el que desaparecía cuando ésta superaba las lluvias. Obviamente, el factor que dominaba dicho equilibrio era la temperatura ambiental: si el clima se enfriaba, se formaba un lago; si se calentaba, el lago disminuía y hasta desaparecía.

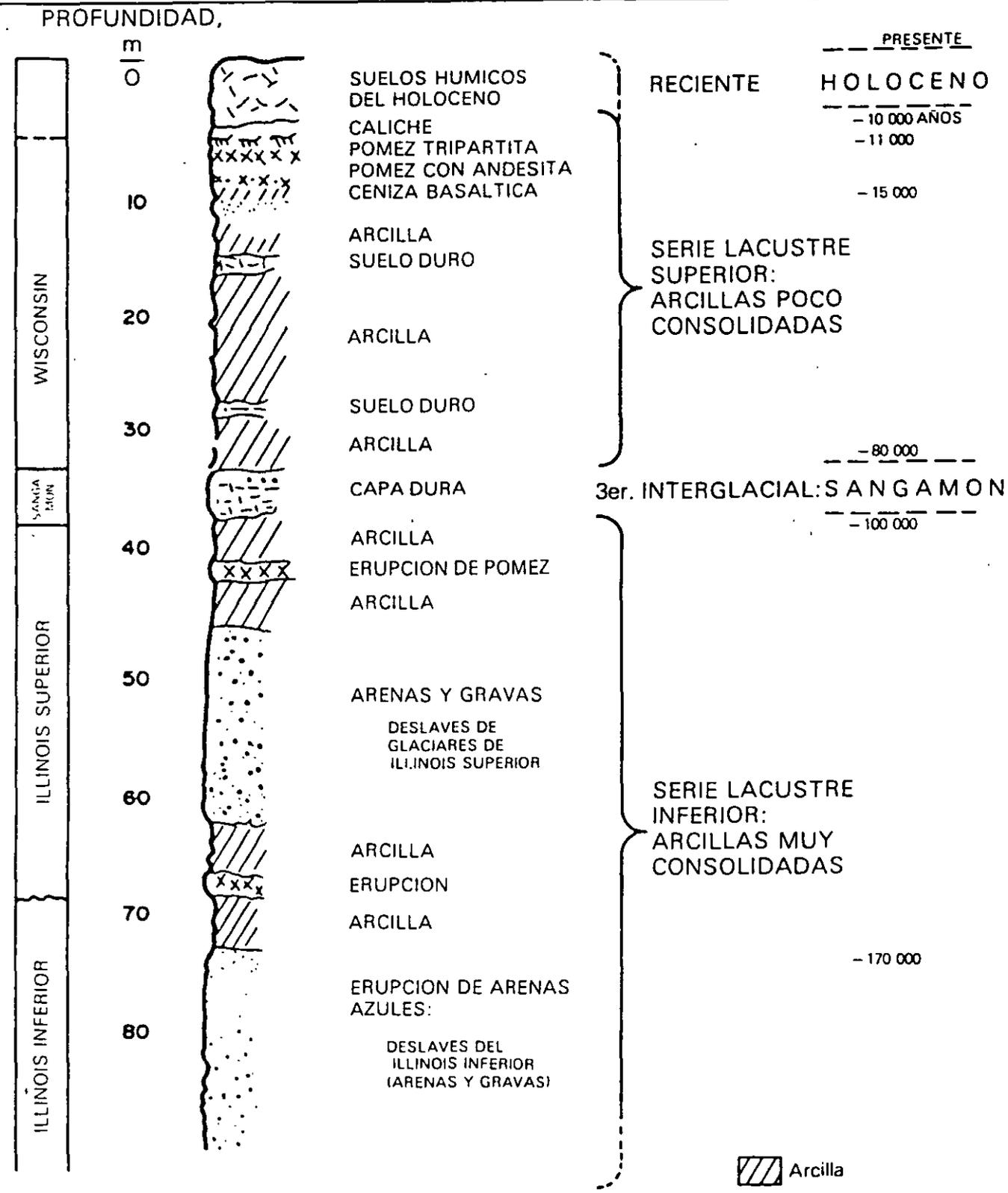


Fig 5 Estratigrafía de la planicie lacustre, Ciudad de México

Consecuencia de lo anterior es lo que llaman los geólogos transgresiones lacustres o regresiones lacustres. El resultado práctico de este juego era la depositación de arcillas o formación de suelos. El lago subsistía durante las épocas de calor (sequía) en las partes centrales de la cuenca, continuando aquí su depósito de arcillas (lacustres); en las partes marginales (transición) ocurría lo contrario, donde entre arcillas lacustres se intercalaban frecuentemente suelos secos.

Teniendo en mente los conceptos geológicos, litológicos y de temperatura expuestos, es relativamente fácil interpretar la secuencia de los llamados depósitos lacustres, a la luz de los cambios climáticos del último medio millón de años. En ese lapso, que corresponde al Pleistoceno Superior, se han desarrollado en el Hemisferio Norte dos glaciaciones (clima frío) con tres periodos interglaciares (clima moderado a caliente). El clima de la cuenca del Valle de México ha sido una función directa de dichos cambios, razón por la cual se puede reconocer en la secuencia estratigráfica de los depósitos del lago las grandes variaciones climáticas. Esta circunstancia, combinada con un análisis minucioso de las erupciones volcánicas, de las cuales ha sido posible fechar algunas, ha llevado a una geología climática de los depósitos del lago (ref 1). Además, se ha logrado establecer una correlación estratigráfica de dichos depósitos con las secuencias volcánicas de Las Lomas al poniente de la ciudad.

Zeevaert presentó en 1953 (ref 2) la primera interpretación de la secuencia estratigráfica de los depósitos lacustres. Mooser (ref 1) le ha agregado información reciente, fundamentalmente sobre la interpretación de edades geológicas y las correlaciones estratigráficas establecidas entre Las Lomas y la planicie en esta interpretación estratigráfica de la planicie ya no se habla de formaciones Tacubaya, Becerra y Tarango ya que estas unidades litológicas, con excepción de la Tarango, no se prolongan de Las Lomas al relleno lacustre aluvial.

En la fig 5 se presenta en forma sintética la interpretación de la estratigrafía propuesta por Mooser. Nótese que las erupciones de arenas azules, ocurridas hace 170 000 años, representan lo que antes se definía como Formación Tarango (ref 2).

b) Depósitos de transición. Los depósitos lacustres centro de la cuenca van cambiando a medida que se acercan al pie de Las Lomas; lo que ocurre es que entre las arcillas lacustres van intercalándose capas de suelo limosos, cuerpos de arenas fluviales y, en ciertos casos, especialmente en la desembocadura de arroyos y ríos, importantes depósitos de gravas y boleos. Obviamente las aportaciones fluviales de Las Lomas al gran vaso de sedimentación, que es la planicie, se depositan especialmente en el quiebre morfológico Lomas-Planicie (fig 6).

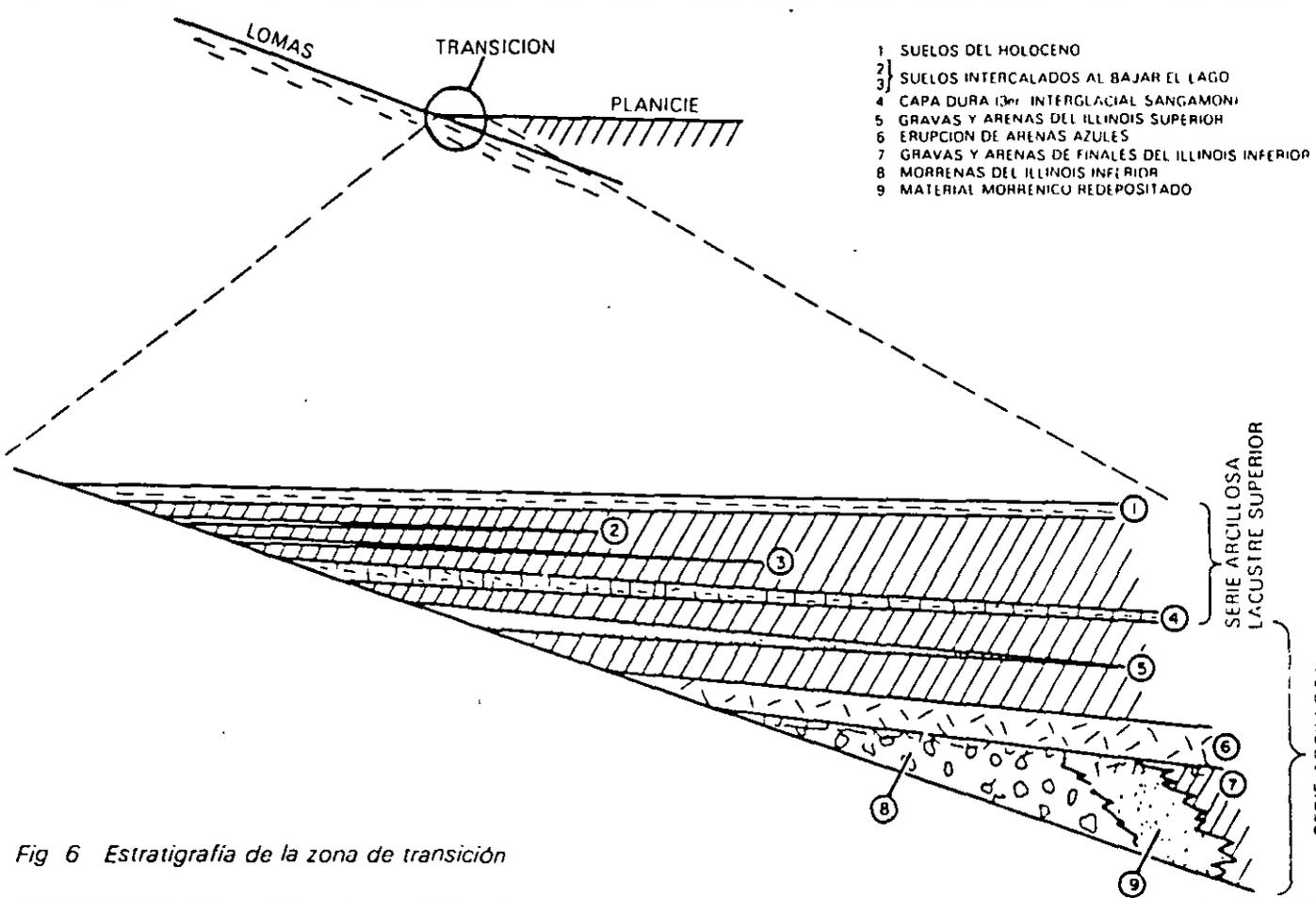


Fig 6 Estratigrafía de la zona de transición

El lago central nunca fue profundo; de ahí que los arroyos que bajaban por las barrancas y desembocaban en la planicie no lograron formar deltas extensos que se introdujeran mucho a dicho lago. Los clásticos fluviales y aluviales se acumulaban consecuentemente en el quiebre morfológico y se interestratificaban localmente con la serie arcillosa lacustre superior. Sin embargo, en la serie arcillosa lacustre inferior, las aportaciones de los glaciares que bajaron en el Illinois Inferior hasta Río Hondo, Virreyes, Tacubaya, Barranca del Muerto y San Angel, depositando morrenas con fuertes volúmenes de clásticos y boleas, lograron formar acumulaciones aluviales extensas que parten del pie de Las Lomas y se adentran en la planicie aluvial.

En la fig 6 se reproduce este hecho en el corte geológico, que muestra la estratigrafía de la zona de transición.

c) Depósitos de Las Lomas. En la secuencia estratigráfica de Las Lomas se identifican cuatro fenómenos geológicos:

- La acumulación de potentes depósitos de erupciones volcánicas explosivas.
- La erosión subsecuente de estos depósitos, formándose profundas barrancas.
- El depósito en las barrancas de morrenas, y
- El relleno parcial de esas barrancas con los productos clásticos de nuevas erupciones.

Las anteriores unidades quedan separadas unas de otras por suelos rojos, amarillos o cafés según el clima que rigió después de su emplazamiento. En la fig 7 se muestra esa estratigrafía, que se extiende sobre un intervalo que cubre el último medio millón de años.

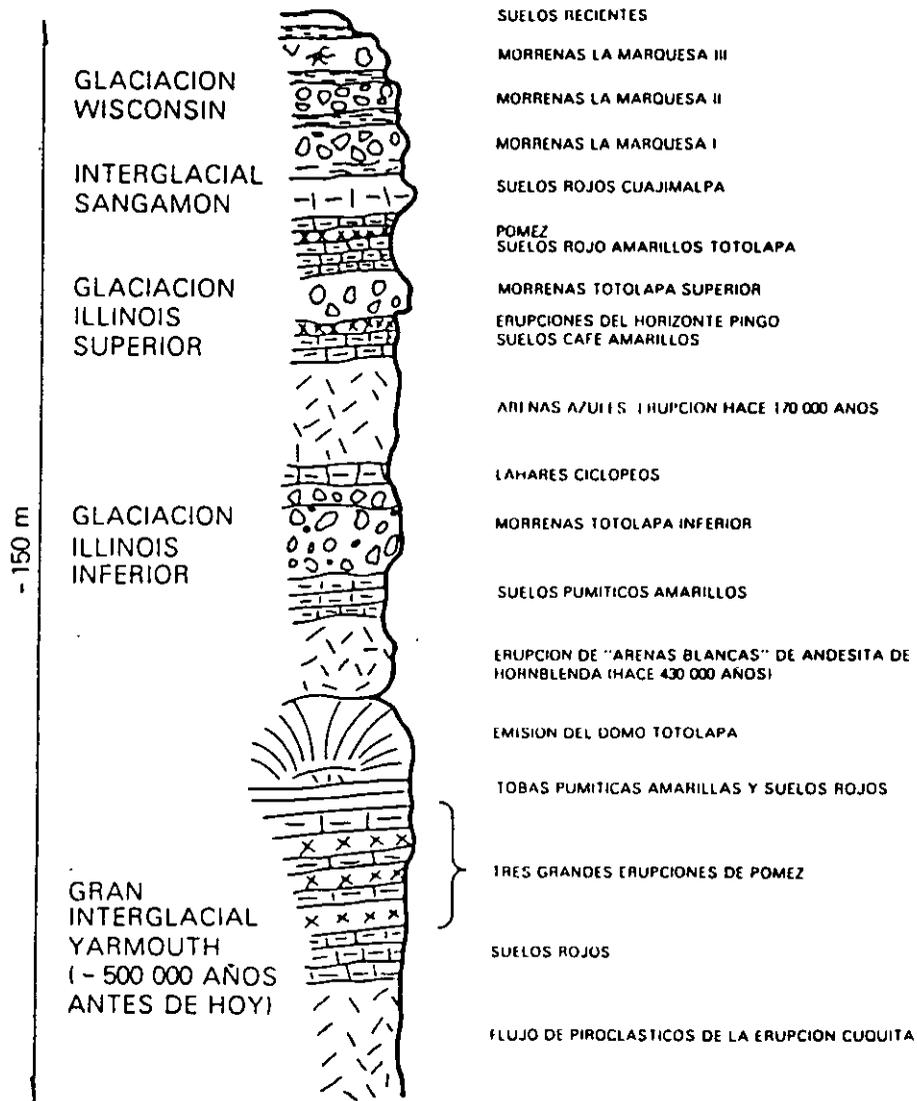


Fig 7 Estratigrafía de Las Lomas

2 Depósitos del lago

2.1 Proceso de formación de los suelos

Los suelos arcillosos blandos son la consecuencia del proceso de depósito y de alteración fisicoquímica de los materiales aluviales y de las cenizas volcánicas en el ambiente lacustre, donde existían abundantes colonias de microorganismos y vegetación acuática; el proceso sufrió largas interrupciones durante los periodos de intensa sequía, en los que el nivel del lago bajó y se formaron costras endurecidas por deshidratación o por secado solar. Otras breves interrupciones fueron provocadas por violentas etapas de actividad volcánica, que cubrieron toda la cuenca con mantos de arenas basálticas o pumíticas; eventualmente, en los periodos de sequía ocurría también una erupción volcánica, formándose costras duras cubiertas por arenas volcánicas.

El proceso descrito formó una secuencia ordenada de estratos de arcilla blanda separados por lentes duros de limos arcillo-arenosos, por las costras secas y por arenas basálticas o pumíticas productos de las emisiones volcánicas. Los espesores de las costras duras por deshidratación solar tienen cambios graduales debido a las condiciones topográficas del fondo del lago, alcanzan su mayor espesor hacia las orillas del vaso y pierden importancia y, aun llegan a desaparecer, al centro del mismo. Esto último se observa en el vaso del antiguo lago Texcoco, demostrando que esta región del lago tuvo escasos y breves periodos de sequía.

2.2 Evolución de las propiedades mecánicas

a) Consolidación natural. El proceso de formación de los suelos implicó que se consolidaran bajo su propio peso, excepto en las costras duras, que se preconsolidaron fuertemente por deshidratación o secado solar y que en su parte inferior formaran una

zona ligeramente preconsolidada. Considerando que la masa de suelo predominante era muy blanda y normalmente consolidada, la variación de su resistencia al corte con la profundidad debió ser lineal y seguramente muy similar en cualquier punto del lago. Es factible que en el lago Texcoco, que prácticamente no sufrió etapas de sequía, y donde el contenido salino de sus aguas era más alto, las arcillas fueran algo más blandas y compresibles que en el resto de la cuenca.

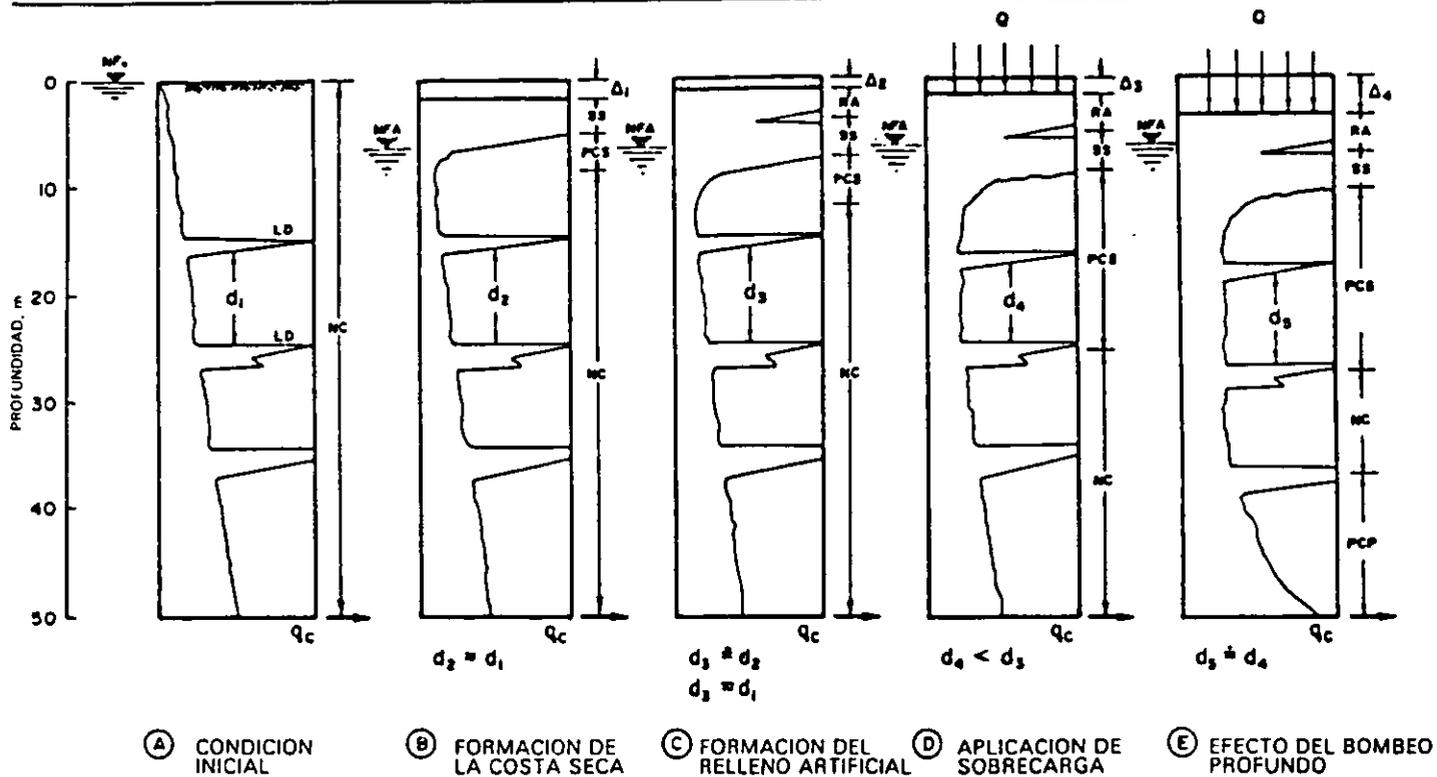
b) Consolidación inducida. El desarrollo urbano en la zona lacustre de la cuenca del Valle de México ha ocasionado un complejo proceso de consolidación, que se distinguen los siguientes factores de influencia:

- La colocación de rellenos desde la época precortesiana, necesarios para la construcción de viviendas y pirámides, así como para el desarrollo de zonas agrícolas.
- La apertura de tajos y túneles para el drenaje de aguas pluviales y negras, que provocó el abatimiento del nivel freático, lo que a su vez incrementó el espesor de la costra superficial y consolidó la parte superior de la masa de arcilla.
- La extracción de agua del subsuelo, que ha venido consolidando progresivamente a las arcillas, desde estratos más profundos a los superficiales.
- La construcción de estructuras.

c) Resistencia al corte. Las etapas del proceso de consolidación implican la evolución de la resistencia al corte de los suelos descrita esquemáticamente en la fig. 8.

2.3 Características estratigráficas

a) Costra superficial (CS). Este estrato está integrado por tres substratos, que constituyen una secuencia



| | | | | | |
|-----------------|----------------------------------|------------|---|-----|-----------------------------------|
| Q | SOBRECARGAS SUPERFICIALES | Δ_1 | DIFERENCIAS DE NIVEL POR ASENTAMIENTOS Y RELLENOS | SS | COSTRA SECA POR EXPOSICION AL SOL |
| Nf ₀ | NIVEL FREATICO INICIAL | RA | RELLENO ARTIFICIAL | PCS | SUELO PRECONSOLIDADO SUPERFICIAL |
| NFA | NIVEL FREATICO ABATIDO | LD | LENTE DURA | NC | SUELO NORMALMENTE CONSOLIDADO |
| q _c | RESISTENCIA DE PUNTA DEL CONO | | | PCP | SUELO PRECONSOLIDADO PROFUNDO |
| d _i | ESPESOR DE UN ESTRATO DE ARCILLA | | | | |

Fig 8 Evolución de la resistencia al corte

materiales naturales cubiertos con un relleno artificial heterogéneo, a saber:

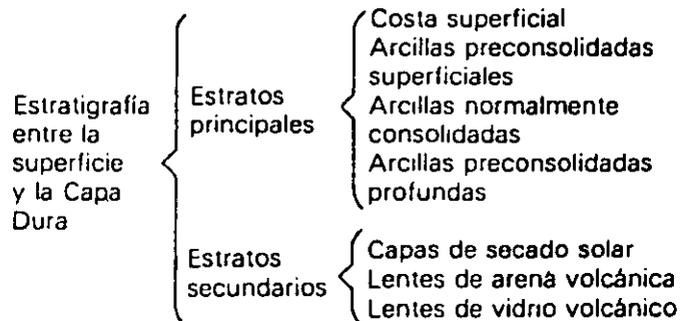
Relleno artificial (RA). Se trata de restos de construcción y relleno arqueológico varía entre 1 y 7 metros.

Suelo blando (SB). Se le puede describir como una serie de depósitos aluviales blandos con lentes de material eólico intercalados.

Costra seca (SS). Se formó como consecuencia de una disminución del nivel del lago, quedando expuestas algunas zonas del fondo a los rayos solares.

b) Serie arcillosa lacustre superior. El perfil estratigráfico de los suelos del lago, entre la superficie y la llamada Capa Dura, es muy uniforme; se pueden identificar cuatro estratos principales, acordes con su origen geológico y con los efectos de la consolidación inducida por sobrecargas superficiales y bombeo profundo, estos estratos tienen intercalados lentes duros que se pueden considerar como estratos secundarios. A esta parte se le identificará como serie arcillosa lacustre superior y tiene un espesor que varía entre 25 y

50 m aproximadamente. La estratigrafía anterior se resume a continuación.



En la fig 9 se ilustran dos ejemplos de la identificación de estos estratos, excepto los preconsolidados profundos, en dos sitios con diferente nivel de preconsolidación. A continuación se describen brevemente las características de los estratos que integran esta serie arcillosa.

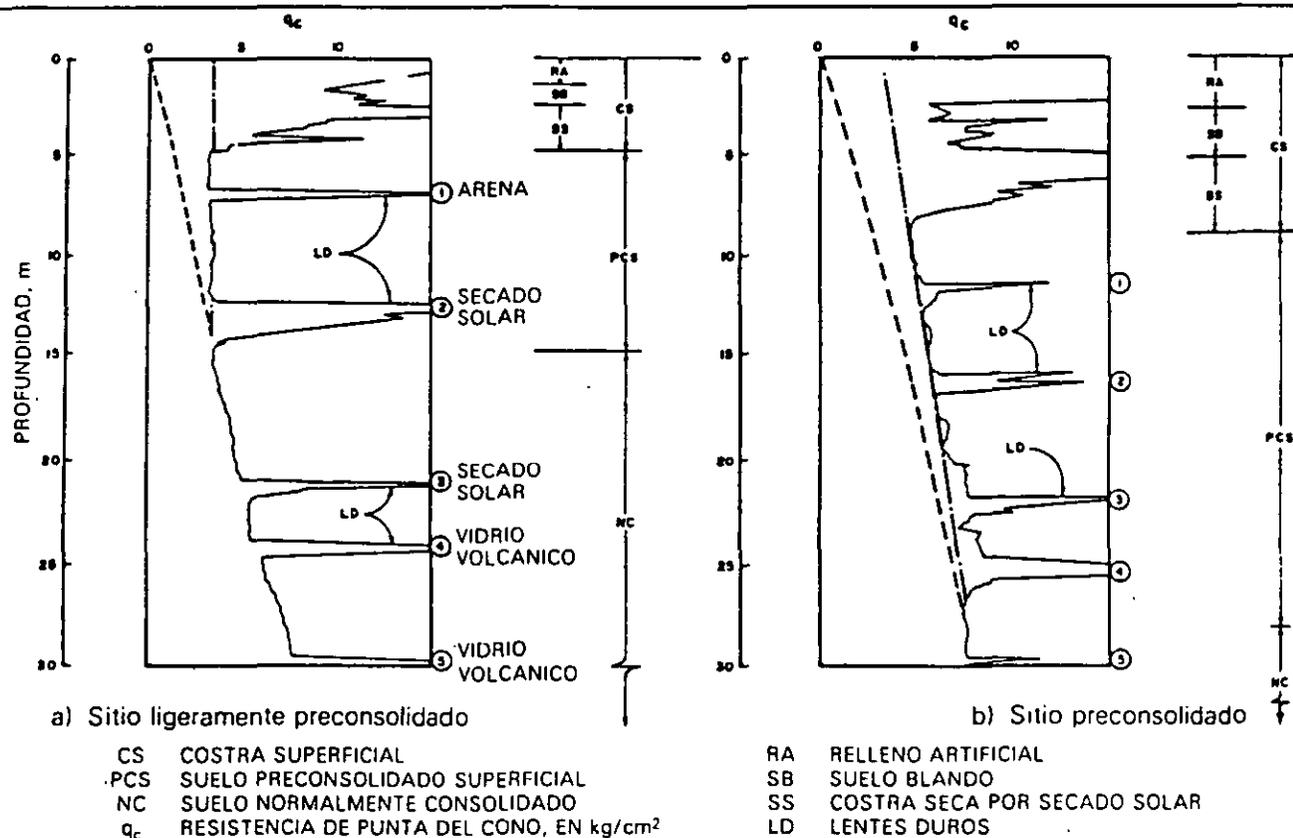


Fig 9 Perfiles tipo de los suelos de la zona del lago, en función de la resistencia al corte determinada con cono

Arcilla preconsolidada superficial (PCS). En este estrato superficial, las sobrecargas y rellenos provocaron un proceso de consolidación que transformó a los suelos normalmente consolidados, localizados por debajo de la costra superficial CS, en arcillas preconsolidadas.

Arcilla normalmente consolidada (NC). Se localiza por debajo de la profundidad hasta la que afectan las sobrecargas superficiales y por arriba de los suelos preconsolidados por el bombeo profundo, abajo indicados. Es importante aclarar que estos suelos se han identificado como normalmente consolidados para las sobrecargas actuales, porque aun estas arcillas han sufrido un proceso de consolidación a partir de su condición inicial.

Arcilla preconsolidada profunda (PCP). El bombeo para abastecer a la ciudad de agua potable ha generado un fenómeno de consolidación, más significativo en las arcillas profundas que en las superficiales.

Lenes duros (LD). Los estratos de arcilla están interrumpidos por lenes duros que pueden ser costras de secado solar, arena o vidrio (pómez) volcánicos; estos lenes se utilizan como marcadores de la estratigrafía.

c) Capa Dura. La Capa Dura es un depósito de limo arenoso con algo de arcilla y ocasionales gravas, con

una cementación muy heterogénea, su espesor es variable, desde casi imperceptible en la zona central del lago que no llegó a secarse, hasta alcanzar unos cinco metros en lo que fueron orillas del lago. Desde el punto de vista geológico, este estrato se desarrolló en el periodo interglacial Sangamon.

d) Serie arcillosa lacustre inferior. Es una secuencia de estratos de arcilla separados por lenes duros, en un arreglo semejante al de la serie arcillosa superior, el espesor de este estrato es de unos quince metros al centro del lago y prácticamente desaparece en sus orillas. La información disponible de este estrato es muy reducida, como para intentar una descripción más completa.

e) Depósitos profundos. Es una serie de arenas y gravas aluviales limosas, cementadas con arcillas duras y carbonatos de calcio, la parte superior de estos depósitos, de unos cinco metros, está más endurecida, abajo de la cual se encuentran estratos menos cementados y hasta arcillas preconsolidadas.

.3 Depósitos de transición

.3.1 Características generales

Los depósitos de transición forman una franja que divide los suelos lacustres de las sierras que rodean al valle, de los aparatos volcánicos que sobresalen en la zona del lago. Estos materiales de origen aluvial se clasifican de acuerdo al volumen de clásticos que fueron arrastrados por las corrientes hacia el lago y a la frecuencia de los depósitos; así, se generaron dos tipos de transiciones: interestratificada y abrupta; ambas condiciones se describen a continuación.

.3.2 Condición interestratificada del poniente

Esta condición se presenta en los suelos que se originaron al pie de barrancas, donde se acumularon los acarros fluviales que descendieron de las lomas a la planicie; estos depósitos tienen semejanza con deltas, solamente que se extendieron hasta la arcilla del antiguo lago Texcoco, formándose intercalaciones de arcillas lacustres con arenas y gravas de río (figs 2 y 3). En el proceso de formación de los suelos, el ancho de la franja de estos depósitos transicionales interestratificados varió según el clima prevaleciente en cada época geológica; así, cuando los glaciares en las barrancas de Las Lomas se derritieron, a finales de la Tercera Glaciación, los depósitos fluviales correspondientes (formados al pie de los abanicos volcánicos) resultaron mucho más potentes y extensos que los originados a finales de la Cuarta Glaciación, con mucho menor espesor de las cubiertas de hielo.

Consecuentemente, y generalizando, puede hablarse de una zona de transición interestratificada cambiante y ancha al pie de Las Lomas; esta área contiene en sus partes más profundas, debajo de la llamada Capa Dura, depósitos caóticos glaciales, laháricos y fluvio-glaciales caracterizados por enormes bloques depositados en la boca de las barrancas de San Angel, del Muerto, Mixcoac, Tacubaya, Tarango y Río Hondo (fig 10).

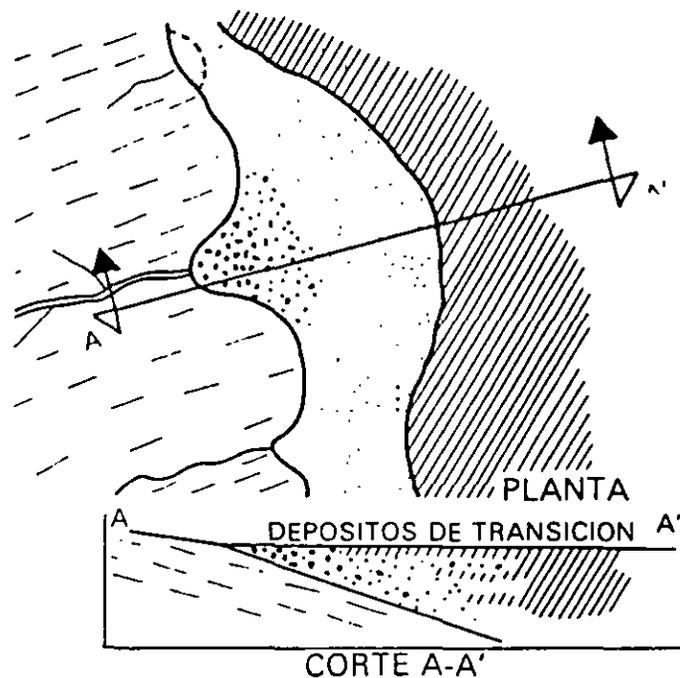


Fig 10 Transición interestratificada ancha

Por otra parte, los depósitos aluviales pueden ser recientes, y entonces sobreyacen a los depósitos lacustres, como lo muestra la fig 3; tal es el caso de la cubierta de suelos negros, orgánicos, arenosos y limoarcillosos del Holoceno, que se extienden desde el

pie de Las Lomas sobre 2 o 3 km al oriente formando las riberas del lago histórico de los toltecas y mexicas. Otra zona de transición interestratificada ancha se extiende del valle de Cuauhtepac hacia el sur (fig 11).

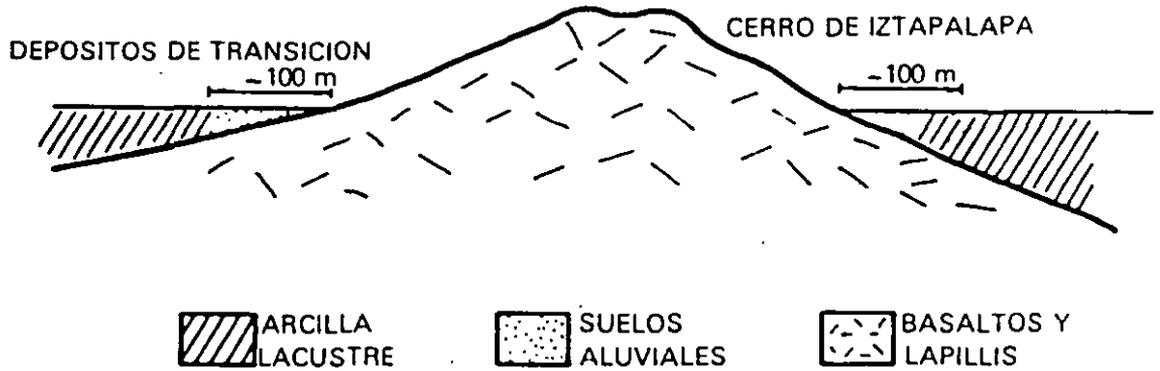


Fig 11 Transición interestratificada angosta

.3.3
Condición abrupta cercana a los cerros

Esta condición se identifica en el contacto entre los rellenos de la cuenca y los cerros que sobresalen de dicho relleno, a manera de islotes; en este caso, los depósitos fluviales al pie de los cerros son prácticamente nulos, lo cual origina que las arcillas lacustres estén en contacto con la roca (fig 12). Esta transición abrupta se

presenta en el Peñón de los Baños, el Peñón del Marqués, el cerro de la Estrella y el cerro del Tepeyac; la estratigrafía típica de estas zonas está integrada por la serie arcillosa lacustre interrumpida por numerosos lentes duros, de los materiales erosionados de los cerros vecinos.

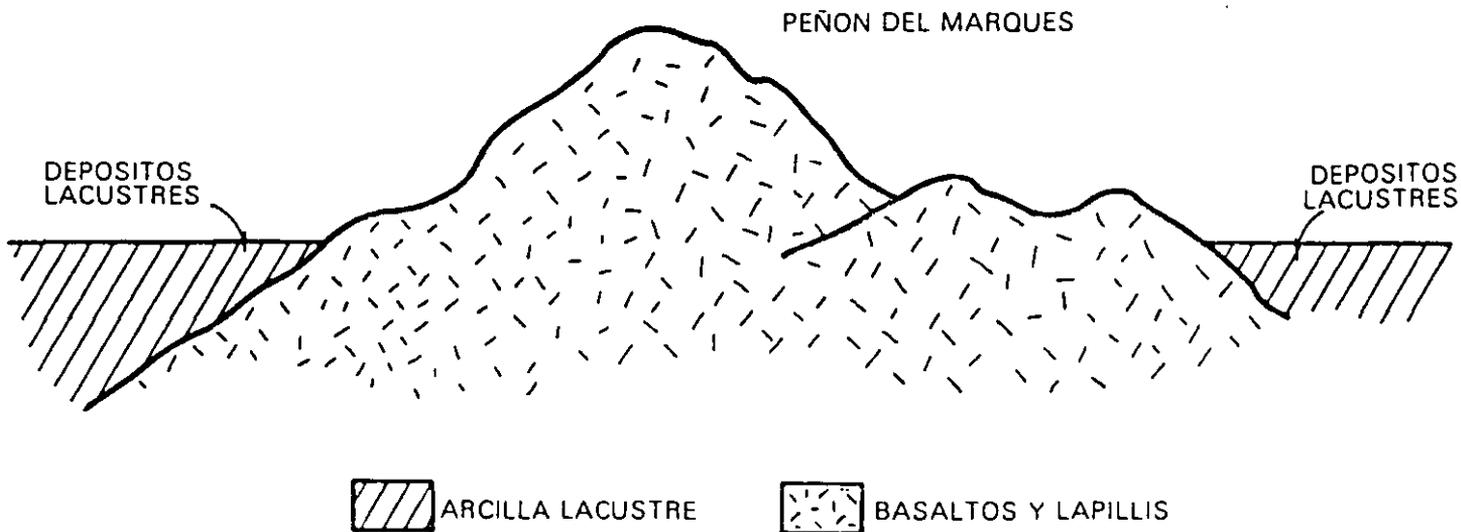


Fig 12 Transición abrupta de islote a depósitos lacustres

Es interesante mencionar que en la cercanía del Peñón de los Baños se encuentran intercalaciones de lentes delgadas de travertino silicificado, producto de las emanaciones de aguas termales; lo anterior se ilustra con el sondeo de cono eléctrico que se presenta en la fig 13.

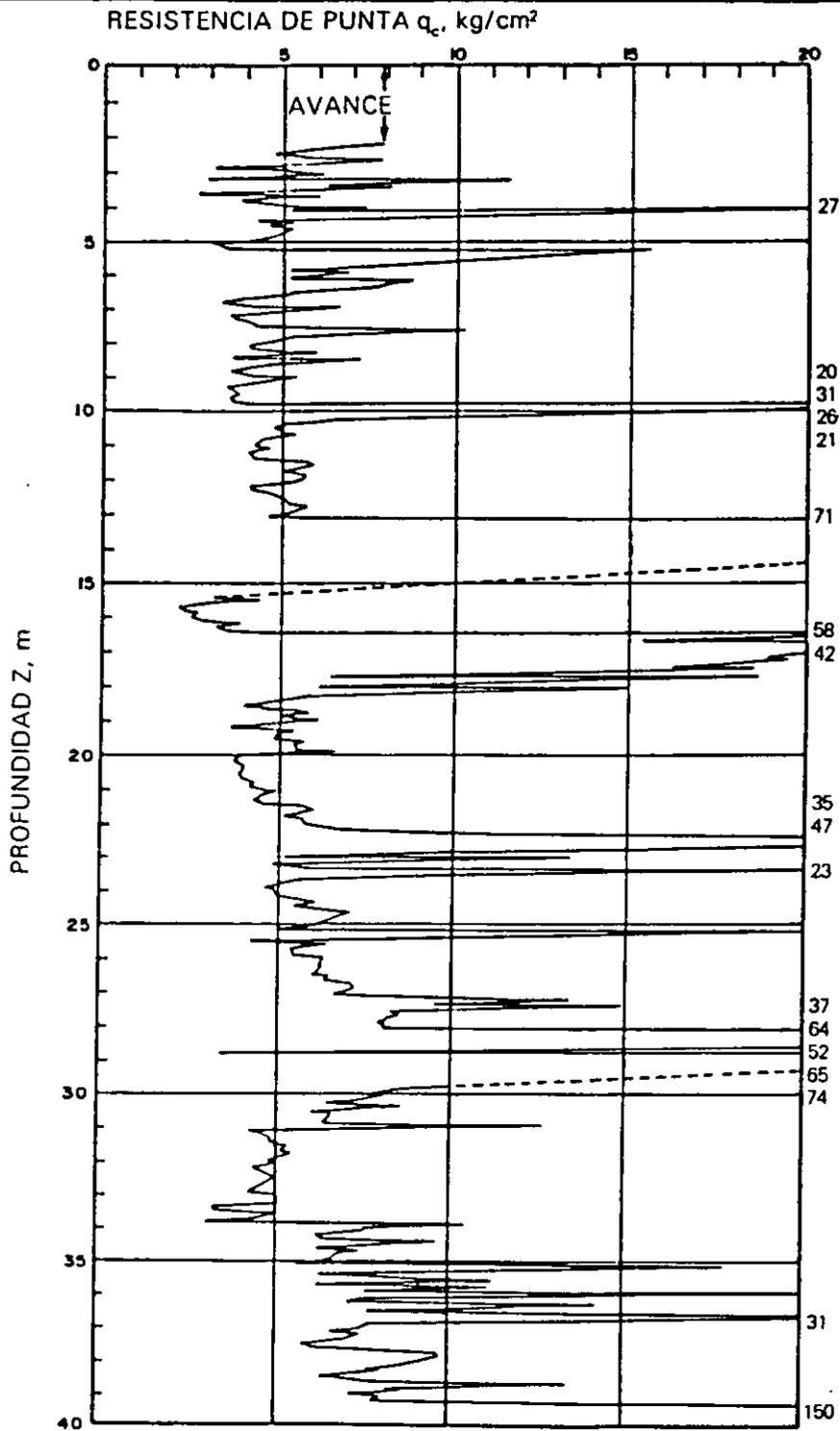


Fig 13 Sondeo de cono eléctrico cercano al Peñón de los Baños

4 Depósitos de lomas

4.1 Características generales

La zona de Las Lomas está formada por las serranías que limitan a la cuenca al poniente y al norte, además de los derrames del Xitle al SSW; en las sierras predominan tobas compactas de cementación variable, depósitos de origen glacial y aluviones. Por su parte, en el Pedregal del Xitle, los basaltos sobreyacen a las tobas y depósitos fluvoglaciales más antiguos.

4.2 Zona poniente

a) Sierra de las Cruces. Está constituida por abanicos volcánicos, caracterizándose superficialmente por la acumulación de materiales piroclásticos durante su actividad explosiva (principalmente en el Plioceno Inferior) y que fueron retransportados por agua y hielo en épocas posteriores.

En la formación de Las Lomas se observan los siguientes elementos litológicos, producto de erupciones de grandes volcanes andesíticos estratificados.

Horizontes de cenizas volcánicas. De granulometría variable, producidos por erupciones violentas que formaron tobas cementadas depositadas a decenas de kilómetros de distancia del cráter.

Capas de erupciones pumíticas. Correspondientes a la actividad volcánica de mayor violencia y que se depositaron como lluvia, en capas de gran uniformidad hasta lugares muy distantes del cráter.

Lahares. Definidos como acumulaciones caóticas de material piroclástico arrastrado lentamente en corrientes lubricadas por agua, generadas por lluvia torrencial inmediatas a la erupción.

Lahares calientes. Correspondientes a corrientes impulsadas y lubricadas por gases calientes, son las menos frecuentes ya que están asociadas a erupciones paroxísmicas de extraordinaria violencia; las arenas y gravas azules son las más representativas de estos depósitos.

Depósitos glaciales. Caracterizados por grandes bloques angulosos en una matriz más fina, dispuestos en forma caótica; estos depósitos generalmente presentan un color rosa.

Depósitos fluviglaciales. Producto del arrastre del agua que se derrite y sale del glaciar; se distinguen por su ligera estratificación.

Depósitos fluviales. Correlacionables con la formación clástica aluvial del relleno de la cuenca del Valle de México.

Suelos. Producto de la alteración de lahares y cenizas, de color rojo y gris asociados a climas húmedos y áridos, respectivamente.

Por otra parte, los depósitos más antiguos presentan fracturamiento y fallamiento tectónico dirigidos principalmente al NE, dirección que mantienen la mayoría de las barrancas de la zona.

b) Pedregal del Xitle. Del cerro del Xitle descendió, hace unos dos mil años, una extensa colada de lavas basálticas; sus numerosos flujos cubrieron las lomas al pie del volcán Ajusco y avanzaron en sus frentes hasta la planicie lacustre entre Tlalpan y San Angel. Las lavas descendieron sepultando dos importantes valles antiguos: uno en el Sur, que se dirigía anteriormente a las Fuentes Brotantes de Tlalpan; otro en el Norte, el mayor, que se extendía entre el cerro Zacaltópetl y las lomas de Tarango. Este último valle contaba con dos cabeceras: una en los flancos orientales del cerro de la Palma y la otra en la barranca de La Magdalena Contreras (fig. 14). A la zona cubierta por lavas, se le identifica como los pedregales de: San Angel, San Francisco, Santa Ursula, Carrasco y Padierna.

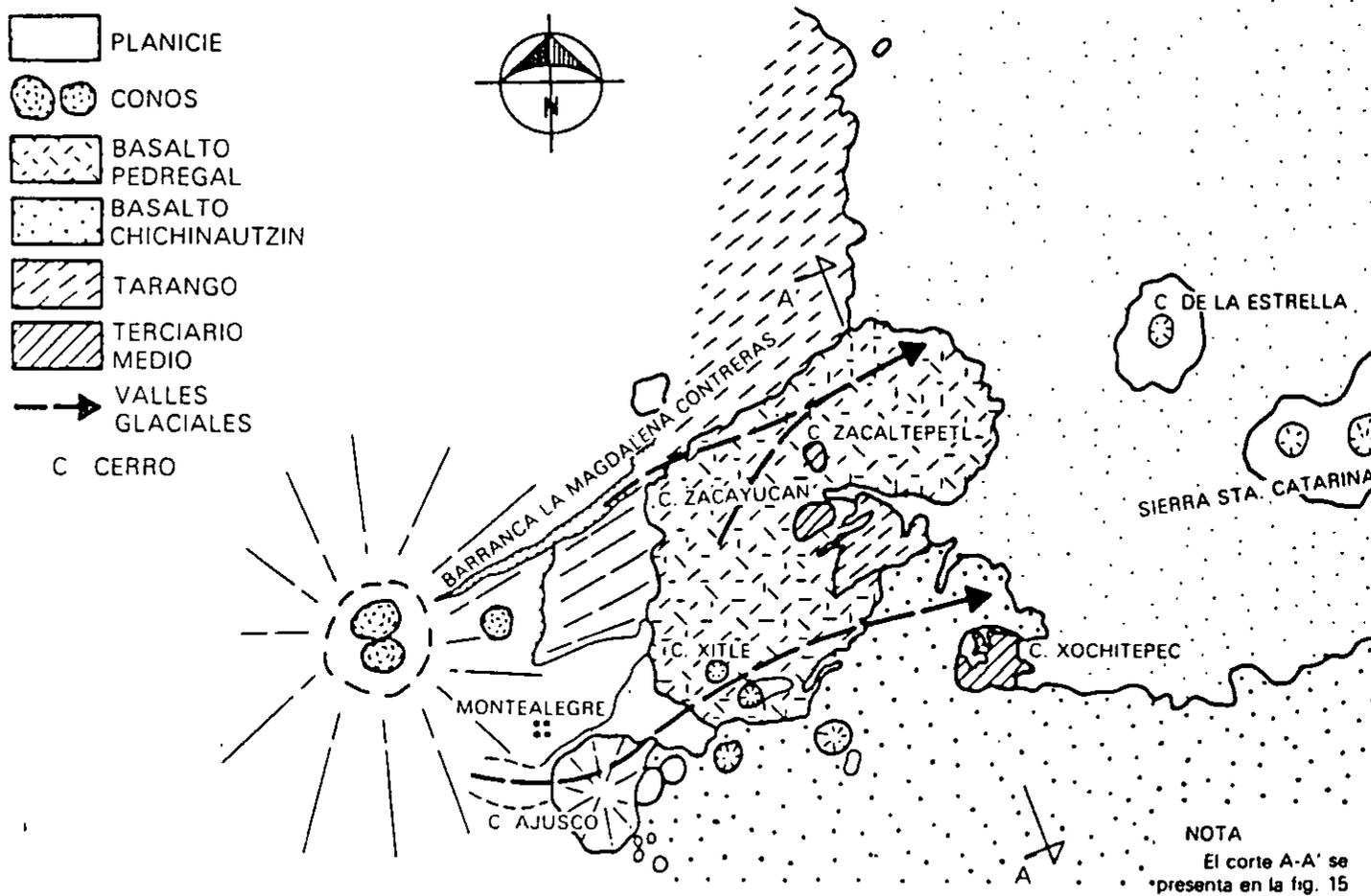
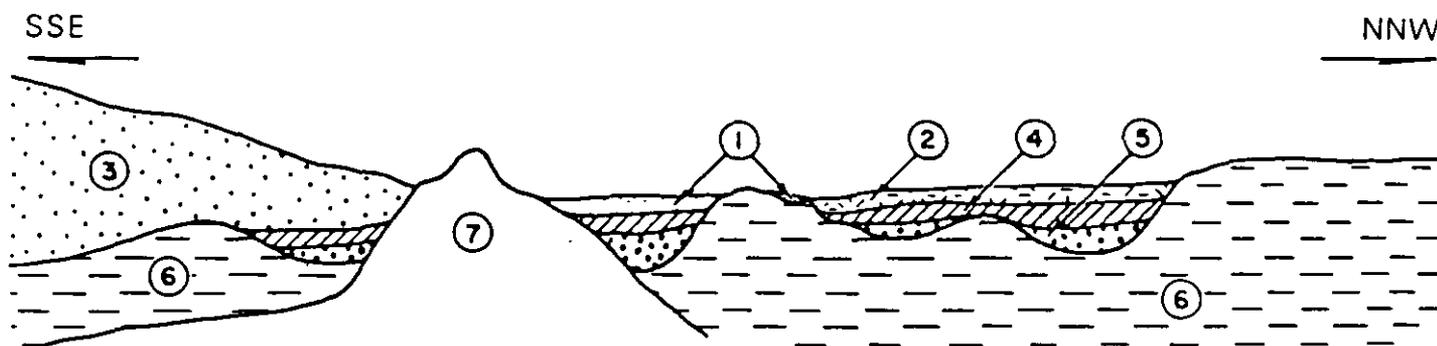


Fig 14 Geología del Pedregal del Xitle

Por otra parte, debe haber existido otro importante valle aún más al Sur, entre las Fuentes Brotantes de Tlalpan y la sierra de Xochitepec; este valle tuvo su cabecera en Monte Alegre. Este afluente debe haber sido sepultado durante la erupción del Ajusco, en el Cuaternario Superior.

Muy anteriormente a la erupción del Xitle, en el Illinois (hace 200 000 años) avanzaron grandes cuerpos de hielo; estos glaciares fluyeron de la barranca de La Magdalena Contreras hasta las partes bajas de la antigua planicie lacustre, acercándose a lo que hoy es San Angel.

Indicios de morrenas con multitud de bloques grandes se han encontrado en San Angel así como en las Fuentes Brotantes; por consiguiente, debajo de las lavas del Pedregal de San Angel deben existir importantes acumulaciones de morrenas y secuencias fluvio-glaciales derivadas de su erosión. Por otra parte, también puede asegurarse que antes de que las lavas del Xitle cubrieran el sitio, este valle fue inundado por otras coladas lávicas; en el corte geológico de la fig. 15 se ilustra esquemáticamente la estratigrafía descrita.



- | | |
|---------------------------------------|----------------------------|
| 1 ALUVION | 5 ACARREOS FLUVIOGLACIALES |
| 2 BASALTOS PEDREGAL DEL XITLE | 6 FORMACION TARANGO |
| 3 BASALTOS CHICHINAUTZIN | 7 SIERRA XOCHITEPEC |
| 4 TOBAS, ARENAS Y DEPOSITOS FLUVIALES | |

Fig 15 Sección Chichinautzin-Lomas cortando el Pedregal de San Angel (corte A-A' de la fig 14)

4.3

Zona norte

Esta región corresponde a la sierra de Guadalupe, se integra principalmente por rocas volcánicas dacíticas y andesíticas, en forma de un conjunto de elevaciones dómicas que se extienden desde el Topeyac, en el SE de la sierra, hasta la zona de Barrientos, en el NW. En su parte central, esta sierra está afectada por un graben que se extiende al NNE, formando el valle de Cuauhtepac; en el extremo septentrional de dicho graben y genéticamente ligado a él, se eleva un volcán, cuyas cumbres erosionadas constituyen las porciones más altas de la sierra de Guadalupe y se denomina el cerro Tres Padres.

El tectonismo que ha regido el vulcanismo de la sierra de Guadalupe remonta al Mioceno Medio; consiste de fracturas y fallas dirigidas al ESE. El graben de Cuauhtepac, como se dijo, obedece a un tectonismo dirigido al NNE ocurrido en el Mioceno Superior.

Finalmente, un tectonismo orientado hacia el ENE, y coincidiendo en dirección con el alineamiento de la sierra

de Santa Catarina, afecta a la totalidad de la sierra de Guadalupe en el Plioceno Superior y Pleistoceno.

Una característica de la sierra de Guadalupe son los potentes depósitos de tobas amarillas que cubren los pies de sus numerosas elevaciones en forma de abanicos aluviales. Estas tobas consisten de estratos de vidrio pumítico fino a grueso; son los productos de las erupciones violentas que generaron la sierra de las Cruces durante el Mioceno y Pleistoceno Inferior.

Durante el Pleistoceno Medio y Superior, las oscilaciones climáticas produjeron periodos glaciales e interglaciales, que sometieron a la sierra de Guadalupe a ciclos de erosión pluvial y eólica, formándose pequeños depósitos de aluviones y loess. Finalmente, al azolverse la cuenca de México a consecuencia de la formación de la sierra de Chichinautzin, la sierra de Guadalupe fue rodeada por depósitos aluviales y lacustres en el sur, este y norte; de estos depósitos emerge esta sierra hoy como isla.

ZONIFICACION GEOTECNICA

En este capítulo se presenta la zonificación del área urbana basada en las propiedades de compresibilidad y resistencia de los depósitos característicos de la cuenca: lacustres, aluviales y volcánicos; en la fig 16 se presenta una zonificación actualizada que sigue los lineamientos presentados por Marsal y Mazari en 1959 (ref 3). Durante el estudio de una línea específica del Metro, esta zonificación debe consultarse para definir en forma preliminar los problemas geotécnicos que se pueden anticipar, relacionados con el diseño y construcción de las estaciones y tramos intermedios. La zonificación se complementa con información estratigráfica típica, la cual permitirá desarrollar las siguientes etapas iniciales del estudio:

- Realizar un análisis preliminar de las condiciones de estabilidad y comportamiento de la estructura durante la construcción y funcionamiento de la línea; así podrán identificarse las alternativas de solución factible a estudiar durante el diseño definitivo.
- Planear la campaña de exploración, identificando los sitios donde eventualmente puedan presentarse condiciones estratigráficas complejas.
- Establecer las técnicas de exploración y muestreo aplicables en cada tramo de la línea.

.1 Zona del Lago

Esta zona se caracteriza por los grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad (fig 17), que subyacen a una costra endurecida superficial de espesor variable en cada sitio, dependiendo de la localización e historia de cargas. Por ello, la zona del lago se ha dividido en tres subzonas atendiendo a la importancia relativa de dos factores independientes: a) el espesor y propiedades de la costra superficial, y b) la consolidación inducida en cada sitio.

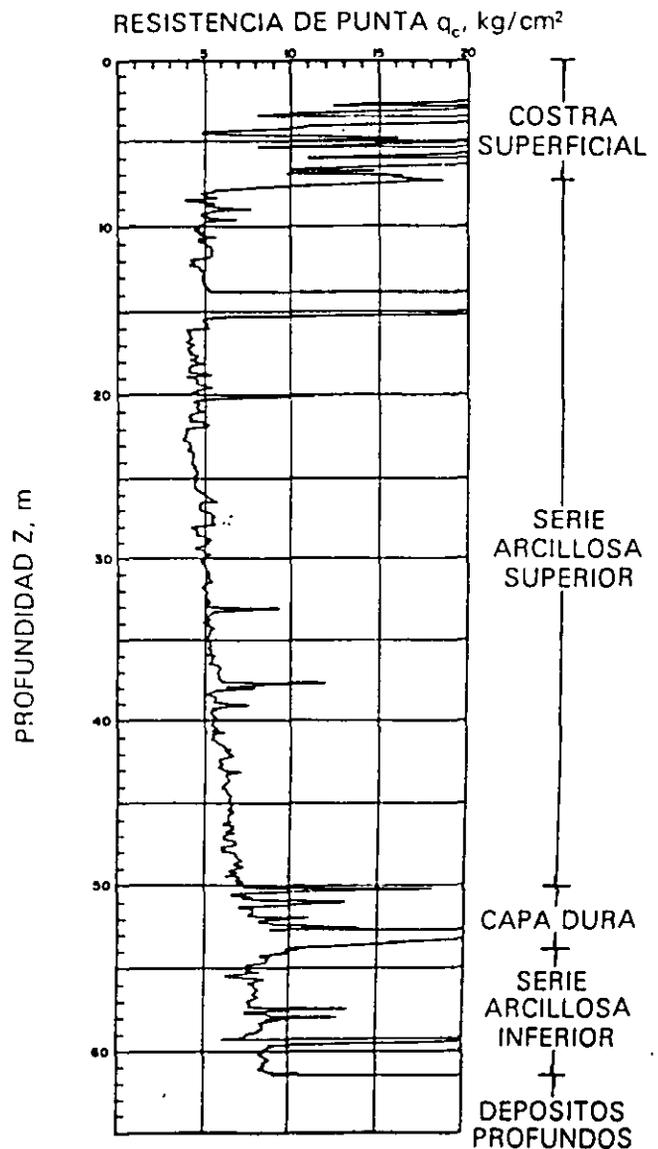


Fig 17 Sondeo de cono eléctrico en la zona del lago

1.1
Lago Virgen

Corresponde al sector oriente del lago, cuyos suelos prácticamente han mantenido sus propiedades mecánicas desde su formación; sin embargo, el reciente desarrollo de esta zona de la ciudad, está incrementando las sobrecargas en la superficie y el bombeo profundo.

La estratigrafía típica de la subzona Lago Virgen arriba de la Capa Dura se ilustra en la fig 18; en la tabla 1 se presentan las propiedades medias de los estratos

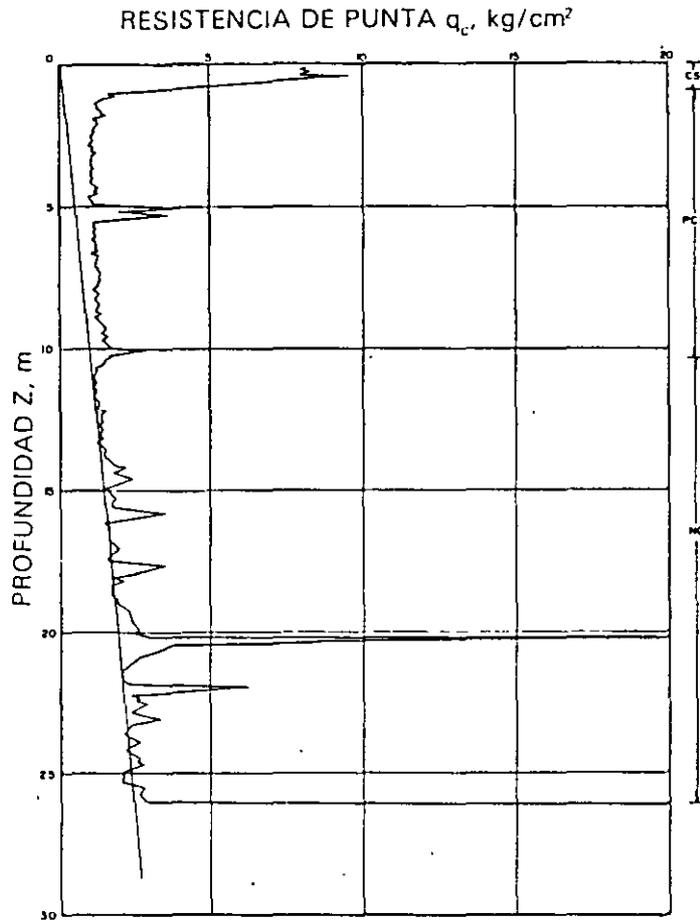


Fig 18 Sondeo de cono eléctrico en la subzona Lago Virgen

TABLA 1. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO VIRGEN

| Estrato* | Espesor, en m | γ , en t/m ³ | c, en t/m ² | ϕ , en grados |
|--------------------------|---------------|--------------------------------|------------------------|--------------------|
| Costra superficial | 1.0 a 2.5 | 1.4 | 1.0 | 20 |
| Serie arcillosa superior | 38 a 40 | 1.15 | 0.5 a 1.0 | — |
| Capa dura** | 1 a 2 | — | 0 a 10 | 25 a 36 |
| Serie arcillosa inferior | 15 a 30 | 1.25 | 3 a 4 | — |

* En orden de aparición a partir de la superficie.

** La información disponible es muy limitada, los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU

1.2
Lago Centro I

Está asociada al sector no colonial de la ciudad, que se desarrolló desde principios de este siglo y ha estado sujeto a las sobrecargas generadas por construcciones pequeñas y medianas; las propiedades mecánicas del subsuelo en esta subzona representan una condición intermedia entre Lago Virgen y Lago Centro II.

Las características estratigráficas propias de esta subzona se presentan en la tabla 2, y en la fig 19 la resistencia del cono eléctrico de la serie arcillosa superior; es interesante comparar esta figura con la fig 18, para observar el incremento de resistencia originado por las sobrecargas.

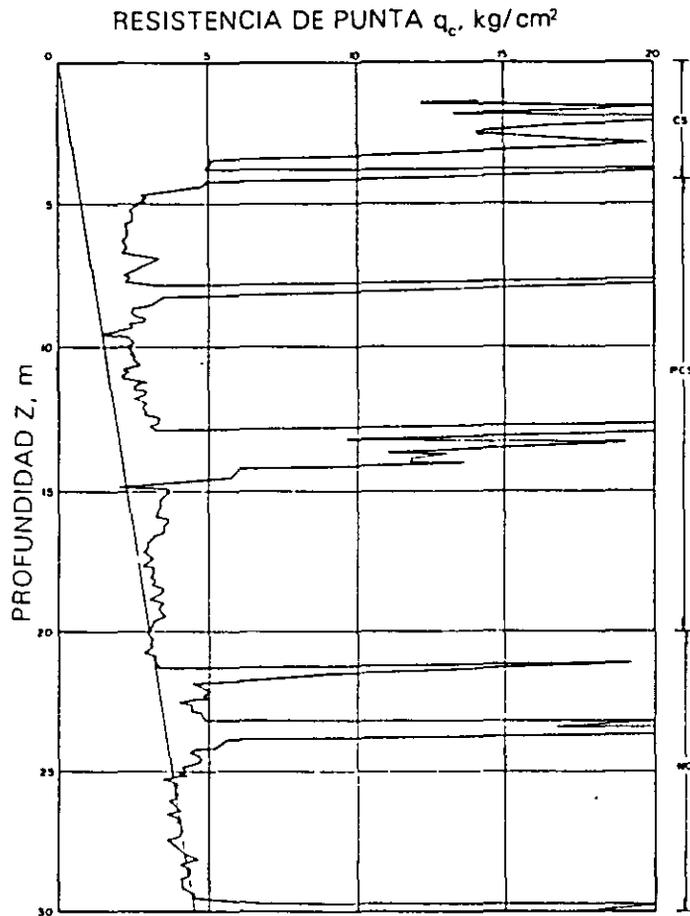


Fig 19 Sondeo de cono eléctrico en la subzona del Lago Centro I

TABLA 2. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO CENTRO I

| Estrato* | Espesor, en m | γ , en t/m ³ | c, en t/m ² | ϕ , en grados |
|--------------------------|---------------|--------------------------------|------------------------|--------------------|
| Costra superficial | 4 a 6 | 1.6 | 4 | 25 |
| Serie arcillosa superior | 20 a 30 | 1.2 | 1 a 2 | — |
| Capa dura** | 3 a 5 | 1.5 a 1.6 | 0 a 10 | 25 a 26 |
| Serie arcillosa inferior | 8 a 10 | 1.3 a 1.35 | 5 a 8 | — |

* En orden de aparición a partir de la superficie.

** La información disponible es muy limitada; los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU.

1.3

Lago Centro II

Esta subzona corresponde con la antigua traza de la Ciudad, donde la historia de cargas aplicadas en la superficie ha sido muy variable; esta situación ha provocado que en esta subzona se encuentren las siguientes condiciones extremas: a) arcillas fuertemente consolidadas por efecto de rellenos y grandes sobrecargas de construcciones aztecas y coloniales, b) arcillas blandas, asociadas a lugares que han alojado

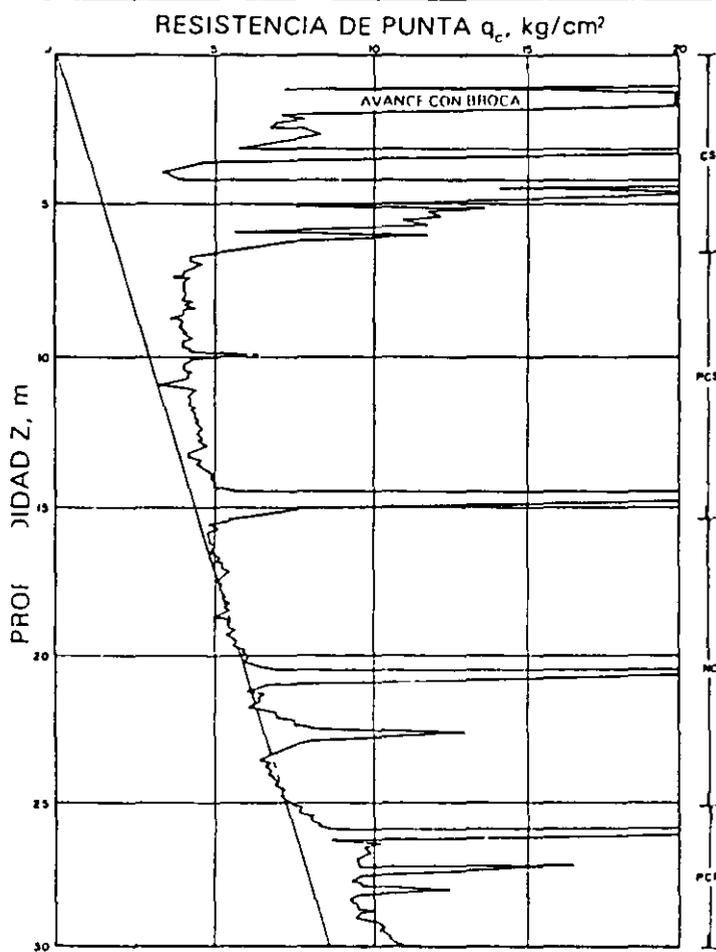


Fig 20 Sondeo de cono eléctrico en la subzona del Lago Centro II

plazas y jardines durante largos periodos de tiempo, y c) arcillas muy blandas en los cruces de antiguos canales. Asimismo, el intenso bombeo para surtir de agua a la ciudad se refleja en el aumento general de la resistencia de los estratos de arcillas por efecto de la consolidación inducida, como se observa en la fig 20, que conviene comparar con la 18 y 19; en la tabla 3 se resume la estratigrafía característica de esta subzona.

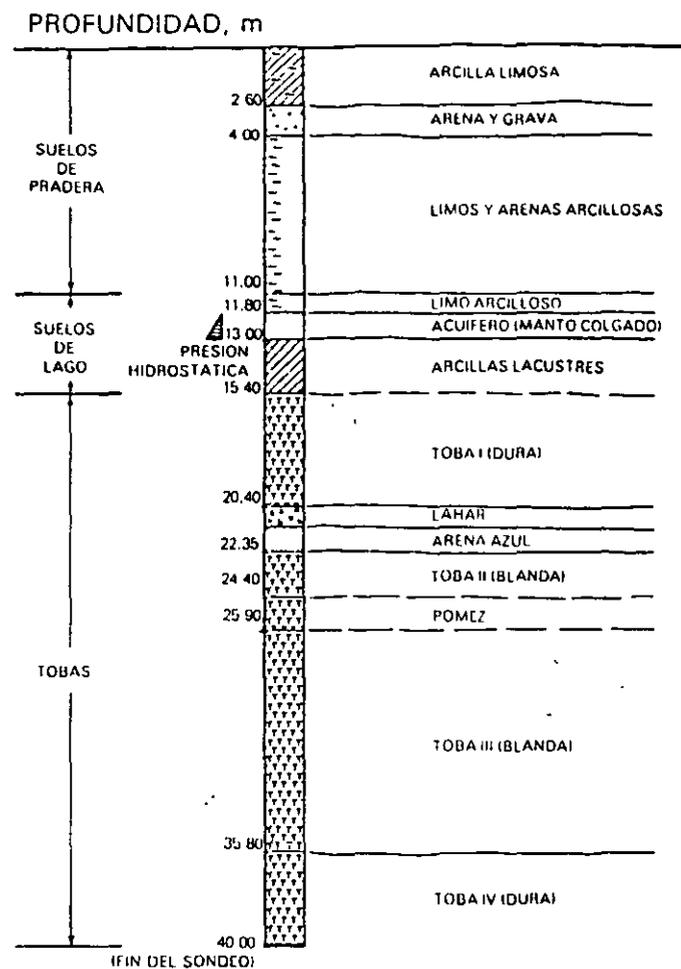


Fig 21 Estratigrafía típica en la zona de transición alta

TABLA 3. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO CENTRO II

| Estrato* | Espesor, en m | γ , en t/m ³ | c, en t/m ² | ϕ , en grados |
|--------------------------|---------------|--------------------------------|------------------------|--------------------|
| Costra superficial | 6 a 10' | 1.7 | 4 | 25 |
| Serie arcillosa superior | 20 a 25 | 1.3 | 3 | — |
| Capa dura** | 3 a 5 | 1.5 a 1.6 | 0 a 10 | 25 a 36 |
| Serie arcillosa inferior | 6 a 8 | 1.3 a 1.4 | 6 a 12 | — |

* En orden de aparición a partir de la superficie

** La información disponible es muy limitada; los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU

2 Zona de Transición

2.1 Interestratificada del poniente

Es la franja comprendida entre las zonas del lago y de Las Lomas; en esta zona se alternan estratos arcillosos depositados en un ambiente lacustre con suelos gruesos de origen aluvial, dependiendo sus espesores de las transgresiones y regresiones que experimentaba el antiguo lago.

La frontera entre las zonas de transición y del lago se definió donde desaparece la serie arcillosa inferior, que corresponde aproximadamente con la curva de nivel donde la Capa Dura está a 20 m de profundidad respecto al nivel medio de la planicie.

Conviene dividir esta transición en subzonas, en función de la cercanía a Las Lomas y sobre todo del espesor de suelos relativamente blandos; se identifican así las transiciones alta y baja, que se describen a continuación.

a) Transición Alta. Es la subzona de transición más próxima a Las Lomas; presenta irregularidades estratigráficas producto de los depósitos aluviales cruzados; la frecuencia y disposición de estos depósitos depende de la cercanía a antiguas barrancas. Bajo estos materiales se encuentran estratos arcillosos que sobreyacen a los depósitos propios de Las Lomas (fig 21).

La estratigrafía comúnmente encontrada tiene las características anotadas en la tabla 4 (fig 22).

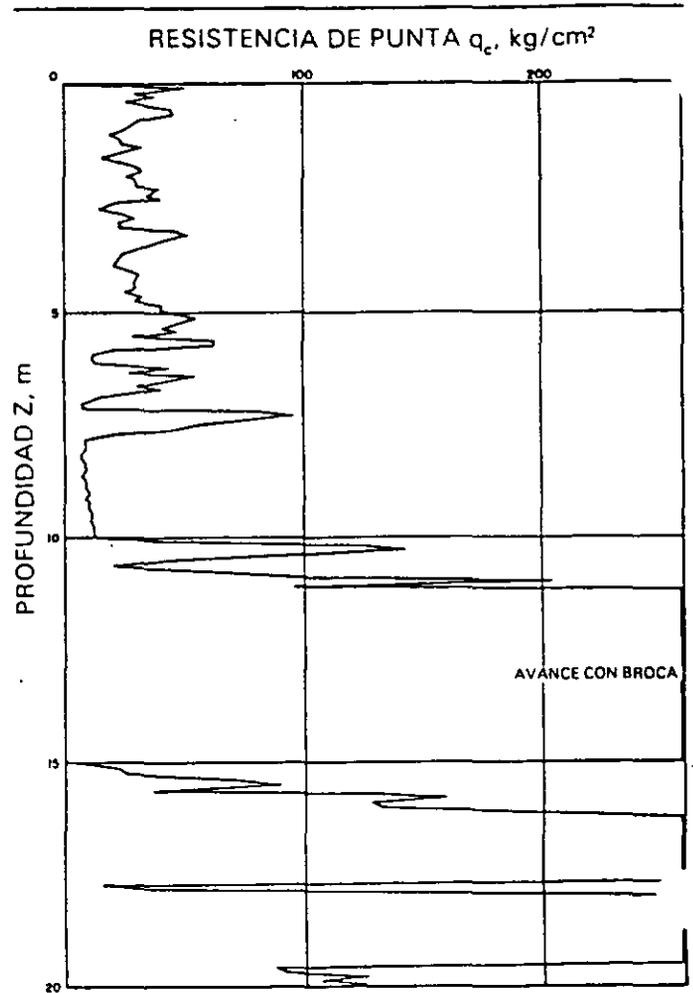


Fig 22 Sondeo de cono eléctrico en la subzona de transición alta

TABLA 4. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, TRANSICION ALTA

| Estrato* | Espesor, en m | γ , en t/m ³ | c, en t/m ² | ϕ , en grados |
|--------------------|---------------|--------------------------------|------------------------|--------------------|
| Costra superficial | 8 a 10 | 1.6 | 10 | 20 |
| Suelos blandos | 4 a 6 | 1.3 | 5 | 0 |

* En orden de aparición a partir de la superficie

b) Transición Baja. Corresponde a la transición vecina a la zona del lago; aquí se encuentra la serie arcillosa superior con intercalaciones de estratos limoarenosos de origen aluvial, que se depositaron durante las regresiones del antiguo lago. Este proceso dio origen a una estratificación compleja, donde los espesores y propiedades de los materiales pueden tener variaciones importantes en cortas distancias, dependiendo de la ubicación del sitio en estudio respecto a las corrientes de antiguos ríos y barrancas.

Por lo anterior, puede decirse que las características estratigráficas de la parte superior de la transición baja son similares a la subzona del Lago Centro I o Centro II, teniendo en cuenta que: a) la costra superficial está formada esencialmente por depósitos aluviales de capacidad de carga no uniforme, b) los materiales compresibles se extienden únicamente a profundidades máximas del orden de veinte metros, c) existe interstratificación de arcillas y suelos limoarenosos, y d) se presentan mantos colgados.

En la fig 23 se muestran los resultados de un sondeo de cono característico de esta subzona

2.2

Abrupta cercana a los cerros

Es la transición entre la zona del lago y cerros aislados como el del Peñón de los Baños, en la que arcillas lacustres están intercaladas con numerosos lentes de materiales erosionados de los cerros y hasta lentes delgados de travertino silicificado. La fig 13 se ilustra la complejidad estratigráfica de una de estas transiciones.

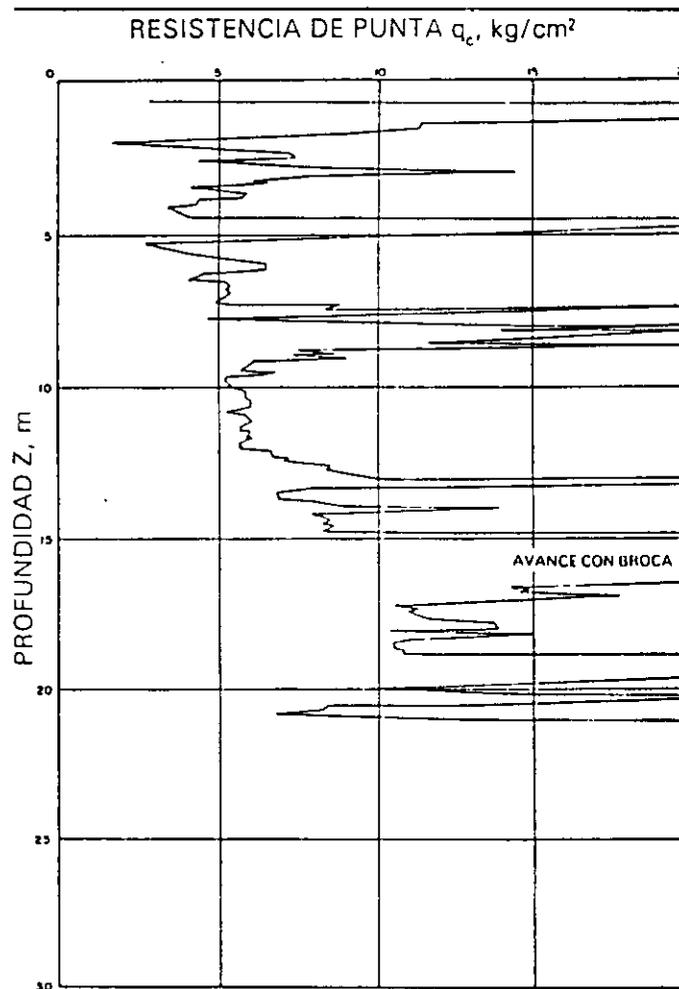


Fig 23 Sondeo de cono eléctrico en la subzona de transición baja

3

Zona de Lomas

En la formación de Las Lomas se observan los siguientes elementos litológicos, producto de erupciones de los grandes volcanes andesíticos estratificados de la sierra de las Cruces:

- Horizontes de cenizas volcánicas.
- Capas de erupciones pumíticas.
- Lahares.
- Avalanchas ardientes.
- Depósitos glaciales.
- Depósitos fluvioglaciales.
- Depósitos fluviales.
- Suelos.

Eventualmente se encuentran rellenos no compactados, utilizados para nivelar terrenos cerca de las barrancas y tapar accesos y galerías de minas antiguas.

Todos estos materiales presentan condiciones irregulares de compacidad y cementación, que determinan la estabilidad de las excavaciones en esta zona: por ello, exceptuando a los cortes en lahares compactos, en los demás depósitos pueden desarrollarse mecanismos de falla

Tobas y lahares fracturados. Estos materiales pueden presentar fracturas en direcciones concurrentes que generan bloques potencialmente inestables, estos bloques pueden activarse bajo la acción de un sismo o por efecto de la alteración de las superficies de fracturamiento, al estar sometidas a un humedecimiento producto de la infiltración de escurrimientos no controlados. En algunos casos, las fallas locales en la superficie del corte podrían generar taludes invertidos de estabilidad precaria.

Un aspecto significativo de las tobas, es que algunas de ellas son muy resistentes al intemperismo y que incluso endurecen al exponerse al ambiente mientras que otras son fácilmente degradables y erosionables.

Depósitos de arenas pumíticas y lahares de arenas azules. Estos suelos están en estado semicompacto y se mantienen en taludes verticales debido principalmente a la cohesión aparente generada por la tensión superficial asociada a su bajo contenido de agua; por tanto, el humedecimiento o secado de estos materiales puede provocar la falla de los cortes.

Lahares poco compactos y depósitos glaciales y fluvioglaciales. Estos depósitos presentan una compacidad y cementación muy errática, por lo que erosión progresiva de origen eólico y fluvial tiende a generar depósitos de talud creciente, que sólo detiene su avance cuando alcanzan el ángulo de reposo del suelo granular en estado suelto.

De la descripción anterior se concluye que los principales agentes de activación son el agua y el viento, por lo cual es necesario proteger estos materiales contra un intemperismo prolongado.

Basaltos. Son los pedregales generados por el Xitle (fig 16), formados por coladas lávicas que presentan discontinuidades como fracturas y cavernas, eventualmente rellenas de escoria. La estabilidad de excavaciones en estos basaltos debe analizarse en función de los planos principales de fracturamiento y no de la resistencia intrínseca de la roca; en el caso de cavernas grandes debe estudiarse la estabilidad de los techos. En la exploración geotécnica de esta zona tiene más valor el reconocimiento geológico detallado y la perforación controlada con martillos neumáticos en mayor número de puntos, que la obtención de muestras con barriles de diamante y máquinas rotatorias.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO GENERAL EN PROYECTO Y
CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS**

MODULO II

**DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES
SEGÚN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES
DEL DISTRITO FEDERAL**

TEMA

**MÉTODO TRIDIMENSIONAL DE INTERACCIÓN
ESTÁTICA SUELO - ESTRUCTURA**

**EXPOSITOR: ING. AGUSTÍN DEMENEGHI COLINA
PALACIO DE MINERÍA
JULIO 1998**

MÉTODO TRIDIMENSIONAL DE INTERACCIÓN ESTÁTICA SUELO-ESTRUCTURA THREE DIMENSIONAL METHOD FOR THE ANALYSIS OF STATIC SOIL STRUCTURE INTERACTION

A. Deméneghi
Profesor, Universidad Nacional Autónoma de México

SINOPSIS Se presenta un procedimiento para el análisis de interacción estática suelo-estructura en tres dimensiones, el cual toma en cuenta toda la estructura y todos los estratos del subsuelo. Esta técnica permite además conocer los elementos mecánicos en cualquier nudo de la estructura, incluyendo desde luego la estructura de cimentación. Con el propósito de ilustrar el empleo del método, se presenta un ejemplo sencillo de aplicación resuelto paso a paso.

1. INTRODUCCIÓN

Se han desarrollado hasta la fecha técnicas de interacción estática suelo-estructura bastante útiles la mayoría de ellas; sin embargo, muchos de estos métodos están elaborados para aplicarse únicamente en dos dimensiones de manera que el análisis de una estructura se realiza en un plano, la cual hace que se pierda la visualización del fenómeno tridimensional. Se puede intentar hacer análisis en dos direcciones ortogonales, pero aun así el procedimiento es aproximado, y además no es posible conocer los elementos mecánicos en las vigas intermedias de la estructura de cimentación. Por lo tanto, es necesario desarrollar procedimientos que tomen en cuenta el efecto tridimensional en la interacción suelo-estructura.

En este artículo se presenta un método de interacción tridimensional que toma en cuenta toda la estructura y todos los estratos del subsuelo.

La técnica de interacción que se propone (Demenéghi 1983) consiste en considerar las reacciones del terreno de cimentación como cargas sobre la estructura, manejándolas como incógnitas. Después se calculan los hundimientos del suelo en función de las cargas sobre él (estas cargas son iguales en magnitud y de sentido contrario a las reacciones, por la tercera ley de Newton). Finalmente se establece la compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo, lo que equivale a igualar los desplazamientos entre ambos medios; con esto se resuelve el problema, ya que se obtienen los hundimientos del suelo y las reacciones sobre la estructura. Como previamente se realizó el análisis estructural, es posible determinar además los giros en los nudos de la estructura. Con estos resultados se pueden calcular los elementos mecánicos en toda la estructura, incluyendo desde luego a la estructura de cimentación.

2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

Para fines de interacción es conveniente utilizar el método de rigideces del análisis estructural, en el que la ecuación general de equilibrio de una estructura esta dada por (Beaufait et al 1970)

$$\underline{K} \underline{\delta} + \underline{P}_e + \underline{P}_c = 0 \quad (1)$$

donde:

\underline{K} = matriz de rigideces de la estructura
 $\underline{\delta}$ = vector de desplazamientos
 \underline{P}_e = vector de cargas de empotramiento
 \underline{P}_c = vector de cargas concentradas.

La matriz de rigideces de la estructura se puede obtener mediante la suma de la matrices de rigidez de todas y cada una de las barras que forman la estructura. Para ilustrar el procedimiento de interacción en tres dimensiones, consideraremos una retícula de barras horizontales ortogonales entre si, aun cuando esta técnica se puede hacer extensiva a barras inclinadas.

Sea un sistema ortogonal X-Y en un plano horizontal. Veamos primeramente la obtención de la matriz de rigidez en dirección Y (fig. 1). La convención de signos utilizada, en una barra horizontal, es la siguiente: los giros se consideran positivos en sentido antihorario, los desplazamientos verticales son positivos si van hacia abajo y los desplazamientos horizontales son positivos si van hacia la izquierda (fig. 1a). Los momentos flexionantes son positivos en sentido horario, las fuerzas cortantes verticales son positivas hacia arriba y las fuerzas normales horizontales son positivas si van hacia la derecha (fig. 1b). A continuación presentamos la matriz de rigidez y los vectores de empotramiento para una barra en estas condiciones (barra m):

$$\underline{K}_m = \begin{matrix} & \theta_p & \theta_q & \delta_r & \delta_s & \delta_u & \delta_v & \theta_a & \theta_b \\ \left[\begin{array}{cccccccc} \frac{4EI}{L} & \frac{2EI}{L} & \frac{-6EI}{L^2} & \frac{-6EI}{L^2} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{2EI}{L} & \frac{4EI}{L} & \frac{-6EI}{L^2} & \frac{-6EI}{L^2} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{L}{-6EI} & \frac{L}{-6EI} & \frac{L^2}{12EI} & \frac{L^2}{-12EI} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{L^2}{6EI} & \frac{L^2}{6EI} & \frac{L^3}{-12EI} & \frac{L^3}{12EI} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{L^2}{L^2} & \frac{L^2}{L^2} & \frac{L^3}{L^3} & \frac{L^3}{L^3} & \frac{AE}{L} & \frac{-AE}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{-AE}{L} & \frac{AE}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{GI}{L} & \frac{-GI}{L} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{-GI}{L} & \frac{-GI}{L} \end{array} \right] & (2) \end{matrix}$$

$$\underline{\delta}_M = \begin{bmatrix} \theta_P \\ \theta_Q \\ \delta_R \\ \delta_S \\ \delta_U \\ \delta_V \\ \theta_A \\ \theta_B \end{bmatrix} \quad (3)$$

consideraremos vigas sometidas únicamente a una carga repartida W (fig. 2). Para la obtención de los vectores de empotramiento en la vigas de la estructura de cimentación, debido a la reacción del terreno, suponemos una carga repartida de un extremo hasta la mitad de una barra y otra carga repartida de la mitad hasta el otro extremo de la barra (fig. 2). En estas condiciones, el vector de cargas de empotramiento vale:

$$\underline{P}_m^e = \begin{bmatrix} \frac{wL^2}{12} - \left(\frac{11}{192}\right)L^2 r_r - \left(\frac{5}{192}\right)L^2 r_s \\ -\frac{wL^2}{12} + \left(\frac{5}{192}\right)L^2 r_r + \left(\frac{11}{192}\right)L^2 r_s \\ -\frac{wL}{2} + \left(\frac{13}{32}\right)L r_r + \left(\frac{3}{32}\right)L r_s \\ -\frac{wL}{2} + \left(\frac{3}{32}\right)L r_r + \left(\frac{13}{32}\right)L r_s \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (4)$$

(4)

\underline{K}_m = matriz de rigideces de la barra m

$\underline{\delta}_m$ = vector de desplazamiento de la barra m

\underline{P}_m = vector de cargas de empotramiento de la barra m.

En la dirección X se emplean las mismas ecuaciones 2 a 4.

Como indicamos antes, la matriz de rigideces de toda la estructura es la suma de las matrices de rigideces de todas y cada una de las barras de la estructura. El vector de cargas de empotramiento de toda la estructura se obtiene sumando los vectores de cargas de empotramiento de todas y cada una de las barras. El vector de cargas concentradas se determina asignando a cada grado de libertad la carga concentrada que actúa sobre él. Con esto se realiza el análisis estructural de toda la estructura.

3. HUNDIMIENTOS DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN.

En este inciso consideraremos las cargas que transmite la estructura sobre el terreno de apoyo, las que son iguales en magnitud y de sentido contrario a las reacciones del suelo sobre la estructura, por la tercera ley de Newton. Calculemos los asentamientos del terreno en función de estas cargas; consideremos una reacción r_k actuando en una superficie (fig. 3); la presión vertical vale $r_k d_k / a_k$, donde d_k y a_k son la longitud y el área en las que actúa la carga, respectivamente. La deformación del estrato de espesor H_{ij} , debido a la carga r_k vale:

$$\delta_{ijk} = M_{z_{ij}} H_{ij} \sigma_{z_{ik}}$$

pero:

$$\sigma_{z_{ijk}} = I_{ijk} r_k d_k / a_k$$

donde I_{ijk} es el valor de influencia, el cual esta dado por el esfuerzo normal vertical en el punto ij , producido por una presión unitaria actuando en el área a_k (Zeevaert 1973).

M_{zij} es el módulo lineal de deformación, el cual se define como el cociente de la deformación unitaria vertical del estrato, entre el esfuerzo normal vertical que la ocasion.

En consecuencia:

$$\delta_{ijk} = M_{zij} H_y I_{ijk} r_k d_k / a_k$$

La deformación del estrato, debida a todas las cargas vale:

$$\delta_{ij} = M_{zij} H_y \sum_{k=1}^{n_r} I_{ijk} r_k d_k / a_k$$

donde n_r es el número de cargas r_k .

El asentamiento bajo el punto i vale:

$$\delta_i = \sum_{j=1}^{n_e} M_{zij} H_y \sum_{k=1}^{n_r} I_{ijk} r_k d_k / a_k \quad (5)$$

donde n_e es el número total de estratos.

En la ec. 5 los hundimientos del terreno quedan en función de las cargas r_k .

4. COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIONES.

En esta etapa se establece la compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo de cimentación, lo que equivale a considerar que tanto los desplazamientos de la estructura como de los terrenos son iguales, es decir, que el suelo no se despegue de la estructura. Analíticamente esto se alcanza sustituyendo los valores dados por la ec. 5 en la ec. 1. De esta manera desaparece como incógnitas los giros en los nudos y las reacciones del terreno. Es fácil ver que el número de ecuaciones es el mismo que el de incógnitas, con lo que se puede resolver el sistema de ecuaciones y despejar los giros y las reacciones. Empleando la ec. 5, ya conocidas las reacciones, se pueden determinar también los hundimientos del terreno de apoyo.

5. ELEMENTOS MECÁNICOS.

Los elementos mecánicos que aparecen en la barra m valen, para la dirección Y :

$$M'_p = \frac{wL^2}{12} - \left(\frac{11}{192}\right)L^2 r_r - \left(\frac{5}{192}\right)L^2 r_s + \left(\frac{4EI}{L}\right)\theta_p + \left(\frac{2EI}{L}\right)\theta_q - \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\delta_r + \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\delta_s \quad (6)$$

$$M'_q = -\frac{wL^2}{12} + \left(\frac{5}{192}\right)L_r^2 r + \left(\frac{11}{192}\right)L_r^2 r + \left(\frac{2EI}{L}\right)\theta_p + \left(\frac{4EI}{L}\right)\theta_q - \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\delta_r + \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\delta_s \quad (7)$$

$$V'_r = -\frac{wL}{2} + \left(\frac{13}{32}\right)Lr_r + \left(\frac{3}{32}\right)Lr_s - \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\theta_p - \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\theta_q + \left(\frac{12EI}{L^3}\right)\delta_r + \left(\frac{12EI}{L^3}\right)\delta_s \quad (8)$$

$$V'_s = -\frac{wL}{2} + \left(\frac{3}{32}\right)Lr_r + \left(\frac{13}{32}\right)Lr_s + \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\theta_p + \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\theta_q - \left(\frac{12EI}{L^3}\right)\delta_r + \left(\frac{12EI}{L^3}\right)\delta_s \quad (9)$$

$$N'_u = \frac{AE}{L}\delta_u - \frac{AE}{L}\delta_v \quad (10)$$

$$N'_v = -\frac{AE}{L}\delta_u + \frac{AE}{L}\delta_v \quad (11)$$

$$M'_a = \frac{GI_t}{L}\theta_a - \frac{GI_T}{L}\theta_b \quad (12)$$

$$M'_B = -\frac{GI_t}{L}\theta_a + \frac{GI_T}{L}\theta_b \quad (13)$$

En la dirección X se emplean la mismas expresiones, excepto la s ecs. 12 y 13, que cambian a:

$$M'_a = -\frac{GI_t}{L}\theta_a + \frac{GI_T}{L}\theta_b \quad (14)$$

$$M'_b = \frac{GI_t}{L}\theta_a - \frac{GI_T}{L}\theta_b \quad (15)$$

(Las ecs. 14 y 15 se emplean únicamente para la determinación de elementos mecánicos en la barra m, dirección X).

6. EJEMPLO ILUSTRATIVO.

Presentamos en este inciso un ejemplo muy sencillo resuelto paso a paso, con el propósito de que el lector visualice las etapas requeridas para el análisis de interacción.

Se pide determinar las reacciones y los hundimientos del terreno, para la estructura mostrada en la fig. 4, cuya cimentación es a base de una losa corrida. Se piden también los elementos mecánicos. La estratigrafía y propiedades del subsuelo se muestran en la fig. 5. Despreciar efectos de acortamiento de barras.

a) Análisis estructural.

Primeramente numeramos las barras y los grados de libertad de la estructura, como se indica en la fig. 6 dada la simetría de la estructura, presentamos a continuación los de las barras 1, 2, 7 y 8.

| Barra | θ_p | θ_q | δ_r | δ_s | θ_a | θ_b |
|-------|---------------|---------------|------------|------------|---------------|---------------|
| 1 | θ_{10} | θ_{12} | δ_1 | δ_2 | θ_{11} | θ_{13} |
| 2 | θ_{16} | θ_{18} | δ_4 | δ_5 | θ_{17} | θ_{19} |
| 7 | θ_{11} | θ_{17} | δ_1 | δ_4 | θ_{10} | θ_{16} |
| 8 | θ_{13} | θ_{19} | δ_2 | δ_5 | θ_{12} | θ_{18} |

A continuación hallaremos las matrices de rigidez y los vectores de empotramiento de las barras 1, 2, 7 y 8. Las demás matrices y vectores se obtienen en forma similar. Aplicando la ec. 2 para de las barras 1, 2, 7 y 8:

$$\underline{K}_1 = \begin{bmatrix} \theta_{10} & \theta_{12} & \delta_1 & \delta_2 & \theta_{11} & \theta_{13} \\ 2382.53 & 1191.26 & -831.12 & 831.12 & 0 & 0 \\ 1191.26 & 2382.53 & -831.12 & 831.12 & 0 & 0 \\ -831.12 & -831.12 & 386.57 & -386.57 & 0 & 0 \\ 831.12 & 831.12 & -386.57 & 386.57 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 310.23 & -310.23 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -310.23 & 310.23 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_{10} \\ \theta_{12} \\ \delta_1 \\ \delta_2 \\ \theta_{11} \\ \theta_{13} \end{matrix}$$

$$\underline{K}_2 = \begin{bmatrix} \theta_{16} & \theta_{18} & \delta_4 & \delta_5 & \theta_{17} & \theta_{19} \\ 533.86 & 266.93 & -186.23 & 186.23 & 0 & 0 \\ 266.93 & 533.86 & -186.23 & 186.23 & 0 & 0 \\ -186.23 & -186.23 & 86.62 & -86.62 & 0 & 0 \\ 186.23 & 186.23 & -86.62 & 86.62 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 61.13 & -61.13 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -61.13 & 61.13 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_{16} \\ \theta_{18} \\ \delta_4 \\ \delta_5 \\ \theta_{17} \\ \theta_{19} \end{matrix}$$

$$\underline{K}_7 = \begin{bmatrix} \theta_{11} & \theta_{17} & \delta_1 & \delta_4 & \theta_{10} & \theta_{16} \\ 2382.53 & 1191.26 & -831.12 & 831.12 & 0 & 0 \\ 1191.26 & 2382.53 & -831.12 & 831.12 & 0 & 0 \\ -831.12 & -813.12 & 386.57 & -386.57 & 0 & 0 \\ 831.12 & 831.12 & -386.57 & 386.57 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 310.23 & -310.23 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -310.23 & 310.23 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_{11} \\ \theta_{17} \\ \delta_1 \\ \delta_4 \\ \theta_{10} \\ \theta_{16} \end{matrix}$$

$$\underline{K}_8 = \begin{bmatrix} \theta_{13} & \theta_{19} & \delta_2 & \delta_5 & \theta_{12} & \theta_{18} \\ 533.86 & 266.9 & -186.23 & 186.23 & 0 & 0 \\ 266.93 & 533.86 & -186.23 & 186.23 & 0 & 0 \\ -186.23 & -186.23 & 86.62 & -86.62 & 0 & 0 \\ 186.23 & 186.23 & -86.62 & 86.62 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 61.13 & -61.13 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -61.13 & 61.13 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_{13} \\ \theta_{19} \\ \delta_2 \\ \delta_5 \\ \theta_{12} \\ \theta_{18} \end{matrix}$$

La matriz de rigideces de toda la estructura es la suma de las matrices de rigidez de todas y cada una de las barras de la estructura (el rango de cada matriz se toma de 27 por 27). A manera de ejemplo se presenta a continuación la matriz de rigidez de la estructura para los primeros 5 grados de libertad:

$$K = \begin{bmatrix} \delta_1 & \delta_2 & \delta_3 & \delta_4 & \delta_4 & \dots \\ 773.13 & -386.565 & 0 & -386.565 & 0 & \dots \\ -386.565 & 859.750 & -386.565 & 0 & -86.619 & \dots \\ 0 & -386.565 & 773.13 & 0 & 0 & \dots \\ -386.565 & 0 & 0 & 859.750 & -86.619 & \dots \\ 0 & -86.619 & 0 & -86.619 & 346.477 & \dots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \end{bmatrix} \begin{matrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \delta_4 \\ \theta_5 \\ \vdots \end{matrix}$$

El vector de desplazamientos, para los primeros 5 grados de libertad, vale:

$$\delta = \begin{bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \delta_4 \\ \delta_5 \\ \vdots \end{bmatrix}$$

Determinemos a continuación el vector de cargas de empotramiento. Aplicando la ec. 4 para las barras 1, 2, 7 y 8:

$$P_1^e = \begin{bmatrix} 1.233 - 1.0593r_1 - 0.4815r_2 \\ -1.233 + 0.4815r_1 + 1.0593r_2 \\ -1.72 + 1.747r_1 + 0.4031r_2 \\ -1.72 + 0.4031r_1 + 1.747r_2 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} \text{GL} \\ 10 \\ 12 \\ 1 \\ 2 \\ 11 \\ 13 \end{matrix}$$

GL= Grados de Libertad.

GL= Grados de Libertad.

El vector de cargas concentradas, para los primeros 5 grados de libertad esta dado por:

$$\underline{P}_C = \begin{matrix} & \text{GL} \\ & \begin{bmatrix} -9.6 \\ 0 \\ -9.6 \\ 0 \\ 0 \\ \vdots \end{bmatrix} \\ & \begin{bmatrix} 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \\ \vdots \end{bmatrix} \end{matrix}$$

Sustituyendo valores en la ec. 1, y tomando en cuenta que, por simetría:

$$\begin{aligned} \delta_1 &= \delta_3 = \delta_7 = \delta_9 & \delta_2 &= \delta_4 = \delta_6 = \delta_8 \\ r_1 &= r_3 = r_7 = r_9 & r_2 &= r_4 = r_6 = r_8 \\ \theta_{10} &= \theta_{11} = -\theta_{14} = \theta_{15} = \theta_{22} = -\theta_{23} = -\theta_{26} = -\theta_{27} \\ \theta_{13} &= \theta_{16} = -\theta_{20} = -\theta_{25} \end{aligned}$$

se obtiene el siguiente sistema de ecuaciones (que representan el equilibrio de cortantes o de momentos en el grado de libertad correspondiente):

Grado de Libertad 1:

$$773.14 \delta_1 - 773.14 \delta_2 - 1662.24 \theta_{10} + 3.494 r_1 + 0.8062 r_2 - 3.44 - 9.6 = 0 \quad (\text{a})$$

Grado de Libertad 2

$$-773.14 \delta_1 + 859.767 \delta_2 - 86.62 \delta_5 + 1662.24 \theta_{10} - 186.26 \theta_{13} + 0.8062 r_1 + 5.241 r_2 + 0.4031 r_5 - 6.88 = 0 \quad (\text{b})$$

Grado de Libertad 5

$$-346.48 \delta_2 + 346.48 \delta_5 + 744.92 \theta_{13} + 1.6124 r_2 + 6.988 r_5 - 13.76 = 0 \quad (\text{c})$$

Grado de Libertad 10

$$-831.12 \delta_1 + 831.12 \delta_2 + 2692.76 \theta_{10} - 310.23 \theta_{23} - 1.0593 r_1 - 0.4815 r_2 + 1.233 = 0 \quad (\text{d})$$

Grado de Libertad 13

$$-186.23 \delta_2 + 186.23 \delta_5 - 620.46 \theta_{10} + 1154.32 \theta_{13} - 1.0593 r_2 - 0.4815 r_5 + 2.465 = 0 \quad (\text{e})$$

b) Análisis de deformaciones del terreno de cimentación. Haciendo $i = 1$ en la ec. 5.

$$\begin{aligned} \delta_1 &= \sum_{j=1}^2 M_{z_j} H_j \sum_{k=1}^9 I_{1jk} r_k \frac{d_k}{q} \\ &= M_{z_{11}} H_1 (I_{111} d_1 \frac{r_1}{q} + I_{112} d_2 \frac{r_2}{q} + \dots + I_{119} d_9 \frac{r_9}{q}) \\ &+ M_{z_{12}} H_2 (I_{121} d_1 \frac{r_1}{q} + I_{122} d_2 \frac{r_2}{q} + \dots + I_{129} d_9 \frac{r_9}{q}) \end{aligned}$$

Como se indicó en el inciso 3, el valor de la influencia I_{ijk} representa el esfuerzo en el punto i debido a una presión unitaria colocada en el área K . Calculemos como ejemplo un valor de influencia, digamos el I_{115} . En la fig. 7 se muestra la planta del área 5 y del punto 1. Colocamos una presión unitaria en el área 5 y calculamos el esfuerzo bajo el punto 1, a la mitad del estrato 1, es decir, a una profundidad de 1.2 m. Aplicando la ecuación de Boussinesq, se obtiene en forma similar. Sustituyendo valores en la ec. (A).

$$\begin{aligned} \delta_1 &= 0.0154(2.4) \left[0.2271 \frac{4.3r_1}{4.6225} + 0.009375 \frac{6.45r_2}{9.245} + 0.0001528 \frac{4.3r_3}{4.6225} + 0.009375 \frac{6.45r_4}{9.245} \right. \\ &+ 0.002988 \frac{8.6r_5}{18.49} + 0.0001625 \frac{6.45r_6}{9.245} + 0.0001528 \frac{4.3r_7}{4.6225} + 0.0001625 \frac{6.45r_8}{9.245} \\ &+ 0.00002824 \frac{4.3r_9}{4.6225} \left. \right] \\ &+ 0.0222(2.0) \left[0.1139 \frac{4.3r_1}{4.6225} + 0.04407 \frac{6.45r_2}{9.245} + 0.002284 \frac{4.3r_3}{4.6225} + 0.04407 \frac{6.45r_4}{9.245} \right. \\ &+ 0.028026 \frac{8.6r_5}{18.49} + 0.002638 \frac{6.45r_6}{9.245} + 0.0022836 \frac{4.3r_7}{4.6225} + 0.002638 \frac{6.45r_8}{9.245} \\ &+ 0.0005157 \frac{4.3r_9}{4.6225} \left. \right] \end{aligned}$$

Por simetría:

$$r_1 = r_3 = r_7 = r_9$$

$$r_2 = r_4 = r_6 = r_8$$

Sustituyendo valores y haciendo operaciones.

$$\delta_1 = 0.012733 r_1 + 0.0033854 r_2 + 0.00063012 r_5 \quad (f)$$

En forma análoga se obtiene δ_2 y δ_5

$$\delta_2 = 0.0036877 r_1 + 0.020326 r_2 + 0.0021424 r_5 \quad (g)$$

$$\delta_5 = 0.0028714 r_1 + 0.010629 r_2 + 0.025023 r_5 \quad (h)$$

c) Compatibilidad de deformaciones.

La compatibilidad de deformaciones entre la estructura y el terreno de cimentación se logra resolviendo el sistema de ecuaciones de la (a) a la (h); así:

$$r_1 = 3.2353 \text{ t/m}$$

$$\theta_{10} = 0.003760$$

$$r_2 = 1.0817 \text{ t/m}$$

$$\theta_{13} = -0.0007646$$

$$r_5 = 1.1488 \text{ t/m}$$

$$\delta_1 = 0.04558 \text{ m}$$

$$\delta_2 = 0.03638 \text{ m}$$

$$\delta_5 = 0.04953 \text{ m}$$

Como ilustración hallaremos los elementos mecánicos en las barras 1 y 7.

Barra 1

Aplicando las ecs. 6 a 11, 14 y 15.

$$M'_{10} = -1.403 \text{ t.m}$$

$$V'_1 = 4.8 \text{ t}$$

$$M'_{11} = -1.404 \text{ t.m}$$

$$M'_{12} = -1.697 \text{ t.m}$$

$$V'_2 = 1.042 \text{ t}$$

$$M'_{13} = 1.404 \text{ t.m}$$

Barra 7

Aplicando las ecs. 6 a 13.

$$M'_{11} = -1.403 \text{ t.m}$$

$$V'_1 = 4.8 \text{ t}$$

$$M'_{11} = 1.404 \text{ t.m}$$

$$M'_{17} = -1.697 \text{ t.m}$$

$$V'_2 = 1.042 \text{ t}$$

$$M'_{13} = -1.404 \text{ t.m}$$

7. CONCLUSIONES.

Como se puede apreciar en los incisos anteriores, es posibles en forma sencilla llevar a cabo el análisis de interacción estática suelo - estructura en el espacio, sin necesidad de hacer iteraciones. Además, se toma en cuenta la estructura y todos los estratos del subsuelo.

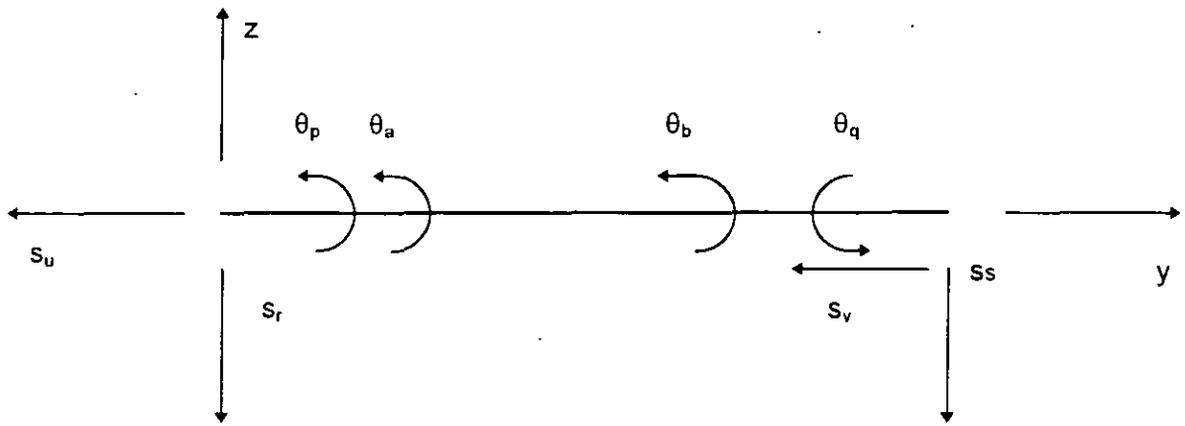
Uno de los aspectos importantes es que para aplicar esta técnica en la practica profesional, es necesario elaborar programas de computadora, los cuales utilizan grandes cantidades de memoria, ya que en tres dimensiones el numero de grados de libertad es mucho mayor que el que se utiliza en el análisis bidimensionales.

REFERENCIAS.

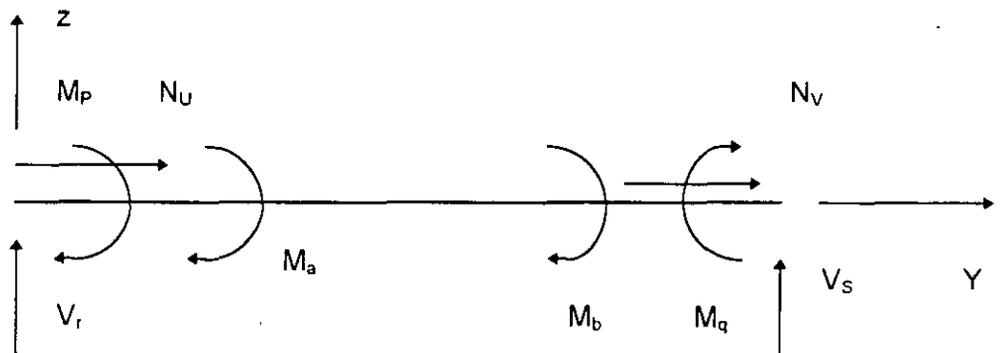
Beaufait, F W, Rowa, W H, Hoadley, P G y Hackett, R M, Computer Methods of Structural Analysis, Prentice-Hall, 1970.

Deméneghi, A, "Interacción Suelo - Estructura", Rev. Ingeniería, Vol. LIII, No.4, pp 80 - 90, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1983

Zeevaert, L, Foundation Engineering For Difficult Subsoil Conditions, Van Nostrand Reinhold, 1973.



a) Desplazamientos



b) Elementos mecánicos
(barra sobre nudo)

CONVENCION DE SIGNOS

FIGURA 1

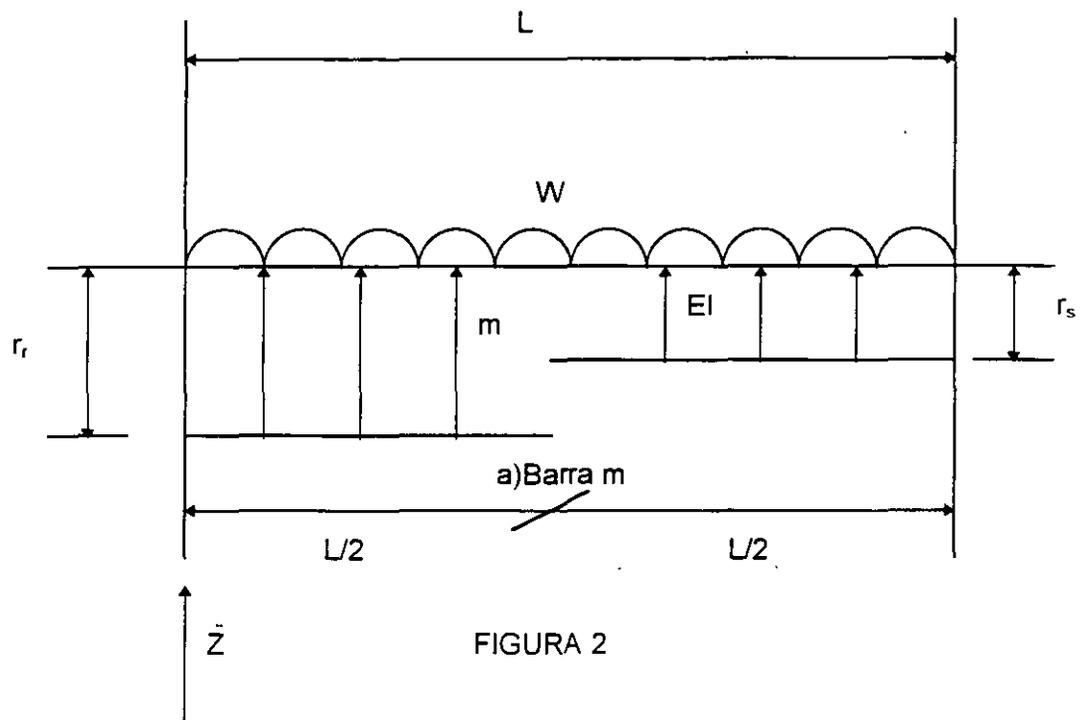


FIGURA 2

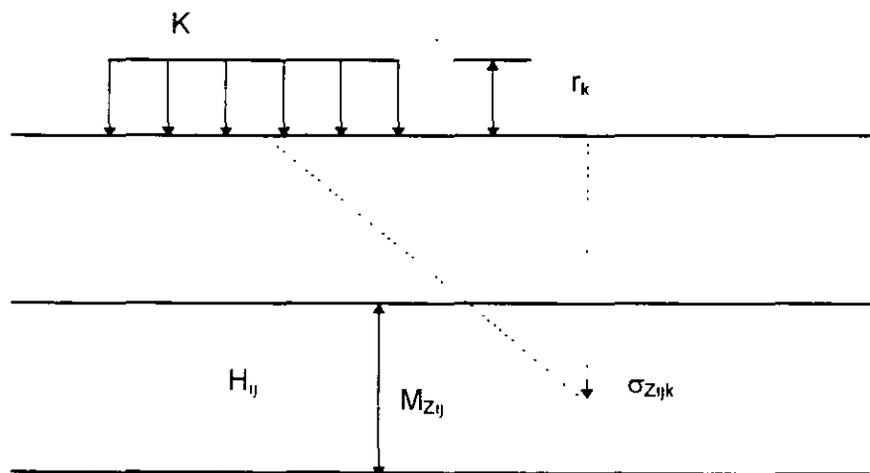


FIG. 3 Cálculo de los hundimientos del terreno.

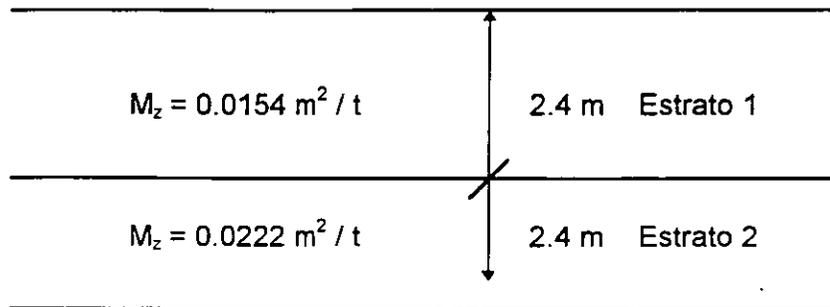


Fig. 5 Estratigrafía y propiedades (ejemplo).

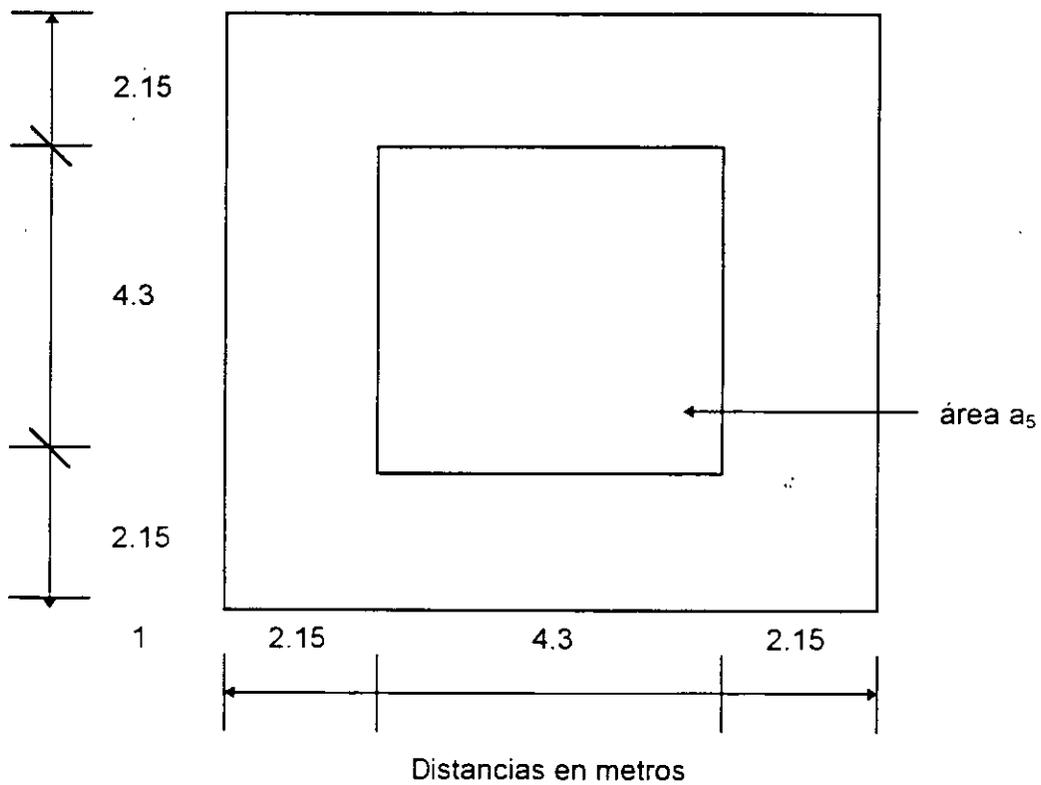


Fig. 7 Determinación de los valores de influencia

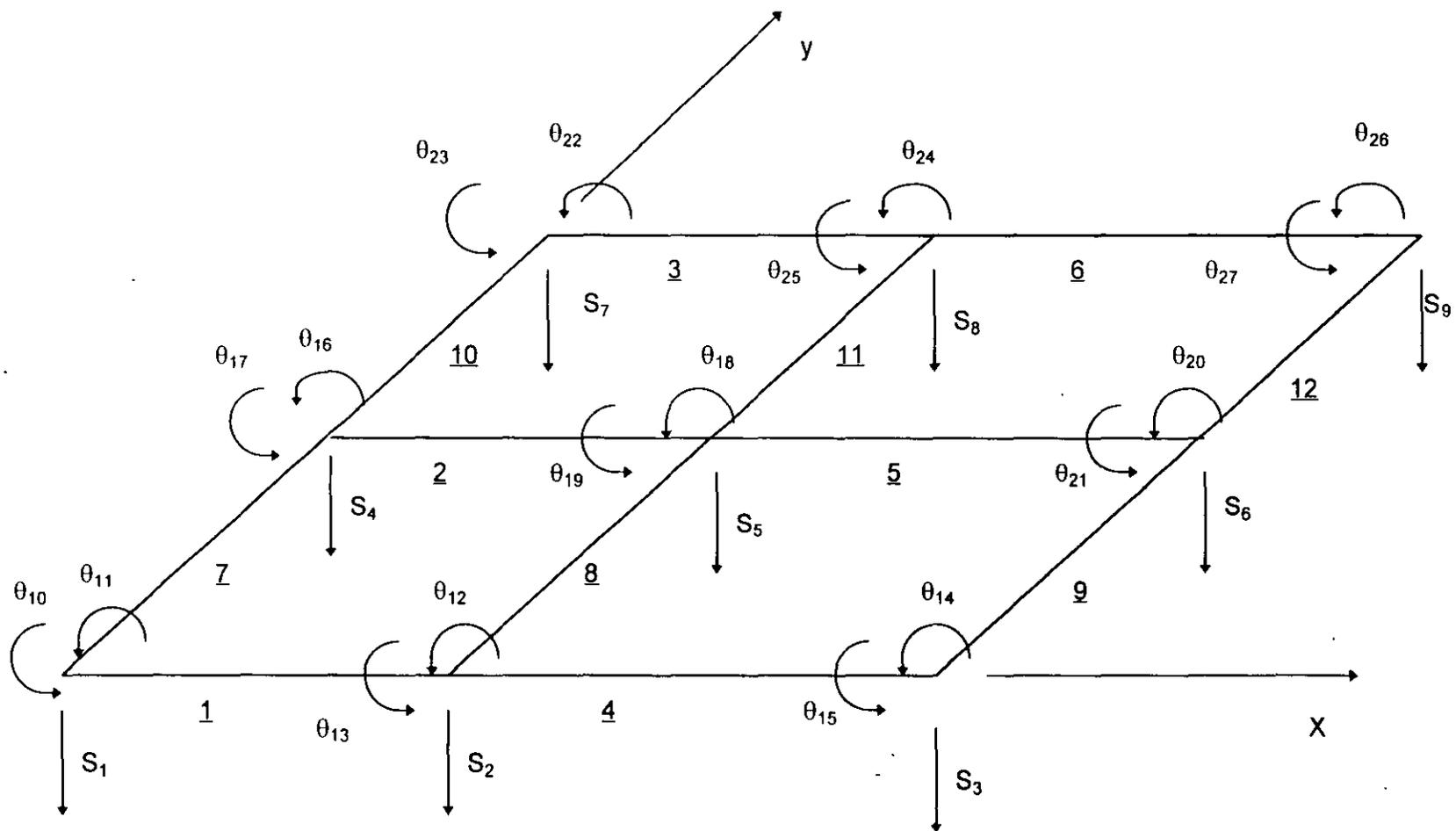
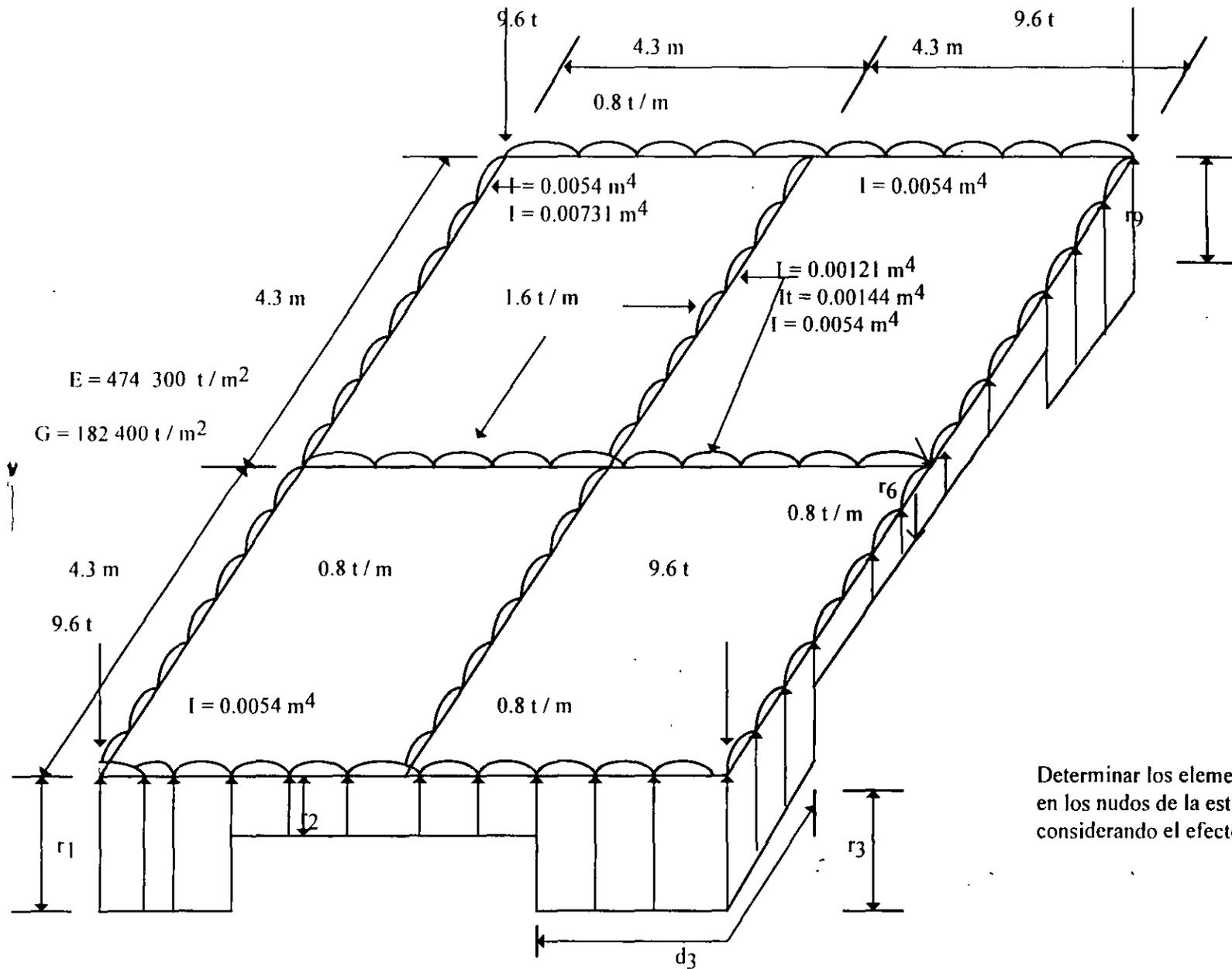


Fig. 6 Numeración y grados de libertad.



Determinar los elementos mecánicos en los nudos de la estructura, considerando el efecto de torsión.

GEOMETRÍA Y SISTEMA DE CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA

FIGURA 4



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO GENERAL EN PROYECTO Y
CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS**

MODULO II

**DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES
SEGÚN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES
DEL DISTRITO FEDERAL**

TEMA

INTERACCIÓN ESTÁTICA SUELO ESTRUCTURA

**EXPOSITOR: ING. AGUSTÍN DEMENEGHI COLINA
PALACIO DE MINERÍA
JULIO 1998**

INTERACCION ESTATICA SUELO-ESTRUCTURA

Agustín Deméneghi Colina

Profesor del Departamento de Geotecnia, Facultad de Ingeniería,
UNAM

RESUMEN: Se presenta una breve descripción de los métodos de interacción estática suelo-estructura que se han desarrollado en la República Mexicana hasta la fecha. Se comenta sobre la necesidad de tomar en cuenta la variación de las propiedades de los materiales que forman la estructura y el terreno de cimentación. Se presentan algunas aplicaciones de la interacción estática suelo-estructura.

1. INTRODUCCION.

La cimentación de estructuras sobre suelos de mediana a alta compresibilidad plantea el problema de determinar los hundimientos totales diferenciales, así como los elementos mecánicos (momento flexionante , fuerza cortante y fuerza normal), tanto en la estructura, ocasionada por los hundimientos del terreno de cimentación. Estos valores dependen por un lado de la compresibilidad del subsuelo y por otro lado de la rigidez de la estructura . Tomando en cuenta que con frecuencia en los análisis estructurales se considera a la estructura empotrada o articulada en su cimentación, o si se trata de una losa de apoyo se supone una presión de contacto uniforme, o que el cálculo de hundimientos del terreno de cimentación se realiza considerando la estructura de cimentación totalmente flexible, lo cual suele distar bastante de la realidad, se ve clara la necesidad de desarrollar métodos que tomen en cuenta los efectos de los hundimientos y que, al mismo tiempo, permitan calcular los valores de estos últimos. A estas técnicas es lo que se denomina interacción estática suelo-estructura.

Por lo tanto, el propósito de la interacción estática suelo-estructura es llevar a cabo un análisis estructural tomando en cuenta el efecto de la rigidez del terreno de cimentación. La interacción suelo-estructura proporciona los diagramas de hundimientos diferenciales y de reacción del terreno de cimentación (véanse las fig. 11 y 12), lo que permite determinar los diagramas de momento flexionante y fuerza cortante en la estructura de cimentación, considerando la influencia de la rigidez del suelo de cimentación, lo que conduce a un diseño racional de dicha subestructura. Algunos procedimientos de interacción consideran también el efecto de la superestructura, con lo que se conoce además el efecto de la rigidez del terreno en los elementos mecánicos de toda la estructura.

En este trabajo se presenta una breve descripción de los métodos de interacción estática que se han desarrollado hasta la fecha en la república Mexicana, así como algunas de sus aplicaciones: El lector que tenga interés en estudiar al detalle uno de los procedimientos de interacción puede consultar las referencias que se incluyen al final del texto.

Las características de la compresibilidad de los sedimentos del subsuelo de la ciudad de México ha dado lugar a que se desarrollen un buen número de métodos de interacción

suelo-estructura, teniendo la mayoría de ellos una buena dosis de mérito. Se puede afirmar que nuestro país es inclusive uno de los pioneros en este campo de estudio.

En el inciso 2 se trata el problema de la interacción suelo estructura en cimentaciones someras, mientras que en el inciso 3 contiene algunas técnicas para cimentaciones profundas. En el inciso 4 se comenta sobre la importancia de considerar en la forma más realista posible las propiedades mecánicas a los materiales de estructura y terreno de cimentación. El inciso 5 trata de ciertas aplicaciones de la interacción estática suelo-estructura. Finalmente, en el inciso 6 se presentan las conclusiones de este trabajo.

Cabe aclarar que no en todas las cimentaciones surge el problema de considerar la rigidez del suelo. Por ejemplo, para niveles de carga medianos y suelos muy rígidos, los hundimientos del suelo son muy pequeños y no se requiere tomarlos en cuenta en el análisis estructural. En el diseño estructural de zapatas de dimensiones usuales, la diferencia entre una reacción uniforme y la reacción real es pequeña y queda cubierta por los factores de seguridad empleados para el diseño estructural. En consecuencia, la interacción se aplica sobre todo a estructuras cimentadas sobre suelos de mediana a alta compresibilidad, en los que los asentamientos diferenciales tienen importancia en el comportamiento de dichas estructuras..

2. INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN CIMENTACIONES SOMERAS

2.1 Métodos de interacción suelo-estructura

Existen varios métodos para llevar a cabo la interacción estática suelo-estructura. A continuación describimos brevemente algunos de ellos.

En 1956, Samuel Chamecki, profesor de ingeniería estructural de la Universidad de Paraná, en Brasil, presenta uno de los primeros procedimientos para tomar en cuenta en forma racional la interacción suelo-estructura, aplicable a vigas y a marcos estructurales (Chamecki, 1956). Trata el caso de una viga con tres apoyos, desplantada en un suelo con estrato de arcilla compresible, resuelve el problema utilizando unos coeficientes de transferencia de carga (que equivalen a la matriz de rigideces de la estructura) en la viga, y considerando una arcilla normalmente consolidada, en la que se conoce su índice de compresibilidad. Estableciendo la compatibilidad de deformaciones entre viga y suelo, resuelve el problema en forma explícita. A continuación trata el caso de marcos estructurales, y debido a que las relaciones esfuerzo-deformación unitaria en los suelos son no lineales, propone un procedimiento iterativo para la solución del problema, usando los coeficientes de transferencia de carga en la estructura y calculando los hundimientos del suelo por procedimientos usuales. Los valores de los asentamientos en las aproximaciones sucesivas oscilan alrededor de un valor medio y tienden a él. Para evitar un gran número de iteraciones, se aplica una corrección después de la primera iteración, calculando las cargas en las columnas con un promedio de los asentamientos obtenidos. En la mayoría de los casos prácticos no hay necesidad de correcciones adicionales para alcanzar la convergencia del procedimiento (Chamecki, 1956).

Otro procedimiento es el de flores Victoria (1968), en el que para resolver el problema de la interacción suelo-estructura se establece la siguiente ecuación matricula.

$$\underline{K} \underline{\delta} = \underline{P} + \underline{E}_c \underline{P}_c - \underline{E} \underline{Q} \quad (1)$$

donde:

\underline{K} = matriz rigidez del conjunto superestructura cimentación.

$\underline{\delta}$ = vector de asentamientos de los nudos de la cimentación, los cuales deben ser iguales a los de las bases de las columnas inferiores de la superestructura.

\underline{E}_c = matriz de transmisión de peso propio de trabes a cargas en nudos.

\underline{P}_c = cargas debidas al peso propio de trabes.

\underline{E} = matriz de transmisión de cargas del suelo a los nudos de la cimentación.

\underline{Q} = cargas que la cimentación aplica al suelo.

Los movimientos del suelo están dados por

$$\underline{F}_s \underline{Q}_s = \underline{\delta}_s \quad (2)$$

donde:

\underline{Q}_s = cargas aplicadas al suelo.

\underline{F}_s = matriz de flexibilidad del suelo, que es función no lineal de \underline{Q}_s

$\underline{\delta}_s$ = vector de movimientos verticales de la superficie del suelo.

Suponiendo que la cimentación no se despegga del suelo, las cargas \underline{Q} sobre la cimentación deben ser iguales a las cargas \underline{Q}_s . Los hundimientos $\underline{\delta}$ de la cimentación deben ser iguales a los del suelo, por lo que la ec. 2 puede escribirse

$$\underline{F}_s \underline{Q} = \underline{\delta}$$

En la superestructura y cimentación de la ec. 1 debe tenerse

$$\underline{K} \underline{\delta} = \underline{P}_T - \underline{E} \underline{Q} \quad (3)$$

donde

$$\underline{P}_T = \underline{P} + \underline{E}_c \underline{P}_c$$

Son las cargas del edificio sobre los nudos de la cimentación, junto con su peso propio. Las ecs. 2 y 3 dan un planteamiento que en forma directa permite obtener como solución los asentamientos $\underline{\delta}$ del suelo y cimentación juntos, así como las fuerzas de contacto \underline{Q} . Para ello se requieren como datos las matrices \underline{K} y \underline{E} , y el vector \underline{P}_T , junto con las propiedades del suelo, localización y tamaño de las áreas rectangulares asociadas a

cada \underline{Q} . Para conocer momentos, cortantes, fuerzas normales en columnas, etc, faltará calcular el efecto que producen $\underline{\delta}$ y \underline{Q} en el edificio y sumarlo con el efecto de las cargas verticales \underline{P} y \underline{P}_c .

La solución del problema se lleva a cabo sustituyendo la ec. 2 en la ec. 3

$$\underline{K E_s Q} = \underline{P}_T - \underline{E Q}$$

de donde

$$(\underline{E} + \underline{K E_s}) \underline{Q} = \underline{P}_T$$

Finalmente

$$\underline{Q} = (\underline{E} + \underline{K E_s})^{-1} \underline{P}_T$$

Conociendo \underline{Q} , con la ec. 2 se obtiene $\underline{\delta}$. No es posible despejar $\underline{\delta}$ de la ec 3 porque no existe la inversa de \underline{K} .

Flores Victoria señala que la matriz \underline{E}_s es función no lineal de \underline{Q} , lo que no permite resolver el problema directamente, sino que se requiere acudir a métodos iterativos.

Operando con las ecuaciones matriciales anteriores, el método iterativo tiene la interpretación física de aplicar una distribución de presiones al suelo $Q^{(n)}$, y calcular asentamientos del suelo, con esos asentamientos determinar el estado de cargas que deben tener la estructura como reacción del suelo. Esa reacción se vuelve a aplicar al suelo, y así sucesivamente, hasta lograr la convergencia; esta interpretación es debida a Chamocki (1956).

De acuerdo con Flores Victoria (1968), este procedimiento es divergente para suelos compresibles, como el de la Ciudad de México, o para cimentaciones excesivamente rígidas. Esto lleva a usar un criterio de interpolación para lograr y acelerar la convergencia, el cual se basa en el concepto físico de permitir que $Q^{(n)}$ se modifique en un porcentaje razonable en cada ciclo, y difiera de $Q^{(n-1)}$.

El método de Flores Victoria se aplica con un programa de computadora, el cual proporciona los elementos mecánicos correspondientes.

En un trabajo posterior (Flores Victoria y Esteva, 1970) presentan además un procedimiento simplificado en el que se considera lo siguiente:

- El suelo es un medio elástico lineal semiinfinito.
- Cimentación rectangular con una red ortogonal de trabes
- No se toma en cuenta la rigidez de la superestructura

Para las condiciones mencionadas, y empleando valores normalizados, los autores proporcionan los valores de los asentamientos de la estructura y de las reacciones del terreno sobre la misma. Estos resultados los presentan en forma tabular.

Los resultados del trabajo de Flores Victoria y Esteva (1970) son los que se emplean en las Normas Técnicas complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del

Reglamento de construcciones para el Distrito Federal de 1976 y el manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de electricidad de 1980. Sin embargo, en las primeras no se incluye el calculo de la magnitud de las reacciones del suelo de cimentación.

Para tomar en cuenta el comportamiento no lineal del suelo, Damy et al (1977) presentan un método incremental, que consiste en suponer que el vector de cargas se aplica gradualmente al conjunto en incrementos, siendo los incrementos suficientemente pequeños para que el sistema responda linealmente, con rigideces iguales a los valores tangentes que corresponden al estado de esfuerzos existentes al iniciar la aplicación de los incrementos. Al aplicar el último incremento deben satisfacerse las ecuaciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones entre estructuras y suelo.

Por su parte, Esteva et al (1977) proponen dos procedimientos de interacción. El primero es a base de aproximaciones sucesivas, y consiste en suponer inicialmente que al distribución de presiones en el terreno es igual a la de las cargas aplicadas sobre el sistema estructural; con las reacciones y la correspondiente matriz secante de flexibilidades del suelo se obtiene una estimación de los desplazamientos del suelo, y una estimación de las deformaciones de la estructura, empleando matrices secantes de rigideces de la estructura y de flexibilidades del suelo. El proceso se repite un número de veces tal que los valores de los desplazamientos del suelo sean suficientemente parecidos en dos estimaciones sucesivas. El segundo método es un procedimiento incremental aproximado, que consiste en aplicar gradualmente la carga total en incrementos; en cada incremento se efectúa un ciclo semejante al del procedimiento de aproximaciones comentado ante, el resultado de dicho ciclo iterativo se toma como punto de partida para la aplicación de otro incremento de carga. Los autores proponen dos criterios alternativos: en el primero se logra el equilibrio al final de cada ciclo, pero no se logra la compatibilidad entre las deformaciones de la estructura y las del suelo; en el segundo se alcanza dicha compatibilidad, pero a costa de un desequilibrio. Por lo anterior, en ambos casos debe hacerse una corrección en el siguiente ciclo (Esteva et al , 1977).

El Dr. Leonardo Zeevaert (1973, 1980, 1983) ha trabajado profusamente en el desarrollo de métodos de interacción suelo-estructura. El método que utiliza consiste en formar la ecuación matricial de asentamientos o hundimientos (EMA), que relaciona los asentamientos del suelo en función de cargas aplicadas en la superficie:

$$\underline{\delta} = \underline{D} \underline{q}$$

donde.

$\underline{\delta}$ = vector de asentamientos en le contacto cimentación suelo.

\underline{D} =matriz de asentamientos ocasionados por presiones unitarias.

\underline{q} = vector de cargas aplicadas en el contacto cimentación-suelo.

Para la formación de la matriz \underline{D} se emplea el concepto de valor de influencia, que es el esfuerzo ocasionado por una presión unitaria en la superficie, lo que facilita de manera importante la determinación de los elementos de la matriz \underline{D} .

A continuación se forma la ecuación matricial de interacción (EMI 9), que relaciona las deformaciones de la estructura con las cargas que le transmite el suelo:

$$\underline{S} \underline{X} = \underline{\Delta}$$

donde:

\underline{S} = matriz de flexibilidades del suelo

\underline{X} = vector de cargas del suelo sobre la estructura

$\underline{\Delta}$ = vector de deformaciones de la estructura

La interacción de la estructura de cimentación con el suelo depende del valor de módulo de cimentación por área tributaria K , definido como el cociente de la carga sobre el suelo (en unidades de fuerza) entre la deformación que produce. Debe notarse en la ecuación EMI que los valores del vector de deformaciones de la estructura $\underline{\Delta}$ son función del módulo K por área tributaria (Zeevaert 1980). Si los valores de k fuesen independientes entre si, la ecuación matricial EMI daría los resultados definitivos de las reacciones incógnitas. Sin embargo, la hipótesis anterior no es exacta porque la masa del suelo debe considerarse como un medio continuo, donde los valores de K_i para los diferentes puntos considerados no son independientes entre si y dependen de la distribución de esfuerzos de contacto con la estructura de cimentación. La interacción correcta entre la estructura de cimentación y la masa del suelo se obtiene utilizando las reacciones X_i obtenidas por EMI, en la ecuación matricial de hundimientos EMA, obteniéndose los desplazamientos verticales δ_i , que proporcionan valores del módulo de cimentación iguales a los usados en la ecuación matricial de interacción EMI, $K_i = X_i / \delta_i$. Si los valores encontrados en esta forma no concuerdan con los utilizados inicialmente, no se tendrá la interacción correcta, ya que los módulos de cimentación no fueron correctamente elegidos, por lo cual será necesario utilizar la ecuación matricial EMA para conciliar este problema: Así pues, se deduce que las ecuaciones matriciales EMA y EMI quedan ligadas por los valores de K_i , los cuales son únicos para la solución de cada problema en particular y dependen de la distribución de las reacciones del suelo sobre la estructura de cimentación, rigidez de ésta y la de posición de las cargas que actúan sobre ella (Zeevaert, 1980).

Es posible hallar una matriz única de interacción para resolver el problema sin realizar iteraciones y obtener los resultados más precisos (Zeevaert, 1983). La nueva ecuación matricial se denomina ecuación matricial de interacción suelo-estructura (EMISE), mediante el empleo de la cual no se necesitan iteraciones para resolver el problema de interacción.

El procedimiento de Zeevaert (1980) se puede aplicar a cimentaciones compensadas, tomando en cuenta el efecto de las condiciones hidráulica en la interacción suelo-estructura.

Otro procedimiento de interacción estática suelo-estructura es el que propone Deméneghi (1979,1983, 1985), el cual considera a las reacciones del terreno como un sistema de cargas sobre la estructura, asemejándolas durante el proceso de análisis como incógnitas. El análisis estructural se lleva a cabo empleando el método de rigideces, pero el problema no se puede resolver en esta etapa porque sobran incógnitas, ya que se están agregando al vector de cargas las reacciones del suelo que no se conocen: las ecuaciones faltantes las proporciona el análisis de hundimientos del

terreno de cimentación, en el que se obtienen las deformaciones del suelo en función de las cargas sobre el mismo (estas cargas son iguales y de sentido contrario a las reacciones del suelo sobre la estructura, por la tercera ley de Newton), en esta etapa se hace uso del concepto de valores de influencia de Zeevaert (1980), lo que facilita la determinación de los hundimientos del suelo en función de las cargas sobre el mismo (recuérdese que las cargas sobre el suelo no se conocen). Las deformaciones del suelo se sustituyen en las ecuaciones obtenidas inicialmente con el método de rigideces, lo que permite resolver el problema en forma directa, sin necesidad de iteraciones. Con este procedimiento se obtienen los diagramas de deformaciones y de reacciones del suelo, en el contacto entre este y la estructura de cimentación. Este procedimiento tiene la ventaja de que se puede tomar en cuenta el número de pisos que se desee de la superestructura, así como de que se puede programar en una computadora con relativa facilidad.

El método de Sánchez Martínez y Enríquez (1982) se emplea en cimentaciones someras y consiste en realizar un análisis del conjunto suelo-estructura como un sistema estructural único que se resuelve utilizando el método general de las rigideces. Cabe aclarar que es un método no iterativo.

El procedimiento consiste en considerar al suelo sustituido por una serie de resortes, en los que el módulo de reacción o la constante de cada resorte depende de toda la masa del suelo, es decir, no se consideran los resortes independientes entre si, como se verá más adelante.

Se establece primero la matriz de rigideces de la estructura a partir de I de sus miembros.

Las reacciones del suelo se toman en cuenta a través de resortes que se conectan con la cimentación de la estructura.

A continuación se obtiene la matriz de rigideces del suelo. Esta se determina dando desplazamientos verticales con valor unitario a cada uno de los resortes que lo idealizan y calculando las fuerzas que aparecen por este efecto en todos ellos. Al dar un desplazamiento unitario en un resorte aparecen fuerzas no solo en el propio resorte, sino también en todos los demás, ya que ellos deben considerarse ligados de alguna forma por pertenecer a un medio continuo. Lo mismo sucede al aplicar sucesivamente desplazamientos unitarios en los demás resortes. El cálculo de la matriz de rigideces del suelo es en general laborioso y algo complicado; sin embargo, se puede determinar dicha matriz en forma indirecta, teniendo en cuenta que la matriz de rigideces es la inversa de la de flexibilidades.

Las expresiones generales que se usan son:

$$\underline{\delta} = \underline{S}_T^{-1} \underline{A} \quad (4)$$

donde:

$$\underline{\delta} = \text{vector de desplazamientos desconocidos}$$

\underline{A} = vector de acciones

\underline{S}_T^{-1} = Inversa de la matriz de rigideces del sistema

Además

$$\underline{S}_T = \underline{S}_E + \underline{S}_S$$

siendo

\underline{S}_E = matriz de rigideces de la estructura

\underline{S}_S = matriz de rigideces del suelo

La matriz de rigideces se obtiene en función de las de sus i miembros, como es usual en el análisis estructural usando computadoras.

La matriz de flexibilidades del suelo puede calcularse fácilmente determinando los hundimientos del terreno debidos a la aplicación de fuerzas unitarias: Sánchez Martínez y Enriquez emplean el procedimiento de Zeevaert (1980) para alcanzar este propósito. Llamando \underline{F}_S a la matriz de flexibilidades, la matriz de rigideces del suelo vale

$$\underline{S}_S = \underline{F}_S^{-1}$$

La matriz global del sistema estructura-suelo vale

$$\underline{S}_T = \underline{S}_E + \underline{S}_S$$

Aplicando la ec 4 se determinan los desplazamientos de la estructura y del suelo.

Los elementos mecánicos en los miembros se hallan a partir de sus matrices de rigidez, mientras que las fuerzas en el suelo se obtienen empleando la matriz de rigideces del suelo.

Para utilizar el procedimiento anterior los autores han desarrollado un programa de computadora.

El método Sánchez Martínez y Enriquez es general, como lo es el método de las rigideces del análisis estructural en que se basa. Se puede considerar no solo la estructura de cimentación, sino también la superestructura total del edificio, sin más limitaciones que la capacidad de la computadora que se emplee.

También el procedimiento se puede aplicar a la solución de estructuras de retículas de cimentación, constituidas por trabes horizontales en dos sentidos perpendiculares: el área de cimentación se divide en una serie de áreas tributarias que corresponden a las columnas y se considera en el centro de cada una de ellas los resortes que idealizan al terreno, y con cuyo comportamiento se establece la matriz de flexibilidades del suelo.

Los autores comentan que el problema podría atacarse utilizando algunos de los programas conocidos de análisis estructural, tomando del programa la matriz de rigideces de la estructura en estudio, modificándola para incluir los términos que

representan el comportamiento del suelo e insertando nuevamente en el programa la matriz corregida.

Una propuesta de colaboración geotecnista estructurista en el cálculo de interacción suelo-estructura es la que presentan Ellsteiny Granados (1988), que deja a cada especialista la labor que le corresponde. El ingeniero de geotecnia obtiene la matriz de deformaciones del suelo en función de las características geométricas del proyecto y de un vector cualquiera de cargas bajadas por las columnas; la matriz de influencias en el suelo es invariable, así como el conjunto de curvas de compresibilidad; al variar el vector de cargas cambian los asentamientos, pero el nuevo cálculo se lleva a cabo con las mismas matrices de características del subsuelo. La estructura se representa mediante una parrilla de contratrabes, con las cargas y reacciones perpendiculares a su plano; su rigidez es la propia de las contratrabes de la subestructura, más un cierto incremento calculado o estimado de la contribución de la estructura a tal rigidez. Se conocen las cargas en las columnas y con ellas se calculan los asentamientos S_i del suelo, suponiendo una rigidez nula de la estructura, de tal manera que pueden calcularse las constantes K_i de unos resortes virtuales localizados bajo los nudos de la parrilla; estos resortes son de Winkler en apariencia, pero en realidad están relacionados entre sí al tomar en cuenta la influencia de los asentamientos del suelo en los valores de K_i . Con la ayuda de un programa de computadora se aplican las cargas sobre la estructura, colocándose los resortes virtuales bajo los nudos para proveer las reacciones. El análisis arroja como resultado las fuerzas en los resortes contra los nudos, R_i , y sus deformaciones s_i ; se especifica la diferencia máxima permisible entre s_i (suelo) y s_i (resorte), por ejemplo 5%; si no se cumple esta diferencia, hay que calcular nuevos asentamientos s_i , utilizando un nuevo vector de presiones determinado con los valores de las reacciones R_i y con ellos establecer los nuevos valores de las constantes K_i , iterando para obtener las nuevas deformaciones de los resortes s_i , y así hallar las diferencias $s_i - s_i$. El proceso debe ser rápidamente convergente para la mayoría de los casos, obteniéndose finalmente la configuración real de asentamientos por efecto de la rigidez de la estructura. El geotecnista proporciona al estructurista los archivos de datos con las matrices de propiedades del suelo y coeficientes de influencia, para que éste pueda llevar a cabo las iteraciones necesarias entre estructura y suelo (Ellstein y Granados, 1989).

Un enfoque novedoso que trata la interacción suelo-estructura en sus etapas de análisis y diseño (Moreno, 1990) comprende una serie de opciones como considerar las características del suelo a partir del módulo de cimentación, características de la estructura, determinación de los elementos mecánicos (deflexiones, momento flexionante, giros, fuerza cortante Q , presentando éstos en forma de gráficas en pantalla o en impresora a escala. La ventaja de este enfoque es que se simplifica la presentación de resultados, y que comprende en forma integral las etapas de análisis y diseño de la estructura de cimentación, ahorrando considerable tiempo al ingeniero que realiza el cálculo correspondiente (Moreno, 1990)

La interacción suelo-estructura se puede atacar utilizando el método del elemento finito (Zienkiewicz , 1977) en el terreno de cimentación. El inconveniente de esta técnica es que es muy alto, y usualmente se requiere el uso de computadoras de gran capacidad.

2.2. Interacción suelo-estructura considerando el asentamiento y el giro de zapatas aisladas.

El método de rigideces del análisis estructural establece que se debe satisfacer el equilibrio de momentos flexionantes en los nudos y el equilibrio de fuerzas cortantes en los ejes de las barras de la estructura. Esta condición se puede poner en forma matricial de la siguiente forma

$$\underline{K} \underline{\delta} + \underline{P}_0 + \underline{P}_c = 0 \quad (5)$$

El significado de las cantidades de la ec 5 se presenta en los siguientes párrafos.

\underline{K} es la matriz de rigideces de la estructura, dada por la suma de las matrices de rigidez de cada una de las barras, es decir

$$\underline{K} = \sum \underline{K}_i \quad (6)$$

donde \underline{K}_i es la matriz de rigidez de cada barra. A manera de ejemplo, en una barra con apoyos continuos (fig. 1), la matriz de rigidez vale

$$\underline{K}_i = \begin{matrix} & \begin{matrix} \theta_p & \theta_q & \delta_r & \delta_s \end{matrix} \\ \begin{bmatrix} 4EI/L & 2EI/L & -6EI/L^2 & 6EI/L^2 \\ 2EI/L & 4EI/L & -6EI/L^2 & 6EI/L^2 \\ -6EI/L^2 & -6EI/L^2 & 12EI/L^3 & -12EI/L^3 \\ 6EI/L^2 & 6EI/L^2 & -12EI/L^3 & 12EI/L^3 \end{bmatrix} & \begin{matrix} \theta_p \\ \theta_q \\ \delta_r \\ \delta_s \end{matrix} \end{matrix} \quad (7)$$

$\underline{\delta}$ es el vector de desplazamientos de la estructura, y esta formado por los desplazamientos angulares (giros) de los nudos de la estructura y los desplazamientos lineales de los ejes de la estructura.

\underline{P}_0 es el vector de carga de empotramiento, formado por los momentos y cortantes de empotramiento que transmiten las barras sobre los nudos de la estructura.

\underline{P}_c es el vector de cargas externas concentradas, formado por los momentos concentrados sobre los nudos de la estructura y las fuerzas concentradas que actúan sobre los ejes de la estructura.

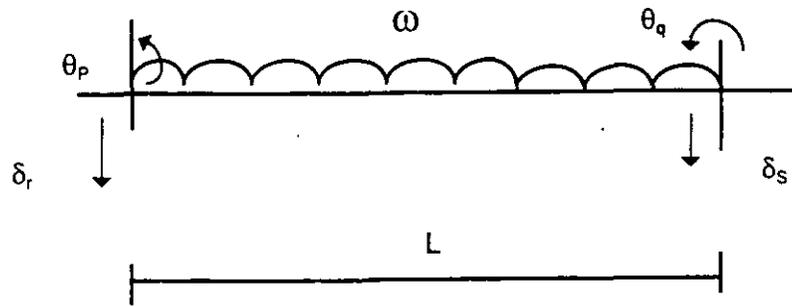


FIG.1 GRADOS DE LIBERTAD DE UNA BARRA

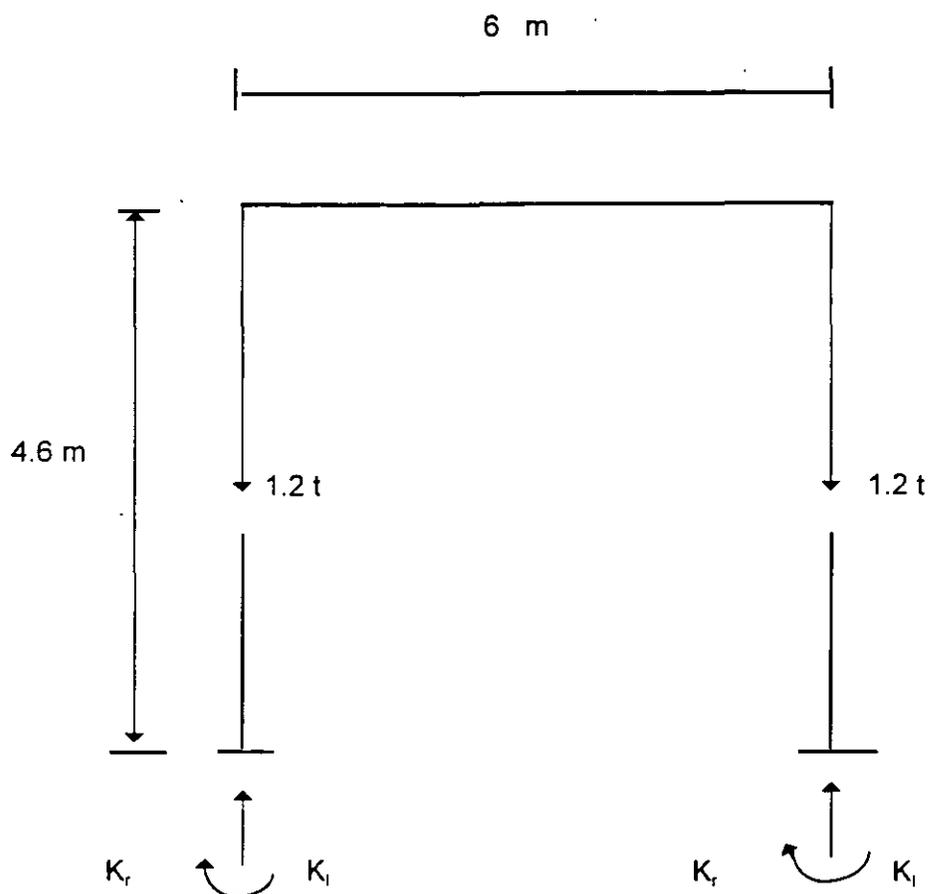


FIG 2 CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA

Cuando una estructura a base de zapatas aisladas sufre desplazamientos debidos a la deformabilidad del terreno de cimentación se generan en la cimentación acciones que se pueden determinar usando los conceptos rigidez angular K_r y rigidez lineal K_l del terreno de cimentación. Se define la rigidez angular como el cociente del momento M que actúa sobre una zapata y el giro en radianes θ que sufre esta zapata:

$$K_r = M / \theta \quad (8)$$

La rigidez lineal se define como el cociente entre la carga vertical Q que actúa sobre una zapata y el desplazamiento vertical δ que sufre la zapata:

$$K_l = Q / \delta \quad (9)$$

Los valores de K_r y K_l dependen de las propiedades de deformación del suelo.

De las ecs 8 y 9 se obtienen en el momento y la carga vertical debidas a la reacción del suelo sobre la estructura:

$$M = K_r \theta \quad (10)$$

$$Q = K_l \theta \quad (11)$$

Conociendo los valores de K_r y K_l de un suelo, se pueden calcular los giros y los desplazamientos verticales que sufre una estructura cimentada sobre zapatas aisladas, si a la deformabilidad del terreno se pueden incorporar, con relativa facilidad, en el vector de cargas concentradas sobre la estructura \underline{P}_c .

Este procedimiento lo vamos a ilustrar mediante un ejemplo muy sencillo, como el mostrado en la fig 2, en el que vemos que las cargas sobre la estructura son la repartida de 1.54 t/m, las concentradas sobre las columnas de 1.2 t y las debidas a la rigidez angular y lineal de las zapatas de cimentación. En la estructura:

| | |
|------------------------------------|------------------------------|
| Módulo de elasticidad del concreto | 2 214 000 t / m ² |
| Momento de inercia de las columnas | 0.000675 m ⁴ |
| Momento de inercia de las trabes | 0.0054 m ⁴ |

En el terreno de cimentación

$$K_l = 1880 \text{ t / m} \quad K_r = 720 \text{ t.m / rad}$$

A continuación presentamos el análisis detallado de la estructura.

Iniciamos numerando las barras y los grados de libertad de la estructura, los cuales se muestran en la fig 3. Las cargas sobre la estructura, correspondientes a los grados de libertad definidos, se aprecian en la fig 4. Con estos datos podemos formar las cantidades que aparecen en la ecuación matricial 5.

a) Vector de desplazamientos

El vector de desplazamientos vale (fig 3)

$$\underline{\delta} = \begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \theta_3 \\ \theta_4 \\ \theta_5 \\ \theta_6 \end{Bmatrix}$$

b) Matriz de rigideces

para formar la matriz de rigideces de la estructura usamos la ec 6. Empezamos por visualizar los grados de libertad de cada barra

| Barra | θ_p | θ_q | δ_r | δ_s |
|-------|------------|------------|------------|------------|
| 1 | θ_5 | θ_3 | - | - |
| 2 | θ_6 | θ_4 | - | - |
| 3 | θ_5 | θ_6 | δ_1 | δ_2 |

A continuación, aplicando la ec 6 formamos la matriz de rigidez de cada barra:

$$\underline{K}_1 = \begin{bmatrix} \theta_5 & \theta_3 \\ 1299.52 & 649.76 \\ 649.76 & 1299.52 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_5 \\ \theta_3 \end{matrix}$$

$$\underline{K}_2 = \begin{bmatrix} \theta_6 & \theta_4 \\ 1299.52 & 649.76 \\ 649.76 & 1299.52 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_6 \\ \theta_4 \end{matrix}$$

$$\underline{K}_3 = \begin{bmatrix} \theta_5 & \theta_6 & \delta_1 & \delta_2 \\ 7970.4 & 3985.2 & -1992.6 & 1992.6 \\ 3985.2 & 7970.4 & -1992.6 & 1992.6 \\ -1992.6 & -1992.6 & 664.2 & -664.2 \\ 1992.6 & 1992.6 & -664.2 & 664.2 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_5 \\ \theta_6 \\ \delta_1 \\ \delta_2 \end{matrix}$$

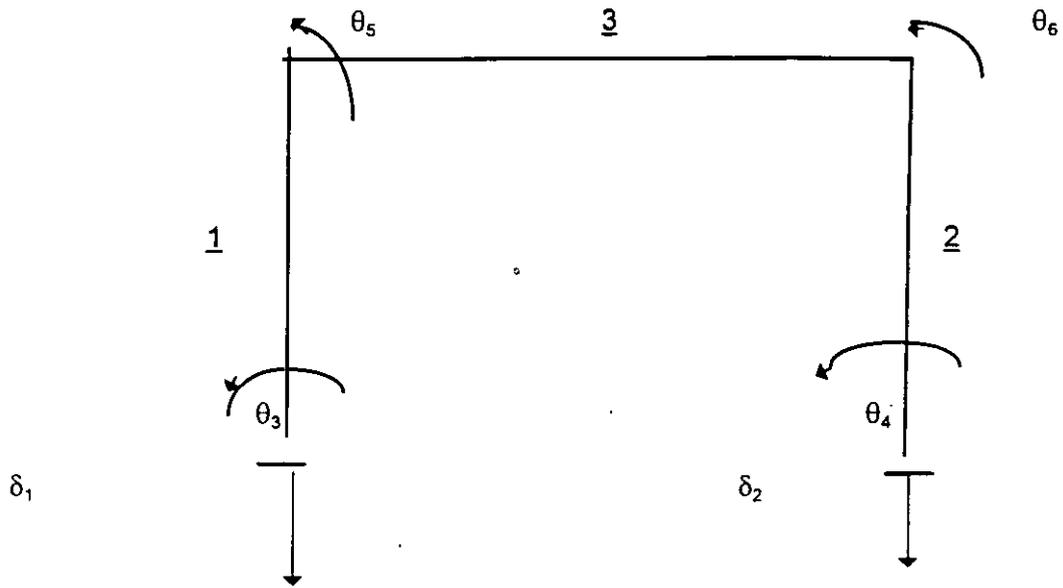


FIG 3 NUMERACION Y GRADOS DE LIBERTAD DE LA ESTRUCTURA

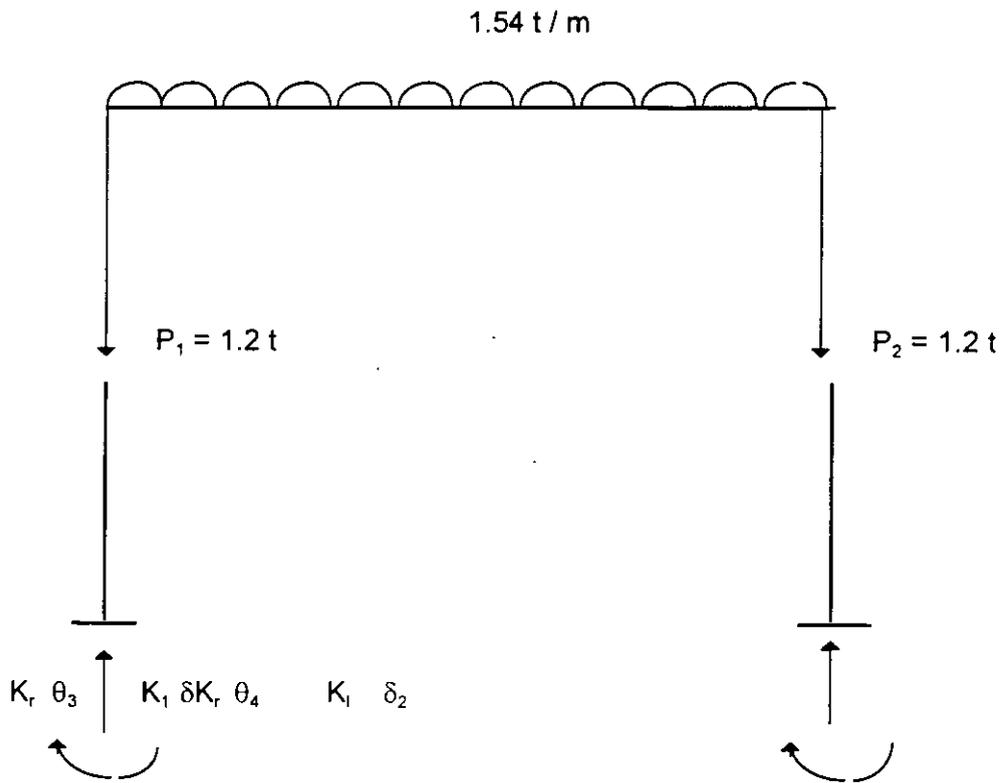


FIG 4 SISTEMA DE CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA

$$K = \Sigma K_i = K_1 + K_2 + K_3$$

$$K = \begin{matrix} & \delta_1 & \delta_2 & \theta_3 & \theta_4 & \theta_5 & \theta_6 \\ \begin{matrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \theta_3 \\ \theta_4 \\ \theta_5 \\ \theta_6 \end{matrix} & \begin{bmatrix} 664.2 & -664.2 & 0 & 0 & -1992.6 & -1992.6 \\ -664.2 & 664.2 & 0 & 0 & 1992.6 & 1992.6 \\ 0 & 0 & 1299.52 & 0 & 649.76 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1299.52 & 0 & 649.76 \\ -1992.6 & 1992.6 & 649.76 & 0 & 9269.92 & 3985.2 \\ -1992.6 & 1992.6 & 0 & 649.76 & 3985.2 & 9269.92 \end{bmatrix} \end{matrix}$$

c) Vector de cargas de empotramiento

$$P_c = \begin{bmatrix} -wL/2 \\ -wL/2 \\ 0 \\ 0 \\ wL^2/12 \\ -wL^2/12 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -4.62 \\ -4.62 \\ 0 \\ 0 \\ 4.62 \\ -4.62 \end{bmatrix}$$

d) Vector de cargas concentradas

$$P_c = \begin{bmatrix} -1.2 + 1880 \delta_1 \\ -1.2 + 1880 \delta_2 \\ 720 \theta_3 \\ 720 \theta_4 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Sustituyendo valores en la ec 5

$$664.2 \delta_1 - 664.2 \delta_2 - 1992.6 \theta_5 - 1992.6 \theta_6 - 4.62 - 1.2 + 1880 \delta_1 = 0$$

$$-664.2 \delta_1 + 664.2 \delta_2 + 1992.6 \theta_5 - 1992.6 \theta_6 - 4.62 - 1.2 + 1880 \delta_2 = 0$$

$$1299.52 \theta_3 + 649.76 \theta_5 + 0 + 720 \theta_3 = 0$$

$$1299.52 \theta_4 + 649.76 \theta_6 + 0 + 720 \theta_4 = 0$$

$$-1992.6 \delta_1 + 1992.6 \delta_2 + 649.76 \theta_3 + 9269.92 \theta_5 + 3985.2 \theta_6 + 4.62 + 0 = 0$$

$$-1992.6 \delta_1 + 1992.6 \delta_2 + 649.76 \theta_4 + 3985.2 \theta_5 + 9269.92 \theta_6 - 4.62 + 0 = 0$$

Por simetría

$$\delta_1 = \delta_2, \theta_3 = -\theta_4, \theta_5 = -\theta_6$$

Por lo tanto

$$\begin{aligned} -5.82 + 1880 \delta_1 &= 0 \\ 2019.52 \theta_3 + 649.76 \theta_5 &= 0 \\ 649.76 \theta_3 + 5284.72 \theta_5 + 4.62 &= 0 \end{aligned}$$

Resolviendo el sistema

$$\begin{aligned} \delta_1 &= 0.003096 \text{ m} \\ \theta_3 &= 0.0002929 \\ \theta_5 &= -0.0009102 \end{aligned}$$

El momento que llega a la cimentación se puede obtener multiplicando el giro respectivo por su rigidez angular

$$M_3 = K_r \theta_3 = 720 (0.0002929) = 0.211 \text{ t.m}$$

La carga vertical sobre la zapata es igual al desplazamiento vertical por la rigidez lineal

$$P_1 = K_l \delta_1 = 1880 (0.003096) = 5.82 \text{ t}$$

También se pueden hallar las acciones que transmite la estructura a la zapata, empleando las siguientes expresiones, que proporcionan los elementos mecánicos que transmite una barra sobre el nudo

$$M_p = M_{sp} + 4 EI \theta_p / L + 2 EI \theta_q / L - 6 EI \delta_r / L^2 + 6 EI \delta_s / L^2 \quad (12)$$

$$M_q = M_{sq} + 2 EI \theta_p / L + 4 EI \theta_q / L - 6 EI \delta_r / L^2 + 6 EI \delta_s / L^2 \quad (13)$$

$$V_r = V_{er} - 6 EI \theta_p / L^2 - 6 EI \theta_q / L^2 + 12 EI \delta_r / L^3 - 12 EI \delta_s / L^3 \quad (14)$$

$$V_s = V_{es} + 6 EI \theta_p / L^2 + 6 EI \theta_q / L^2 - 12 EI \delta_r / L^3 + 12 EI \delta_s / L^3 \quad (15)$$

donde M_{ep} , M_{eq} y V_{es} son los momentos y cortantes de empotramiento de barra sobre nudo.

Sustituyendo valores en las expresiones anteriores, para la barra 1 se halla el momento sobre la zapata (ec 13)

$$M_q = M_B = -0.211 \text{ t.m}$$

Con la barra 3 se obtiene el cortante sobre el nudo de la izquierda V_1 (14)

$$V_1 = 4.62 \text{ t}$$

La carga vertical sobre la zapata será la suma del cortante anterior y de la carga concentrada de 1.2 t. En consecuencia, la carga vertical sobre la zapata vale

$$\Sigma Q = 5.82 \text{ t}$$

El momento y la carga vertical sobre la zapata se emplean para la revisión de estabilidad por mecánica de suelos y para el diseño estructural de la zapata.

3 INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN CIMENTACIONES PROFUNDAS

3.1 Cimentaciones profundas sometidas a cargas verticales

Para el caso de cimentaciones profundas Zeevaert (1980) trata los dos siguientes casos:

- I. Cimentaciones en que la punta de los pilotes o pilas queda firmemente apoyada en un depósito de muy baja compresibilidad y gran espesor (fig 5).
- II. Cimentaciones en que la punta de los pilotes o pilas queda firmemente apoyada en un estrato resistente de espesor limitado de baja compresibilidad, pero bajo el cual se localizan estratos compresibles (fig 6).

El caso I se puede resolver considerando que cada pilote tiene un módulo de reacción K_i constante e independiente de los demás pilotes. Así, el problema se reduce al de una cimentación apoyada sobre resortes (uno por cada pilote), en que la constante de cada resorte es independiente del resto de los resortes. Además, si todos los pilotes tienen la misma sección y longitud, su número es igual en cada línea, y se considera un valor del módulo de deformación constante para el estrato resistente de apoyo de la punta de los pilotes, entonces K_i es igual para todos los pilotes (Zeevaert, 1980).

Cuando existe un depósito compresible subyaciendo al estrato resistente de apoyo (caso II. Fig 6), el valor de K_i no se puede considerar constante para cualquier punto, ya que en este caso interviene la deformación de los estratos compresibles que suprayacen al estrato resistente donde apoyan los pilotes. Por lo tanto, será necesario emplear el procedimiento indicado en el inciso 2.1, es decir, determinar las ecuaciones matriciales EMA y EMI, con la consideración adicional de que el módulo de cimentación K_i hay que tomar en cuenta la deformación del estrato de apoyo del pilote (Zeevaert, 1980)

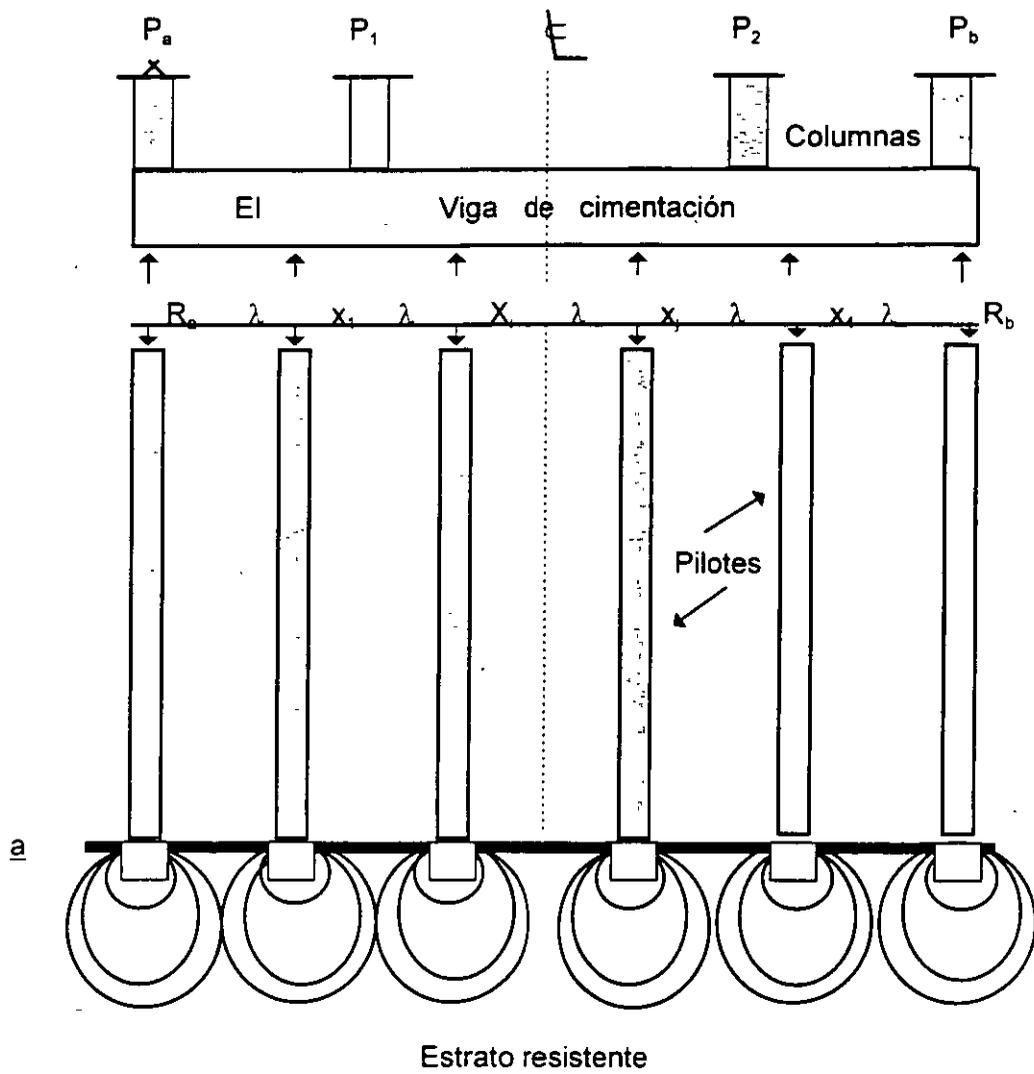


FIG 5 CIMENTACION CON PILOTES. CASO I
(ZEEVAERT, 1980)

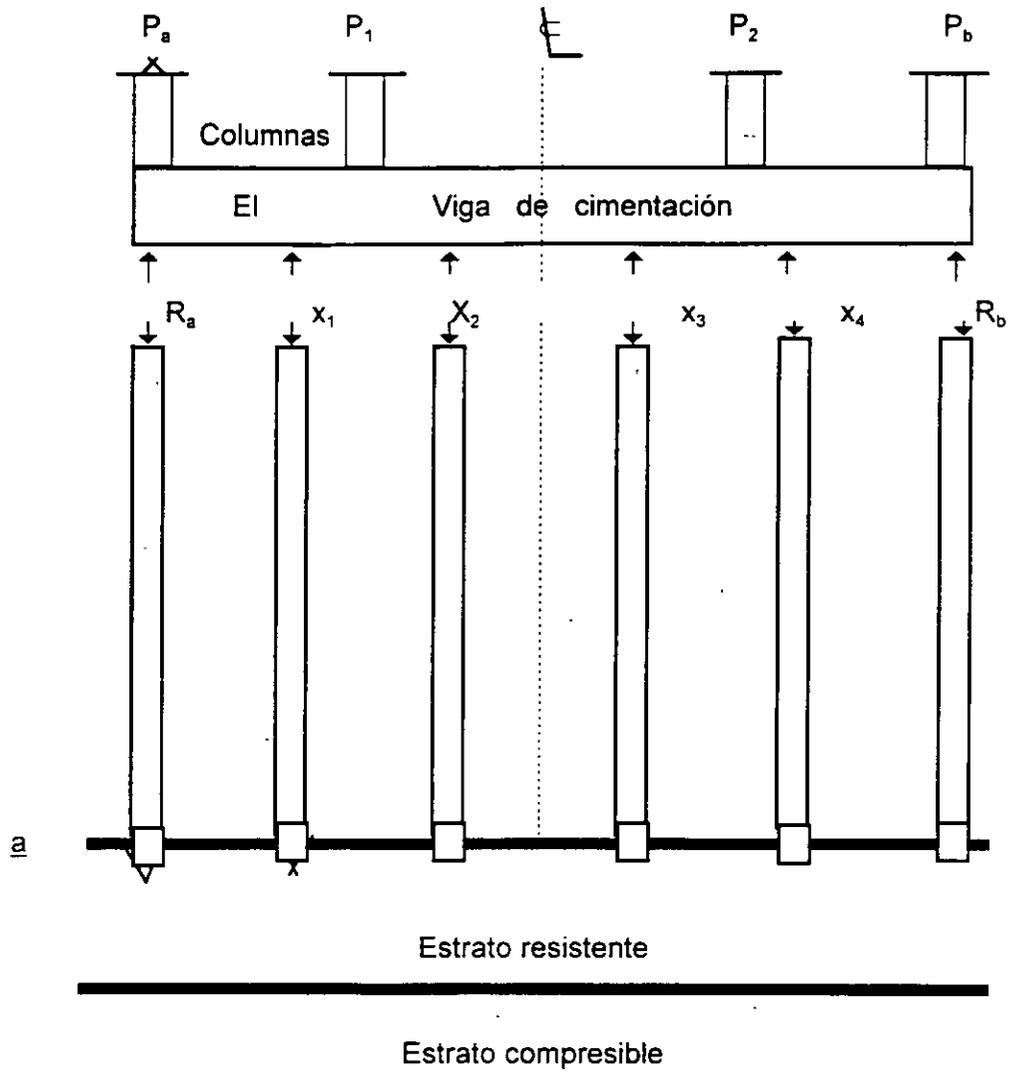


FIG 6 CIMENTACION CON PILOTES. CASO II
(ZEEVAERT, 1980)

3.2 Pilas o pilotes sujetos a cargas laterales

La construcción de estructuras marinas fuera de la costa (offshore structures) requiere el uso de cimentaciones profundas a base de pilas o pilotes, y ha propiciado el desarrollo de métodos de análisis para estos elementos. Sobre todo cuando están sometidos a fuerzas laterales debidas a atraque de embarcaciones o efectos de oleaje. Uno de los primeros trabajos en este sentido es el de Matlock y Reese (1961), en el que establecen que para una solución racional de la interacción suelo-estructura es necesario que tanto las condiciones de equilibrio estático como la compatibilidad de deformaciones se deben cumplir en todas las partes del sistema estructura-suelo. Usualmente tratan la estructura y los pilotes como elementos linealmente elásticos, pero comentan que las características del suelo son marcadas no linealmente; la solución al problema se alcanza mediante repetidos cálculos con la teoría de la elasticidad, con los valores de la rigidez del suelo ajustándolos a cada iteración.

Las características fuerza-deformación del suelo se tratan con una familia de curvas del tipo " p-y " , como las mostradas en la fig 7, las cuales se obtienen a partir de las propiedades de cada suelo.

Matlock y Reese (1961) consideran al pilote como una viga, en la que se debe de cumplir la ecuación diferencial

$$EI \frac{d^4}{dx^4} = p \quad (16)$$

En el suelo se requiere un módulo secante de deformación E_s (correspondiente al nivel de esfuerzo con el que se esté trabajando), el cual está dado por

$$E_s = -p / y \quad (17)$$

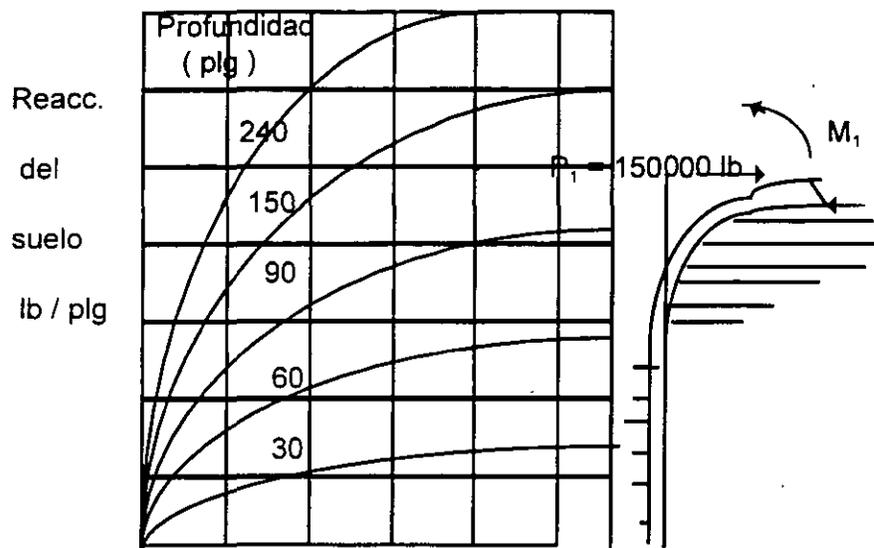
donde p es la reacción del suelo sobre el pilote, por unidad de longitud (t/m, por ejemplo), y " y " es el desplazamiento lateral del pilote. Combinando las ecs. 16 y 17 se obtiene la siguiente expresión

$$d^4 y / dx^4 + (E_s / EI) y = 0 \quad (18)$$

La solución de la ec 18 se lleva a cabo con dos procedimientos. El primero consiste en suponer que E_s es proporcional a la profundidad $E_s = k X$. Mediante sucesivas soluciones de la ecuación diferencial se va logrando que la elástica de viga se asemeje lo más posible a la curva p-y determinada a partir de las propiedades del suelo. Esto es necesario debido a las característica no lineales de deformación del suelo. Estas solución se lleva a cabo con el auxilio de tablas y gráficas construidas ex-profeso para el caso.

El segundo procedimiento se emplea cuando se encuentran variaciones importantes en las propiedades del suelo, y cuando se requiere tomar en cuenta cambios en la rigidez del pilote, para lo cual se requiere el empleo de una computadora. Mediante soluciones sucesivas de la ecuación diferencial del pilote, haciendo repetidas referencias a la curva p-y del suelo, la computadora determina cada tramo elegido del pilote el valor del módulo de deformación del suelo que satisface las condiciones de compatibilidad y de equilibrio entre suelo, pilote y superestructura. Se toman en cuenta variaciones en las condiciones

de apoyo del pilote y el efecto de la posible socavación que se pudiera presentar en la parte superior del pilote. En la fig 8 se presentan los resultados de la aplicación de los métodos usados por Matlock y Reese (1961).



y, deflexion lateral del pilote, plg

FIG 7 CURVAS TÍPICAS p-y , DETERMINADAS PARA EL SUELO A DIFERENTES PROFUNDIDADES (MATLOCK Y REESE, 1961)

Momento flexionante, 10^6 plg.lb

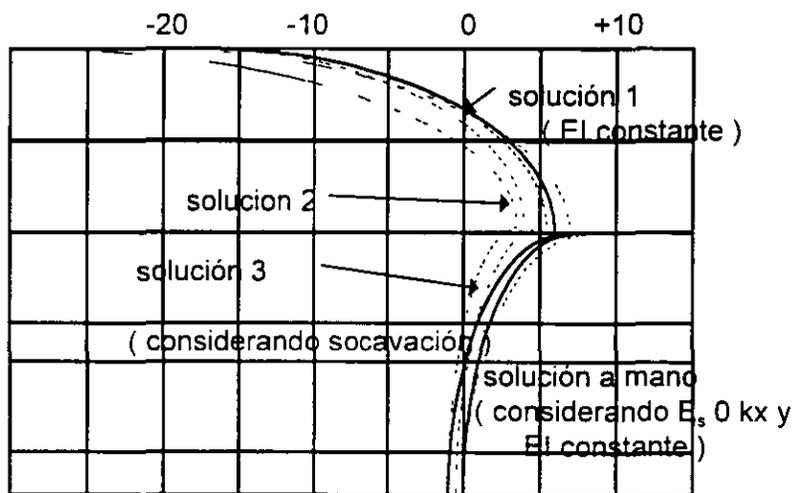


FIG 8 COMPARACION DE DIAGRAMAS DE MOMENTO FLEXIONANTE, DE LA SOLUCION A MANO CON: (a) SOLUCION 1, CON COMPUTADORA, AJUSTANDO LOS VALORES DE E_s CON LA PROFUNDIDAD, y (b) SOLUCION 2, TOMANDO ADEMÁS EN CUENTA LA VARIACION DE LA RIGIDEZ DEL PILETE CON LA PROFUNDIDAD (MATLOCK Y REESE, 1961)

Debido a las cargas laterales sobre los pilotes , en la parte superior se alcanza con frecuencia el rango de comportamiento plástico del suelo en las curvas p-y, razón por la cual se han desarrollado los métodos para tomar en cuenta el comportamiento del suelo

cerca de la falla, tanto para arcillas blandas (Matlock, 1970), como para arenas (Reese et al, 1974). En ambos casos se ha comparado los resultados de las teorías con mediciones de campo y de laboratorio, obteniéndose en general acercamientos bastante satisfactorios a la realidad, sobre todo para fines prácticos.

También se ha empleado el método del elemento finito para tomar en cuenta, entre otros efectos, el desplazamiento relativo que puede ocurrir entre pilote y suelo durante la deformación lateral del elemento (Yegian y Wrigth, 1973). También se puede tomar en cuenta la influencia de dos o de tres pilotes cercanos entre si (Yegian y Wright, 1973); el número de pilotes a considerar es pequeño, dada la gran cantidad de elementos que se tendrían que trazar para un número mayor de pilotes.

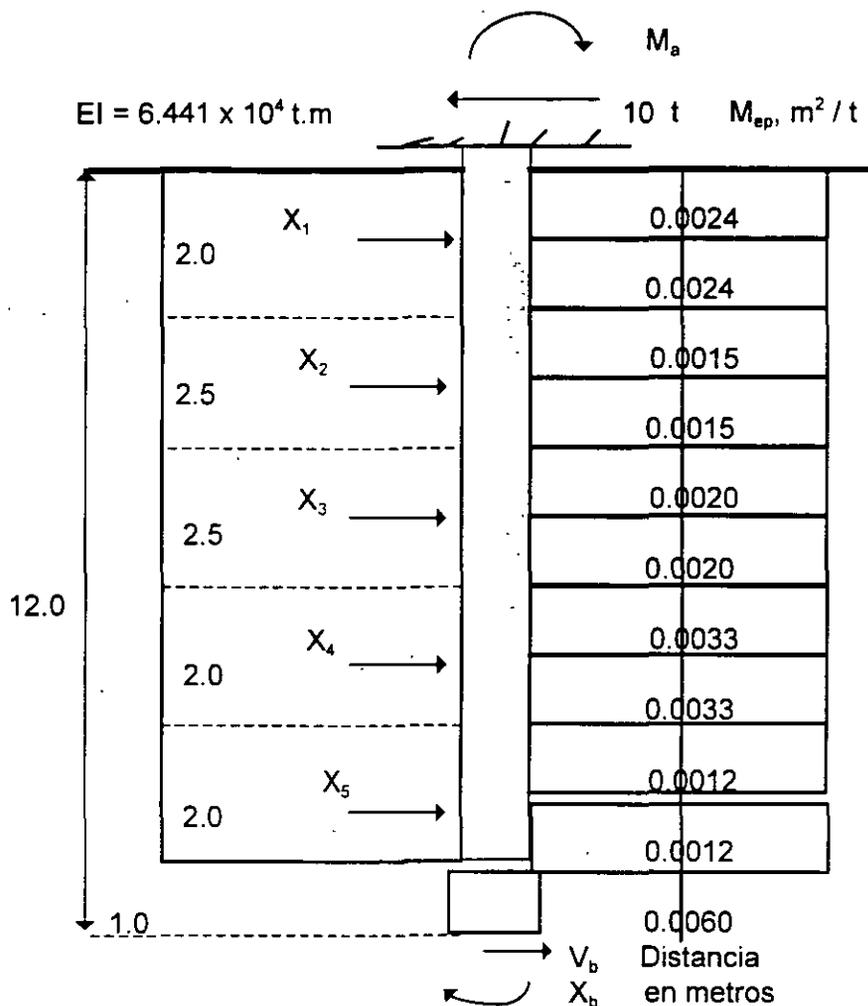
Por su parte, Zeevaert (1980) presenta un método muy completo para el análisis de pilas o pilotes sujetos a cargas laterales. Considera cinco casos principales de análisis de una pila o pilote:

- i. Pilote libre de girar en sus extremos
- II. Pilote empotrado en la estructura de cimentación y libre de girar en la punta
- III. Pilote libre de girar en la cabeza y empotrado en la base
- IV. Pilote empotrado en ambos extremos con giro en la base
- V. Restricción parcial del giro en los extremos de una pila

Para la solución de estos problemas se emplea la Ecuación Matricial de Interacción Horizontal (HEMI), la cual depende de las condiciones de apoyo y de las características estructurales del pilote. Por otra parte, se obtiene la Ecuación Matricial de Desplazamientos Horizontales (HEMA), la cual es función de las propiedades de deformación del suelo, considerando la influencia entre las diferentes reacciones del suelo considerando la influencia entre las diferentes reacciones del suelo sobre el pilote con la masa de suelo, para lo que se emplea el módulo horizontal de cimentación K_h , definido de manera análoga a como se hizo en el inciso 2.1 de este trabajo. El procedimiento de Zeevaert (1980) para pilas o pilotes sometidos a cargas laterales es similar al descrito en el inciso 2.1, en el que se varían los valores de K_h mediante iteraciones hasta que se cumple la condición de compatibilidad de deformaciones entre pilote y suelo.

También se pueden combinar las matrices HEMI y HEMA, para hallar la matriz HEMISE, que permite resolver el problema de la interacción suelo-pilote sin necesidad de recurrir a iteraciones (Zeevaert, 1980) En las figs 9 y 10 se presenta la aplicación sometida a una carga lateral de 10 t.

La publicación del Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes (1983), de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, contiene los valores de coeficientes de reacción horizontal K_h dados por Terzaghi (1955), para suelos sin y con cohesión, así como un procedimiento aproximado, tomado de la Sociedad Geotécnica Canadiense (1978), que proporciona en forma gráfica las magnitudes de la flexión y del momento flexionante en función de la profundidad a lo largo del pilote., haciendo uso de la rigidez relativa del sistema pilote - suelo



Base $2R_0 = 1.6 \text{ m}$

FIG 9 PILA SUJETA A FUERZA HORIZONTALES (ZEEVAERT, 1980)

4. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES QUE FORMAN LA ESTRUCTURA Y EL TERRENO DE CIMENTACION

Como se ha podido observar en los incisos anteriores, al trabajar con la interacción suelo - estructura se toma en cuenta tanto la estructura como el terreno de cimentación, por lo que es necesario conocer las propiedades de ambos medios.

En estructuras de concreto reforzado se acepta el módulo de elasticidad del concreto tiende a disminuir con el tiempo. Así Flores Victoria (1968) señala que en edificios de concreto, el módulo de elasticidad puede tomarse del orden de $3000 \sqrt{f_c}$ al tener en cuenta que los asentamientos totales suceden a largo plazo. Nótese que este valor es bastante inferior al $10000 \sqrt{f_c}$ que usualmente se toma para cálculos a corto plazo.

Por su parte, Ellstein y Granados (1988) comentan que la magnitud de los asentamientos que determinan corresponde al 100 % de consolidación primaria, misma que tardará un cierto tiempo en ocurrir. Las deformaciones de la estructura no son

instantáneas sino diferidas y por tanto las propiedades elásticas de los materiales estructurales no son las medidas con las pruebas rápidas usuales; para el caso del concreto armado en la ciudad de México, el componente diferido puede ser tomado en cuenta por un factor menor de uno, probablemente del orden de 0.2 ó 0.25 (Ellstein y Granados, 1988).

Puede observarse que en general existe coincidencia en señalar que el módulo de elasticidad del concreto se debe reducir en forma importante cuando se lleva a cabo la interacción suelo - estructura a largo plazo. La variación de los módulos de deformación es todavía más importante en el terreno de cimentación, sobre todo si se trata de suelos plásticos saturados, en los que la deformabilidad depende no sólo del nivel de esfuerzos sino también en forma importante del tiempo. En consecuencia, los módulos de deformación deben seleccionarse acordes con ambos factores: nivel de esfuerzos y tiempo.

El hecho de que el suelo tenga un comportamiento no lineal ha sido tomado en cuenta por la mayoría de los investigadores de la interacción suelo - estructura. Así, Chamecki (1956) trabaja con el índice de compresibilidad en una arcilla normalmente consolidada al cual toma como una constante. Además, señala que el módulo de deformación de un suelo es función del estado de esfuerzo, siendo la derivada de la curva esfuerzo - deformación unitaria, con respecto al esfuerzo. Debido a que las relaciones esfuerzo - deformación en los suelos son no lineales, Chamecki (1956) propone un método iterativo para la resolución de la interacción suelo - estructura. δ en $\text{cm} \times 10^{-1}$

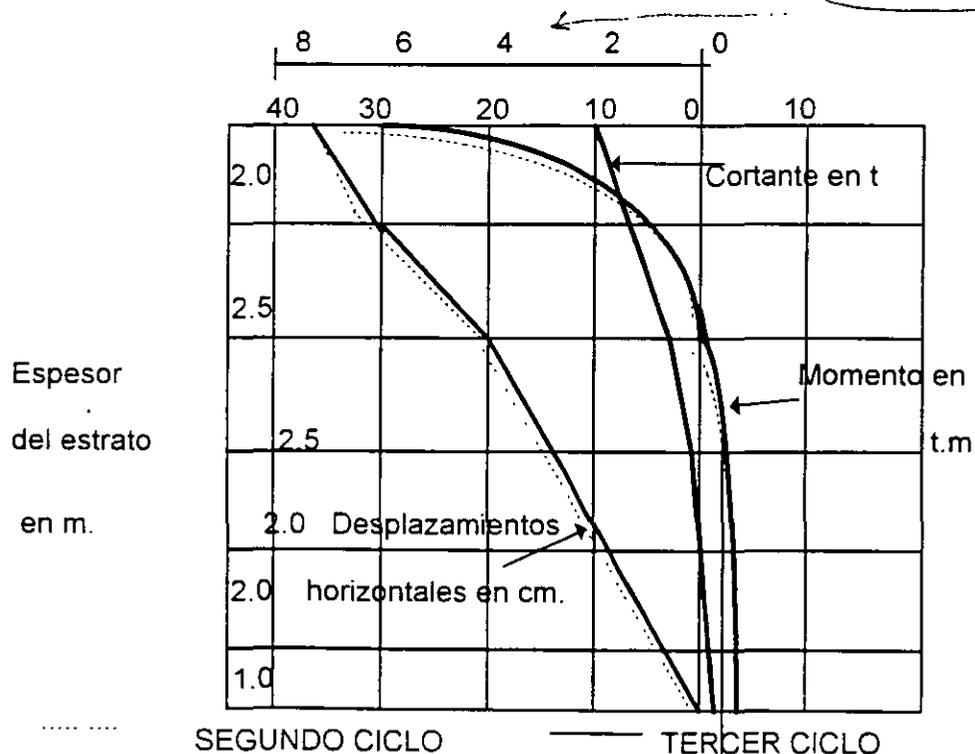


FIG 10 CORTANTES Y MOMENTOS FLEXIONANTES, Y DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES DE LA PILA (ZEEVAERT, 1980)

Varios autores toman en cuenta el comportamiento no lineal de los suelos, proponiendo métodos iterativos para considerar este efecto (Flores Victoria, 1968; Flores Victoria y Esteva, 1970), en los que utilizan criterios para acelerar la convergencia de los métodos.

El comportamiento no lineal del terreno de cimentación es considerado por Damy et al (1977) y Esteva et al (1977), al utilizar matrices secantes de rigideces en la estructura y de flexibilidades en el suelo, para cada iteración.

Zeevaert (1980) señala que las reacciones efectivas en la orilla de la cimentación pueden resultar altas, lo que origina un flujo viscoplástico, y consecuentemente un relajamiento del esfuerzo de reacción bajo deformación constante en esos lugares. El esfuerzo límite efectivo o respuesta máxima que puede admitirse en condiciones estáticas en la orilla de la cimentación es igual a la resistencia de material, cuando se inicia un flujo viscoplástico incipiente (sin necesariamente alcanzar la capacidad de carga última en el borde de la cimentación). En suelos de alta sensibilidad podría establecerse la condición de que el esfuerzo máximo en el borde de la cimentación, en condiciones estáticas, no rebase el esfuerzo crítico (o de preconsolidación) correspondiente al quiebre de la curva de compresibilidad (Zeevaert, 1980).

En pilotes sujetos a cargas laterales el suelo alcanza niveles de esfuerzo cercanos a la falla: véanse las curvas p - y de la figura 7.

Inclusive, existen técnicas para tomar en cuenta el comportamiento plástico del terreno en estado de falla, tanto para suelos cohesivos (Matclok, 1970) como para suelos friccionantes (Reese et al, 1974).

5. APLICACIONES

Presentamos en este inciso algunas de las aplicaciones de la interacción estática suelo - estructura.

En la fig. 11 se presenta una estructura reticular con una cimentación a base de una zapata corrida. (Pozas, 1980). Empleando interacción suelo - estructura se obtiene los resultados mostrados en la fig. 12. Es interesante comparar estos resultados con los obtenidos suponiendo una reacción uniforme, los cuales se muestran en la fig. 13. Como se puede observar los momentos en todos los nudos de la estructura difieren comparado ambos casos. En el nudo central inferior el momento con reacción uniforme es 31 % mayor que el que se obtiene tomando en cuenta la interacción suelo - estructura. En el nudo inferior izquierdo el momento es 320 % mayor con el primero que con el segundo método. Aun en la estructura se deja sentir el efecto de la rigidez de la estructura: el momento sobre el nudo de la izquierda del primer piso, debido a la columna inferior, cambia inclusive de sentido (figs 12 y 13). En resumen, los momentos flexionantes determinados con reacción uniforme difieren de los momentos obtenidos tomando en cuenta la interacción, tanto en la superestructura como en la subestructura. Esta variación ocurre tanto en la magnitud como en el sentido de los momentos, pues en uno de los nudos estos llegan a cambiar de signo, tal como puede verse comparando las figs. 12 y 13.

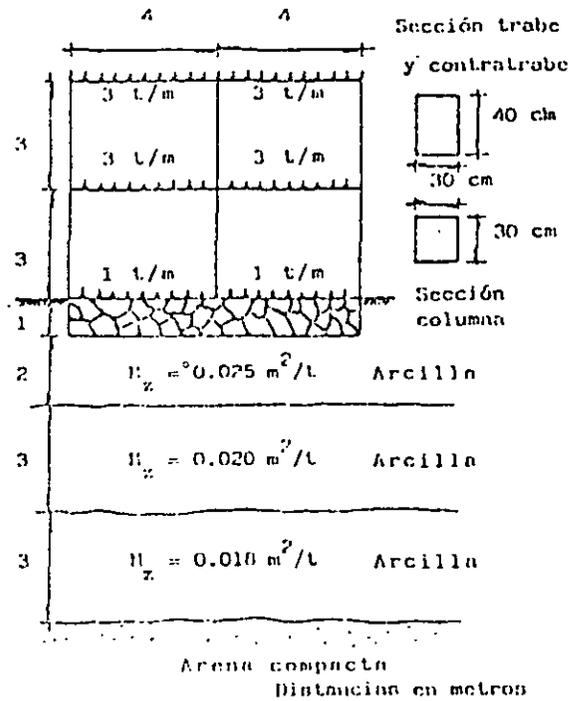


FIG 11 ESTRUCTURA RETICULAR (POZAS, 1980)

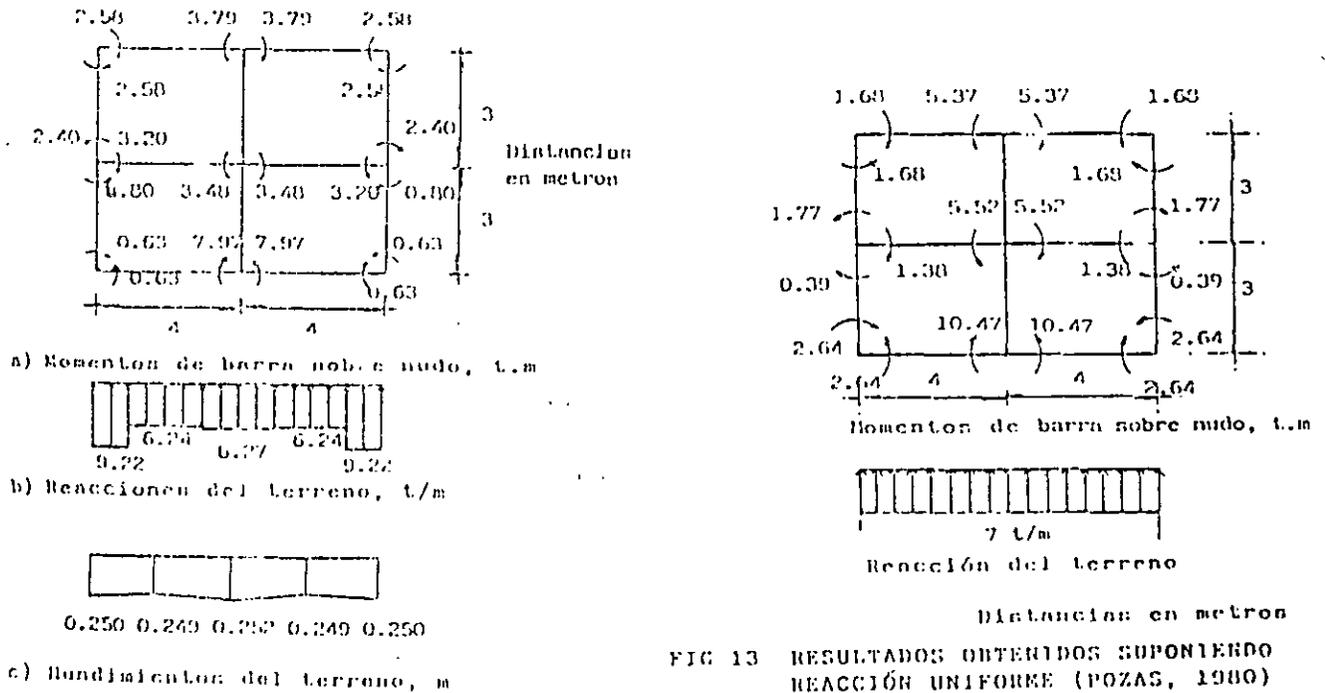


FIG 13 RESULTADOS OBTENIDOS SUPONIENDO REACCIÓN UNIFORME (POZAS, 1980)

FIG 12 RESULTADOS OBTENIDOS UTILIZANDO INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA (POZAS, 1980)

Otro caso real de aplicación de la interacción suelo - estructura es el correspondiente a zapatas corridas que se emplean para tomar fuerzas laterales debidas a sismo a través de muros de cortante que se unen a las zapatas en diferentes tramos. En la fig. 14 se muestran los resultados de un análisis de interacción suelo - viga flotante para una zapata de concreto reforzado. El módulo de elasticidad del concreto utilizado fue de 1,581,000 t / m² y los momentos de inercia en los diferentes tramos se indican en la fig. 14. También pueden observarse las cargas que actúan en la zapata, así como la estratigrafía y propiedades del subsuelo. En la misma figura están graficados los diagramas de reacciones y de hundimientos del terreno, sirviendo el primero de ellos para la determinación de los elementos mecánicos y del diseño estructural de la zapata y el segundo para el conocimiento de los asentamientos totales y diferenciales de la cimentación (Deménghi, 1990). Puede observarse que en el contacto del terreno de cimentación con las zapatas se presentan, teóricamente, esfuerzos de tensión, es decir, se obtienen reacciones negativas, fenómeno debido a los momentos que transmiten los muros de cortante a la cimentación en uno de los extremos de las zapatas.

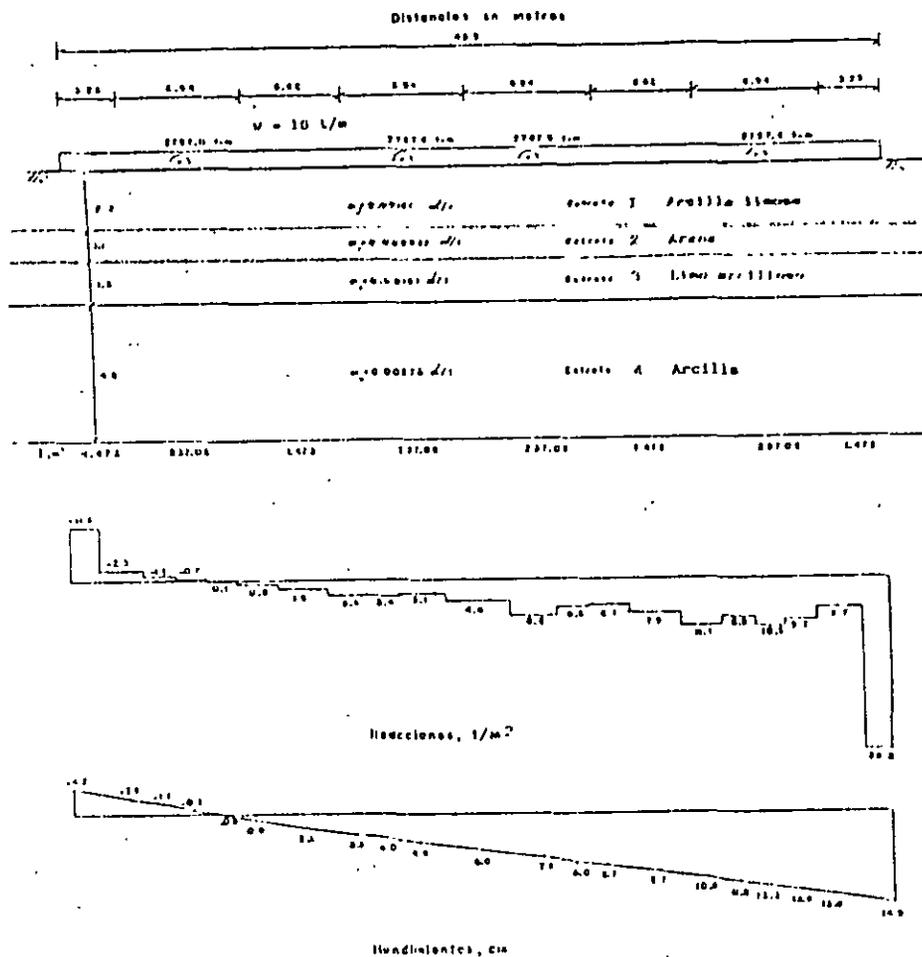


FIG. 14 RESULTADOS DEL ANALISIS DE INTERACCION SUELO - VIGA FLOTANTE

vertical y otra al giro; es decir, se considera por ejemplo un marco estructural cimentado en zapatas aisladas que pueden sufrir tanto un hundimiento vertical como un giro. En este sentido, este análisis es un poco más general que los análisis convencionales que suponen que los apoyos del marco estructural están empotrados o articulados en el terreno de cimentación. La forma de llevar a cabo el análisis de interacción suelo - estructura para este caso se presentó en el inciso 2.2 de este trabajo. En la fig. 15 se presenta la aplicación esta técnica a una estructura real, la cual está formada por una trabe de concreto reforzado de 0.5 m de ancho y de 2 m de peralte, apoyada sobre unas pilas de cimentación de concreto reforzado de diámetros de 1.12, 1.48 y 1.74 m. Las cargas que actúan sobre el marco se indican en la fig. 15. Las pilas tienen los siguientes diámetros.

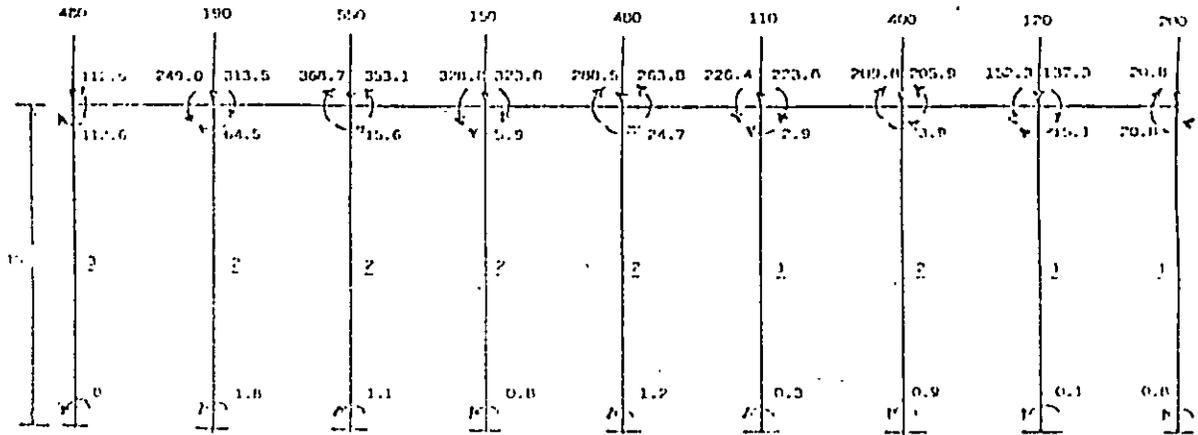
| Pila | Diámetro, m |
|----------|-------------|
| <u>1</u> | 1.12 |
| <u>2</u> | 1.48 |
| <u>3</u> | 1.74 |

El terreno de cimentación es una toba de origen volcánico que se encuentra al poniente de la ciudad de México, que tiene un módulo de deformación del orden de 8,000 a 10,000 t/m². El material comprendido entre la trabe superior y el nivel de desplante de las pilas es un relleno suelto cuya rigidez se desprecia para fines de análisis.

En la fig. 15 se muestran los momentos flexionantes en los módulos de elasticidad del concreto reforzado de 2,214,000 t/m² y un módulo de elasticidad del terreno de cimentación de 8,000 t/m². Se pueden observar las altas magnitudes de las fuerzas cortantes y en la fig. 17 las de las fuerzas normales en las pilas. Nótese la fuerte redistribución de cargas debido a la interacción suelo - estructura. Así, en la parte central de la estructura de la carga en un nudo es de 150 t, mientras que por el efecto combinado de rigidez de estructura y suelo la carga en la pila que está bajo el nudo aumenta hasta 302 t (fig. 17); en el nudo vecino la carga concentrada es de 480 t, mientras que la carga en la pila de abajo disminuye a 350 t. Un fenómeno similar se presenta en el resto del marco.

Con el propósito de observar la influencia de un aumento en la rigidez del terreno y una disminución en la rigidez de la estructura, se llevó a cabo un segundo análisis incrementando el módulo de elasticidad del suelo del concreto a 1,265,000 t/m². Los resultados se muestran en las figuras 18 a 20, para los momentos flexionantes, fuerzas cortantes y fuerzas normales, respectivamente. Como era de esperarse, la redistribución de carga es menor; así, en la fig. 20, en el nudo donde la carga concentrada es de 150 t, en la pila aumenta a 253 t (en el primer análisis aumenta hasta 302 t.). En el nudo vecino la carga concentrada de 480 t disminuye a 389 t. (en el primer análisis disminuyó a 359 t.). De todas formas, el efecto de la interacción suelo - estructura en este caso también es importante.

CARGAS EN TONELADAS



Distancias en metros

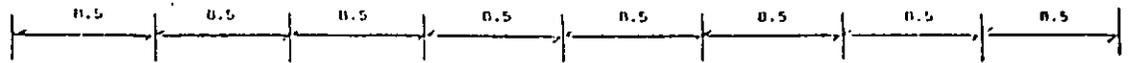
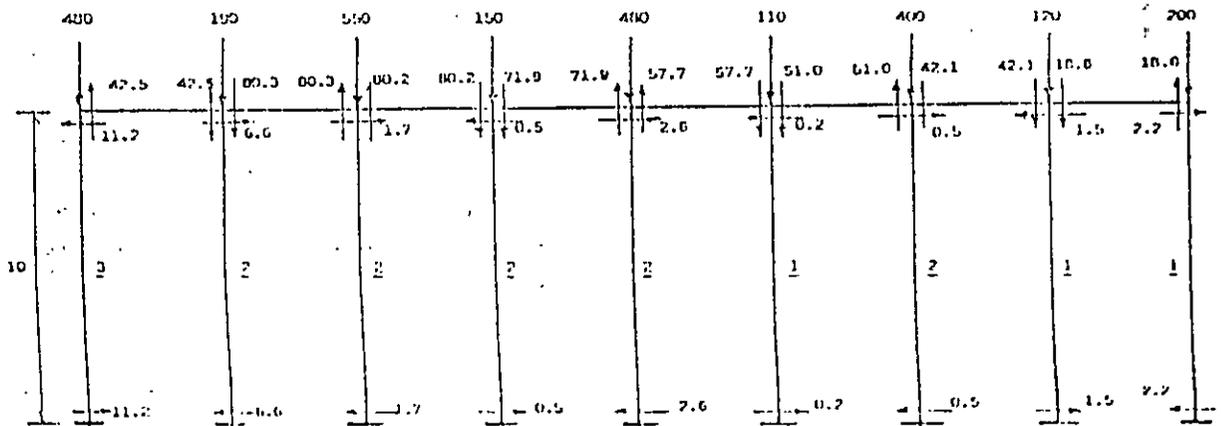
$$K_c = 2,214,000 \text{ t/m}^2$$

$$K_n = 0,000 \text{ t/m}^2$$

MOENTO FLEZIONANTE EN T.T.

FIGURA 15

CARGAS EN TONELADAS



Distancias en metros

$$K_c = 2,214,000 \text{ t/m}^2$$

$$K_n = 0,000 \text{ t/m}^2$$

FUERZA CONTACTE EN TONELADAS

FIGURA 16

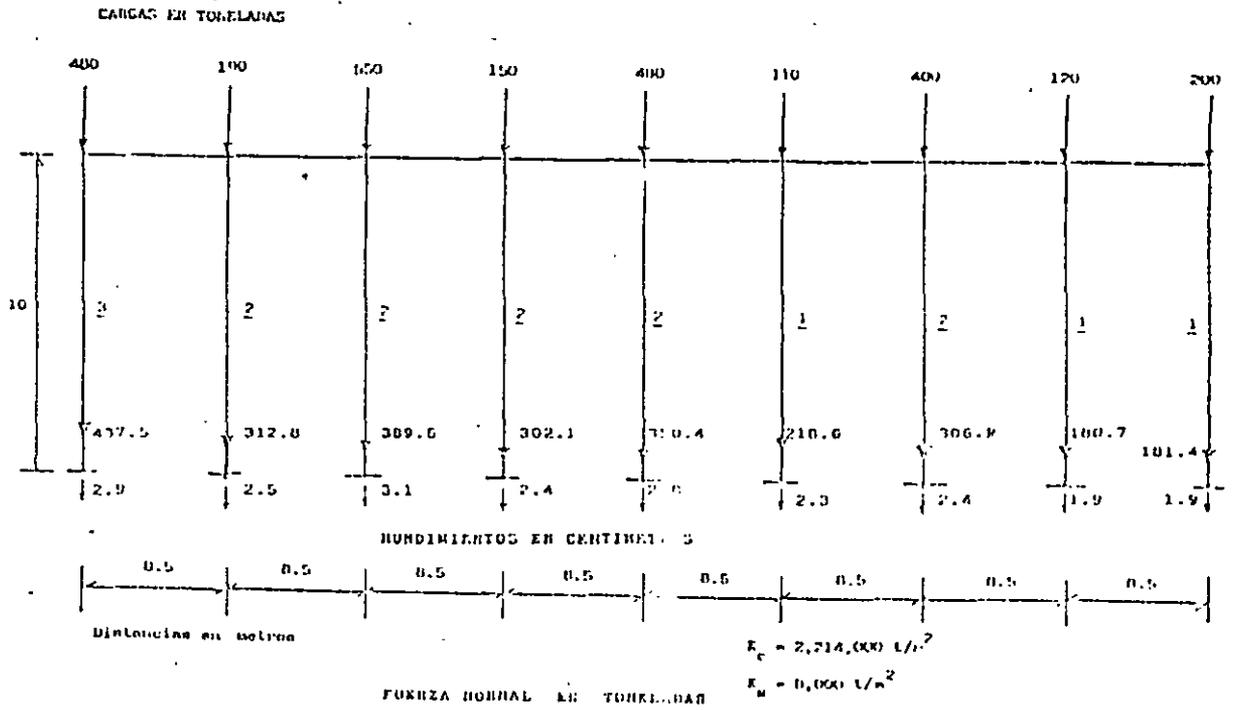


FIGURA 17

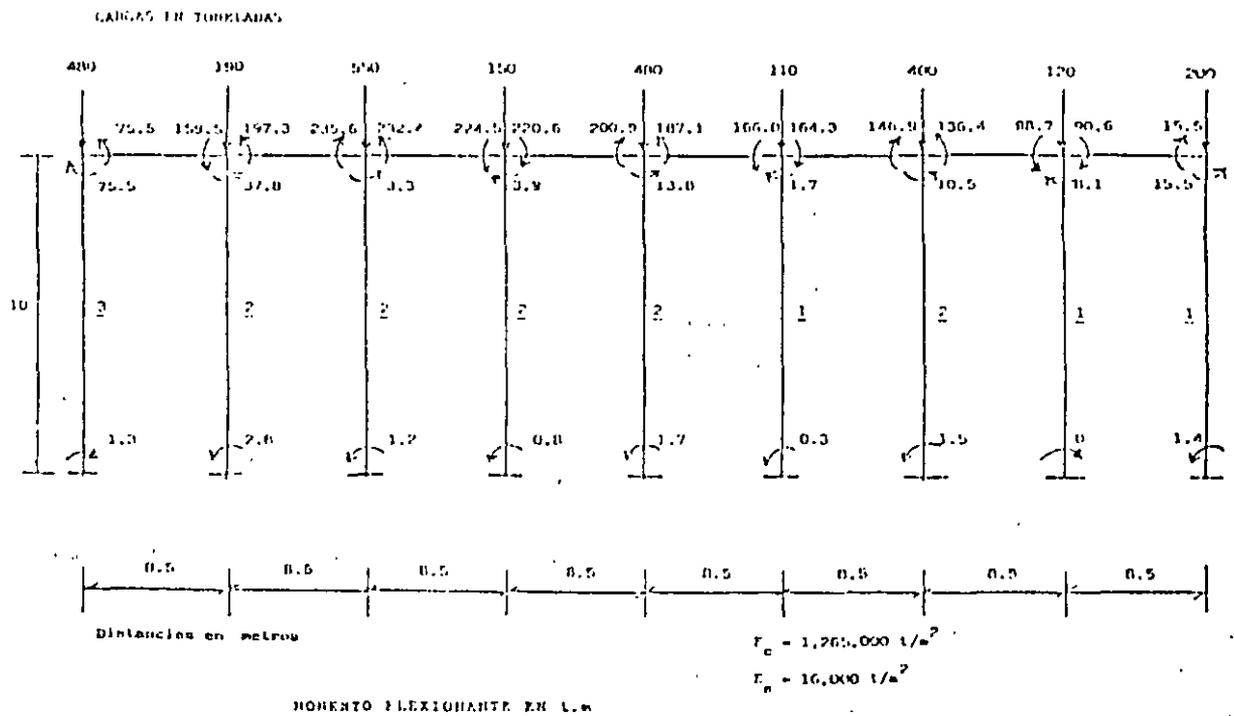


FIGURA 18

CARGAS EN TORILLADAS

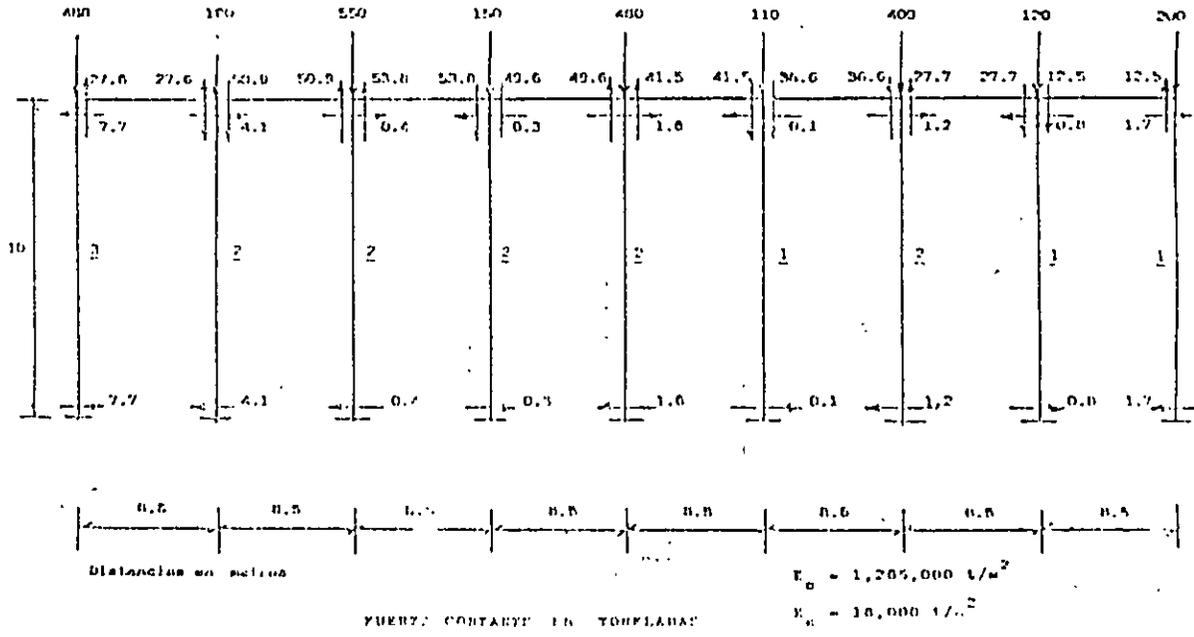


FIGURA 19

CARGAS EN TORILLADAS

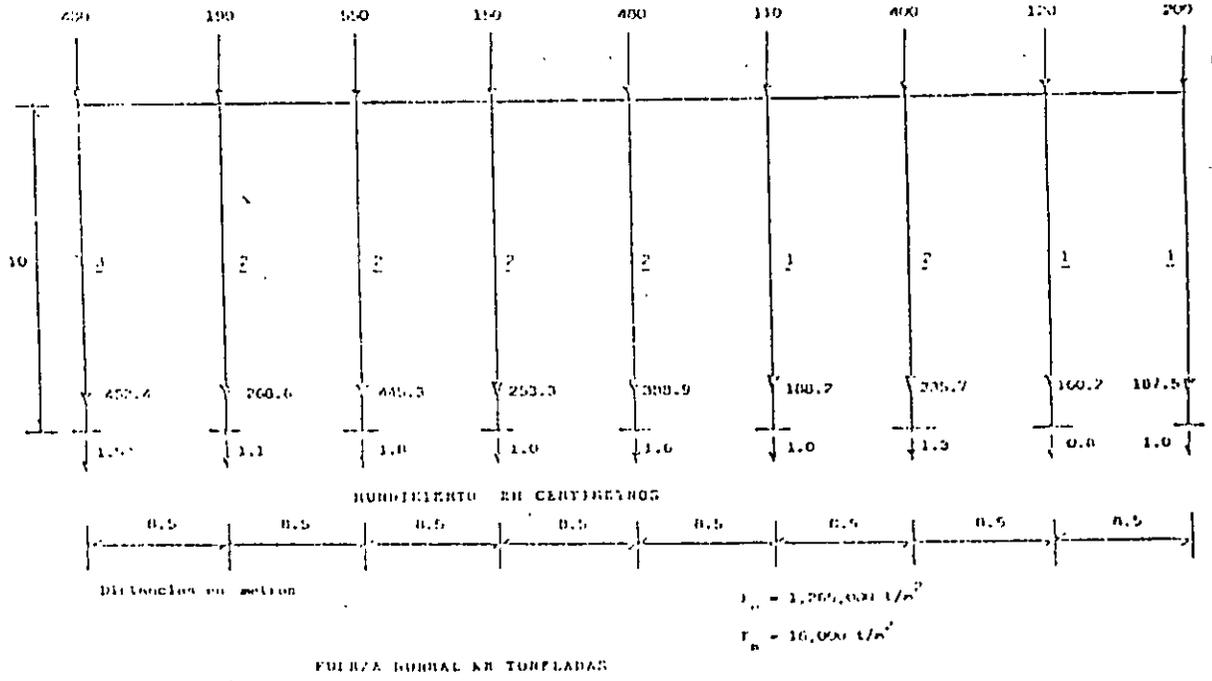


FIGURA 20

Se han llevado a cabo mediciones en campo, en las cimentaciones reales, para verificar la validez de los análisis de interacción suelo - estructura. Mayerhof (1979) presenta los resultados que se escriben en los siguientes párrafos.

Las observaciones indican que en zapatas rígidas uniformemente, con la excepción de arena suelta, la presión de contacto es mayor en la esquina y menor en el centro, como era de esperar de acuerdo a la teoría (fig. 21; Meyerhof, 1979) . Las mediciones anteriores también han mostrado que la heterogeneidad local de las propiedades del suelo cerca de la base tiene una influencia considerable en la distribución de la presión de contacto (sobre todo se deja sentir el efecto de la falta de confinamiento del suelo cerca de los extremos de la zapata). Por otro lado, las mediciones indican que el máximo momento flexionante puede ser hasta 30 % mayor que el obtenido con el método de análisis convencional.

En la fig. 22 y 23 se presentan resultados (Meyerhof, 1979) de mediciones en estructuras reales de gran tamaño (en el primer caso se trata de un edificio de 52 pisos y en el segundo de otro de 15 pisos). El análisis de las dos figuras permite afirmar que los valores teóricos determinados empleando los métodos de interacción suelo - estructura, es decir, considerando la rigidez de la estructura, son muy similares a los valores medidos en el campo (asentamiento, presión de contacto, momento flexionante y fuerza cortante).

REFERENCIAS.

- ARENA — LEUSHK *et al* (1966)
- ARCILLA — SUTHERLAND Y LINDSAY (1961)

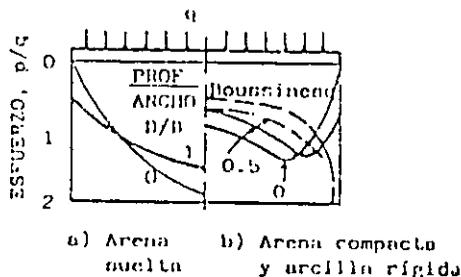
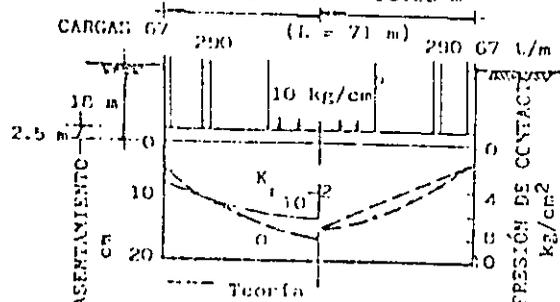


FIG 21 PRESIÓN DE CONTACTO SOBRE ZAPATAS RÍGIDAS CARGADAS UNIFORMEMENTE SOBRE ARENA Y ARCILLA (MEYERHOF, 1979)

REFERENCIA: FOCHT *et al* (1970) 52 PISOS + SÓTANO 26.25 m 26.25 m

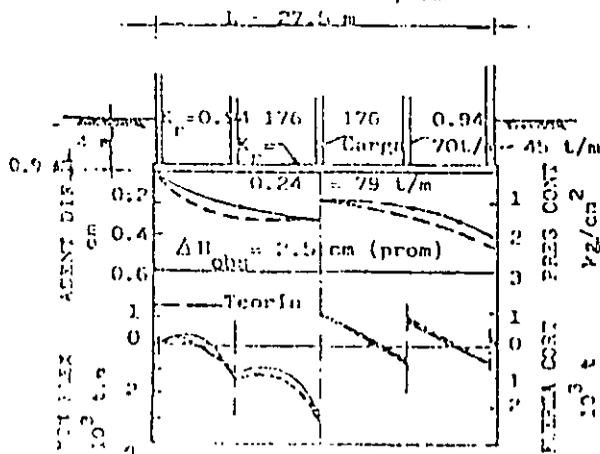


Arcilla arenosa muy preconsolidada $v = 20\%$
 $I_p = 40\%$ $c_u = 1.5 \text{ kg/cm}^2$

FIG 22 ASENTAMIENTO Y PRESIÓN DE CONTACTO PARA LOSAS SEMIRÍGIDAS SOBRE ARCILLA (MEYERHOF, 1979)

REFERENCIA: LIDEN *et al* (1973)

EDIFICIO DE 15 PISOS + SÓTANO ($H_{prom} = 18 \text{ m}$)



Arcilla poco preconsolidada $v = 45\%$ $I_p = 25\%$

FIG 23 ASENTAMIENTOS, PRESIÓN DE CONTACTO, MOMENTO FLEXIONANTE Y FUERZA CORTANTE PARA LOSAS RÍGIDAS SOBRE ARCILLA (MEYERHOF, 1979)

6. CONCLUSIONES

En relación con la interacción estática suelo - estructura se puede concluir lo siguiente:

a) Existe un buen número de métodos que tratan el problema, En términos generales, la mayoría de ellos determinan las deformaciones del terreno de cimentación utilizando la matriz de flexibilidades del suelo. En cambio, en el análisis de la estructura, algunos procedimientos emplean la matriz de rigideces, mientras que otros usan la matriz de flexibilidades de la estructura. Cabe aclarar que prácticamente todos los métodos resuelven el problema, es decir, todos ellos obtienen los diagramas de asentamientos diferenciales del suelo y de reacciones del mismo, tomando en cuenta la rigidez de la estructura de cimentación. Inclusive, algunos de los procedimientos toman en cuenta el efecto de la superestructura (con todos sus pisos) en el análisis de interacción.

b) La mayoría de los procedimientos de interacción se presentan en forma bidimensional, en el plano (quizá por facilidad de exposición), pero se pueden extender en forma relativamente sencilla a tres dimensiones. El principal inconveniente de tratar el problema en el espacio es que el número de operaciones es elevado, lo cual cae fuera del alcance de la mayoría de las oficinas del cálculo estructural o de mecánica de suelos.

c) La solución del problema de interacción se puede realizar haciendo un análisis de la estructura y un análisis de deformaciones del suelo, y llevando a cabo después una combinación adecuada de ambos, que de hecho es lo que hacen la mayoría de los métodos presentados en los incisos anteriores. Se observa que el ingeniero de cimentaciones, al dedicarse a la interacción suelo - estructura, debe manejar en la forma más clara posible sus conceptos de análisis estructural y de mecánica de suelos.

d) Dada la gran cantidad de operaciones a realizar, la resolución de un problema de interacción suelo - estructura se lleva a cabo en general con el auxilio de programas de computadora, los cuales, actualmente, se pueden correr en una microcomputadora (o PC), con las que se cuenta en las oficinas de cálculo.

e) Un aspecto importante de la interacción suelo - estructura es el relativo a las propiedades de la estructura y el suelo. En la estructura el módulo de elasticidad del concreto, para fines de cálculo, disminuye con el tiempo. En el terreno de cimentación, la deformabilidad es función del nivel de esfuerzos, ya que el comportamiento de los suelos es no lineal. Además, en los sedimentos plásticos saturados la deformabilidad del suelo depende del tiempo. Por lo tanto, en los cálculos de interacción se debe tomar en cuenta en forma apropiada en cambio de las propiedades de los suelos con las variables mencionadas. Inclusive, en los extremos de una estructura de cimentación, o en pilotes sujetos a cargas laterales, el suelo alcanza niveles de esfuerzo cercanos a la falla, por lo que hay que considerar en estos casos el comportamiento plástico del terreno. Por lo anterior, conviene trabajar con los módulos secantes de deformación del suelo, acordes con el nivel de esfuerzos y, en caso de suelos finos saturados, con el tiempo.

f) Algunos procedimientos emplean el módulo de reacción K en la interacción suelo - estructura. Dado que K depende de las propiedades del suelo, es válido exponer en el inciso (e) anterior respecto a la variabilidad de las propiedades de los suelos. Pero, además en una cimentación continua el módulo K depende de la reacción del suelo y de las deformaciones de la cimentación, por lo que no se conoce a priori, sino que solo con

iteraciones es posible determinar su valor. En consecuencia, en cimentaciones continuas no es posible asignar valores de K en función del tipo de suelo, como se pretende hacer en ocasiones en la práctica.

g) En cimentaciones a base de zapatas aisladas, cuando no existe influencia de un cimiento sobre otro, ya sea por el tipo de terreno o por que estén las zapatas suficientemente separadas, se puede realizar la interacción suelo - estructura considerando módulos de reacción al desplazamiento vertical y al giro. En el inciso 2.2 se presentó un procedimiento que resuelve este caso, considerando las reacciones del suelo como cargas sobre la estructura.

h) La comparación de resultados entre considerar una reacción uniforme y tomar en cuenta la interacción suelo - estructura exhibe diferencias notables en los diagramas de hundimientos diferenciales, reacción del terreno y elementos mecánicos (momento flexionante y fuerza cortante), en la mayoría de los casos. Se puede presentar inclusive en algunos casos cambio de sentido en los momentos flexionantes de la estructura de cimentación o de la superestructura.

i) En cambio, la comparación entre observaciones de campo en estructuras reales con los métodos que toman en cuenta la rigidez de la estructura de cimentación, ha dado resultados promisorios, pues los valores determinados con los métodos de interacción son similares a los valores medidos en campo.

7. REFERENCIAS

Chamecki, S (1956), " Structural rigidity in calculating settlements " Journal of the Soils Mech Found Division, Proc ASCE, Vol 88 No SMI, enero

Damy, J.Esteva, L y Guerra, (1977), "Métodos incrementales en el análisis de cimentaciones continuas sobre terreno compresible", Memoria del 1er Congreso Nacional sobre Ing. Estructural, Soc. Mex de Ing. Estructural, México, D,F

Manual de Diseño de obras Civiles. C.2.2 Diseño Estructural de Cimentaciones 1980). Comisión Federal de Electricidad.

Matlock, H (1970). "Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay" .Proceedings of the Fifth Int Conf of Soil Mech and Found Eng. Paris, pp 17 -22, july

Meyerhof,G.G (1979), "Soil - structure interaction and foundations " ,Memorias del VI Congreso Panamericano de Mec. De Suelos e Ing. De Cimentaciones. Vol. I, pp 109 - 140, Lima Perú.

Reese, Ic. Cox, W. R y Koop, F.D. (1974). "Analysis of laterally loaded piles in sand". Sixth Annual Offshore Technology Conf, Houston, Tex, may.

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (1983). Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes. México. (Elaborado por el Instituto de Ingeniería y Sólum)

Yegian, M y Wright, S. G (1973)." Lateral soil resistance - Displacement relationships for pile foundations in soft clays ".Fifht Annual Offshore Technology Conf.Houston, Tex, april - may.

Zeevaert, L (1983), Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions.Van Nostrand Reinhold, New York.

Zeevaert, L (1980).Interacción Suelo - Estructura de Cimentación. Limusa

Zeevaert, L (1983), Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions.2nd edition, Van Nostrand Reinhold, New York.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO GENERAL EN PROYECTO Y
CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS**

MODULO II

**DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES
SEGÚN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES
DEL DISTRITO FEDERAL**

TEMA

**EJEMPLO DE INTERACCIÓN ESTÁTICA
SUELO - ESTRUCTURA**

**EXPOSITOR: ING. AGUSTÍN DEMENEGHI COLINA
PALACIO DE MINERÍA
JULIO 1998**

EJEMPLO DE INTERACCION ESTÁTICA SUELO - ESTRUCTURA

Agustín Demeneghi Colina ¹

Determinar los desplazamientos y los elementos mecánicos en los nudos de la estructura de la fig. 1. Las propiedades son :

| | | |
|------------------------|-----------|--|
| Estructura | | $E = 1,130,000 \text{ t/m}^2$ $I = 0.05163 \text{ m}^4$ |
| Terreno de cimentación | Estrato 1 | $M_z = 0.002 \text{ m}^2/\text{t}$ |
| | Estrato 2 | $M_z = 0.0018 \text{ m}^2/\text{t}$ |

Hágase la hipótesis de que la estructura se puede considerar continua en sus extremos, con un momento flexionante en ellos que tienda a cero.

Solución

a) Análisis estructural

El sistema de cargas sobre la estructura se muestra en la fig. 2. La numeración de barreras y grados de libertad en la fig. 3. Se desprecian efectos de acortamiento de barras y torsión.

La matriz de rigidez de la barra 1 vale (ec. 2).

$$\mathbf{K}_1 = \begin{bmatrix}
 \theta_4 & \theta_5 & \delta_1 & \delta_2 \\
 58341.9 & 29170.95 & -21878.21 & 21878.21 \\
 29170.95 & 58341.9 & -21878.21 & 21878.21 \\
 -21878.21 & -21878.21 & 10939.1 & -10939.1 \\
 21878.2 & 21878.2 & -10939.1 & 10939.1
 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_4 \\ \theta_5 \\ \delta_1 \\ \delta_2 \end{matrix}$$

La matriz de rigidez de la barra 2 vale (ec. 2)

$$\mathbf{K}_1 = \begin{bmatrix}
 \theta_4 & \theta_5 & \delta_1 & \delta_2 \\
 58341.9 & 29170.95 & -21878.21 & 21878.21 \\
 29170.95 & 58341.9 & -21878.21 & 21878.21 \\
 -21878.21 & -21878.21 & 10939.1 & -10939.1 \\
 21878.2 & 21878.2 & -10939.1 & 10939.1
 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_4 \\ \theta_5 \\ \delta_1 \\ \delta_2 \end{matrix}$$

¹ Profesor del Departamento de Geotecnia División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica. Facultad de Ingeniería. UNAM.

El vector de cargas de empotramiento de la barra 1 vale (ec. 4)

$$\underline{\underline{P}}_1^e = \begin{bmatrix} 4.9333 - 0.91667r_1 - 0.41667r_2 \\ -4.9333 + 0.41667r_1 + 0.91667r_2 \\ 0 \\ -7.4 + 0.375r_1 + 1.625r_2 \\ -7.4 + 1.625r_1 + 0.375r_2 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_4 \\ \theta_5 \\ \delta_1 \\ \delta_2 \end{matrix}$$

El vector de cargas de empotramiento de la barra 2 vale (ec. 4)

$$\underline{\underline{P}}_2^e = \begin{bmatrix} 4.9333 - 0.91667r_1 - 0.41667r_2 \\ -4.9333 + 0.41667r_1 + 0.91667r_2 \\ -7.4 + 0.375r_1 + 1.625r_2 \\ -7.4 + 1.625r_1 + 0.375r_2 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_4 \\ \theta_5 \\ \delta_1 \\ \delta_2 \end{matrix}$$

La matriz de rigidez y el vector de cargas de empotramiento de la estructura están dados por suma de las matrices y vectores de las barras 1 y 2, respectivamente. No se considera el grado de libertad 5 (θ_5) porque la simetría es igual a cero.

$$\underline{\underline{K}} = \begin{matrix} & \delta_1 & \delta_2 & \delta_3 & \theta_4 & \theta_6 \\ \begin{bmatrix} 10939.1 & -10939.1 & 0 & -21878.2 & 0 \\ -4.939.1 & 21878.2 & -10939.1 & 21878.2 & -21878.2 \\ 0 & .10939.1 & 10939.1 & 0 & 21878.2 \\ -21878.2 & 21878.2 & 0 & 58341.9 & 0 \\ 0 & -27878.2 & 21878.2 & 0 & 58341.9 \end{bmatrix} & \delta_1 \\ & \delta_2 \\ & \delta_3 \\ & \theta_4 \\ & \theta_6 \end{matrix}$$

$$\underline{\underline{P}}^e = \begin{bmatrix} -7.4 + 1.625r_1 + 0.375r_2 \\ -14.8 + 0.375r_1 + 3.25r_2 + 0.375r_3 \\ -7.4 + 1.625r_2 + 0.375r_3 \\ 4.9333 - 0.91667r_1 - 0.41667r_2 \\ -4.9333 + 0.41667r_2 + 0.91667r_3 \end{bmatrix} \begin{matrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \theta_4 \\ \theta_6 \end{matrix}$$

$$\underline{\underline{P}}^e = \begin{bmatrix} -35 \\ -50 \\ -35 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \theta_4 \\ \theta_6 \end{matrix}$$

Tomando en cuenta que por simetría $\delta_1 = \delta_3$, $\theta_4 = -\theta_6$, y utilizando la ecuación matricial:

$$\mathbf{K} \underline{\delta} + \mathbf{P}^e + \mathbf{P}^c = 0$$

se llega al siguiente sistema de ecuaciones

$$10939.1\delta_1 - 10939.1\delta_2 - 21878.12\theta_4 + 1.625r_1 + 0.375r_2 - 7.4 - 35 = 0 \quad (a)$$

$$-21878.2\delta_1 + 21878.2\delta_2 + 43756.4\theta_4 + 0.75r_1 + 3.25r_2 - 14.8 - 50 = 0 \quad (b)$$

$$-21878.2\delta_1 + 21878.2\delta_2 + 58341.9\theta_4 - 0.916667r_1 - 0.416667r_2 + 4.9333 = 0 \quad (c)$$

b) Hundimientos del terreno

Se emplea la ec. 5

$$\delta_i = \delta_{oi} + \sum_{j=1}^{n_e} \mathbf{M}_{z,ij} \mathbf{H}_{ij} \sum_{k=1}^{n_r} \mathbf{I}_{ijk} r_k d_k / a_k$$

Los valores de influencia I_{ijk} se obtienen aplicando presiones unitarias y calculando los esfuerzos producidos por estas presiones unitarias. Por ejemplo, el valor I_{111} se determina aplicando una presión unitaria en el área 1 (área de 2 por 2 m²) y calculando el esfuerzo normal vertical $\sigma_z = I_{111} = 0.4878$. Los demás valores de influencia se obtienen en forma similar.

En la tabla 1 se presentan los valores de influencia del terreno de cimentación y en la tabla 2 las magnitudes de los elementos de la matriz de flexibilidades del suelo. Tomando en cuenta que por simetría $\delta_1 = \delta_3$, $r_1 = r_3$, se obtienen los hundimientos δ_1 en función de las cargas r_1 :

$$\delta_1 = 0.000817668 r_1 + 0.000349723 r_2 \quad \text{-----} (d)$$

$$\delta_2 = 0.0000634471 r_1 + 0.00163405 r_2 \quad \text{-----} (e)$$

c) Compatibilidad de deformaciones

Resolviendo el sistema de ecuaciones a e :

$$\delta_1 = 0.021759 \text{ m} \quad \delta_2 = 0.020075 \quad \theta_4 = 0.0010381$$

$$r_1 = 26.129 \text{ t/m} \quad r_2 = 11.271 \text{ t/m}$$

e) Elementos mecánicos

Como ejemplo, determinaremos los elementos mecánicos en la barra 1.

Aplicando las ecs. 6 a 9

$$M_4' = 0 \qquad M_5' = 9.717 \text{ t. M} \qquad V_1' = 35 \text{ t} \qquad V_2' = 25 \text{ t}$$

f) Expansiones del subsuelo

Para determinar el efecto de una expansión del subsuelo, consideremos que los puntos 1 y 3 sufren un levantamiento en campo libre de 2.5 cm. La ec. D queda:

$$\delta_1 = -0.025 + 0.000817668 r_1 + 0.00003349723 r_2 \qquad (d')$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones α a e (con la ec. D' en lugar de la ec. D), se halla

$$\delta_1 = 0.00003896 \text{ m} \qquad \delta_2 = 0.005754 \qquad \theta_4 = -0.0002122$$

$$r_1 = 35.247 \text{ t/m} \qquad r_2 = 2.153 \text{ t/m}$$

Hallemos los elementos mecánicos en la barra 1 , aplicando las ecs. 6 a 9 .

$$M_4' = 0 \qquad M_5' = 46.189 \text{ t.m} \qquad V_1' = 35 \text{ t} \qquad V_2' = 25 \text{ t}$$

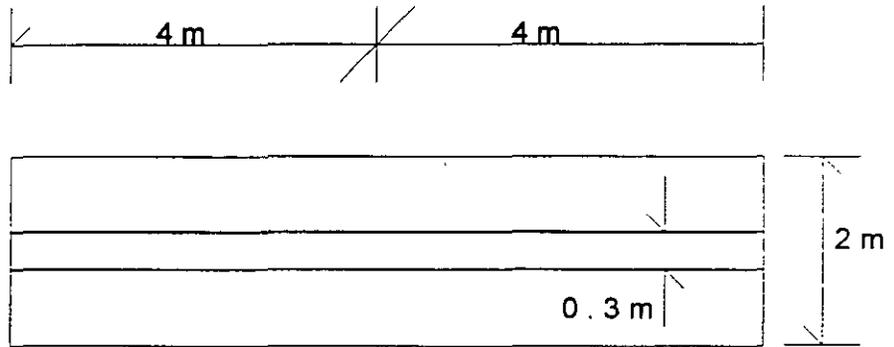
Nótese el incremento de la reacción r_1 de 26.129 a 35.247 t / m y la disminución de la reacción r_2 de 11.271 a 2.153 t / m. También es significativo el incremento del momento flexionante en el nudo 5, que pasa de 9.717 a 46.189 t. M , con un aumento de 375 %.

TABLA 1
CALCULO DE LOS VALORES DE INFLUENCIA

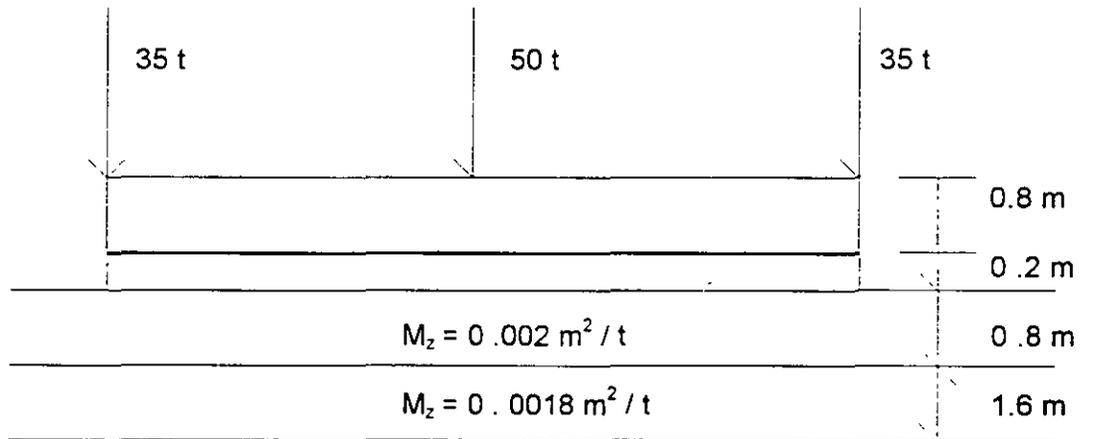
| | | | |
|---|---|---|--------------|
| 1 | 1 | 1 | .4878484 |
| 1 | 1 | 2 | 7.820726E-04 |
| 1 | 1 | 3 | 7.838011E-04 |
| 1 | 2 | 1 | .2963525 |
| 1 | 2 | 2 | 2.385181E-02 |
| 1 | 2 | 3 | 4.411916E-04 |
| 2 | 1 | 1 | 7.368624E-04 |
| 2 | 1 | 2 | .9756968 |
| 2 | 1 | 3 | 7.368624E-04 |
| 2 | 2 | 1 | 2.162087E-02 |
| 2 | 2 | 2 | .592705 |
| 2 | 2 | 3 | 2.162087E-02 |
| 3 | 1 | 1 | 7.838011E-06 |
| 3 | 1 | 2 | 7.820726E-04 |
| 3 | 1 | 3 | .4878484 |
| 3 | 2 | 1 | 4.414916E-04 |
| 3 | 2 | 2 | 2.385181E-02 |
| 3 | 2 | 3 | .2963525 |

TABLA 2
MATRIZ DE FLEXIBILIDADES DEL SUELO

| | | |
|---|---|---------------|
| 1 | 1 | 8.170263E-04 |
| 1 | 2 | 3.497227E-05 |
| 1 | 3 | 6.420184E-07 |
| 2 | 1 | 3.172354E-05 |
| 2 | 2 | 1.6340053E-03 |
| 2 | 3 | 30172354E-05 |
| 3 | 1 | 6.420184E-07 |
| 3 | 2 | 3.497227E-05 |
| 3 | 3 | 8.170263E-04 |



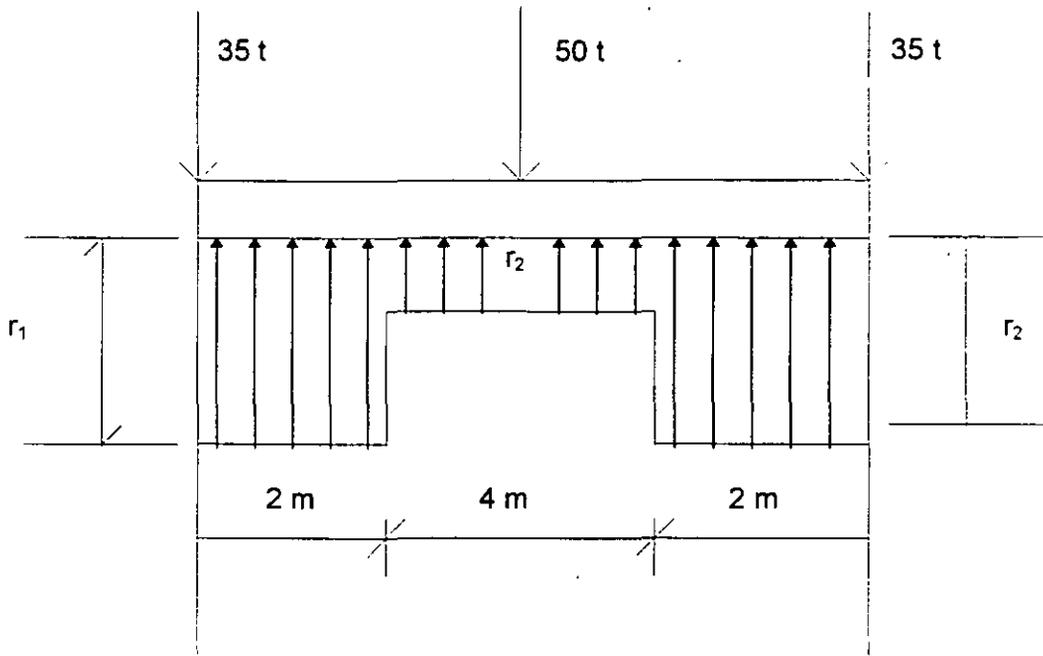
PLANTA



ELEVACIÓN

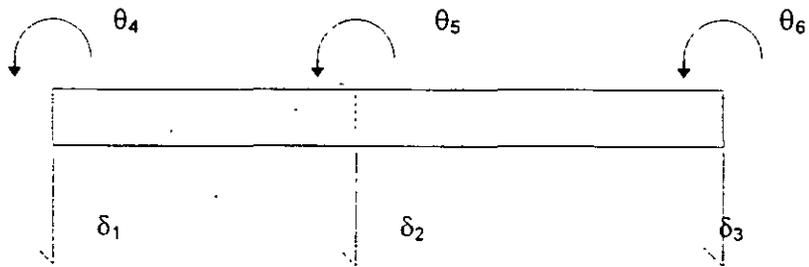
CARACTERÍSTICAS DE ESTRUCTURA Y TERRENO DE CIMENTACIÓN

FIGURA 1



SISTEMA DE CARGAS

FIGURA 2



NUMERACIÓN DE BARRAS Y GRADOS DE LIBERTAD

FIGURA 3

INTERACCIÓN ESTÁTICA SUELO - ESTRUCTURA

MÉTODO ITERATIVO

Agustín Deméneghi Colina ²

La interacción suelo - estructura se puede resolver mediante un método iterativo. Esto tiene aplicación en la práctica cuando se dispone de un paquete o un programa de computadora que sustituye al terreno de cimentación por " resortes ", que representan el módulo de reacción de dicho terreno. Dado que no se conoce *a priori* la constante del resorte, pues depende del diagrama de reacción del suelo, que es lo que justamente se está buscando, se tiene que recurrir a un método iterativo, que consiste en suponer valores iniciales de las deformaciones de la estructura, y por otra las deformaciones del suelo; la diferencia entre deformaciones de estructura y suelo permite ajustar la " constante del resorte "; el procedimiento se repite hasta que coinciden las deformaciones de estructura y terreno.

Esta técnica tiene la ventaja de que converge rápidamente, de tal forma que usualmente a la tercera iteración se alcanzan resultados satisfactorios.

Las expresiones que se emplean son las siguientes :

a) En el terreno de cimentación se entra con las cargas (o reacciones) r_i y se determinan las deformaciones δ_i con la matriz de flexibilidades del suelo (se puede iniciar con la reacción uniforme igual a la sumatoria de cargas verticales entre la longitud total de los cimientos); los módulos de reacción k_{vi} se obtienen

$$k_{vi} = \frac{r_i d_i}{\delta_i} \quad (1)$$

b) En la estructura se entra con las k_{vi} y se calculan las deformaciones δ_i ; las reacciones r_i por unidad de longitud (en t / m) se obtienen.

$$r_i = \frac{K_{vi} \delta_i}{d_i} \quad (2)$$

donde d_i es la longitud en que actúa r_i .

Con estos valores de r_i se entra nuevamente al suelo (inciso a), y el proceso se repite hasta que coinciden las deformaciones de estructura y suelo.

Ilustraremos el proceso anterior con el ejemplo del capítulo anterior. Cabe aclarar que no se obtendrán los mismos resultados, pues en este ejemplo en particular se supone que la reacción

² Profesor del Departamento de Geotecnia. División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica. Facultad de Ingeniería. UNAM.

del terreno (a través de los " resortes ") está conectada en los nudos, mientras que en el ejemplo anterior la reacción del suelo se tomaba como repartida. Si se usaran mas " resortes " se alcanzaría una mayor coincidencia entre ambos métodos.

En el terreno de cimentación se había obtenido

$$\delta_1 = 0.000817668 r_1 + 0.000349723 r_2 \quad \text{-----(3)}$$

$$\delta_2 = 0.0000634471 r_1 + 0.00163405 r_2 \quad \text{-----(4)}$$

En la estructura la matriz de rigidez k no cambia. Los vectores de empotramiento y de cargas concentradas valen.

$$\mathbf{P}^c = \begin{bmatrix} -7.4 - 35 \\ -14.8 - 50 \\ -7.4 - 35 \\ 4.9333 \\ -4.9333 \end{bmatrix} \quad \mathbf{p}^c = \begin{bmatrix} k_{v1} \delta_1 \\ k_{v2} \delta_2 \\ k_{v3} \delta_3 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Utilizando la simetría $\delta_1 = \delta_3$, $\theta_4 = -\theta_6$, y aplicando la ecuación matricial

$$\mathbf{K} \delta + \mathbf{P}^{\theta} + \mathbf{P}^{\theta} = 0$$

se llega al siguiente sistema de ecuaciones:

$$(10\,939.1 + k_{v1}) \delta_1 - 10\,939.1 \delta_2 - 21\,878.12 \theta_4 - 42.4 = 0 \quad (5)$$

$$-21\,878.2 \delta_1 + (21\,878.2 + k_{v2}) \delta_2 + 43\,756.4 \theta_4 - 64.8 = 0 \quad (6)$$

$$-21\,878.2 \delta_1 + 21\,878.2 \delta_2 + 58\,341.9 \theta_4 + 4.9333 = 0 \quad (7)$$

1ra Iteración

Iniciemos el proceso considerando una reacción uniforme

$$r = (35(2) + 50 + 3.7(8)) / 8 = 18.7 \text{ t/m}$$

Sean $r_1 = r_2 = 18.7 \text{ t/m}$

Terreno de cimentación. Aplicando las ecs 3,4 y 1

| δ_1 | δ_2 | K_{v1} | K_{v2} |
|------------|------------|----------|----------|
| m | m | t/m | t/m |
| 0.015944 | 0.031743 | 2345.7 | 2356.4 |

Estructura. Con los K_{vi} anteriores y aplicando las ecs 5, 6, 7 y 2

| δ_1 | δ_2 | r_1 | r_2 |
|------------|------------|-------|-------|
| m | m | t/m | t/m |
| 0.020700 | 0.022280 | 24.28 | 13.12 |

2da iteración

Terreno de cimentación. Con los r_i anteriores determinados a partir del análisis estructural y aplicando las ecs 3, 4 y 1

| δ_1 | δ_2 | K_{v1} | K_{v2} |
|------------|------------|----------|----------|
| m | m | t/m | t/m |
| 0.020312 | 0.022979 | 2390.7 | 2283.8 |

Estructura. Con los K_{vi} anteriores y aplicando las ecs 5, 6, 7 y 2

| δ_1 | δ_2 | r_1 | r_2 |
|------------|------------|-------|-------|
| m | m | t/m | t/m |
| 0.020587 | 0.022403 | 24.61 | 12.79 |

3ra iteración

Terreno de cimentación. Con los r_i anteriores determinados a partir del análisis estructural y aplicando las ecs 3, 4 y 1

| δ_1 | δ_2 | K_{v1} | K_{v2} |
|------------|------------|----------|----------|
| m | m | t/m | t/m |
| 0.020570 | 0.022461 | 24.63 | 12.77 |

Estructura. Con los K_{v1} anteriores y aplicando las ecs 5, 6, 7 y 2

| δ_1 | δ_2 | r_1 | r_2 |
|------------|------------|-------|-------|
| m | m | t/m | t/m |
| 0.020589 | 0.022422 | 24.63 | 12.77 |

Apreciamos que en la tercera iteración prácticamente coinciden las deformaciones de suelo y estructura.

ITERACIÓN ESTÁTICA SUELO-ESTRUCTURA EN ARCILLAS EXPANSIVAS

Agustín Deméneghi Colina

1. Cálculo de la iteración estática suelo-estructura

La interacción estática suelo-estructura se puede extender a lugares donde el subsuelo esté formado por arcillas expansivas. En este caso la expansión del subsuelo en un punto i se puede tomar con una deformación que denominaremos δ_{oi} . La deformación del punto i , considerando además el efecto de las cargas r_k estará dada por la siguiente expresión:

$$\delta_i = \delta_{oi} + \frac{\sum_{j=1}^{n_e} M_{zij} H_{ij} \sum_{k=1}^{n_r} l_{ijk} r_k d_k}{a_k} \quad (1)$$

donde

M_{zij} = módulo lineal de deformación, igual al cociente de la deformación unitaria vertical del estrato j , entre el esfuerzo normal vertical que la ocasiona.

H_{ij} = espesor del estrato j , bajo el punto i .

l_{ijk} = valor de influencia, igual al esfuerzo normal vertical.

R_k = reacción en el punto h , en t/m

d_k = distancia en que actúa r_k

n_e = número de estratos.

n_r = número de reacciones.

El levantamiento en un punto se tomará con un valor negativo. Así, si el suelo experimenta en el punto i una expansión en campo libre de 4 cm, $\delta_{oi} = -4$ cm.

Consideremos el ejemplo de Deméneghi (1995) y supongamos que los puntos 1, 3, 7 y 9 sufren una expansión en campo libre de 3 cm. Por lo tanto.

$$\delta_{o1} = \delta_{o3} = \delta_{o7} = \delta_{o9} = - 0.03 \text{ m}$$

La ec. f queda

$$\delta_1 = - 0.03 + 0.012733 r_1 + 0.0033854 r_2 + 0.00063012 r_5 \quad (f')$$

Las demás ecuaciones permanecen iguales. Resolviendo el sistema (a) a (h):

| | | |
|--------------------------------|--------------------------------|-------------------------------|
| $\delta_1 = 0.02478 \text{ m}$ | $\delta_2 = 0.02695 \text{ m}$ | $\delta_3 = 0.4874 \text{ m}$ |
| $\theta_{10} = 0.00003207$ | $\theta_{13} = -0.004690$ | |
| $r_1 = 4.121 \text{ t/m}$ | $\delta_2 = 0.443 \text{ t/m}$ | $r_3 = 1.287 \text{ t/m}$ |

Presentamos a continuación la determinación de los elementos mecánicos en las barras 1 y 7:

Barra 1 (dirección x)

Se aplican las ecs 6 a 11, 14 y 15

| | |
|-------------------------------|------------------------------|
| $M_{10} = -1.457 \text{ t.m}$ | $M_{12} = 3.072 \text{ t.m}$ |
| $V_1 = 4.788 \text{ t}$ | $V_2 = 1.584 \text{ t}$ |
| $M_{11} = -1.464 \text{ t.m}$ | $M_{13} = 1.464 \text{ t.m}$ |

Barra 7 (dirección y)

Se aplican las ecs 6 a 13

| | |
|-------------------------------|-------------------------------|
| $M_{11} = -1.457 \text{ t.m}$ | $M_{17} = 3.072 \text{ t.m}$ |
| $V_1 = 4.788 \text{ t}$ | $V_4 = 1.584 \text{ t}$ |
| $M_{10} = 1.464 \text{ t.m}$ | $M_{10} = -1.464 \text{ t.m}$ |

En la fig. 1 se exhiben los elementos mecánicos en las barras 1 y 7. Se han graficado además, para fines de comparación, los elementos mecánicos sin considerar expansión. El incremento más importante se presenta en el momento flexionante (grado de libertad 12) del nudo de derecho de la barra 1 (o barra 7), en el que inclusive se presenta un cambio de signo; el aumento es del orden de 220 %. También se presenta un incremento considerable del orden de 53 %, en el cortante (grado de libertad 2) del nudo derecho.

Lo anterior hace ver la necesidad de tomar en cuenta la expansión del subsuelo, en la interacción estática suelo-estructura.

2. Determinación de deformaciones y propiedades del suelo

En suelos cohesivos parcialmente saturados en que la presión hidráulica $u_v \leq 0$, la presión de confinamiento resultante P_{oe} está dada por la suma de los efectos debidos a la presión debida a peso propio P_{oo} (presión total de confinamiento) y los debidos a la presión de succión P_s . La deformabilidad del suelo depende de la presión de confinamiento resultante P_{ce} .

Para fines de análisis de iteración suelo-estructura, conviene separar el problema calculado dos clases de deformaciones:

- La deformación debida a la variación de la succión, manteniendo los demás esfuerzos (presiones totales) constantes (deformación en campo libre δ_{oi} , ec 1); y
- La deformación debida a incrementos de esfuerzos ocasionados por la estructura, manteniendo la presión de succión constante (segundo término del segundo miembro de la ec 1). Por lo tanto, el módulo M_{zij} debe determinarse para una succión constante.

3. Consideraciones prácticas

Con el empleo de la interacción suelo-estructura se puede determinar en forma más realista los desplazamientos diferenciales en una estructura. A pesar de que el ejemplo aquí presentado no es totalmente representativo de lo que ocurre en una arcilla expansiva, puede sin embargo ilustrar, en forma cualitativa el fenómeno de iteración que se presenta en esta clase de suelo. Tomando los datos del ejemplo, supongamos que la estructura se construyó en la temporada de estiaje y que está sufrió los siguientes asentamientos:

| Nudo | Asentamiento cm |
|------|--------------------|
| 1 | 4.16 |
| 2 | 3.49 |

Consideremos que por alguna razón se incrementa la humedad del subsuelo (agua de lluvia, rotura de tubería de drenaje, riego, etcétera), y que, en la zona aledaña sufrió una expansión de 3 cm. Los desplazamientos de la estructura, después de esta expansión, quedaron

| Nudo | Asentamiento cm |
|------|--------------------|
| 1 | 2.48 |
| 2 | 2.70 |

El nudo 1 se levantó $4.16 - 2.48 = 1.68$ cm, mientras que el nudo 2 levantó $3.49 - 2.70 = 0.79$ cm. Es decir, a pesar de que la expansión del suelo (en campo libre) fue de 3 cm, por efecto de las cargas sobre el terreno y de la rigidez de la estructura de cimentación, las deformaciones de la estructura fueron menores.

En términos generales, es conveniente calcular las deformaciones de la estructura para diferentes estados de movimiento. Así, una posible condición consiste en que la estructura se construya en temporada de estiaje, y que sufra asentamientos sólo por incrementos de carga debidos a la estructura; posteriormente, en época de lluvias se incrementa la humedad del subsuelo y ocurrirán expansiones de la arcilla y de la estructura. Otra posible trayectoria de deformaciones puede consistir en que la estructura se construya en época de lluvias, y que la estructura experimente asentamientos por la carga sobre el subsuelo; en temporada de estiaje el subsuelo se enjuntará y se presentarán asentamientos adicionales en la estructura.

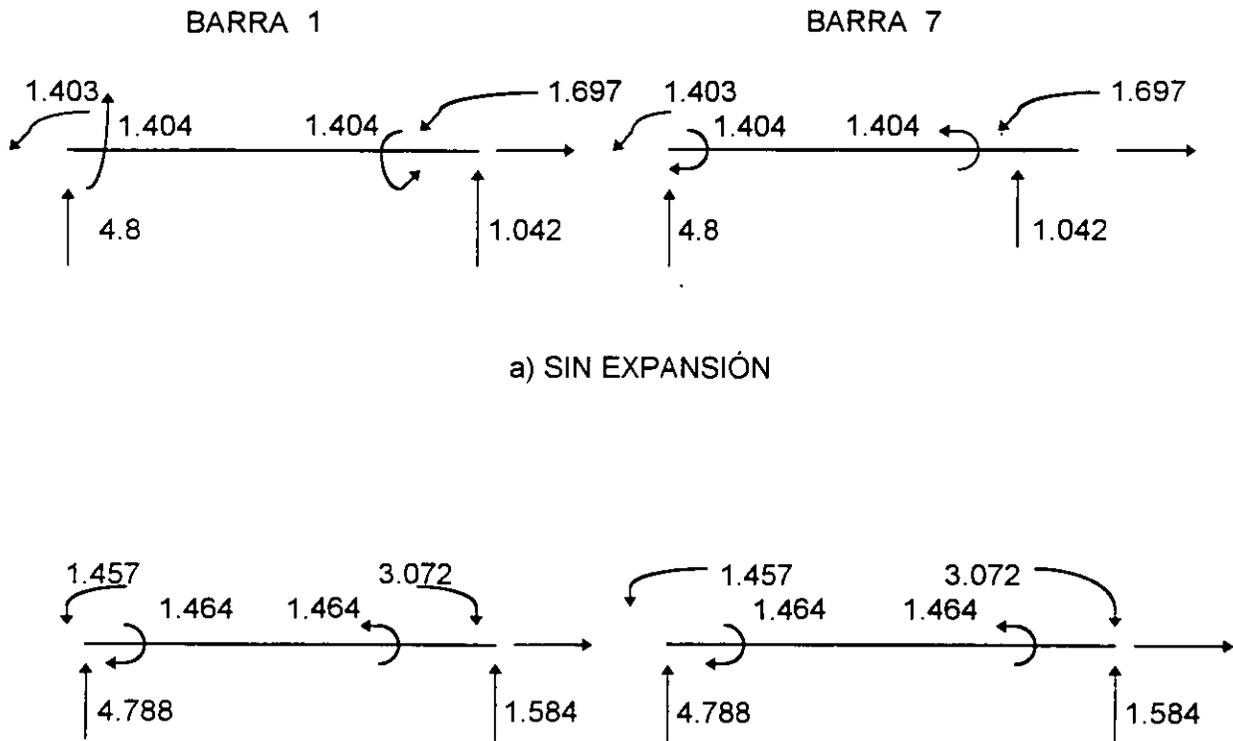
Los desplazamientos diferenciales se deberán comparar con los desplazamientos diferenciales tolerables. En la fig. 2 (Bjerrum 1963) y en la tabla 1 (Sowers 1962) se presentan magnitudes de estos desplazamientos tolerables (la fig. 2 y la tabla 1 están tomados de Lambe y Whitman 1969).

Se espera que lo expuesto en párrafos anteriores pueda contribuir a conocer mejor el comportamiento de la interacción estática suelo-estructura en arcillas expansivas. Es obvio que lo que aquí está presentado puede ser apenas el inicio de un programa de investigación mucho más completo sobre el tema

Referencias

Deméneghi, A, "Método tridimensional de interacción estática suelo-estructura", Memorias del X Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ing. de Cimentaciones, Vol. 2, Guadalajara, Jal, 1995

Lambe, T W, y Whitman, R V, Soil Mechanics, Willey, 1969



a) SIN EXPANSIÓN

b) CON UNA EXPANSIÓN DE 3 cm EN EL GRADO DE LIBERTAD 1 (NUDO IZQUIERDO)

FIGURA 1



**FACULTAD DE INGENIERÍA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO GENERAL EN PROYECTO Y
CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS**

MODULO II

**DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES
SEGÚN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES
DEL DISTRITO FEDERAL**

TEMA

**MÉTODOS DE RIGIDECES
MARCOS PLANOS CON BARRAS INCLINADAS**

**EXPOSITOR: ING. AGUSTÍN DEMENEGHI COLINA
PALACIO DE MINERÍA
JULIO 1998**

METODOS DE RIGIDECES

MARCOS PLANOS CON BARRAS INCLINADAS

Agustín Deméneghi Colina¹

El método de rigideces consta de las siguientes etapas (Beaufait et al 1970):

- a) Se empotra la estructura y se determinan los elementos mecánicos cuando la estructura está empotrada;
- b) Se liberan los nudos de la estructura y se hallan los elementos mecánicos cuando debidos a desplazamientos lineales y angulares;
- c) Se establecen las condiciones de equilibrio en cada uno de los nudos donde haya desplazamientos diferentes de cero;
- d) Se resuelven las ecuaciones de equilibrio y se obtienen los desplazamientos de la estructura;
- e) Se obtienen los elementos mecánicos en los nudos de la estructura.

La ecuación general de equilibrio de la estructura es

$$\underline{K} \underline{\delta} + \underline{P}^e + \underline{P}^c = 0 \quad (1)$$

donde

\underline{K} = matriz de rigideces de la estructura

$\underline{\delta}$ = vector de desplazamientos

\underline{P}^e = vector de cargas de empotramiento

\underline{P}^c = vector de cargas concentradas

La matriz de rigideces de la estructura se puede obtener mediante la suma de las matrices de rigidez de todas y cada una de las barras que forman la estructura. El vector de cargas de empotramiento de toda la estructura es igual a la suma de los vectores de carga de todas y cada una de las barras de la estructura.

A continuación obtendremos la matriz de rigidez y el vector de cargas de empotramiento de una barra con apoyos continuos. Utilizaremos la siguiente convención de signos, para una barra horizontal (fig. 1): los giros se consideran positivos en sentido antihorario, los desplazamientos verticales son positivos si van hacia abajo y los desplazamientos

¹ Profesor del Departamento de Geotecnia. División de Ingeniería Civil; Topográfica y Geodésica. Facultad de Ingeniería. UNAM.

horizontales son positivos si van hacia la izquierda (fig. 1b). Los momentos flexionates son positivos en sentido horario, las fuerzas cortantes verticales son positivas si van hacia arriba y las fuerzas cortantes horizontales son positivas si van hacia la derecha (fig. 1c).

Demos un giro θ_p en el extremo izquierdo de la barra. En la fig. 2a se muestran los elementos mecánicos ocasionados por este giro. En la fig. 2b se muestran los elementos mecánicos producidos por un giro θ_q en el extremo derecho. Las figs. 2c y 2d exhiben los elementos mecánicos provocados por un desplazamiento vertical δ_r en el nudo izquierdo y un desplazamiento vertical δ_s en el nudo derecho, respectivamente. Las figs. 2e y 2f muestran los elementos mecánicos producidos por un desplazamiento horizontal δ_u en el nudo izquierdo y un desplazamiento horizontal δ_v en el nudo derecho. Las figs. 2g y 2h contienen los momentos producidos por un giro de torsión θ_a en el nudo izquierdo y un giro de torsión θ_b en el nudo derecho.

Los elementos mecánicos que aparecen en la barra m valen

$$M_p = wL^2 / 12 + (4EI / L) \theta_p + (2EI / L) \theta_q - (6EI / L^2) \delta_r + (6EI / L) \delta_s \quad (2)$$

$$M_q = - wL^2 / 12 + (2EI / L) \theta_p + (4EI / L) \theta_q - (6EI / L^2) \delta_r + (6EI / L) \delta_s \quad (3)$$

$$V_r = - wL / 2 - (6EI / L) \theta_p - (6EI / L^2) \theta_q + (12 EI / L^3) \delta_r - (12 EI / L^3) \delta_s \quad (4)$$

$$V_s = - wL / 2 - (6EI / L) \theta_p - (6EI / L^2) \theta_q - (12 EI / L^3) \delta_r - (12 EI / L^3) \delta_s \quad (5)$$

$$N_u = (AE / L) \delta_u - (AE / L) \delta_v \quad (6)$$

$$N_v = - (AE / L) \delta_u + (AE / L) \delta_v \quad (7)$$

$$M_a = (GI_t / L) \theta_a - (GI_t / L) \theta_b \quad (8)$$

$$M_b = - (GI_t / L) \theta_a - (GI_t / L) \theta_b \quad (9)$$

En una viga de sección rectangular, el momento polar de inercia debido a torsión se puede valuar en forma aproximada (Beaufait et al 1970)

$$I_t \cong \frac{hb^3}{3} \left[1 - 0.63 \frac{b}{h} + 0.052 \left(\frac{b}{h} \right)^5 \right] \quad h \geq b$$

los elementos mecánicos que transmite la barra al nudo están dados por

$$\underline{P}_m = \underline{K}_m \delta_m + \underline{P}_m^c$$

donde:

$$\underline{K}_m = \begin{bmatrix} 4EI/L & 2EI/L & -6EI/L & 6EI/L^2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 2EI/L & 4EI/L & -6EI/L & 6EI/L^2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -6EI/L & -6EI/L^2 & 12EI/L & -12EI/L^3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 6EI/L & 6EI/L^2 & -12EI/L & 12EI/L^3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & AE/L & -AE/L & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -AE/L & AE/L & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & GI/L & -GI/L \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -GI/L & GI/L \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_p \\ \theta_q \\ \theta_r \\ \theta_s \\ \theta_u \\ \theta_v \\ \theta_a \\ \theta_b \end{bmatrix} \quad (11)$$

$$\delta_m = \begin{bmatrix} \theta_p \\ \theta_q \\ \delta_r \\ \delta_s \\ \delta_u \\ \delta_v \\ \theta_a \\ \theta_b \end{bmatrix} \quad (12)$$

$$\underline{P}_m^e = \begin{bmatrix} wL^2/12 \\ -wL^2/12 \\ -wL/2 \\ -wL/2 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (13)$$

\underline{K}_m = matriz de rigidez de la barra m.

δ_m = vector de desplazamiento de la barra m.

\underline{P}_m^e = vector de cargas de empotramiento de la barra m.

Veamos a continuación la determinación de la matriz de rigidez y del vector de cargas de empotramiento para una estructura con barras inclinadas. En la fig. 3 se presenta la transformación de un vector del sistema global $x - z$ al sistema local $x' - z'$. Consideremos ahora la barra inclinada de la fig. 4 (barra m). Par el sistema local $x' - z'$ (fig. 4a):

$$\underline{P}'_m = \underline{K}'_m \delta'_m + (\underline{P}'_m)^e \quad (14)$$

Pero

$$\delta'_m = \underline{I}_m \delta_m \quad (15)$$

donde (fig. 4), despreciando el efecto de torsión con eje de giro vertical:

$$\underline{\delta}_m = \begin{bmatrix} \theta_p \\ \theta_q \\ \delta_r \\ \delta_s \\ \delta_u \\ \delta_v \\ \theta_a \\ \theta_b \end{bmatrix} \quad (16)$$

$$\underline{\delta}_m = \begin{bmatrix} \theta_p \\ \theta_q \\ \delta_r \\ \delta_s \\ \delta_u \\ \delta_v \\ \theta_a \\ \theta_b \end{bmatrix} \quad (17)$$

$$\underline{I}_m = \begin{bmatrix} \theta_p & \theta_q & \delta_r & \delta_s & \delta_u & \delta_v & \theta_a & \theta_b \\ 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \cos\alpha & 0 & -\sin\alpha & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos\alpha & 0 & -\sin\alpha & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \sin\alpha & 0 & \cos\alpha & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \sin\alpha & 0 & \cos\alpha & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cos\alpha & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cos\alpha \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_p \\ \theta_q \\ \delta_r \\ \delta_s \\ \delta_u \\ \delta_v \\ \theta_a \\ \theta_b \end{bmatrix} \quad (18)$$

Pero

$$(\underline{P}_m^e)' = \underline{I}_m \underline{P}_m \quad (19)$$

$$\underline{P}_m' = \underline{I}_m \underline{P}_m \quad (20)$$

Sustituyendo la ec 20 en la ec 14

$$\underline{I}_m \underline{P}_m = \underline{K}_m' \underline{\delta}_m' + (\underline{P}_m^e)' \quad (21)$$

Sustituyendo las ecs. 15 y 18 en la ec. 21

$$\underline{I}_m \underline{P}_m = \underline{K}_m' \underline{I}_m \underline{\delta}_m + \underline{I}_m \underline{P}_m^e$$

Premultiplicando por \underline{I}_m^{-1}

$$\underline{P}_m = \underline{I}_m^{-1} \underline{K}_m' \underline{I}_m \underline{\delta}_m + \underline{P}_m^e$$

Es decir $\underline{P}_m = \underline{K}_m \underline{\delta}_m + \underline{P}_m^e$ (22)

donde $\underline{K}_m = \underline{T}_m^{-1} \underline{K}_m' \underline{T}_m$ (23)

Sustituyendo las ecs. 11 y 18 en la ec. 23, se obtiene la matriz \underline{K}_m , la cual se muestra en la tabla 1.

Para el vector de cargas de empotramiento:

$$\underline{P}_m^e = \underline{T}_m^{-1} (\underline{P}_m^e)'$$
 (24)

Para una barra sometida a una carga uniforme w , el vector \underline{P}_m^e vale

$$\underline{P}_m^e = \begin{bmatrix} \frac{wL^2}{12} \\ -\frac{wL^2}{12} \\ -\left(\frac{wL}{2}\right) \cos \alpha \\ -\left(\frac{wL}{2}\right) \cos \alpha \\ \left(\frac{wL}{2}\right) \text{sen} \alpha \\ \left(\frac{wL}{2}\right) \text{sen} \alpha \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$
 (25)

La ec. 23 proporciona la matriz de rigidez de la barra inclinada m , para el sistema coordenado general x - z . La ec. 24 proporciona el vector de cargas de empotramiento de la barra inclinada m , para el sistema coordenado general x - z .

Como mencionamos antes, la matriz de rigideces de la estructura se puede obtener mediante la suma de las matrices de rigidez de todas y cada una de las barras que forman la estructura. El vector de cargas de empotramiento de toda la estructura es igual a la suma de los vectores de carga de todas y cada una de las barras de la estructura. Sustituyendo en la ec. 1 se obtiene la ecuación matricial de equilibrio de toda la estructura; resolviendo el sistema de ecuaciones se obtienen los desplazamientos correspondientes al sistema global x - z (vector $\underline{\delta}$).

La determinación de los elementos mecánicos de la barra m requiere de la obtención previa de sus desplazamientos, con el empleo de la ec. 15:

$$\underline{\delta}'_m = \underline{T}_m \underline{\delta}_m$$
 (15)

es decir

$$\theta'_p = \theta_p \quad \theta'_q = \theta_q \quad (26)$$

$$\delta'_r = \delta_r \cos \alpha - \delta_u \sin \alpha \quad (27)$$

$$\delta'_s = \delta_s \cos \alpha - \delta_v \sin \alpha \quad (28)$$

$$\delta'_u = \delta_r \sin \alpha + \delta_u \cos \alpha \quad (29)$$

$$\delta'_v = \delta_s \sin \alpha + \delta_v \cos \alpha \quad (30)$$

$$\theta'_a = \theta_a \cos \alpha \quad (31)$$

$$\theta'_b = \theta_b \cos \alpha \quad (32)$$

A continuación, los elementos mecánicos de la barra m se determina con la ec. 14

$$\underline{P}'_m = \underline{K}'_m \underline{\delta}'_m + (\underline{P}^e)'_m \quad (14)$$

El procedimiento expuesto en los párrafos anteriores se puede extender a una estructura tridimensional, en la que, dado un sistema ortogonal derecho x, y y z (ejes x y y horizontales y eje z vertical), se tengan marcos paralelos al eje x y marcos paralelos al eje y (los marcos paralelos al eje x deben ser ortogonales a los marcos paralelos al eje y). En la dirección y se trabaja igual a lo tratado anteriormente para un plano. En dirección x lo único que cambia es la matriz T_m , la que vale es este caso:

$$\underline{T}_m = \begin{bmatrix} \theta_p & \theta_q & \delta_r & \delta_s & \delta_u & \delta_v & \theta_a & \theta_b \\ 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \cos \alpha & 0 & -\sin \alpha & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos \alpha & 0 & -\sin \alpha & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \sin \alpha & 0 & \cos \alpha & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \sin \alpha & 0 & \cos \alpha & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\cos \alpha & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\cos \alpha \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_p \\ \theta_q \\ \delta_r \\ \delta_s \\ \delta_u \\ \delta_v \\ \theta_a \\ \theta_b \end{bmatrix} \quad (33)$$

La matriz $\underline{K}_m = \underline{T}_m^{-1} \underline{K}'_m \underline{T}_m \quad (23)$

queda igual, por lo tanto es la indicada en la tabla 1. Los desplazamientos en el sistema local se modifican; en consecuencia, las ecs. 26 a 32, para la dirección x cambia a

$$\theta'_p = \theta_p \quad \theta'_q = \theta_q \quad (34)$$

$$\delta'_r = \delta_r \cos \alpha - \delta_u \sin \alpha \quad (35)$$

$$\delta'_s = \delta_s \cos \alpha - \delta_v \sin \alpha \quad (36)$$

$$\delta'_u = \delta_r \sin \alpha + \delta_u \cos \alpha \quad (37)$$

$$\delta'_v = \delta_s \sin \alpha + \delta_v \cos \alpha \quad (38)$$

$$\theta'_a = \theta_a (-\cos \alpha) = -\theta_a \cos \alpha \quad (39)$$

$$\theta'_b = \theta_b (-\cos \alpha) = -\theta_b \cos \alpha \quad (40)$$

Ejemplo 1

Determinar los elementos mecánicos en los nudos de la estructura de la fig. 5.

Solución

Primeramente numeramos la barra y los grados de libertad de la estructura (fig. 6). En este ejemplo no se toman en cuenta los efectos de torsión.

| Barra | θ_p | θ_q | δ_r | δ_s | δ_u | δ_v |
|-------|---------------|---------------|------------|------------|------------|---------------|
| 1 | θ_5 | θ_{11} | δ_1 | δ_7 | δ_3 | δ_9 |
| 2 | θ_{11} | θ_{12} | δ_7 | δ_8 | δ_9 | δ_{10} |
| 3 | θ_6 | θ_{12} | δ_2 | δ_8 | δ_4 | δ_{10} |

En la tabla 2 se muestran las matrices de rigidez de las barras 1, 2 y 3. La matriz de rigidez global es la suma de las matrices de cada una de las barras. A continuación planteamos la ecuación matricial.

$$\underline{K}\delta + \underline{P}^e + \underline{P}^c = 0 \quad (1)$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones se obtienen los siguientes desplazamientos:

$$\begin{aligned} \delta_7 &= 0.00080252 \text{ m} & \delta_8 &= 0.00080238 \text{ m} \\ \delta_9 &= -0.000083968 \text{ m} & \delta_{10} &= 0.000083597 \text{ m} \\ \theta_{11} &= -0.0047331 & \theta_{12} &= 0.0047331 \end{aligned}$$

Además $\delta_1 = \delta_2 = \delta_3 = \delta_4 = \theta_5 = \theta_6 = 0$

Los elementos mecánicos se obtienen aplicando las ecs. 26 a 32, y la ec. 14. Las matrices K'_m para las barras se muestran en la tabla 3.

Presentamos a continuación la determinación de los elementos mecánicos de la barra 1. De acuerdo con la ec. 12

$$\underline{P}'_1 = \underline{K}'_1 \underline{\delta}'_1 + (\underline{P}^e)_1$$

Usando las ecs. 26 a 32

$$\underline{\delta}'_1 = \begin{bmatrix} \theta'_5 \\ \theta'_{11} \\ \delta'_1 \\ \delta'_7 \\ \delta'_3 \\ \delta'_9 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ -0.004733 \\ 0 \\ 0.000376 \\ 0 \\ 0.000713 \end{bmatrix}$$

Sustituyendo en la ec. 14

$$\underline{P}'_1 = \begin{bmatrix} M'_5 \\ M'_{11} \\ V'_1 \\ V'_7 \\ N'_3 \\ N'_9 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -2.511 \\ -5.138 \\ 1.420 \\ -1.420 \\ -26.382 \\ 26.382 \end{bmatrix}$$

Ejemplo 2

Determinar los elementos mecánicos en los nodos de la estructura de la fig. 7. Despreciar el fenómeno de acortamiento de barras.

Solución

Primeramente numeramos las barras y los grados de libertad de la estructura (fig. 8).

| Barra | θ_p | θ_q | δ_r | δ_s | θ_a | θ_b |
|-------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| 1 | - | θ_2 | - | δ_1 | - | θ_3 |
| 2 | θ_3 | - | δ_1 | - | θ_2 | - |

Las matrices de rigidez y los vectores de empotramiento valen

$$\underline{K}_1 = \begin{bmatrix} \theta_2 & \delta_1 & \theta_3 \\ 7970.40 & 1992.60 & 0 \\ 1992.60 & 664.20 & 0 \\ 0 & 0 & 384.38 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_2 \\ \delta_1 \\ \theta_3 \end{matrix}$$

$$\underline{P}_1^e = \begin{bmatrix} -24 \\ -24 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_2 \\ \delta_1 \\ \theta_3 \end{matrix} \quad \underline{\delta}' = \begin{bmatrix} 0.09671 \\ -0.02019 \\ -0.02019 \end{bmatrix}$$

$$\underline{K}_2 = \begin{bmatrix} \theta_3 & \delta_1 & \theta_2 \\ 7970.40 & -1992.60 & 0 \\ -1992.60 & 664.20 & 0 \\ 0 & 0 & 384.38 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_3 \\ \delta_1 \\ \theta_2 \end{matrix} \quad \underline{P}_2^e = \begin{bmatrix} 24 \\ -24 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_3 \\ \delta_1 \\ \theta_2 \end{matrix}$$

La matriz de rigidez global es la suma de las matrices de cada una de las barras, es decir

$$\underline{K} = \begin{bmatrix} \delta_1 & \theta_2 & \theta_3 \\ 1328.40 & 1992.60 & -1992.60 \\ 1992.60 & 8354.78 & 0 \\ -1992.60 & 0 & 8354.78 \end{bmatrix} \begin{matrix} \delta_1 \\ \theta_2 \\ \theta_3 \end{matrix} \quad \underline{P}^e = \begin{bmatrix} -48 \\ -24 \\ 24 \end{bmatrix} \begin{matrix} \delta_1 \\ \theta_2 \\ \theta_3 \end{matrix} \quad \underline{P}^c = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} \delta_1 \\ \theta_2 \\ \theta_3 \end{matrix}$$

A continuación planteamos la ecuación matricial

$$\underline{K}\underline{\delta} + \underline{P}^e + \underline{P}^c = 0 \quad (1)$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones se obtienen los siguientes desplazamientos:

$$\delta_1 = 0.09671 \text{ m} \quad \theta_2 = -0.02019 \quad \theta_3 = 0.02019$$

Como ilustración obtengamos los elementos mecánicos en la barra 1. Aplicando las ecs. 34, 36 y 40

$$\theta'_2 = \theta_2 \quad (34)$$

$$\delta'_1 = \delta_1 \quad (36)$$

$$\theta'_3 = \theta_3 (-1) = -\theta_3 \quad (40)$$

Por lo tanto

$$\underline{\delta}' = \begin{bmatrix} 0.09671 \\ -0.02019 \\ -0.02019 \end{bmatrix} \quad \text{Como } \alpha = 0, \text{ la matriz } \underline{K}'_1 = \underline{K}_1, \text{ y } (\underline{P}'_1)' = \underline{P}_1^e$$

De acuerdo con la ec. 14

$$\underline{P}'_1 = \underline{K}'_1 \underline{\delta}'_1 + (\underline{P}'_1)'$$

Es decir

$$\underline{P}'_1 = \begin{bmatrix} M'_2 \\ V'_1 \\ M'_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 7.78 \\ 0 \\ -7.76 \end{bmatrix}$$

REFERENCIA

Beaufait, F W, Rowan, W H, Hoadley, P G y Hackett, R M, Computer Methods of Structural Analysis, Prentice-Hall, 1970

TABLA 1
MATRIZ DE RIGIDEZ PARA UNA BARRA INCLINADA

$$M = \frac{6EI}{L^2}$$

$$N = \frac{12EI}{L^3}$$

$$Q = \frac{AE}{L}$$

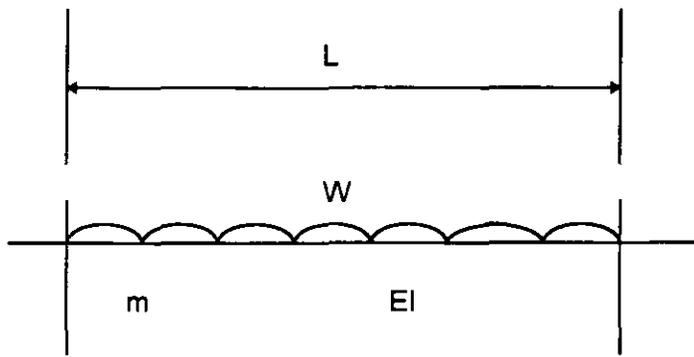
$$C = \cos \alpha$$

$$S = \text{sen } \alpha$$

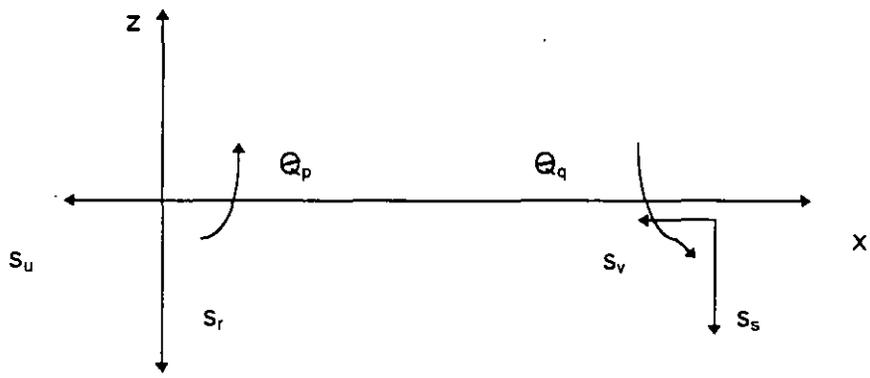
$$C2 = \cos^2 \alpha$$

$$S2 = \text{sen}^2 \alpha$$

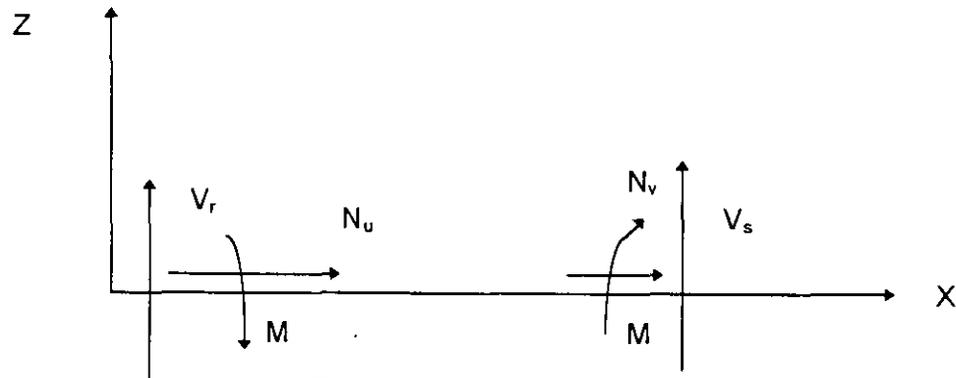
$$\underline{K}_m = \begin{matrix} & \begin{matrix} \theta_p & \theta_q & \delta_r & \delta_s & \delta_u & \delta_v & \theta_a & \theta_b \end{matrix} \\ \begin{matrix} 4EI/L & 2EI/L & -MC & MC & MS & -MS & 0 & 0 \\ 2EI/L & 4EI/L & -MC & MC & MS & -MS & 0 & 0 \\ -MC & -MC & & & & & 0 & 0 \\ MC & MC & & & & & 0 & 0 \\ MS & MS & & & & & 0 & 0 \\ -MS & -MS & (NSC) - (QSC) & & & & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{matrix} & \begin{matrix} \theta_p \\ \theta_q \\ \delta_r \\ \delta_s \\ \delta_u \\ \delta_v \\ \theta_a \\ \theta_b \end{matrix} \end{matrix}$$



a) Barra m



b) Desplazamientos

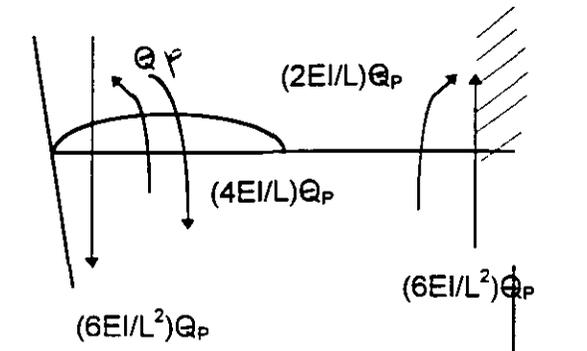


c) Elementos mecánicos

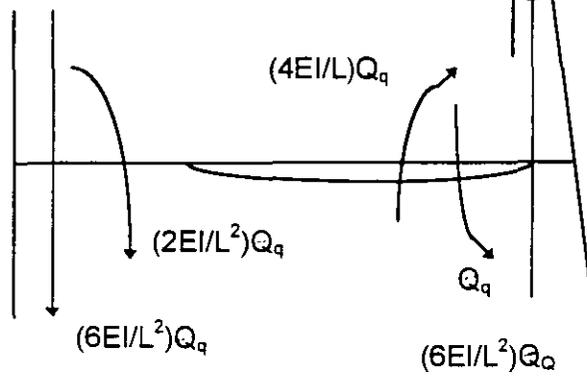
CONVECCIÓN DE SIGNOS

FIGURA 1

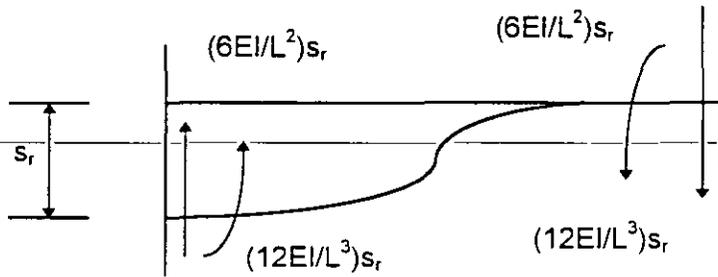
θ (theta)



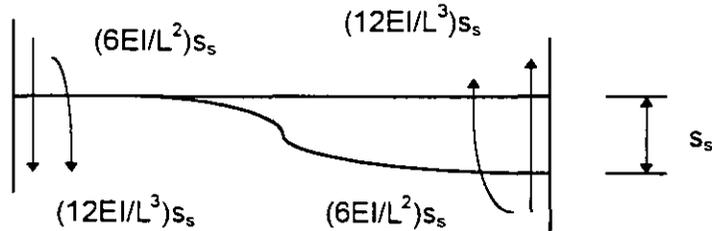
a) Giro Q_p



b) Giro Q_q



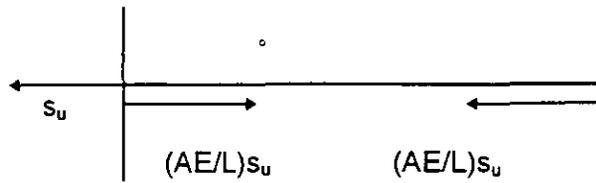
c) Desplazamiento s_r



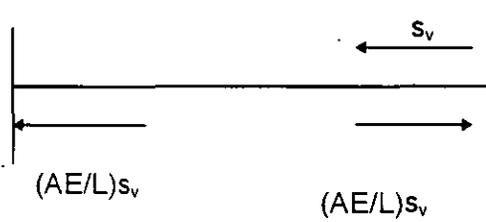
d) Desplazamiento s_s

ELEMENTOS MECÁNICOS OCASIONADOS POR DESPLAZAMIENTOS ANGULARES Y LINEALES
FIGURA 2





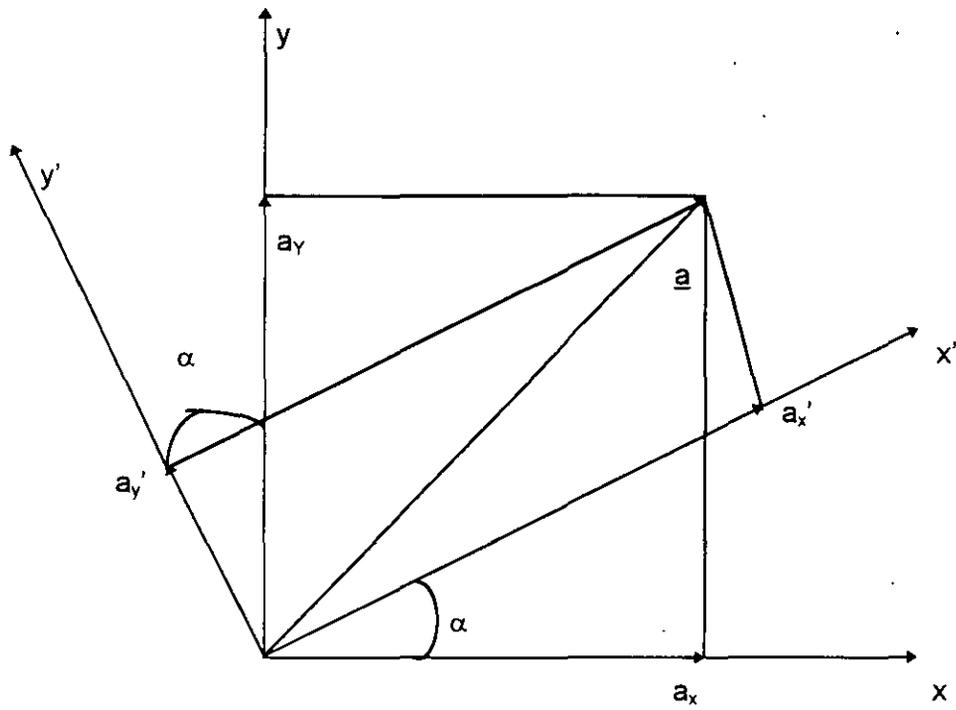
e) Desplazamiento s_u



f) Desplazamiento s_v

ELEMENTOS MECÁNICOS POR DESPLAZAMIENTOS ANGULARES Y LINEALES

FIGURA 2 A

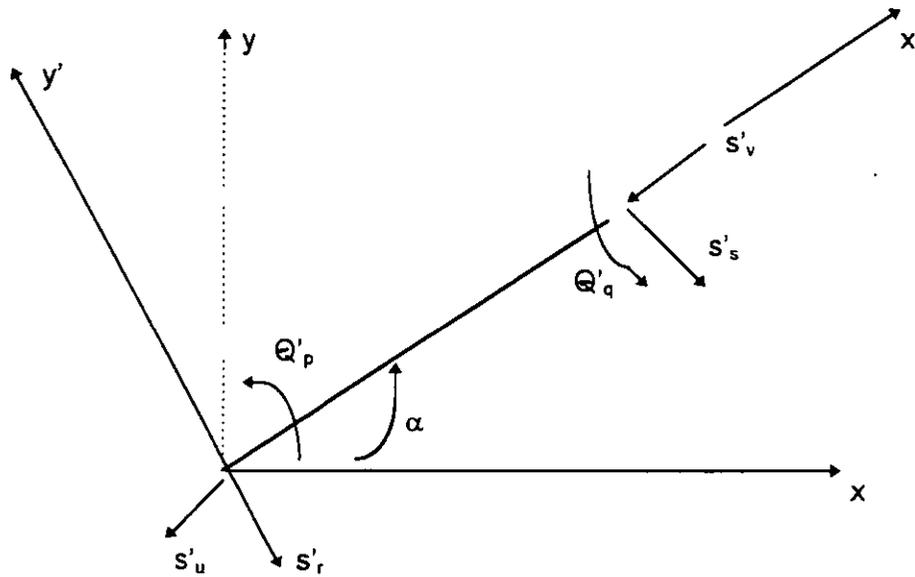


$$a'_x = a_x \cos \alpha + a_y \sin \alpha$$

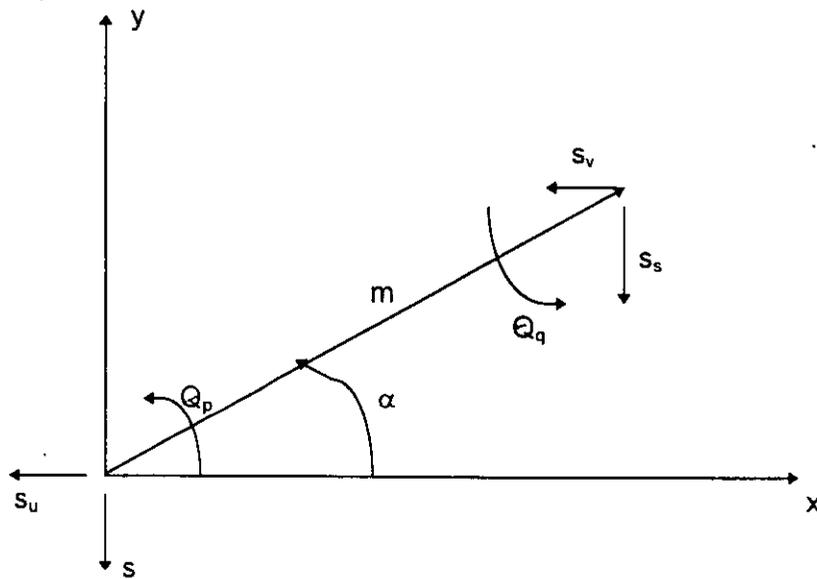
$$a'_y = -a_x \sin \alpha + a_y \cos \alpha$$

TRANSFORMACIÓN DE UN VECTOR DEL SISTEMA GLOBAL x-y AL SISTEMA LOCAL
x'-y'

FIGURA 3



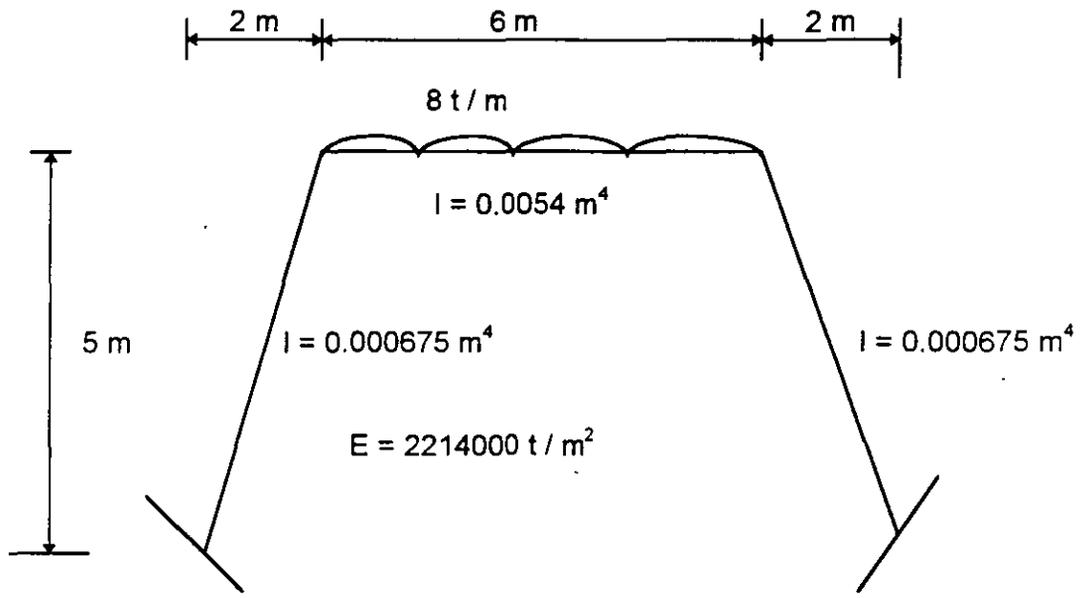
a) Sistema local $x' - y'$



b) sistema global $x - y$

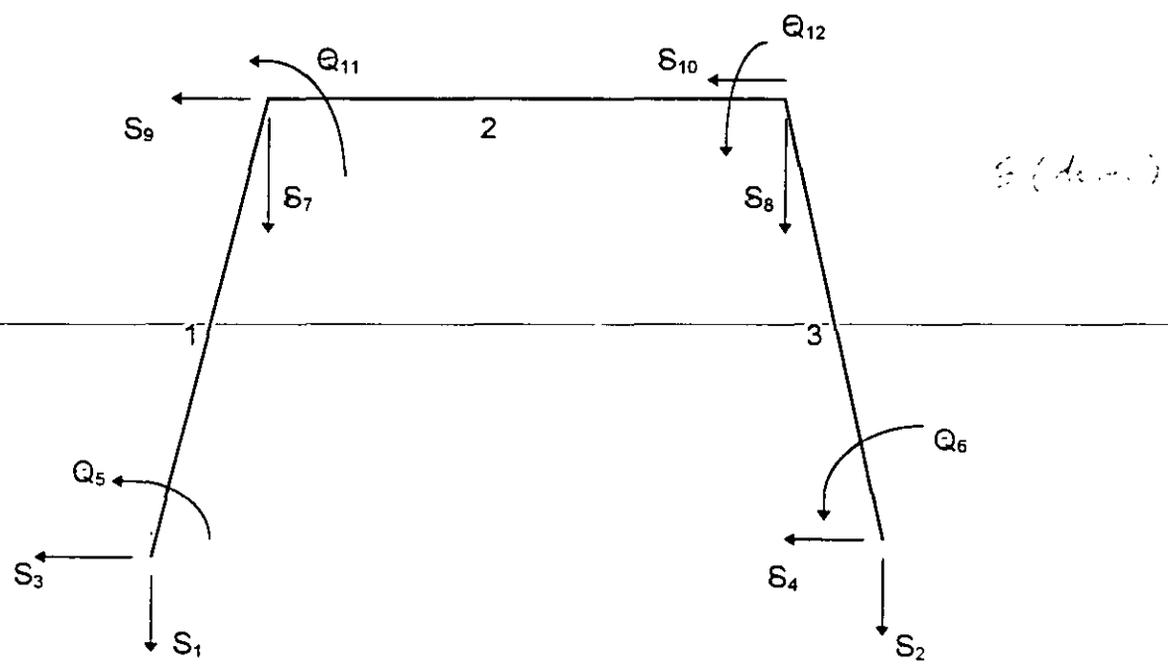
GRADOS DE LIBERTAD DE LA BARRA m

FIGURA 4



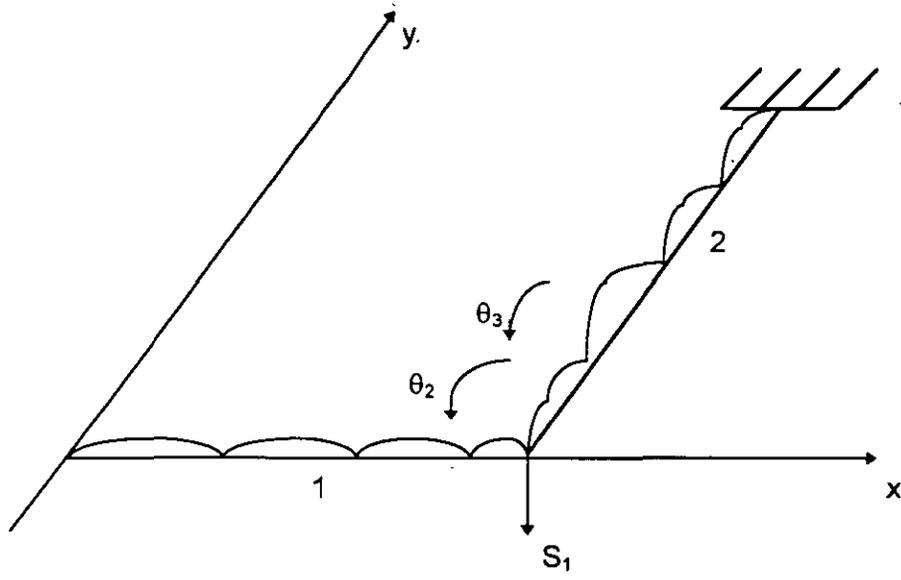
GEOMETRÍA Y CARGAS EN LA ESTRUCTURA (EJEMPLO)

FIGURA 5



NUMERACIÓN DE BARRAS Y GRADOS DE LIBERTAD (EJEMPLO)

FIGURA 6



$$E = 2214000 \text{ t/m}^2, \quad G = 922500 \text{ t/m}^2$$

$$I = 0.0054 \text{ m}^4, \quad W = 8 \text{ t/m}$$

$$L = 6 \text{ m}, \quad W = 8 \text{ t/m}$$

FIGURA 7

FIGURA 8



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO GENERAL EN PROYECTO Y
CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS**

MODULO II

**DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES
SEGÚN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES
DEL DISTRITO FEDERAL**

TEMA

ANÁLISIS SÍSMICO DE CIMENTACIONES

**EXPOSITOR: ING. AGUSTÍN DEMENEGHI COLINA
PALACIO DE MINERÍA
JULIO 1998**

ANÁLISIS SISMICO DE CIMENTACIONES

Agustín Deméneghi Colina*

Cuando se realiza el análisis sísmico de una cimentación, es usual que se cuente con un coeficiente sísmico para la región en cuestión, dado por el código del Estado donde se construirá la estructura correspondiente. Con este coeficiente sísmico se procede al análisis y diseño de la estructura, incluyendo desde luego en este al de la estructura de cimentación.

Sin embargo, cuando el subsuelo del sitio está formado por sedimentos de consistencia blanda, se presenta un fenómeno de amplificación de las ondas sísmicas que llegan al lugar, el cual consiste en que, en la base constituida por terreno firme, se presenta una cierta aceleración, mientras que en la superficie del suelo blando, la aceleración puede ser varias veces mayor que la del terreno firme (figura 1).

El comportamiento anterior se debe a que ocurre, por lo menos en forma parcial, la resonancia del suelo blando. Para ilustrar este fenómeno consideremos un sistema de un grado de libertad como el mostrado en la figura 2, en el que la base se somete a un movimiento dado por:

$$x_0 = a\Omega \operatorname{sen} \Omega t$$

La velocidad de la base vale $\dot{x}_0 = a\Omega \cos \Omega t$

y la aceleración $\ddot{x}_0 = -a\Omega^2 \operatorname{sen} \Omega t$

La respuesta de la masa está dada por (Newmark y Rosenblueth 1976)

$$\text{Desplazamiento relativo } y = aB_d \operatorname{sen}(\Omega t - \phi)$$

$$\text{Velocidad relativa } \dot{y} = aB_d \cos(\Omega t - \phi)$$

$$\text{Aceleración relativa } \ddot{y} = aB_d \cos(\Omega t - \phi)$$

En las expresiones anteriores

$$B_d = \frac{1}{\sqrt{\left[1 - \frac{1}{\left(\frac{\Omega}{\omega_1}\right)^2}\right]^2 + \left[2\zeta \frac{1}{\left(\frac{\Omega}{\omega_1}\right)}\right]^2}}$$

$$\Phi = \text{ang tan } \frac{2 \zeta \frac{\Omega}{\omega_1}}{1 - \left(\frac{\Omega}{\omega_1}\right)^2}$$

ω_1 es la frecuencia circular del sistema $\omega_1 = \sqrt{K/M}$

Los desplazamientos absolutos están dados por:

$$\text{Desplazamiento: } \mathbf{x} = \mathbf{x}_o + \mathbf{y}$$

$$\text{Velocidad: } \dot{\mathbf{x}} = \dot{\mathbf{x}}_o + \dot{\mathbf{y}}$$

$$\text{Aceleración: } \ddot{\mathbf{x}} = \ddot{\mathbf{x}}_o + \ddot{\mathbf{y}}$$

Definimos el factor de amplificación de la aceleración como el cociente entre la máxima aceleración absoluta de la masa y la máxima aceleración de la base:

$$f_a = \max \dot{\mathbf{x}} / \max \dot{\mathbf{x}}_o$$

En la fig. 3 se muestra la variación de f_a con el cociente T_1 / T , para amortiguamientos de 2 y 10 %-del-amortiguamiento-crítico.

Recordemos que los periodos están dados por

$$T_1 = 2 \pi / \omega_1 \text{ (masa que vibra) y } T = 2 \pi / \Omega \text{ (base)}$$

Se observa en la figura 3 que la amplificación de la aceleración depende del cociente T_1 / T y del amortiguamiento. La máxima amplificación se presenta cuando T_1 / T ; al aumentar el amortiguamiento decrece el factor f_a . Para $T_1 / T \rightarrow \infty$ la amplificación de la aceleración es nula.

Un fenómeno similar sucede en el suelo blando, en el que éste hace las veces de la masa del ejemplo anterior. Consideremos un estrato de espesor H como el indicado en la figura 1, y supongamos que el desplazamiento de la base rígida está dado por

$$X_o(t) = C \exp(i \Omega t) = C (\cos \Omega t + i \sen \Omega t); \quad i = \sqrt{-1}$$

lo que implica que la base tiene un movimiento armónico de frecuencia Ω .

La solución del movimiento cuando existe amortiguamiento cae en el campo de los números complejos, lo que conduce a que haya un cambio tanto en la amplitud como en la fase del movimiento. Definiendo la función de amplificación $f_a = A(\Omega)$ como valor absoluto del cociente de la máxima aceleración en la superficie del estrato entre la máxima aceleración en la base rígida, se obtiene (Roesset 1969)

$$A(\Omega) = 1 / \sqrt{(\cosh^2 \alpha \cos^2 \beta + \sinh^2 \alpha) \operatorname{sen}^2 \beta} \text{-----} (1)$$

donde

$$\alpha = H\Omega \sqrt{\sqrt{\left\{ \left[1 + (\eta\Omega / G)^2 - 1 \right] / \left[1 + (\eta\Omega / G)^2 \right] \right\}}} / \sqrt{2} C_s \text{-----} (2)$$

$$\beta = H\Omega \sqrt{\sqrt{\left\{ \left[1 + (\eta\Omega / G)^2 + 1 \right] / \left[1 + (\eta\Omega / G)^2 \right] \right\}}} / \sqrt{2} C_s \text{-----} (3)$$

donde : $C_s = \sqrt{G / \rho}$ = velocidad de la onda de cortante en el suelo blando.

η = amortiguamiento del suelo blando

Ω = frecuencia circular natural de la base rígida

H = espesor del suelo blando

G = módulo de rigidez al cortante dinámico del suelo blando

ρ = masa específica del suelo blando

La respuesta depende de la hipótesis que se haga respecto al amortiguamiento. Se puede considerar que la viscosidad es inversamente proporcional a la frecuencia, de tal modo que $\eta\Omega / G = 2 \zeta$ sea una constante. Aplicando las ecuaciones 1 a 3 se obtiene la respuesta del estrato

Las frecuencias correspondientes a los modos naturales de vibrar del estrato se hallan con las siguientes expresiones

ω = frecuencia circular del modo " n " de vibrar.

$$\omega_n = (2n - 1) \pi \sqrt{(G / \rho)} / 2 H = (2n - 1) \pi C_s / 2H$$

Para pequeños valores de $(\eta \Omega / G)$, la función de amplificación, para los modos naturales de vibrar, vale aproximadamente (Roesset 1969) :

$$A(\omega_n) = 4 / (2n - 1) \pi (2 \zeta) \quad (5)$$

ζ = fracción del amortiguamiento crítico.

En la figura 4 se muestra la variación de la función de amplificación con la frecuencia de vibración de la base firme, para un estrato de espesor $H = 30.5$ m, con una velocidad de la onda cortante en el suelo blando $C_s = 229$ m/s y un peso volumétrico del suelo $\gamma = 2$ t / m³.

La función de amplificación se obtiene empleando las ecuaciones 1 a 3, considerando que $\eta \Omega / G = 2 \zeta$.

Vemos que la máxima respuesta se presenta cuando el terreno firme vibra con una frecuencia igual a la frecuencia correspondiente al primer modo de vibrar del estrato blando. Esto significa que si la frecuencia dominante de las ondas sísmicas que arriban a un sitio coincide ó está cercana a la frecuencia del primer modo de vibrar de un estrato de suelo blando, la aceleración en la superficie de éste puede ser varias veces superior a la aceleración en el terreno firme. En este ejemplo la amplificación de la aceleración es de 3.18, para un amortiguamiento del suelo blando de 20 % del crítico.

En forma aproximada se pueden calcular las frecuencias de vibración y los valores correspondientes a los " picos " de la función de amplificación (figura 4), empleando las ecuaciones 4 y 5. En la tabla 1 se presentan los resultados para los primeros cinco modos de vibrar, considerando un amortiguamiento del 20 % del amortiguamiento crítico.

TABLA 1
VALORES APROXIMADOS DE LA FUNCION AMPLIFICACION A (ω_n)

| n | ω_n | f | T_{sn} | A (ω_n) |
|---|------------|--------|----------|------------------|
| 1 | 11.78 | 1.875 | 0.533 | 3.183 |
| 2 | 35.34 | 5.625 | 0.178 | 1.061 |
| 3 | 58.90 | 9.375 | 0.107 | 0.637 |
| 4 | 82.47 | 13.125 | 0.076 | 0.455 |
| 5 | 106.3 | 16.875 | 0.059 | 0.354 |

$$\omega_n = (2n - 1) \pi C_s / 2 H$$

$$f = \omega_n / 2 \pi$$

$$A(\omega_n) = 4 / (2n - 1) \pi (2 \zeta)$$

$$T_{sn} = 2\pi / \omega_n$$

Desafortunadamente, no se puede controlar la frecuencia dominante de vibración de las ondas sísmicas que llegan a un sitio; en todo caso, es conveniente observar las frecuencias dominantes de los temblores que llegan a una localidad, para reconocer los estratos en los que se puede presentar el fenómeno de amplificación de aceleración que hemos comentado en los párrafos anteriores.

El razonamiento anterior es válido también en términos de los períodos de vibración de ondas y suelo blando. Vemos que la máxima respuesta de aceleración se presenta cuando el período de vibración de la base firme coincide con el período natural del primer modo de vibrar, siendo esta respuesta de 3.18 en nuestro ejemplo (figura 4). Es decir, la aceleración en la superficie del terreno blando será 3.18 veces mayor que la aceleración en la base, si el amortiguamiento del suelo es de 20%. Vemos entonces que la aceleración en la superficie del suelo blando depende fundamentalmente del cociente T_{s1} / T , donde T_{s1} es el período natural de vibración del estrato blando y " T " es el período dominante de vibración de las ondas sísmicas.

Para un estrato de suelo homogéneo (figura 1), los períodos de vibración están dados por

$$T_{sn} = 4H \sqrt{(G/\rho)} / (2n - 1); \quad n = 1, 2, \dots \quad (6)$$

$$n = 1, 2, \dots$$

donde

ρ = masa específica del suelo.

G = módulo de rigidez al cortante dinámico del suelo.

El primer modo de vibrar, ó modo fundamental, se obtiene para $n = 1$: $T_{s1} = 4H \sqrt{(\rho / G)}$

Para la estimación del período natural de vibración de un suelo estratificado véase Zeevaert (1973, 1980).

El período de vibración de la estructura se halla con los métodos usuales del análisis estructural. Sin embargo, cuando el terreno de cimentación está formado por un suelo blando, es importante considerar además el efecto de balanceo y de traslación horizontal de la cimentación. Así, el período de vibración acoplado de una estructura vale (Normas de Sismo 1987)

$$T_1 = \sqrt{T_o^2 + T_x^2 + T_r^2}$$

donde

T_o = período fundamental que tendría la estructura si se apoyara sobre una base rígida (este período se debe a la flexibilidad propia de la estructura).

T_x = período natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera trasladarse en la dirección que se analiza.

T_r = período natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera girar con respecto a un eje horizontal que pasara por el centroide de la superficie de desplante de la estructura y fuera perpendicular a la dirección que se analiza.

Para el cálculo de los períodos de vibración anteriores, véase el Apéndice de las Normas de Sismo (inciso A7, interacción suelo - estructura).

Una vez que se conocen los períodos de vibración del suelo T_{s1} y de la estructura T_1 , se puede emplear el espectro de respuesta sísmica de Zeevaert (1980) para la determinación del factor de amplificación f_a (figura 5), definido como el cociente de la máxima aceleración en

el centro de gravedad de la estructura entre la máxima aceleración en la superficie del terreno blando.

Vemos en el espectro que la máxima respuesta se obtiene cuando T_1 / T_{s1} . Por lo visto anteriormente, no se puede evitar la amplificación de la aceleración de un suelo blando, pero sí es factible evitar que coincidan el período natural de vibración del suelo con el período natural de vibración de una estructura.

La aceleración en la superficie del terreno la proporciona, en la Ciudad de México, el Reglamento de Construcciones en las Normas de Sismo. Así, en el inciso 3 de éstas se señala que " la ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico " a " , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, está dada por la siguiente expresión :

$$a = (1 + 3 T / T_a) C / 4 , , \text{ si } T \text{ es menor que } T_a$$

La aceleración en la superficie del suelo se obtiene haciendo $T = 0$ en esta expresión (pues para $T = 0$ la estructura vibra igual que la superficie del terreno), por lo tanto $a = C_s = C / 4$ en la superficie.

Las aceleraciones para las diferentes zonas estratigráficas del Distrito Federal se presentan a continuación (artículo 206 del Reglamento) :

| Zona | Coefficiente Sísmico c | Coefficiente C_s (superficie) | Aceleración (superficie) cm / s ² |
|------|---------------------------|--------------------------------------|--|
| I | 0.16 | 0.04 | 39 |
| II | 0.32 | 0.08 | 78 |
| III | 0.40 | 0.10 | 98 |

Vemos entonces que, por ejemplo, en la zona III la aceleración de diseño de la superficie del terreno es de 98 cm / s².

También se puede utilizar el siguiente criterio para hallar " c " (Normas de Sismo, Apéndice) : en sitios en que se conozca el período dominante del terreno T_{s1} , y que se hallen en las partes sombreadas de la figura 3.1 (de esas Normas), también se adoptará $c = 0.4$ para estructuras del grupo B, y 0.6 para las del A ; fuera de las partes sombreadas se adoptará

$$c = 1.6 T_{s1} / (4 + T_{s1}^2)$$

Vemos que el coeficiente sísmico depende del período de vibración dominante del suelo T_{s1} .. Considerando que el coeficiente sísmico en la superficie $c_s = c / 4$ y que la aceleración en la superficie, en cm / s², es igual a c_s por 980, en la figura 6 se presenta la variación de esta aceleración en función del período T_{s1} .

EJEMPLO

Determinar la respuesta de aceleración de un edificio sobre un estrato de suelo blando, con las siguientes características :

$$\text{Masa} = 217.5 \text{ t.s}^2 / \text{m}$$

$$\text{Peso} = 2133 \text{ t}$$

$$\text{Período de la estructura } T_o = 0.3 \text{ seg}$$

$$\text{Amortiguamiento en la estructura } \xi_o = 5 \%$$

$$\text{Período por rotación } T_r = 0.76 \text{ s.}$$

$$\text{Amortiguamiento en el terreno de cimentación } \xi_r = 15 \%$$

$$\text{Período por traslación } T_x = 0.22 \text{ s.}$$

$$\text{Período del terreno de cimentación } T_{s1} = 2.4 \text{ s}$$

El periodo acoplado de la estructura vale

$$T_1 = \sqrt{T_o^2 + T_x^2 + T_r^2}$$

Obtenemos el cociente $T_1 / T_{s1} = 0.35$

Para entrar en el espectro de la figura 5 necesitamos el amortiguamiento acoplado del sistema, el cual está dado por (Zeevaert 1980) :

$$\xi_1 = \sqrt{1 - g_1}$$

$$g_1 = g_o g_r (T_1)^2 / (g_o T_r^2 + g_r T_o^2)$$

$$\text{donde } T_1 = \sqrt{T_o^2 + T_r^2} = 0.817 \text{ s}$$

$$g_o = 1 - \xi_o^2 = 0.9975$$

$$g_r = 1 - \xi_r^2 = 0.9775$$

$$\text{Sustituyendo } g_1 = 0.98 \quad \xi_1 = 0.141$$

Es decir el sistema tiene un amortiguamiento de 14.1 %.

Entrando al espectro para diseño sísmico (figura 5, Zeevaert 1980), se obtiene un factor de amplificación $f_a = 1.9$.

Considerando una aceleración en la superficie de $98 \text{ cm} / \text{s}^2$, la aceleración en el centro de gravedad de la estructura está dado por $(98) (1.9) = 186 \text{ cm} / \text{s}^2$.

REFERENCIAS

Newmark

Newark, N M y Rosenbleuth, E, Fundamentos de Ingeniería Sísmica, Diana, 1976.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (RCDF), 1987.

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, 1986.

Roesset, J M, " Fundamentals of soil amplification " , Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, 1969.

Zeevaert, L, Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, Van Nostrand Reinhold, 1973.

Zeevaert, L, Interacción Suelo-Estructura de Cimentación, Limusa, 1980.

Tabla A7.1 ** Valores de K_x , K_r y K_v

En la zona II

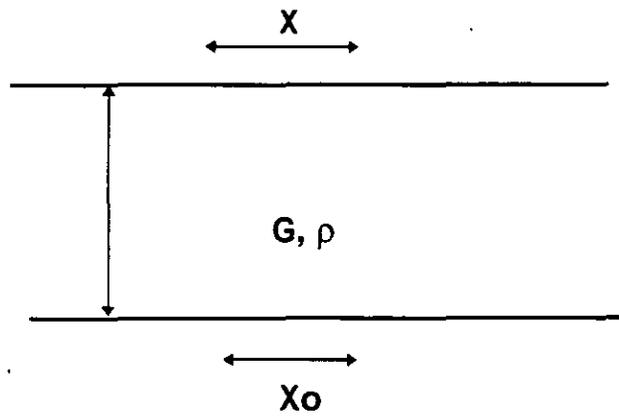
| Profundidad de desplante (1) | K_x | K_r (2) | K_v Losa | K_v Zapata |
|------------------------------|----------|------------|---------------|-----------------|
| ≤ 1 m | $11GR_x$ | $7GR_r^3$ | $20GR_x$ | $12GR_x$ |
| ≥ 3 m | $16GR_x$ | $11GR_r^3$ | $29GR_x$ | $20GR_x$ |

En la zona III

| Profundidad de desplante (1) | K_x | K_r | | | K_v |
|------------------------------|---------|------------------|-------------------------------|--|----------|
| | | Sobre el terreno | Sobre pilotes de fricción (3) | Sobre pilotes de punta (4) | |
| ≤ 1 m | $7GR_x$ | $6GR_r^3$ | $7GR_r^3$ | $6GR_r^3 + \frac{1}{1/43GR_r^3 + 1/K_p}$ | $12GR_x$ |
| ≥ 3 m | $8GR_x$ | $9GR_r^3$ | $11GR_x^3$ | $9GR_r^3 + \frac{1}{1/43GR_r^3 + 1/K_p}$ | $16GR_x$ |

1. Para profundidades de desplante intermedias entra 1 y 3 m interpólese linealmente entre los valores de la tabla.
2. Para estructuras cimentadas sobre pilotes o pilas en la zona II supóngase K_r infinita.
3. Si éstos son capaces de resistir por adherencia con el suelo circundante, al menos la mitad del peso bruto de la construcción incluyendo el de sus cimientos. Cuando tiene menos de esta capacidad, interpólese linealmente entre los valores consignados en la tabla.
4. K_p se calculará teniendo en cuenta los pilotes de punta que contribuyan al resistir el momento de volteo, calculando la rigidez de estos elementos ante fuerza axial como si su punta no se desplazara verticalmente.

** Tomado de la Gaceta Oficial del Departamento del D. F., 5 de noviembre 1987



Terreno firme

Fig. 1

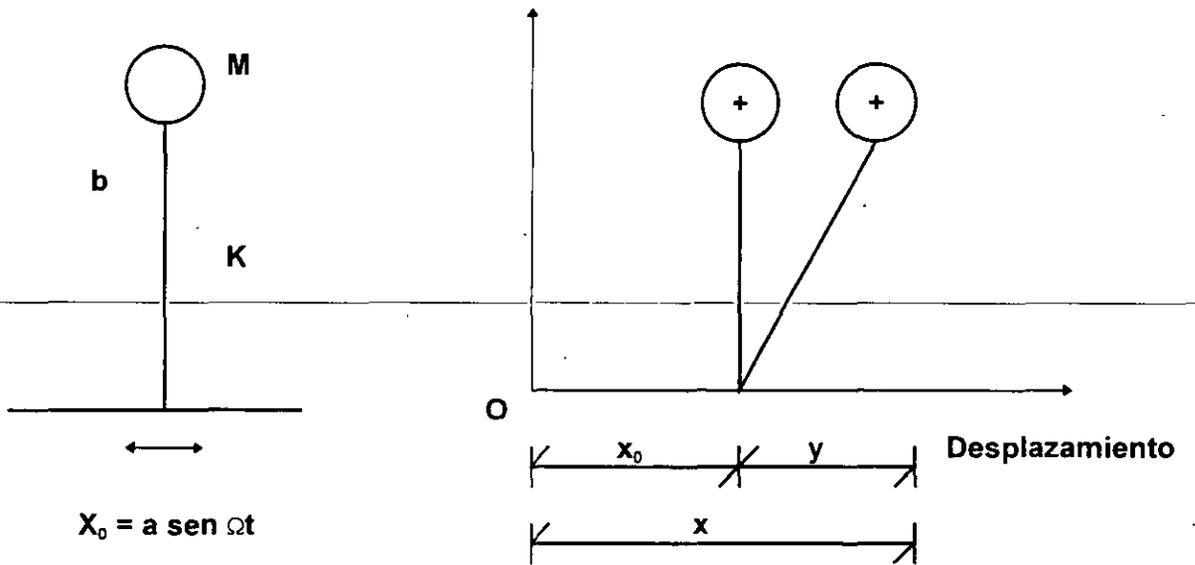


Fig. 2

VARIACION DEL FACTOR DE AMPLIFICACION

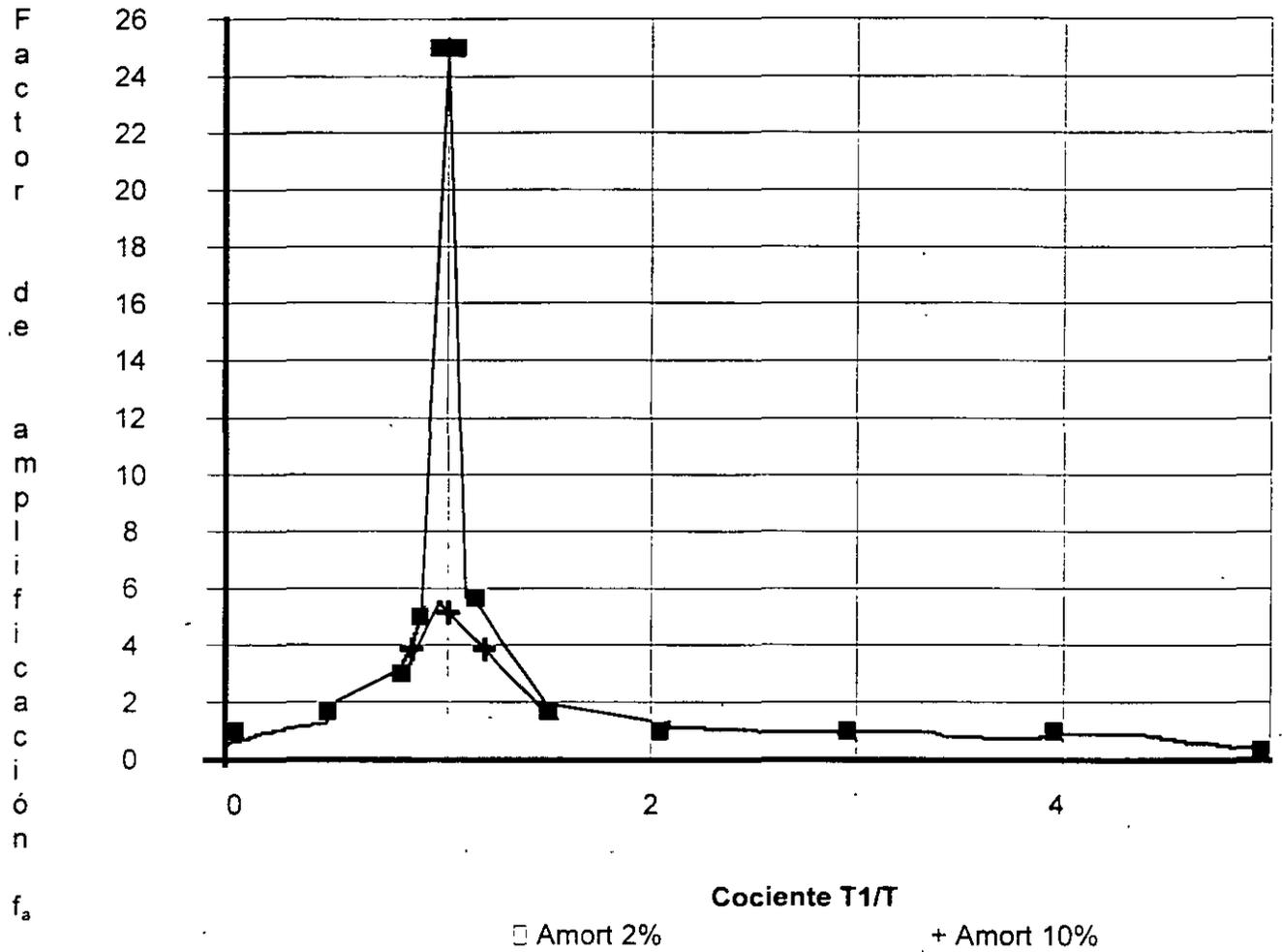


FIGURA 3

VARIACIÓN DEL FACTOR DE AMPLIACIÓN
AMORTIGUAMIENTO 20 % DEL CRÍTICO

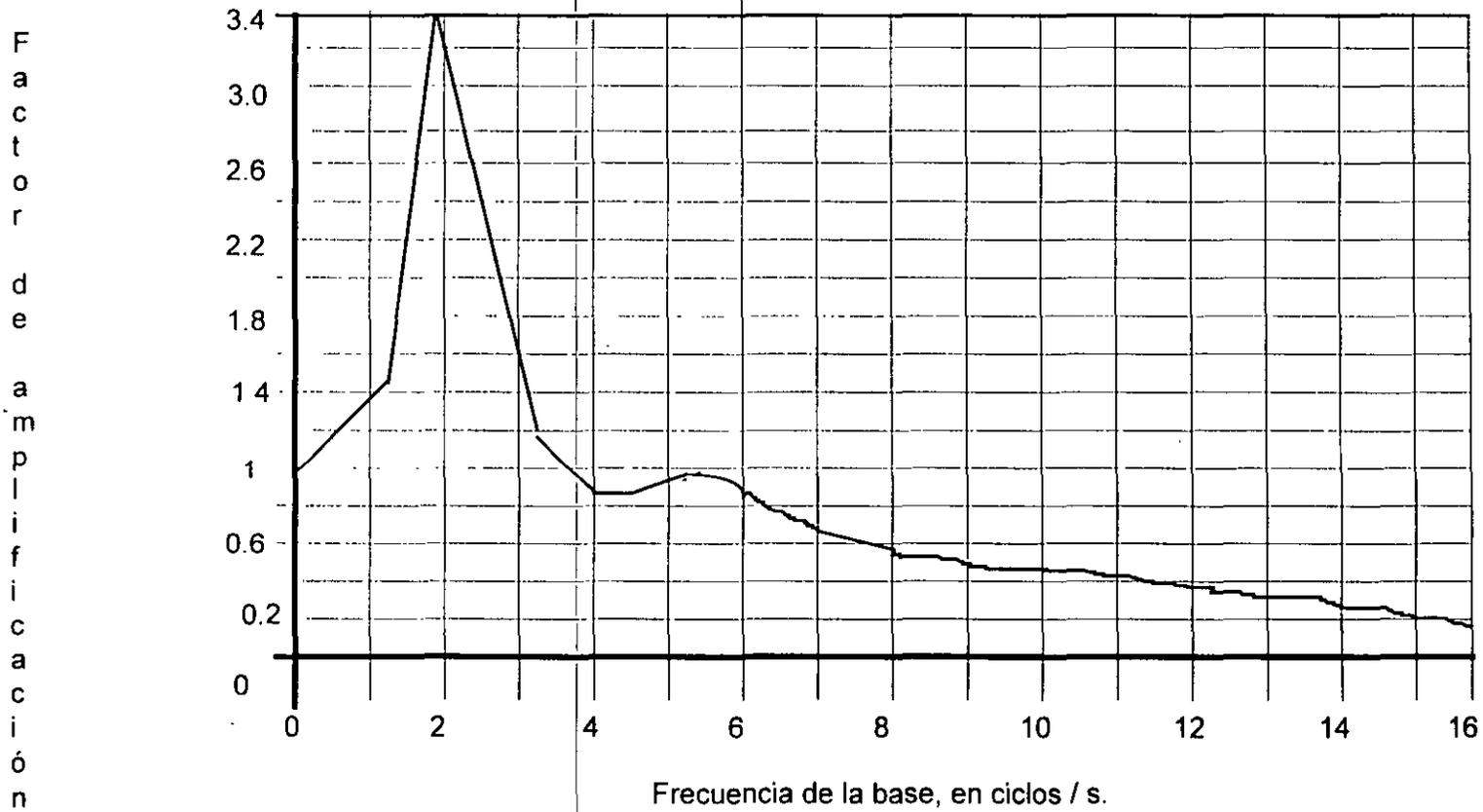
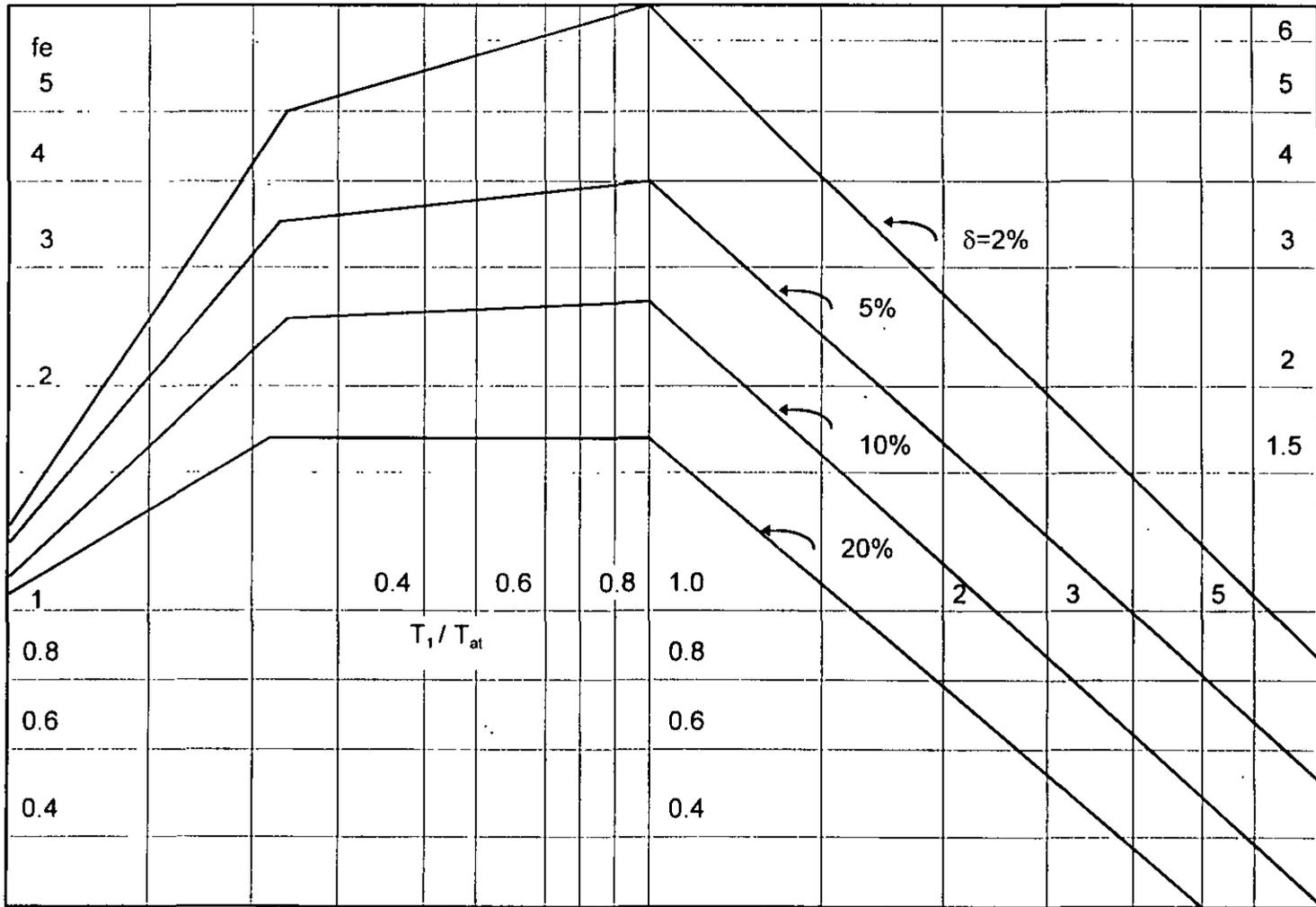


FIGURA 4

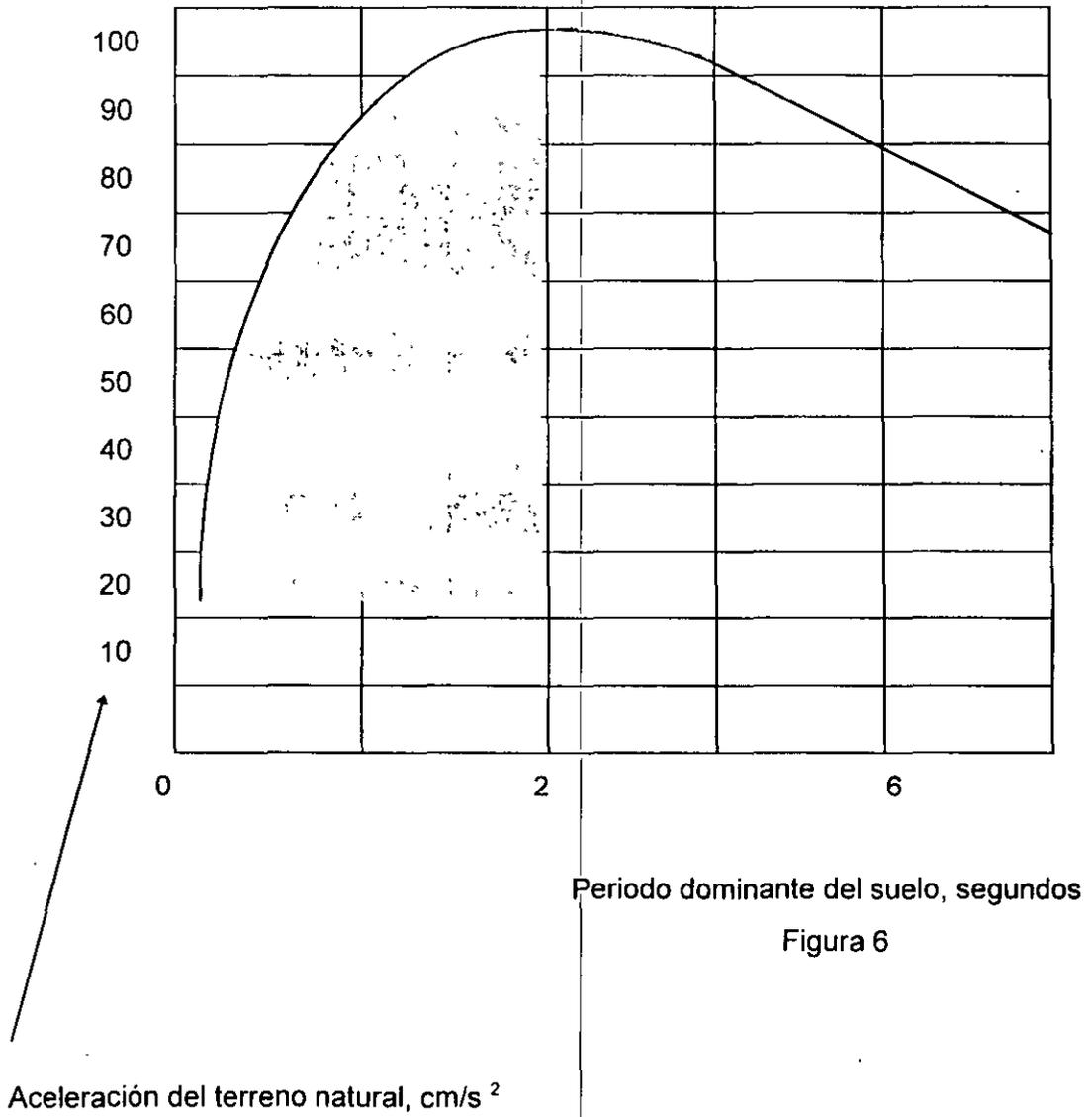
12



Espectro envolvente para diseño sísmico. (Zeevaert 1980)

FIG. 5

6



Periodo dominante del suelo, segundos

Figura 6

Aceleración del terreno natural, cm/s^2

14



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO GENERAL EN PROYECTO Y
CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS**

MODULO II

**DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES
SEGÚN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES
DEL DISTRITO FEDERAL**

TEMA

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

**EXPOSITOR: ING. ROBERTO AVELAR LÓPEZ
PALACIO DE MINERÍA
JULIO 1998**

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

El procedimiento constructivo de las cimentaciones, excavaciones y muros de contención deberá asegurar el cumplimiento de las hipótesis de diseño, garantiza la seguridad durante la construcción y evitar daños a servicios públicos y edificaciones vecinas

Las grandes concentraciones urbanas y la dinámica actual en la productividad, ha generado la necesidad de hacer obras cada vez más monumentales, tales como grandes edificios, puentes, puertos, etc. En este diplomado pretendemos concientizar a los constructores de cimentación profunda de la importancia que tiene la ingeniería de ejecución, o sea la construcción, de nada sirve hacer un buen estudio del subsuelo cuyas recomendaciones recibe el ingeniero estructurista y éste elabore un extraordinario diseño, si en el proceso de ejecución se modifican las condiciones del subsuelo por no contar con el equipo adecuado, por carecer de experiencia o bien por aceptar diseño imposibles de construir.

De lo anterior se desprende que la cimentación profunda se fundamenta en dos tipos de diseño, el geológico y estructural, de ahí la importancia que tiene la ingeniería de ejecución al tener que preservar los tipos de diseño tanto geológico como estructuralmente.

Sabemos que para efectuar eficientemente cualquier obra de construcción se requiere cumplir con varios requisitos, en los que el estudio del subsuelo juega un papel primordial.

Como indicamos anteriormente, el sondeo para el ingeniero constructor de cimentación profunda, tiene un significado diferente al del ingeniero calculista, ya que éste determina parámetros de estabilidad, mientras que el constructor los busca dinámicos.

En infinidad de proyectos, se presenta el hecho de que el ingeniero de suelos y el estructurista realizan su trabajo sin tomar en consideración los problemas de ejecución, y esto en la cimentación resulta costoso y peligroso, no así en las estructuras que van arriba del nivel del terreno de trabajo, pues como se tiene conocimiento, hay sofisticados y económicos procedimientos de construcción en los que muy pocas veces su uso modifica el diseño sin disminuir la calidad, que es lo que finalmente se busca y a lo que finalmente se busca y a lo que se obliga un buen constructor.

La correcta interpretación de los sondeos nos conduce a:

- Seleccionar el equipo adecuado
- Elegir o diseñar la herramienta idónea
- Designar en número y capacidad al personal
- Efectuar programas de obra apegados a la realidad, y
- Evaluar un rendimiento.

Supongamos que para hacer un determinado proyecto, el ingeniero especializado en Mecánica de Suelos se aboca a determinar las propiedades mecánicas del suelo en cuestión. Este técnico, utiliza procedimientos especiales a fin de determinar dichas propiedades lo más

apegado al estado natural del suelo, o sea, procurando que éste se altere lo menos posible, sin embargo, en la práctica se incurre en tres errores comunes que son:

- a) La reducción de la escala al determinar la dureza mediante el sondeo de penetración estándar (el diámetro del aparato sondeador es mucho menor que el diámetro de un pilote, así como su módulo de elasticidad que en el concreto es 10 veces menor que en el acero, aproximadamente).
- b) Se está dando la solución de un problema estático, a partir de los resultados de un procedimiento dinámico y
- c) La alteración del subsuelo durante el proceso de estudio, que modifica las propiedades mecánicas del mismo, teniendo como resultado una información errónea.

Con estos datos el ingeniero estructurista define su cimentación y si ésta requiere de pilas, pilotes, ataguías, etc., procede a su diseño.

Hasta aquí salvo los incisos a, b y c indicados anteriormente, todo está correcto; el problema empieza en el momento en que el especialista en Mecánica de Suelos y el estructurista se olvidan de que los elementos de una cimentación profunda (pilas y pilotes), no nacen en el subsuelo y hay que instalarlos lo cual genera serios problemas si no se determina su procedimiento constructivo, pues si este es inadecuado invalida tanto lo estudios del subsuelo, como el diseño de la estructura por cimentar.

No es recomendable dejar al criterio de cada constructor de cimentación profunda el procedimiento constructivo por la razón anteriormente indicada. Esta ligereza suele crear graves problemas de estabilidad de las estructuras y por consiguiente económicos.

Además, debe elegirse al contratista de cimentación profunda capaz de ejecutar un determinado proyecto, ya que no es suficiente contar con el equipo más indispensable para esta tarea, sino que debe tenerse una capacitación técnica para hacer obras seguras y económicas, y sobre todo, saber interpretar los sondeos.

La construcción de una Cimentación Profunda esta basada indiscutiblemente entre otros conceptos, en el estudio del subsuelo que nos debe reportar básicamente lo siguiente:

- Elevación del Nivel Freático
- Resistencia a la penetración estándar
- Sucesión estratigráfica y propiedades físico-mecánicas.

Con estos elementos, se determina el grado de dificultad de ejecución, así como el equipo adecuado; si el Director de Obra no da especial atención a este paso, corre con el riesgo de tener que resolver una infinidad de problemas durante el proceso de la construcción de la cimentación profunda, pues hay casos en que se prolonga excesivamente el tiempo de construcción de la cimentación, o bien, otros, en que se debe abandonar la cimentación para modificar radicalmente su proyecto.

Sin pretender dar una cátedra de exploración del suelo, sino más bien con el propósito de aclarar el porqué es necesario que el constructor de cimentaciones profundas cuente con los estudios de referencia, trataremos cada uno de los puntos anteriores, desde el punto de vista del constructor.

ELEVACION DEL NIVEL FREATICO

Este concepto es importante para el cimentador, ya que nos limita la excavación previa para remover cimentaciones antiguas, pues en caso de que éstas se desplanten próximas al nivel freático, deberá reponerse la superficie rodante con material de préstamo, el cual es aconsejable que quede a unos 50 cm arriba de la costa del mencionado nivel freático; así mismo, este dato nos permite definir la red de drenado si la obra se lleva a cabo en tiempo de lluvias y por último, la factibilidad de ademar perforaciones con lodo bentonítico sin necesidad de tubos brocal.

RESISTENCIA A LA PENETRACION ESTANDAR

Sabemos que el sondeo de penetración estándar nos determina mediante el número de golpes para penetrar un longitud conocida, la dureza del suelo. Los cimentadores sabemos que el sondeo de penetración estándar no es otra cosa que el hincado de un pilote a escala reducida y que por este hecho, basado en su experiencia, va a determinar el grado de dificultad que tendrá el instalar los elementos de la cimentación profunda.

Existen otros procedimientos cuyo resultado en lugar de darse en números de golpes, se dan en kg/cm^2 . La discusión de estos sistemas entre los consultores de suelos es muy basta y su aplicación depende de muchos aspectos, sin embargo, en nuestro medio constructivo nos hemos delineado a tomar el sondeo de penetración estándar, el cual usualmente se reporta en 8 columnas que contienen los siguientes datos: (fig. 1).

- 1.- La primera columna acusa la profundidad a la que se llevó el sondeo, acotando las profundidades al cambiar los estratos.
- 2.- La segunda describe la conformación de los estratos.
- 3.- La tercera indica mediante símbolos, los porcentajes del material que conforman los estratos, por ejemplo un estrato limoarenoso con un contenido de limo de 80% y de 20% de arena, se representa en la forma siguiente:

Los estratos que contienen varios materiales, se denominan con el nombre del material cuyo porcentaje es el mayor, mencionando en seguida los de menor, por eso, en el ejemplo anterior nombramos al estrato linoarenoso, ya que hay más limo que arena.

REGISTRO TÍPICO DE ESTRATEGIA Y PROPIEDADES

| DESCRIPCIÓN | S. U. C. S. | SIMBOLO | RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN STANDARD (N) | | CONTENIDO DE AGUA % | | | RESISTENCIA AL CORTE CON TORCOMETRO X COMPRESIÓN SIMPLE | | P R O F. |
|--|---------------------------------|---------|---|----|---------------------|----------------|--|---|----|-------------------|
| | | | 25 | 30 | △ LIMITE PLASTICO | LIMITE LIQUIDO | | 10 | 20 | |
| Arena arcillosa purpúrea compacta, color café claro | GH | | | | | | | | | |
| Arcilla franco de alta plasticidad, muy firme color grisáceo claro | | | | | | | | | | 5 |
| Limo arenoso de alta plasticidad, duro color café | MH MH MH | | | | | | | | | |
| Arena limosa con graves, compacta color café | | | | | | | | | | 10 |
| Limo franco de alta plasticidad, duro color verde claro | MH MH MH I MH CL | | | | | | | | | 15 |
| Arcilla arenosa de baja plasticidad, duro color verde claro. | CL CL > 1 L | | | | | | | | | |
| Limo arenoso de baja plasticidad, duro color café claro | ML | | | | | | | | | 20 |
| Arena fina arcillosa compacta, café grisáceo | SM SC SC | | | | | | | | | 25 |
| Limo arenoso blanco | | | | | | | | | | |
| Arena fina, limosa color gris | | | | | | | | | | |
| FIN DE SONDEO | | | | | | | | | | 30 |

FIGURA 1

4.- La cuarta columna se usa para clasificar el tipo de suelo, siguiendo el criterio de campo del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S), teniéndose las siguientes clasificaciones.

SUELOS FINOS

| | |
|-----------|--|
| LIMOS | MH - Limo inorgánico de alta plasticidad |
| | ML - Limo inorgánico de baja plasticidad |
| ARCILLAS | CH - Arcilla de alta plasticidad |
| | CL - Arcilla de baja plasticidad |
| ORGANICOS | OL - Suelo vegetal de baja plasticidad |
| | OH - Suelo vegetal de baja plasticidad |

SUELOS GRANULARES

| | |
|--------|--------------------------------|
| ARENAS | SW - Arena bien graduada |
| | SM - Arena mediamente graduada |
| | SP - Arena mal graduada |
| GRAVAS | GW - Grava bien graduada |
| | GM - Grava mediamente graduada |
| | GP - Grava mal graduada |

5.- La quinta, numera las muestras.

6.- La sexta, acusa la resistencia a la penetración en número de golpes; para dar una idea de la dureza del suelo. A partir de estos datos se tiene lo siguiente:

SUELOS NO COHESIVOS TOMANDO COMO TIPO LA ARENA

| NUMERO DE GOLPES | COMPACIDAD |
|-------------------|----------------|
| De 0 a 4 | Muy suelta |
| De 4 a 10 | Suelta |
| De 10 a 30 | Medio compacta |
| De 30 a 50 | Compacta |
| De 50 en adelante | Muy compacta |

SUELOS COHESIVOS TOMANDO COMO TIPO LA ARCILLA

| <u>Número de golpes</u> | <u>Resistencia a compresión no confinada en kg/cm²</u> | <u>Consistencia</u> |
|-------------------------|---|---------------------|
| De 0 a 2 | De 0.00 a 0.25 | Muy blando |
| De 2 a 4 | De 0.25 a 0.50 | Blando |
| De 4 a 8 | De 0.50 a 1.00 | Firme |
| De 8 a 15 | De 1.00 a 2.00 | Resistente |
| De 15 a 30 | De 2.00 a 4.00 | Muy resistente |
| De 30 en adelante | De 4.00 en adelante | Duro |

En la tabla anterior, hemos representado con " q " a la compresión no confinada y por experiencia, se ha visto que $q = N/8$ aproximadamente, sin embargo, seguramente los especialistas en Mecánica de Suelos se pondrán a "temblar" al ver esta correlación, pero ha sido producto de experiencias que solamente tienden a orientar al piloteador para la selección de su equipo de trabajo y que la experiencia de cada cimentador es la que define este concepto.

A partir del sondeo de penetración estándar entre otros aspectos, se ve la necesidad en un proyecto de efectuar perforaciones previas, el uso de seguidores, capacidad del martinete, el uso de ademe, etc.

7.- En la séptima columna, se indica el contenido natural de agua en porcentaje, así como los límites líquido y plástico e índice de plasticidad. Quizá estos datos, suelen ser los más importantes para determinar el procedimiento constructivo de la Cimentación Profunda.

Por ejemplo, del contenido de agua, si éste es alto en terrenos arcillosos (de 300 a 400 %), nos limitará la posibilidad de colar elementos " in situ ", ya que el suelo no podrá trabajar como " cimbra " debido a que el empuje del concreto hará elementos de cimentación profunda defectuosos y el concreto se contaminará, esto obligará a poner otro tipo de cimentación o al uso de ademe perdido.

El índice de plasticidad, nos permite dosificar los porcentajes de bentonita en los suelos arenolimosos o areno-arcillosos, pues entre menor es el índice de plasticidad, más inestables serán las perforaciones y por consiguiente deberá utilizarse procedimientos especiales para lograr estabilizarlas.

Combinando los datos de la resistencia a la penetración estándar con los límites de Atterberg y la localización del manto freático, se define la factibilidad de la hechura de campanas en pilas que trabajarán con grandes cargas, así como la selección del tipo de ademe para el " fuste " .

Todas estas razones expuestas, quizá puedan servir como punto de partida a nuestros técnicos en la materia, para poder elaborar la ingeniería de ejecución en las obras de cimentación profunda, que tanta falta nos hace.

Tan pronto se logre este objetivo, se eliminará entre otras, la idea equivocada de algunos supervisores, que hacen que las compañías cimentadoras transporten costosos equipos para ejecutar este tipo de cimentaciones y después de todo esto, pretenden pagar la longitud hincada de un pilote independientemente de la longitud maniobrada, como si el constructor tuviera la culpa de los errores u omisiones del proyecto. Así mismo, algunos consultores indican que las perforaciones se hagan inscritas en la sección rectangular del pilote, por lo que en suelos no cohesivos se taponan dejando " colgados " a esos pilotes, o sea sin alcanzar la cota de apoyo y en caso de que el suelo sea cohesivo, se presenta el efecto de émbolo con lo que el pilote tampoco alcanza su cuota de apoyo, o se dificulta excesivamente su hincado.

SUCESION ESTRATIGRAFICA

Para confirmar los resultados del sondeo de penetración estándar, se hace necesario contar con el corte estratigráfico, debido a la heterogeneidad de la formación de los suelos, pues si el sondeo de penetración estándar encuentra en su camino un boleo, fácilmente podría confundirse con un estrato resistente y fundamentar un diseño en un error. Para el piloteador es importante este dato, pues en caso de aparecer boleos, las perforaciones deberán hacerse con equipo y procedimientos muy especiales y la dimensión de la perforación es directamente proporcional al tamaño de la roca por extraer.

En algunos casos, resulta insuficiente el número de sondeos efectuados, ya que es común encontrar discontinuidad en los estratos, lo que suele no detectarse y en consecuencia, tanto el diseño de la cimentación, como su procedimiento constructivo no es posible definir. Para evitar esto, se tiene que ampliar el estudio incrementando el número de sondeos, entre mayor sea la heterogeneidad del subsuelo o mayor el tamaño de la obra.

TIPOS DE CIMENTACION

Son muchos los factores que intervienen para definir el tipo de cimentación más adecuado para una estructura, por lo que nos concretaremos a definir las más comunes que son:

Compensada
Piloteada
Sobre Pilas
Mixtas

A) CIMENTACION COMPENSADA

Es aquella cimentación donde se efectúa una excavación tal, que los esfuerzos originales del subsuelo, en el desplante de la cimentación se conservan prácticamente constantes después de construir el inmueble deseado; en este caso, el especialista de Cimentación Profunda interviene haciendo pozos, instalando piezómetros, bombeando el nivel freático e hincado de

ataguías. Naturalmente, estos auxiliares de cimentación dependen de la importancia y de las necesidades de cada proyecto.

B) CIMENTACION PILOTEADA

Para poder entrar en detalle, diremos que un pilote es un elemento transmisor de carga, generalmente de pequeño diámetro o sección, construido de concreto armado, acero, madera, etc.; cuya instalación se hace a base de energía dinámica (golpes o presión) , cuya capacidad de trabajo se determina con las fórmulas dinámicas, debiéndose verificar mediante pruebas de cargas directas.

Cuando la capacidad natural del subsuelo resulta insuficiente para soportar el paso de una estructura, se puede recurrir al uso de pilotes, los cuales por su forma de trabajo se dividen en:

Pilotes de apoyo
Pilotes de fricción
Pilotes mixtos

B.1 Pilotes de apoyo

Como su nombre lo indica, son aquellos que se diseñan para transmitir la carga a la capa resistente donde se apoyarán. Generalmente estos pilotes trabajan como columna corta y su máxima capacidad de trabajo a la compresión se desarrolla en la punta.

Para obtener un buen apoyo en el estrato, se requiere usar martinetes que desarrollen una energía de 0.5 kg-m por cada kilo de pilote para alcanzar su rebote. Por otra parte, para evitar que un pilote se fracture y garantizar la energía de apoyo, deberán hacerse perforaciones previas si el sondeo de penetración estándar acusa capas con más de 20 golpes en arcillas y de 10 en arenas cuyos espesores de éstas, sea mayor de 60 cm (espesor del estrato).

La energía de apoyo del pilote se mide en el campo verificando la penetración de éste cada 10 golpes. A esta operación se le denomina " rebote " y dependiendo del equipo y del pilote, generalmente éste debe ser de 2.54 cm de penetración por cada 10 golpes aplicados (fig. 2).

PILOTES A PRESION

$H = (15 \text{ o } 20) \% L$: En donde L está dada en metros, por lo tanto H tendrá estas mismas unidades.

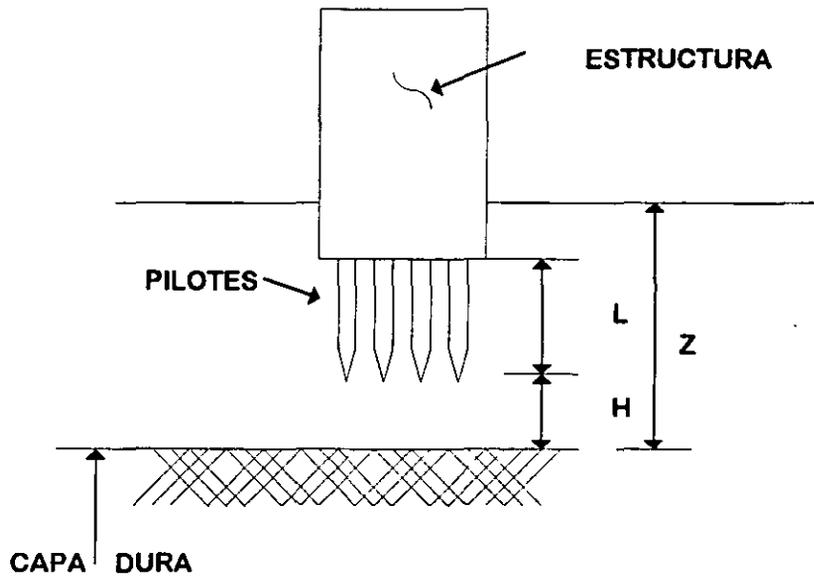


FIG. 2

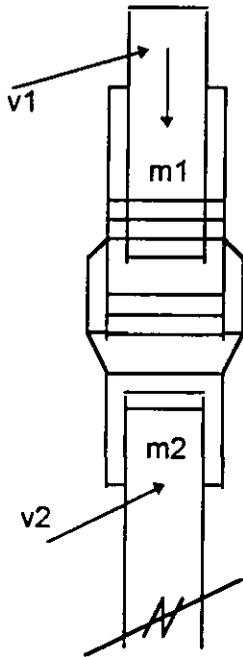
L = LONGITUD DE PILOTE TRABAJANDO A FRICCION

H = COLCHON DE DEFORMACION

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE UN PILOTE, A PARTIR DE UN FENOMENO DINAMICO.

El estudio se basa en la cantidad de movimiento y la energía producida en el sistema antes y después del choque.

Sistema un instante antes del choque: °



- $m \rightarrow$ masa del sistema
- $v \rightarrow$ velocidad del sistema
- $mv \rightarrow$ cantidad de movimiento
- $m_i \rightarrow$ masa del pistón del martinete
- $v_i \rightarrow$ velocidad del pistón del martinete
- $m_2 \rightarrow$ masa del pilote
- $v_2 \rightarrow$ velocidad del pilote
- $h \rightarrow$ altura de caída del pistón del martinete

$$mv = m_1 v_1 + m_2 v_2$$

$$v (m_1 + m_2) = m_1 v_1 + m_2 v_2$$

$$v = \frac{(m_1 v_1 + m_2 v_2)}{(m_1 + m_2)}$$

$$v_1 = \sqrt{2gh}$$

$$v_2 = 0$$

$$F = ma = mg$$

$$\therefore v = \frac{(F_1 \sqrt{2gh})}{(F_1 + F_2)}$$

$$E_c = \frac{1}{2} (mv^2)$$

$$\therefore E_c = \frac{1}{2} \frac{(F_1 + F_2)^2}{g} \frac{(F_1 \sqrt{2gh})^2}{(F_1 + F_2)^2}$$

$$E_c = \frac{(F_1^2 h)}{(F_1 + F_2)}$$

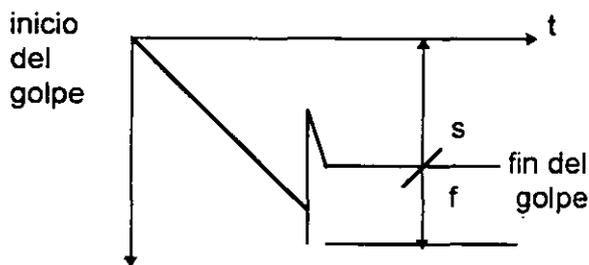
$F_1 = R =$ peso del pistón del martinete

$F_2 = W_p$ peso del pilote

$$\therefore E_c = \frac{(R^2 h)}{(R + W_p)}$$

Sistema un instante después del choque:

$E_c = E_p$ La energía cinética antes del choque es igual a la energía potencial después del choque.



$$E_p = mgh$$

$s =$ deformación permanente del suelo

$f =$ deformación elástica del pilote y del suelo

$mg =$ fuerza requerida para deformar instantáneamente el suelo y el pilote

$h =$ longitud total de deformación instantánea en el golpe

$R_s = mg =$ capacidad de carga

$$s + f = h$$

$$\therefore \frac{(R^2 h)}{(R + W_p)} = R_s (s + f)$$

$$R_s = \frac{(R^2 h)}{(R + W_p) (s + f)}$$

NOTAS IMPORTANTES:

- 1.- El cálculo se recomienda realizarlo cuando en una calda de 10 golpes del martinete, el desplazamiento del pilote en el suelo es igual o menor a 2.54 cm.
- 2.- El valor de " s " debe ser medido físicamente en campo.
- 3.- El valor de " F " puede ser medido físicamente en campo, o utilizar los siguientes valores experimentales, donde $c_1 = f$, siendo " l " la longitud del pilote y " c " la deformación elástica unitaria:

c = 0.3 mm/m para pilotes de concreto reforzado

c = 0.3 mm/m para pilotes de acero

c = 0.6 mm/m para pilotes de madera

- 4.- Para elegir el martinete adecuado, se utiliza la siguiente expresión experimental, la cual se basa en la E_p del pistón del martinete y del pilote:

$$R_{hm} = W_p h_p$$

$$h_m = 2.50 \text{ m} = \text{altura de caída del pistón del martinete}$$

$h_p = 0.50 \text{ m}$ = desplazamiento requerido del pilote si no encontrara resistencia, producido por la energía del martinete, para garantizar un apoyo adecuado.

$$\therefore E_c = \frac{(0.50 \text{ m}) (w_p)}{(2.50 \text{ m})}$$

B.2 Pilotes de Fricción

Este tipo de pilotes desarrolla su trabajo por adherencia o fricción de éstos con el suelo que lo rodea; a diferencia del pilote de apoyo, su capacidad de carga en la punta es prácticamente nula. Se recomienda en donde los estratos resistentes se encuentren a profundidades relativamente grandes o donde se tienen problemas de "emersión" por consolidación de los depósitos de arcilla.

Por la problemática del hundimiento constante de varias zonas de la Ciudad de México, se ha decidido utilizar en las construcciones el pilote de fricción, ya que el "colchón" que expreso se deja en la parte inferior de estos pilotes ha funcionado "como un control natural" y se determina generalmente con la fórmula siguiente:

$$H = \frac{\delta}{mv p}$$

En la que:

- mv = coeficiente de compresibilidad volumétrica.
- p = presión que llega a través de todos los pilotes a la profundidad z.
- δ = deformación permisible para el buen funcionamiento de la estructura.
- H = espesor del colchón compresible bajo las puntas de los pilotes.

En la práctica obtenida de la construcción de edificios en el Valle de México, se ha encontrado que el colchón de deformación H es del orden del 10 al 20 % de la longitud del pilote que trabaja por fricción.

En algunas ocasiones el pilote de fricción se utiliza como elemento de anclaje haciéndolo trabajar a la tensión, esto se presenta en la cimentación de las torres de transmisión, o bien en la construcción de algunos pasos a desnivel en donde el nivel freático queda por encima de la zona de rodamiento de los vehículos y en este caso la subpresión se contrarresta, entre otros sistemas, por medio de pilotes de fricción.

Como la capacidad de carga de este tipo de pilotes depende de la adherencia de este con el subsuelo no tiene "rebote" (penetración de los últimos golpes) y se calcula multiplicando el área perimetral del pilote por adherencia; por lo tanto $Q = P.L.a.$, en la que:

- Q = Capacidad de carga del pilote
- P = Perímetro
- L = Longitud del pilote
- a = coeficiente de fricción o adherencia

En depósitos de arcilla, se ha encontrado que $a = q / 2$, siendo " Q " la resistencia a compresión simple.

Como dato adicional, los pilotes en las arcillas del Valle de México se calculan con un coeficiente de fricción que va de 1 a 2 ton / m², a excepción de la zona del lago que es de 0.8 ton / m² o menos.

B.3 Pilotes Mixtos

Como su nombre lo indica, el trabajo de estos pilotes es por adherencia y apoyo, se recomiendan en suelos poco comprensibles en donde el estrato de apoyo es de poca potencia (espesor o grueso de la capa).

Juntas

Cuando los pilotes son de longitudes superiores a 20 m , resulta más económica su instalación usando juntas que garanticen la continuidad de los mismos.

En la práctica se ha encontrado que al efectuar este empate por la cantidad excesivamente de soldadura requerida, el concreto pegado a las placas se sobrecalienta, con lo que pierde resistencia y en muchas en ocasiones, cuando se reanuda el hincado se desmorona descubriéndose el refuerzo en esta zona.

Para evitar lo anterior, se especifica hacer la soldadura dándole tiempo a las placas para que se enfríen. Esto incrementa los costos debido a que el equipo de pilotaje suspende sus labores a veces hasta 5 horas en cada junta.

Para evitar los inconvenientes indicados anteriormente en este tipo de junta, se han ideado dos procedimientos que son:

La junta de casquillo diseñada por el Ing. Leopoldo Farias, en la que el anclaje de la junta se lleva en la parte interna del casquillo independientemente del armado principal del pilote; esto permite que no existan momentos en las placas de unión, ya que los esfuerzos transmitidos entre tramo y tramo son colineales, debido a que "e" prácticamente es igual a cero (fig. 4).

Con este tipo de junta, un pilote de 50 x 50 cm de sección, puede ser empatado con placas de $\frac{1}{2}$ usando casquillo; de otra manera, las placas de unión serían del orden de 1 o más.

El casquillo permite usar cordones de soldadura relativamente delgados en forma continua, sin dañar el concreto y reduciendo los tiempos de equipo inactivo (fig. 3)

Se han ideado infinidad de procedimientos para empatar pilotes (unión de dos tramos), siendo el más común el de junta a base de placa soldada.

Durante el proceso de hincado se presentan esfuerzos de tensión y compresión en el pilote. Por tal motivo, la junta debe estar diseñada para absorber estos esfuerzos; de ahí que este tipo de junta siendo la más usual, resulta antieconómica debido a que el diseño arroja la necesidad de usar placas que van desde $\frac{1}{2}$ hasta 2 de espesor, según la sección del pilote. Otra junta que no tiene los inconvenientes antes mencionados, es la " junta de adherencia " (Diseñada por el Ing. Roberto Avelar) y consiste en proveer a los tramos de pilote por empatar, de un dispositivo hembra y macho, utilizando placas de unión de $\frac{3}{8}$ de espesor, suficiente para absorber los esfuerzos de hincado.

En la actualidad, se tienen muchos tipos de acoplamientos entre dos tramos de pilotes de concreto, todos ellos basados en la premisa de permitir axialidad y continuidad de los esfuerzos en el pilote (consultar Manual del Residente de Cimentación Profunda).

JUNTA CASQUILLO

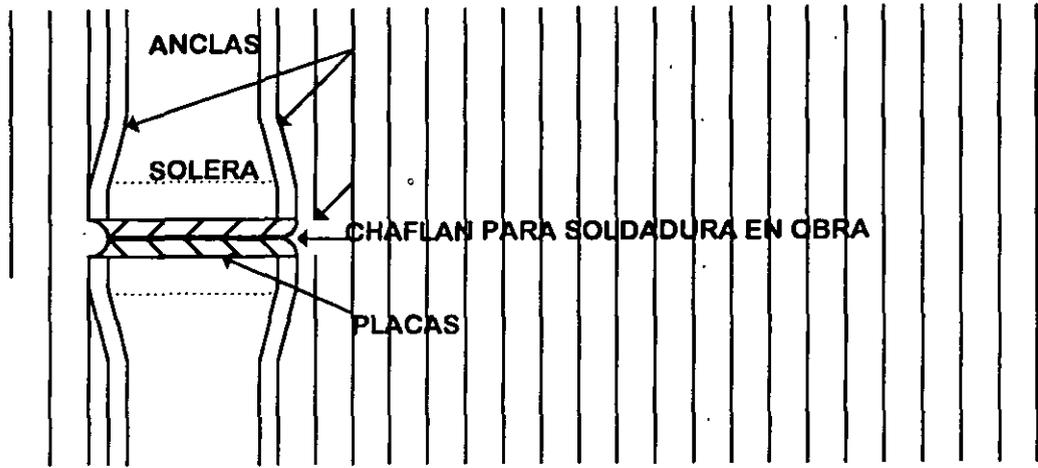


FIG. 3

ESQUEMA DE CÁLCULO

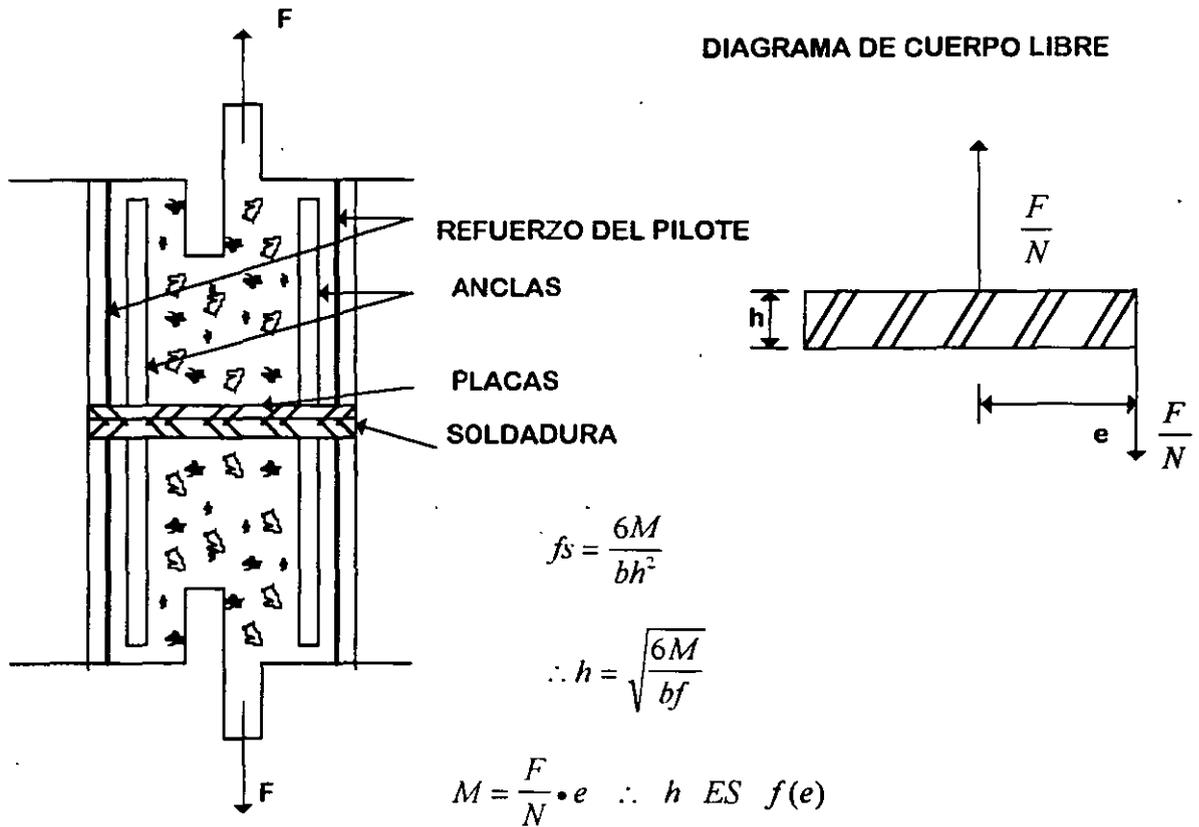


FIG. 4

POR LO TANTO SI
ECONÓMICA.

e →

0, SE TIENE LA SOLUCION MAS

Colado y manejo de pilotes

En una obra de pilotaje, el organizar adecuadamente el colado de pilotes, permite reducir considerablemente problemas muy costosos y en ocasiones peligrosos; los accidentes más comunes se han presentado en su manejo, al romperse las anclas de levante, o bien al desprenderse el concreto durante el hincado a consecuencia de un mal armado o un deficiente vibrado.

Para lograr una buena eficiencia reduciendo riesgos, es recomendable tener presentes los siguientes puntos:

Localizar la o las camas de colado lo más adyacente a la zona de trabajo, procurando no obstruir los puntos de hincado.

Dimensionar las camas de 50 cm más en ambos sentidos para facilitar el cimbrado (fig. 5 y 6); el ancho deberá ser de tal manera, que la operación del despegue de pilotes se pueda hacer con el equipo programado, pues un exceso en el ancho de las camas, resta capacidad al equipo al tener que bajar el ángulo de inclinación de la pluma (fig. 7 y 8).

El peralte de la cama deberá ser no menor de 10 cm para evitar romperla durante el despegue de pilotes. Por otra parte, para facilitar la limpieza y el escurrimiento del agua, deberá dejarse una pendiente longitudinal del 2%, así como un acabado fino (de preferencia pulido).

Los moldes deberán ser resistentes y sobre todo, que garanticen la geometría de la sección en toda su longitud; las tapas y puntas se harán conforme al diseño.

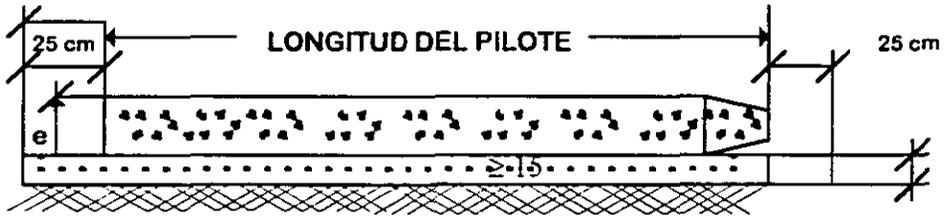
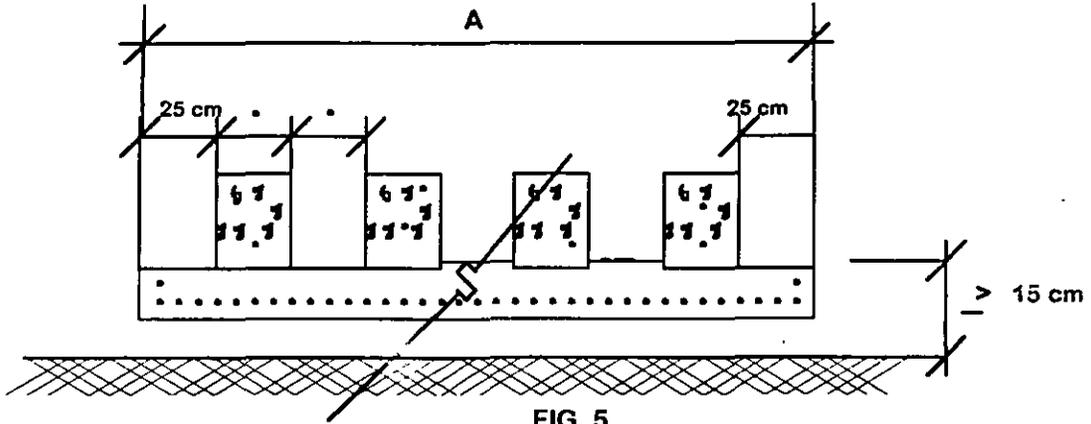
Después de alinear y fijar los moldes, se les colocará una película de desmoldante o bien de diesel con parafina (200 lt. de diesel con 30 kg. de parafina).

los armados se construirán con apego a los planos y se introducirán en los moldes previstos de silletas para dar el recubrimiento que se especifique.

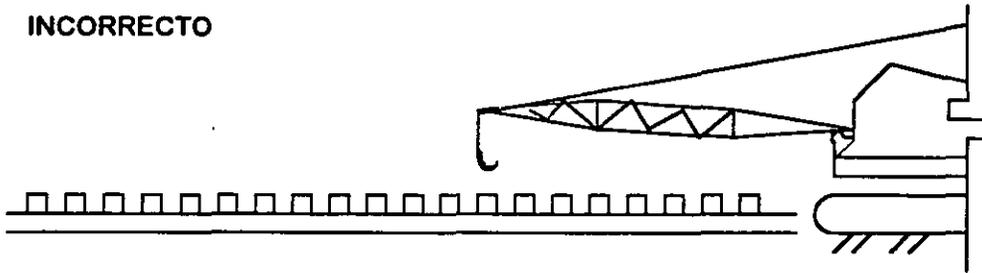
Para utilizar eficientemente el refuerzo longitudinal es necesario hacer el despiece del acero, para ir acomodando las varillas de tal manera de no tener más del 50% de los traslapes en una sección.

El refuerzo longitudinal debe llegar sin dobleces a los extremos del pilote y sin recubrimiento (fig. 9.).

(NO. PILOTES X 25) +50 cm = A



INCORRECTO



CORRECTO

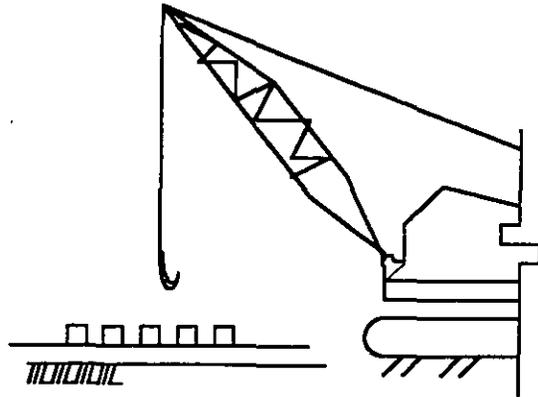
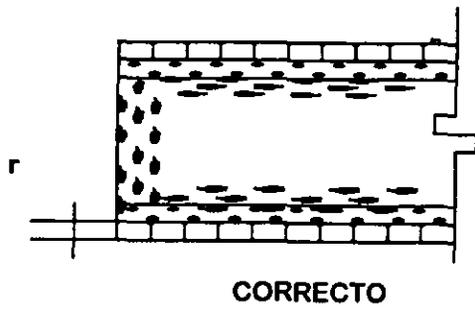
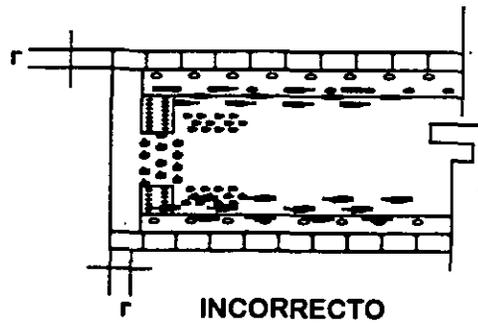


FIG. 8

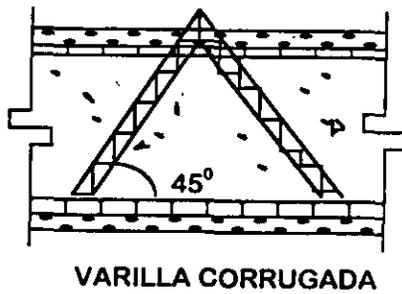


CORRECTO

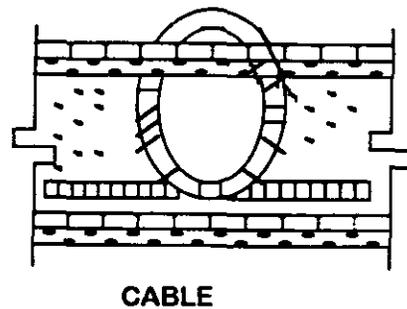


INCORRECTO

FIG. 9



VARILLA CORRUGADA



CABLE

FIG. 10

Los recubrimientos en los extremos hacen trabajar al concreto durante el hincado como concreto simple, ocasionando el descabece.

El colado debe hacerse en forma continua atacando pilote por pilote. En esta forma, no se corre el riesgo de dejar varios pilotes inconclusos, al fallar el suministro del concreto, etc.

Cuando se fabrican pilotes en dos o más tramos alineados, separados entre sí por las placas de unión, marcándolos después de que fragüe en concreto. Esto va a facilitar los trabajos de soldadura durante el empate de tramos.

Despegue

El despegue y manejo de pilotes se hace por medio de asas las que se diseñan al cortante, incrementando el peso de pilote en un 25% por efecto dinámico.

Las asas se hacen de varilla corrugada o cable y se colocan en la forma siguiente: (fig. 10)

No es recomendable repartir la carga en dos asas en un mismo punto, ya que se puede llegar a romper al concentrarse más la cara en una de ellas. Resulta más seguro dimensionar las piezas según su carga.

El despegue de pilotes debe hacerse procurando que el ángulo formado por la vertical con el cable que va del asa hacia la pluma, sea menor de 30 o (fig. 11).

Para pilotes muy pesados y largos, se hace buscando la forma intermedia (fig. 12).

Entronque

Como generalmente la fabricación de los pilotes se hace con anticipación al hincado (ya que debe moverse sólo al alcanzar el 80 % de su resistencia y el 100 % para poder ser hincados), se hace necesario almacenarlos en la obra en puntos clave, que reduzcan al máximo posible las maniobras previas al hincado.

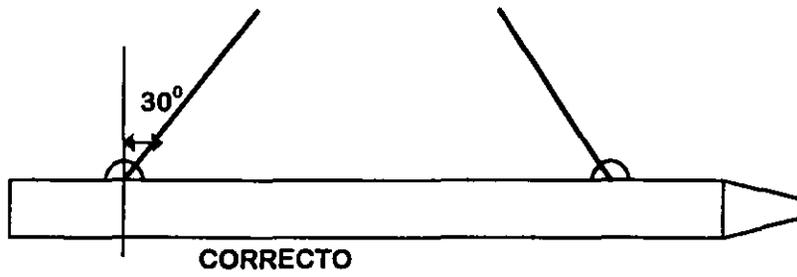
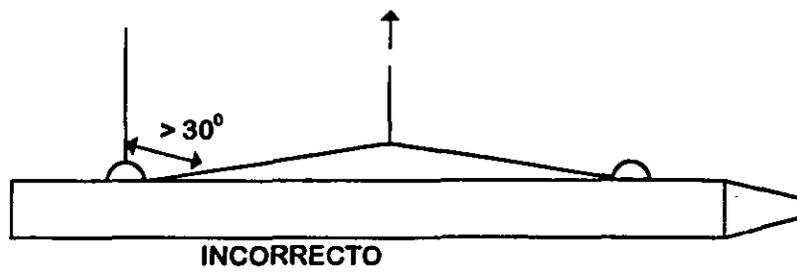


FIG. 11

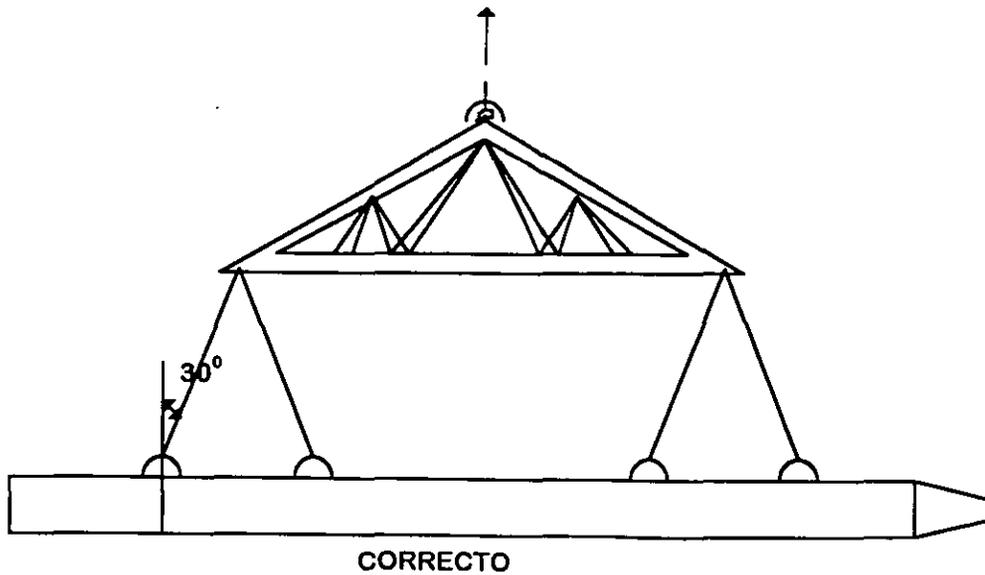
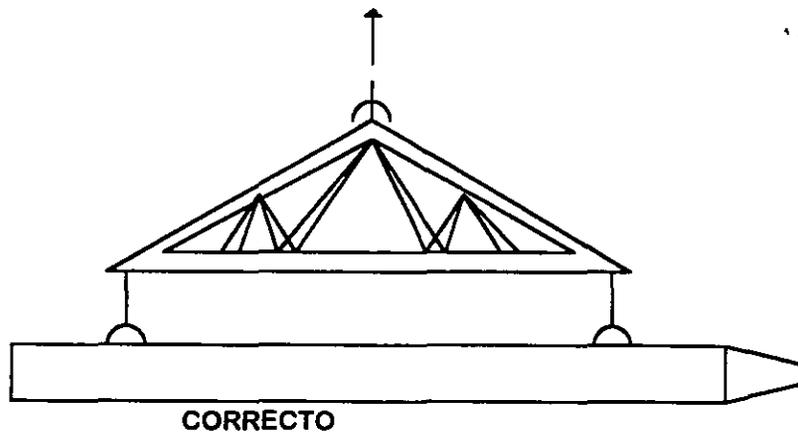


FIG. 12

Los pilotes se deben apoyar precisamente en donde se localicen las anclas de izado, debiéndose usar durmientes para los pilotes inferiores que están en contacto con el terreno, por si éste se llegara a hundir. Los pilotes subsecuentes se pueden apoyar sobre polines alineados verticalmente a los durmientes, para que el concreto de los pilotes inferiores trabaje a compresión.

La tonga de pilotes se recomienda que no sea mayor de 5 niveles, esto facilitará tanto su apilamiento como el estrobarlos para su izado; el número de niveles está regido por la dureza del terreno, pues si los durmientes no se hunden se podrá llegar al quinto nivel (fig. 13). Algunos diseñadores han ideado el pilote fusible, el cual al usarlo en terrenos compresibles utiliza la fricción negativa para que la punta falle o penetre en el estrato de apoyo. Como más adelante veremos, la instalación de estos pilotes es difícil (fig. 14).

Izado

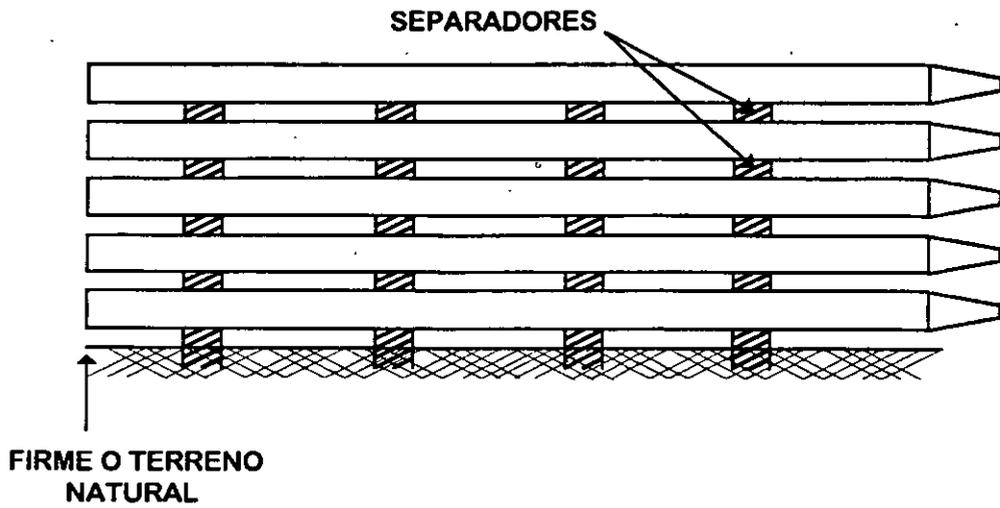
Previamente el izado del pilote, deberá revisarse la sección, estrobando en los puntos donde se igualen los momentos; de otra manera puede llegarse a fisurar bajando su resistencia y calidad.

Las maniobras previas al hincado son las que determinan el tiempo de ejecución y por consiguiente el costo, pues los tiempos de estrobo, acomodo de la máquina e izado del pilote, requieren de mayor tiempo y del auxilio de herramientas especiales. Entre más cuidado se tenga para no maltratar el pilote, el rendimiento por jornada se disminuye, en cambio si se hace en forma descuidada, estas maniobras resultan aparentemente más económicas si no se considera que se pone en peligro tanto la seguridad del equipo como el personal que lo opera, independientemente la reposición de los pilotes averiados (fig. 15).

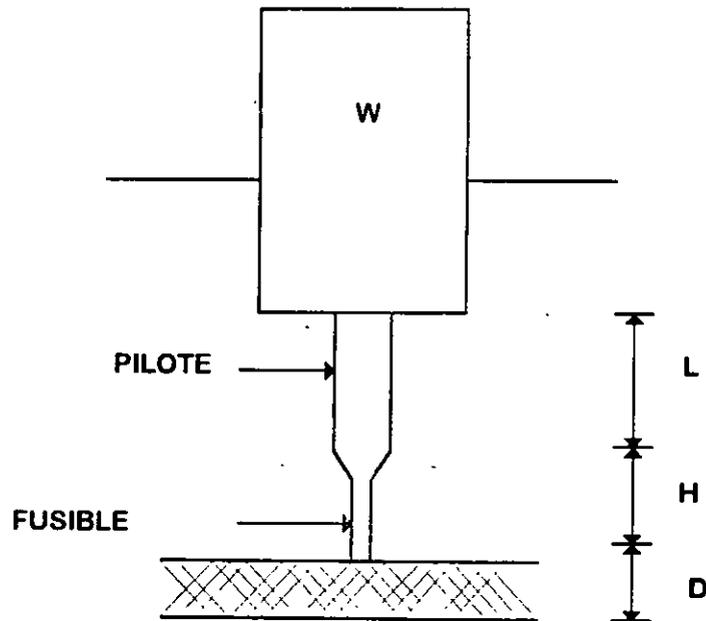
C. CIMENTACION SOBRE PILAS

En construcción se requiere con frecuencia transmitir las cargas de una estructura dentro del subsuelo hasta llegar a alguna capa que tenga la capacidad suficiente para resistir dichas cargas.

Esta transmisión se puede lograr mediante " Columnas Enterradas " que ligan la estructura con dichos estratos. Cuando las columnas enterradas se construyen " In Situ ", usando como cimbra las paredes de la perforación, estamos hablando de PILAS DE CIMENTACION.

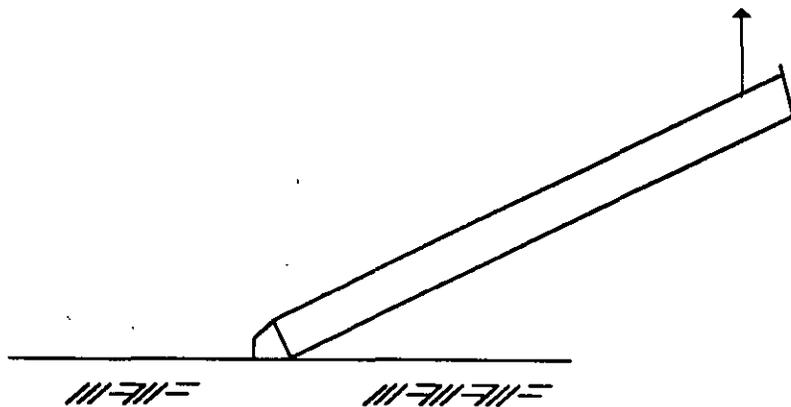
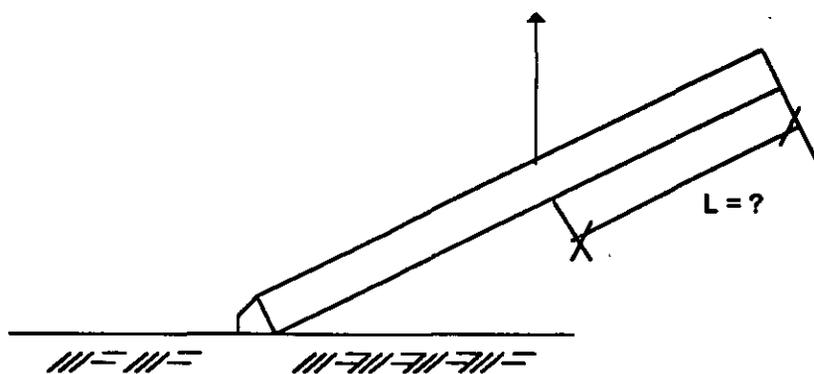
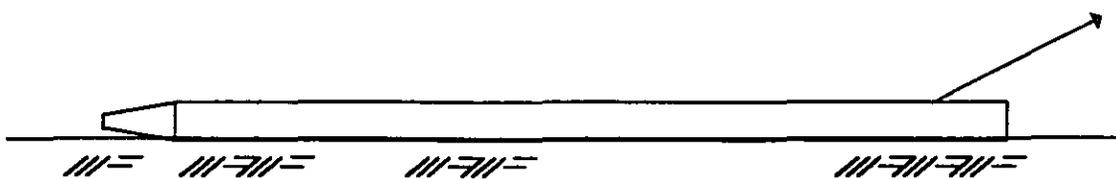


ENTONGUE DE PILOTES FIG. 13



D = ESPESOR DE LA CAPA (POTENCIA)

PILOTE DE PUNTA PENETRANTE



FORMA INCORRECTA DE IZAR UN PILOTE

FIG. 15

Para la construcción de las PILAS, podemos considerar tres etapas principales:

- 1.- perforación
- 2.- colocación de acero de refuerzo
- 3.- colado del concreto

Perforación

Es el proceso inicial en la construcción de pilas y consiste en la formación de un agujero en el subsuelo, en el que posteriormente se colocarán materiales que finalmente formarán la pila.

Las secciones transversales de las pilas son generalmente circulares, aunque algunas veces sobre todo cuando se trata de estructuras de gran peso o de condiciones especiales de carga, pueden ser rectangulares, oblongas, etc.

Aunque las secciones transversales generalmente son continuas, es común hacer ampliaciones en la base conocidas como CAMPANAS, que al aumentar el área de apoyo permiten incrementar la capacidad de carga, obteniéndose un uso racional de los materiales (fig. 16).

La construcción de campanas se aplica cuando las pilas se realizan en "seco", de manera que sea posible la verificación del correcto estado de éstas. Las campanas hechas bajo el agua o lodos bentoníticos, implican el riesgo de que el corte de éstas o la remoción del material ya cortado se haya realizado inadecuadamente, dando por resultado una incertidumbre en las condiciones finales de dichas campanas.

En algunas ocasiones, los proyectistas de cimentación profunda recomiendan una mayor longitud de empotre en estratos de apoyo, con el fin de garantizar que el apoyo de la pila se encuentra en el manto especificado.

En suelos predominantemente friccionantes (grava-arena), este empotre es estipulado para obtener una mayor capacidad portante de la pila.

Es importante que el residente de cimentación profunda esté consiente de las limitantes de los equipos de perforación, ya que éstos han sido diseñados para perforar en suelos y continuos:

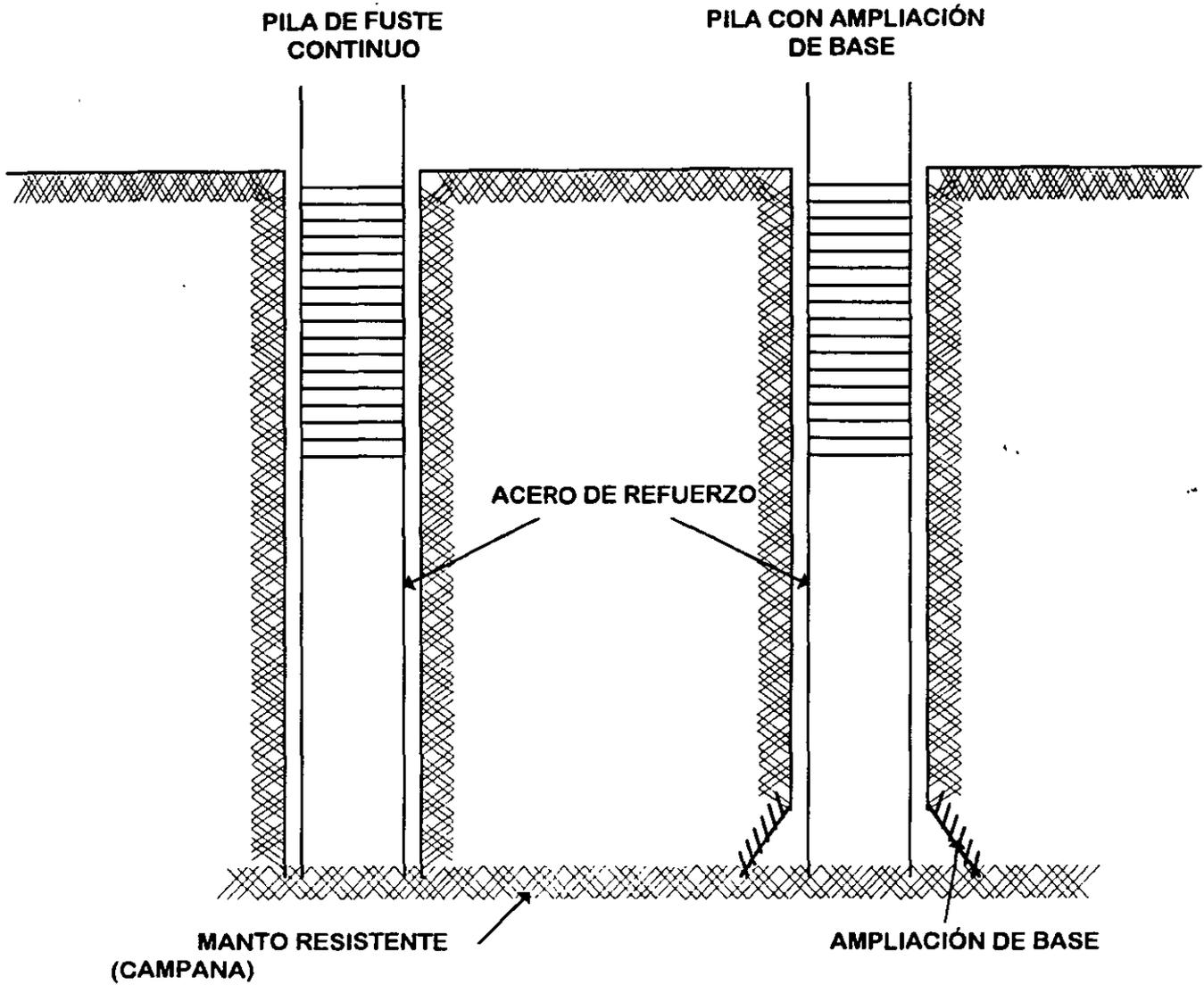


FIG. 16

Ademes

Las condiciones del suelo, la estratigráfica, la presencia de agua, etc., determinan la estabilidad de las paredes y aún del fondo de las perforaciones. Cuando éstas no se sostienen por sí mismas, la construcción de las pilas se complica un tanto y se hace necesario el uso de ademes. Los ademes usados en la actualidad se reducen básicamente a dos tipos:

- a) ademes rígidos
- b) ademes a base de lodos

A) Ademes Rígidos:

Los ademes rígidos generalmente consisten en ademes metálicos de una sección similar a la de la perforación y que pueden ser o no recuperables. Generalmente los ademes recuperables se retiran de la perforación mediante grúas o gatos hidráulicos una vez colocado el concreto en la perforación.

B) Ademes a base de lodos:

Los lodos usados para el ademe de las pilas son generalmente " lodos bentoníticos " que se forman al mezclar en diferentes proporciones bentonita, que es una arcilla coloidal, con agua; formándose una sustancia con un alto peso específico y largo tiempo de sedimentación. Estos lodos forman una película impermeable en las paredes de la perforación, que ayuda a equilibrar las presiones hidroestáticas e impiden el flujo de agua que es uno de los factores de inestabilidad del suelo.

Por otra parte, sobre todo en suelos granulares como arenas y gravas, la contaminación de los lodos con el mismo suelo de las partes principalmente durante el proceso de perforación, reduce su capacidad de soporte y aumenta su velocidad de sedimentación, cuando esto ocurre puede llegar a ser necesaria la sustitución de éstos por otros no contaminados.

El cambio de lodos se realiza inyectándole aire con un compresor en la parte inferior de una tubería que se introduce hasta unos centímetros arriba del fondo de la perforación. Este aire al salir, provoca una succión que absorbe los lodos contaminados, al tiempo que se van depositando los lodos no contaminados en la parte superior de la perforación.

COLOCACION DEL ACERO DE REFUERZO

Una vez terminada la perforación, es recomendable proceder con la mayor celeridad al término de la construcción de la misma, para que el suelo de las paredes y la base se altere lo menos posible y conserve sus características de cohesión y resistencia para el efecto. El siguiente paso consiste en la introducción del acero de refuerzo; deberá hacerse con la mayor rapidez aunque sin descuidar la calidad del mismo. La localización del castillo cerca de la pila y la instalación de separadores que aseguren su correcta colocación dentro de la perforación, así como el uso de una grúa con la altura suficiente que permita una introducción vertical de todo

el armado, evitando en lo posible el contacto con las paredes durante el proceso de colocación.

COLADO DE CONCRETO.

El vaciado del concreto dentro de la perforación es también muy delicado dentro del proceso de construcción de una pila, los principales cuidados que hay que tener son:

- a) rapidez en la ejecución
- b) evitar la segregación
- c) evitar la contaminación

a) Para la rapidez en la ejecución, es recomendable el uso de concreto premezclado que permite que la maniobra de colado, se realice en menor tiempo que el que se requiere fabricando el concreto con revolvedoras de campo.

b) La segregación del concreto al caer dentro de la perforación se evita con una manguera o tubería con un diámetro 12 veces mayor que el TMA (Tamaño Máximo de Agregado), pero no mucho más, para que los agregados gruesos se detengan al chocar con las paredes del conducto.

c) Para evitar la contaminación del concreto es fundamental hacer el colado continuo de toda la pila. Cuando el colado es bajo agua o en presencia de lodos bentoníticos es preciso usar el sistema TREMIE.

El colado TREMIE, se hace introduciendo el concreto por medio de una tubería de acero hasta el fondo de la perforación, de medio forma que fluya de abajo hacia arriba para que solo la parte superior del concreto tenga contacto con el agua o lodos. Este concreto deberá demolerse de cualquier forma al terminar el colado, ya que está contaminado. El revenimiento del concreto generalmente es de 14 a 18 cm para facilitar que fluya libremente, aunque de cualquier forma hay que cuidar que la tubería permanezca ahogada en el concreto durante todo el proceso de colado. Esta precaución es importante sobre todo durante el " chaqueteo ", que es un movimiento hacia arriba y hacia abajo a que se somete la tubería para facilitar el flujo del concreto. Otra precaución, consiste en iniciar el vaciado del concreto con una cámara de balón, de un tamaño adecuado al diámetro de la tubería y que hace las veces de válvula que reduce la contaminación del concreto al iniciar el colado.

MAQUINARIA Y EQUIPO

La maquinaria y el equipo usada para la construcción de pilas es fundamentalmente la siguiente:

| | | |
|--|--|--------------------------------|
| EXCAVACION | Perforadoras | - sobre grúa - sobre camión |
| HERRAMIENTAS DE ATAQUE | Botes Brocas Dientes y puntas | |
| EQUIPO PARA MANEJO DE LODOS BENTONITICOS | Depósitos Mezcladores Agitadores Bombas y Mangueras | |
| EQUIPO PARA COLADO | Trompas de elefante Tubería Bombas de concreto | |

PERFORADORAS

Los equipos más comunes para perforación son los rotatorios, que consisten esencialmente en una fuente de poder que mediante una transmisión hace girar a un barretón de longitudes variables, simples o telescópicos, cuyo extremo inferior se instala la herramienta de perforación propiamente dicha.

Las perforadoras usadas en México, son de dos tipos:

- a) montadas sobre grúas
- b) montadas sobre camión

Las perforadoras montadas sobre grúa son generalmente de mayor tamaño y potencia, su movilidad ya dentro de la obra, es mejor sobre todo si el terreno es difícil y tienen la ventaja adicional de que eventualmente la misma grúa puede usarse para las maniobras de introducción de acero y de colado; esto puede hacerse desmontando o sin desmontar la perforadora de la grúa (fig. 17)

Las perforadoras montadas sobre camión son generalmente de menor capacidad que las montadas sobre grúa. Igualmente sus limitaciones para realizar los procesos de introducción de acero y colado son mayores y frecuentemente se requiere una grúa para llevar a cabo estas maniobras, por otra parte, para obras urbanas sobre todo pequeñas, tienen mejor movilidad (fig. 18)

Las perforadoras rotatorias, además del efecto normal de cortar los suelos con sus herramientas de ataque, al girar, facilitan la penetración en los casos de suelos más duros cohesivos y resistentes por razón del peso propio del barretón de perforación, también existen algunos modelos que tienen equipos hidráulicos, que ejercen presiones adicionales para facilitar el corte usando como reacción el peso propio de la máquina.

PERFORADORA MONTADA SOBRE AGUA

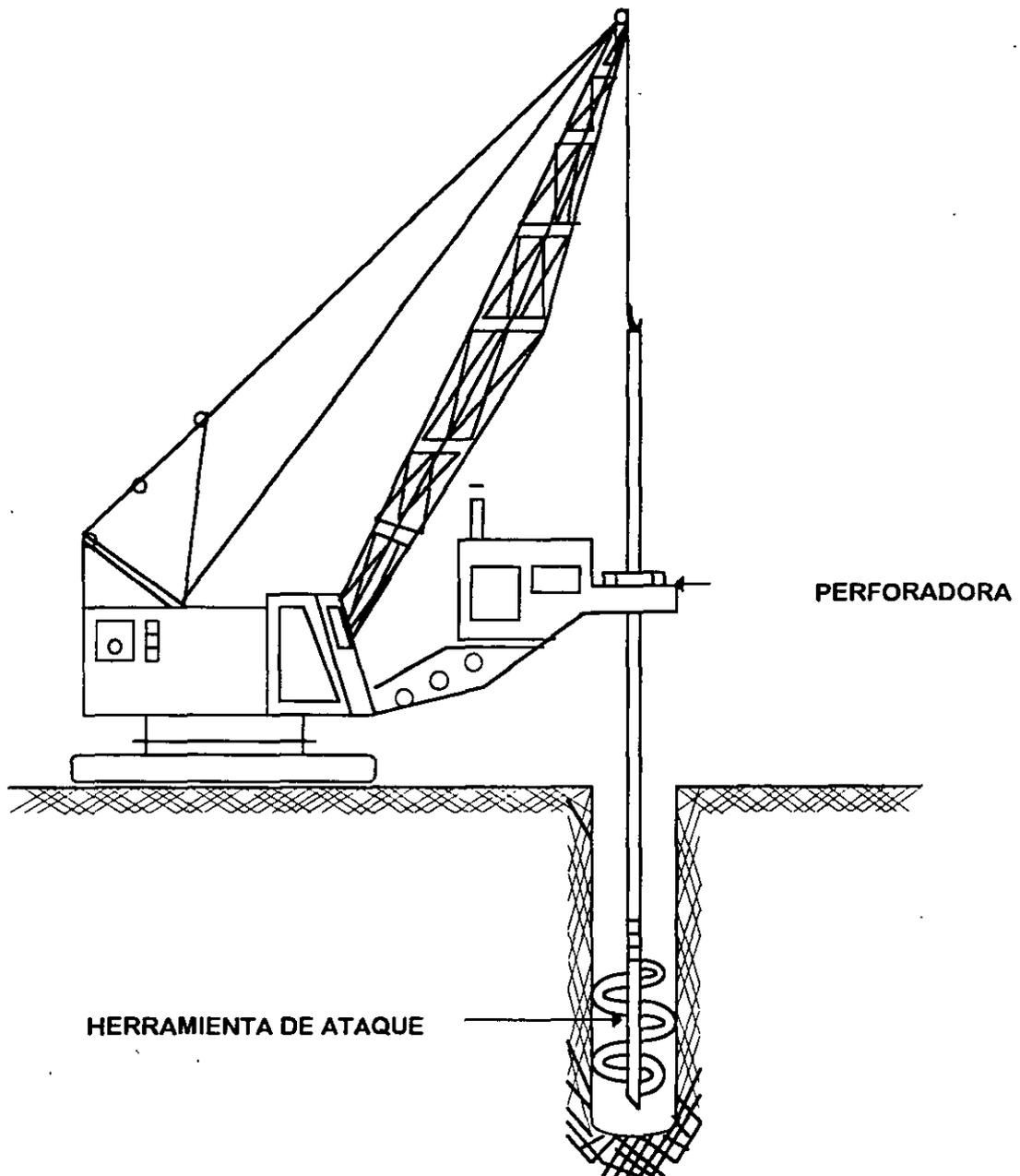


FIG. 17

PERFORADORA MONTADA EN CAMIÓN

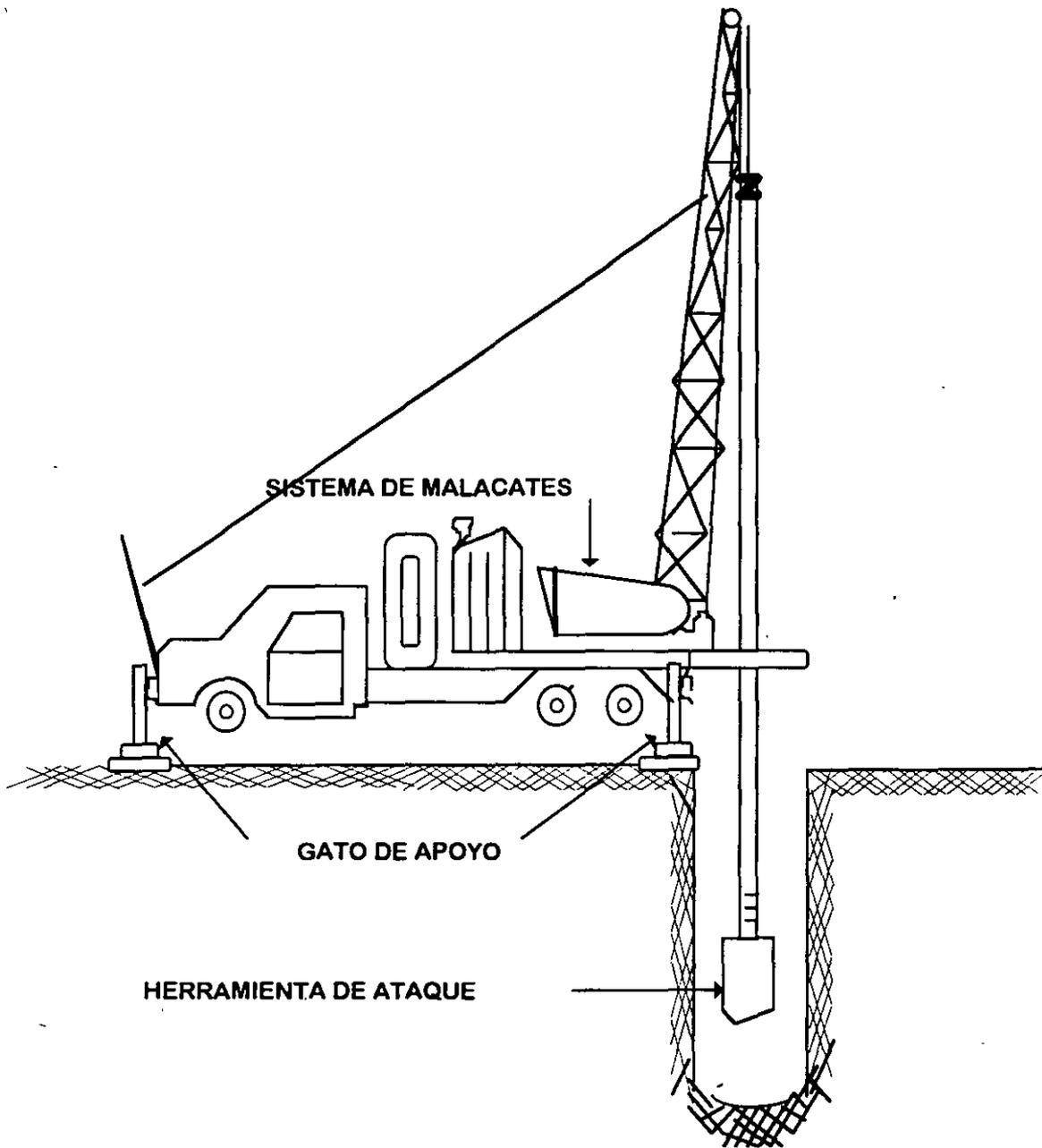


FIG. 18

Las almejas guiadas son equipos de excavación que como su nombre lo indica consisten en un cucharón que abre y cierra a manera de almeja y que se desliza verticalmente sobre una grúa que permite controlar la dirección y la posición de la excavación. Estos equipos accionados casi siempre hidráulicamente, se usan para la construcción de pilas de sección oblonga, cuadrada o rectangular.

En nuestro país las marcas más comunes de perforadoras son las siguientes:

CALWELD
WATSON
SOILMEC
SANWA
CASAGRANDE
ERTH DRILL
EASY BORE
B.S.P.

Las herramientas de ataque más comunes en nuestro país, son las brocas y los botes.

Las brocas son como su nombre lo indica, espirales cilíndricas, con punta en el extremo inferior de su eje y dientes en la espiral. El diámetro, espesor, paso, tipo de dientes y tipo de punta, se ajustan en cada caso al diámetro de la perforación y al tipo de suelo.

Los botes de perforación son cilíndricos metálicos con una tapa giratoria en el fondo y un dispositivo de apertura para la misma, en la tapa se instalan dos dientes de ataque y trampas para impedir la salida del material ya cortado, hay una gran variedad en los diseños de las tapas, colocación de los dientes, espesor de las paredes, etc.

De entre las brocas por los botones especiales, cabe mencionar a los siguientes:

BOTE CAMPANERO.- Son botes que se usan al final de una perforación y que tienen un dispositivo mediante el cual abren dos hojas que cortan un semicírculo o trapecio que forma las campanas o ampliaciones de base. Uno de los problemas de estas herramientas, es la dificultad que tienen para tirar todo el material cortado, por lo que no es recomendable usarlas cuando no se puede bajar a la campana a terminar la extracción a mano y verificar ocularmente el estado de las mismas.

BOTE PARA ROCA.- Se usan para materiales duros en general; ocasionalmente tienen oquedades en las paredes que permiten la entrada de pedazos de roca; tienen por supuesto dientes especiales a base casi siempre de carburo de tungsteno.

BOTES CORONA.- Son botes sin tapa inferior que llevan dientes especiales para cortar la roca a lo largo del bote inferior de su pared. La roca se va introduciendo al bote y al trabarse se fractura, lo que permite su extracción.

BROCAS CONICAS.- Son brocas que terminan en punta, lo que facilita la penetración en terrenos pedregosos y la trabazón de los boleos y piedras en sus álabes para ser extraídos.

DIENTES Y PUNTAS

Existe una gran variedad de dientes y puntas. Los hay para suelos blandos y para suelos duros, los de suelos blandos tienen mayor área de corte y su instalación facilita el corte rápido del suelo. Los de suelos duros son casi siempre con filos de carburo de tungsteno; los hay fijos y giratorios. Se recomienda que se usen en presencia de agua para que el calentamiento excesivo no reduzca su vida útil.

EQUIPO PARA MANEJO DE LODOS

Se requieren depósitos para el almacenamiento de los lodos; éstos pueden ser portátiles generalmente de metal, lo que facilita su transporte y aún su movimiento dentro de la misma obra, o sistemas construidos exprofeso.

Para mezclar la bentonita existen equipos especiales que consisten en depósitos con agitadores; sin embargo, el procedimiento más sencillo es a base de un venturi a través del cual se hace pasar agua a gran velocidad al mismo tiempo que se vacía bentonita.

El lodo bentonítico ya mezclado se almacena en un depósito, de donde por gravedad o mediante bombas de agua, se conduce hacia las pilas al momento de ser excavadas, sustituyendo inmediatamente el material excavado con los lodos.

Finalmente para la realización del colado se usan, cuando se trabaja en seco, trompas de elefante que son mangueras de lona o plástico que evitan la segregación del concreto. Para el caso de colados bajo agua, se usa la tubería TREMIE que consiste en tubería de un diámetro 6 veces como mínimo del tamaño máximo de agregado del concreto (fig. 19).

Se usan tramos de 1 a 3 m de largo, ligados mediante coples sin listón para rapidez y seguridad en las maniobras; los diámetros de tuberías más comunes son de 6 " 8 " y 10 "; es importante que esta tubería y los coples formen una superficie lo más lisa posible por la cara inferior, para facilitar el flujo del concreto, y por la cara exterior, para evitar atoramientos con el acero de refuerzo de las pilas.

En ocasiones también se usa el bombeo de concreto, sobre todo cuando el acceso de las ollas revolventoras a los puntos de construcción de las pilas es difícil.

EQUIPO PARA COLADO DE PILAS (TREMIE)

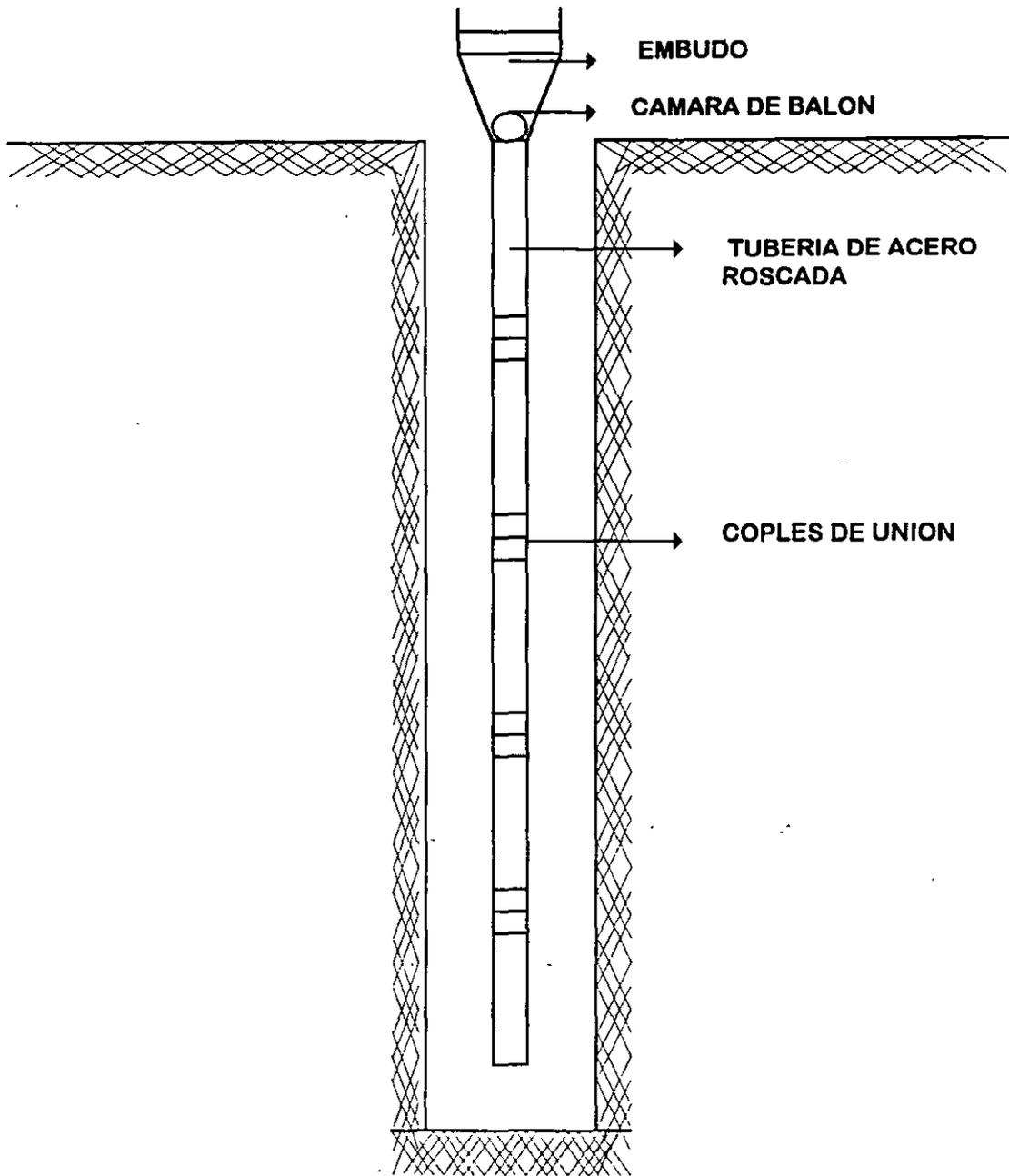


FIG. 19

D. CIMENTACION MIXTA

Como su nombre lo indica, una cimentación mixta es la solución que emplea simultáneamente diferentes tipos de pilotes o bien, una cimentación superficial y pilotes.

En nuestro medio, la más común es la de cajón hincado y pilotes trabajando por fricción o adherencia. De esta forma, el cajón hueco permite compensar parcialmente las cargas generadas por la edificación, aprovechando el alivio que significa la remoción parcial del subsuelo efectuada para alojar dicho cajón. El excedente de cargas, el integrado por el peso total de la edificación más cajón y habiendo reducido el peso total del suelo removido, se suelo soportar por una batería de pilotes, trabajando por fricción o adherencia. De esta forma, se reduce el mínimo de pilotes, ya que de no tenerse esta compensación, la batería tendría que soportar la totalidad del peso de la edificación.

Esta compensación resulta efectiva, sólo en el caso de pilotes de fricción convencionales o en sus variedades telescópico, entrelazado, etc. Si se emplean pilotes apoyados por punta, aún existiendo cajón hueco, no se puede aprovechar el alivio de cargas, ya que al estar apoyados y no tener la libertad de desplazamiento vertical, tienen que resistir el peso total de la estructura y de su cajón de cimentación.

Las cimentaciones mixtas a base de cajón y pilotes son usualmente empleadas en subsuelos como el que configura la zona del lago del Valle de México, ya que de esta forma se elimina el problema de emersión relativa del edificio con respecto al nivel de la superficie del terreno circundante a él. Sin embargo, esta solución de cimentación tiene ciertas limitantes, como lo son las dificultades de excavaciones profundas en suelos blandos, principalmente cuando existen aguas freáticas someras y hay construcciones colindantes cimentadas superficialmente. Además, hay que tener cuidado de que no haya excentricidad entre los centros de gravedad de cargas y reacción del conjunto cajón y pilotes, ya que si no se tiene esta axialidad, pueden generarse asentamientos diferenciales.

A raíz de los sismos de septiembre de 1985, se presentaron algunas fallas de cimentaciones mixtas, ya que ante las solicitudes dinámicas, ciertos campos de pilotes perdieron sustentación al reducirse el confinamiento, produciéndose grandes asentamientos y en algunos casos, hasta el colapso total de la cimentación. Por lo tanto, el diseño y construcción de este tipo de soluciones de cimentación requiere de mayor cuidado y es necesario conocer bien las características físico-mecánicas del subsuelo, antes de llegar a esta clase de soluciones de cimentación.

ADEMES Y ELEMENTOS DE CONTENCION

ADEMES

Los principales tipos de ademe, más comúnmente utilizados en la construcción de cimentaciones profundas son:

- lodos estabilizadores

- camisas metálicas
- estructuras de ademe

LODOS ESTABILIZADORES

Se conoce lodos estabilizadores o lodos perforación, a todos aquellos fluidos viscosos formados naturalmente o prepararlos exprofeso, para estabilizar o ademar las paredes de una perforación, zanja o excavación.

Con el auge de las perforaciones de pozos petroleros, se encontró que algunas arcillas (mormonilonita sódica), al ser mezcladas mecánicamente durante la perforación con las aguas freáticas, forman fluidos de alta viscosidad y densidad, que detenían las paredes del subsuelo por su alto empuje generado en ellas y por una capa de arcilla que se adhería a ellas (enjarre).

Este casual descubrimiento, condujo a investigar las propiedades de lodos formados con otros tipos de arcillas y a encontrar proporciones idóneas para formar lodos más efectivos y económicos, los que además pudieran ser reutilizados más veces. En nuestro medio, las arcillas más empleadas en la formación de lodos estabilizadores son las bentonitas sódicas y cálcicas. En la actualidad, se ha avanzado mucho en la investigación y utilización de fluidos estabilizadores del subsuelo bajo el manto freático, llegándose a mezclas de aceites con polímeros. de bentonitas con cemento (lodos fraguantes) o arcillas atapulgitas (en aguas de alta concentración salina).

Las propiedades fisico-químicas primordiales de un lodo bentonítica son: densidad o peso específico, viscosidad plástica, viscosidad Marsh, filtrado, contenido de arena, concentración o potencial de hidrógeno (ph), añejamiento, dosificación y rendimiento.

Densidad.- Denominada también como peso específico, es la cantidad de materia por unidad de volumen. Se evalúa en el laboratorio por medio de una balanza de lodos formada por un receptáculo para el lodo, en un brazo y una escala con contrapeso deslizante, en el otro. Se expresa en unidades de peso sobre volumen (gr/cm^3 , kg/dm^3 o ton/m^3). Los lodos utilizados en condiciones normales tienen una densidad relativa comprendida entre 1.03 y 1.15. En algunos casos para aumentar la densidad, se necesita añadir minerales inertes pesados como la barita.

OBTENCION DE LA DENSIDAD DE UN LODO BENTONITICO

Es importante aclarar que la densidad, el peso específico y el peso volumétrico tienen el mismo significado.

Para determinar la densidad de un lodo bentonítico, es necesario conocer el peso específico relativo de los sólidos de la bentonita.

Las propiedades físicas de un lodo bentonítico, se estudian de igual forma que en un suelo 100 % saturado. Su volumen se compone de agua y sólidos exclusivamente.

La dosificación de bentonita que se requiere para una obra, por lo general se solicita en base a un porcentaje sobre el peso del agua. Por ejemplo, si se pide un lodo bentonítico con dosificación de bentonita al 8%, se refiere a una mezcla de 1 m³ de agua con 80 kg de bentonita, obteniendo su densidad de la siguiente forma:

$$\delta \text{ lb} = \text{peso volumétrico del lodo bentonítico} = \frac{W_t}{V_t}$$

$$W_t = W_w + W_b$$

$$\therefore W_t = W_w + \% W_w = W_w (1 + \%)$$

$$V_t = V_b + V_w$$

S_b = densidad absoluta relativa de la bentonita \geq de 2.1 a 2.5

Viscosidad Plástica.- Esta propiedad es determinada mediante viscosímetros rotacionales, con los que se mide la resistencia al esfuerzo cortante a diferentes r.p.m.; además, en estos aparatos se determina la viscosidad aparente, la resistencia del gel, la tixotropía y especialmente, el punto de cedencia, el cual es la ordenada al origen de la curva de flujo y correspondiente al valor mínimo del esfuerzo cortante para el cual empieza a fluir el lodo. La viscosidad plástica debe ser pequeña, para permitir la separación de las arenas que el lodo acarrea al salir de la perforación. El punto de cedencia, define además la penetración del lodo en la vecindad de la perforación o zanja; es conveniente mantener la viscosidad plástica en un rango comprendido entre 10 y 30 centipoises.

Viscosidad Marsh.- Se define como el tiempo necesario para que escurran 946 cm³ de lodo, a través del orificio calibrado de un cono Marsh. Este ensaye debe realizarse en obra, para determinar si un lodo puede reutilizarse o es necesario emplear nuevo lodo. Debe tratarse que se tengan valores bajos, entre 35 y 90 segundos de vaciado.

Filtrado. Este ensaye permite determinar la capacidad de un lodo para formar "enjarre", que es una membrana impermeable de arcilla adherida al subsuelo, que hace posible que se puedan transmitir las presiones hidrostáticas de la columna del lodo y evitar al mismo tiempo, la

generación de derrumbes locales. Para efectuar esta prueba es necesario un filtro prensa, en el cual se calcula el agua libre (cm^3) y el espesor del enjarre (mm). Cierta porción del agua de un lodo permanece libre entre los granos sólidos, por lo tanto en una relación agua-bentonita constante de un lodo, al aumentar el agua libre, aumenta el espesor del enjarre, pero disminuye al mismo tiempo su resistencia y es menos efectivo para estabilizar las paredes de la excavación. Por consiguiente, es necesario que el espesor del enjarre sea inferior a 5mm.

Contenido de arena.- Como su nombre lo indica es la proporción de arena contenida en el lodo. Al incrementarse la cantidad de arena, además de dañarse los equipos, se reduce la efectividad de un lodo, ya que para una relación constante agua-bentonita, al aumentar el contenido de arena el volumen de agua libre y en consecuencia, se incrementa el espesor del enjarre. Por lo tanto, debe mantenerse inferior al 3% en volumen. Para evaluar el contenido de arena de un lodo, se hace pasar cierta cantidad de este por la malla # 200 y la arena retenida en esta se expresa como un porcentaje del volumen.

Potencial de hidrógeno (ph).- Es la concentración de iones de hidrógeno en un lodo y representa la acidez o alcalinidad. Se determina mediante un papel sensible y el color producido, indica el potencial de hidrógeno. Las propiedades de un lodo varían en función del ph medido. Es conveniente que este se encuentre en un rango de 7 a 10.

Añejamiento.- Es el tiempo transcurrido entre la preparación y utilización de un lodo. Se ha comprobado que un añejamiento mínimo de 24 horas, la viscosidad plástica y el punto de cedencia aumenta, mientras que el agua libre disminuye, sin variar el espesor del enjarre. Sin embargo, cada tipo de bentonita responde diferente, por lo que el reposo puede variar entre 8 y 24 horas, y en algunos casos es necesario que la bentonita se termine de hidratar dentro de la perforación, cuando se trata de obtener flujos o fugas.

Dosificación y Rendimiento.- La dosificación depende del tipo de bentonita empleado, del agua freática y de las características que se desee tenga el lodo. Por lo tanto, es necesario hacer ensayos previos con diferentes proporciones y determinarse así las propiedades de cada concentración. Es usual que en agua con bajo concentración de sales, el porcentaje en peso de bentonita en relación al agua sea del 5 al 10%. Es usual definir como rendimiento, a la cantidad de m^3 de lodo, con viscosidad media de 15 centipoises, que pueden separarse con 1 ton de bentonita seca. Este rendimiento se determina experimentalmente, haciendo varias mezclas de agua-bentonita con diferentes proporciones y determinando su viscosidad plástica. Mediante una gráfica relación bentonita-agua vs densidad, se puede interpolar y determinar el rendimiento.

CAMISAS METÁLICAS.

Cuando las perforaciones no se pueden estabilizar con lodos, se recurre al uso de camisas metálicas las cuales pueden ser recuperables o perdidas, según sea el caso.

Las camisas metálicas recuperables se utilizan generalmente en suelos arenosos cuyo nivel freático esta muy abatido y que por lo tanto el lodo bentonítico se fuga hasta equilibrarse con ese nivel.

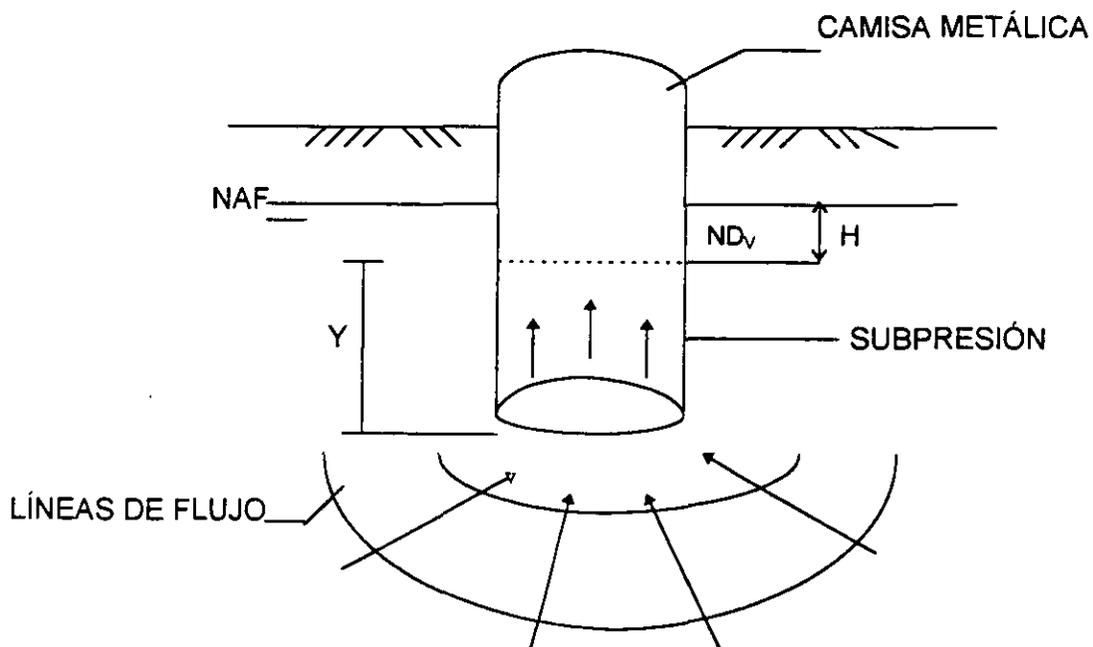
Otra aplicación de estas camisas se tiene cuando las perforaciones contienen agua salada, en donde la bentonita se floclula si no se mezcla con algún aditivo, cuyo costo y control, resulta ser antieconómico.

Cuando las perforaciones son mayores de 2m de diámetro en terrenos friccionantes en estado suelto, el material deja de trabajar en arco; en estos casos para obtener perforaciones confiables, se hace necesario el uso de camisas metálicas recuperables.

La práctica nos ha enseñado que el espesor de la camisa recuperable sea de tantos milímetros como decímetros tenga el diámetro; por ejemplo: una camisa de 80 cm de diámetro tendrá un espesor de 8mm, una de 150 cm de diámetro tendrá un espesor de 15 mm. Se recomienda que el mínimo espesor sea de 8mm, ya que de lo contrario tendría problemas al ser hincada y extraída.

Por lo general, las camisas recuperables son hincadas y extraídas con equipo especial y el principio técnico está descrito en la memoria de la Reunión Conjunta Consultores Constructores de Septiembre de 1980, que llevó a cabo la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

El uso de la camisa recuperable tiene su limitante, ya que se debe prever evitar la subpresión en el fondo de la perforación, que se origina al abatir el nivel de agua dentro de la camisa metálica durante el proceso de extracción del material, según se indica en la siguiente figura.



Donde : H = Carga de Presión
Y = Longitud de Empotre

FIG. 20

Para reducir este fenómeno, es necesario que la camisa se empotre de 3 a 4 diámetros abajo del nivel de desplante de la pila, al mismo tiempo que se restituya el nivel del agua dentro de la camisa de tal manera que la $H = 0$.

La operación anterior resulta ser la mayoría de las veces un poco problemática y tardada, pues en la práctica no se puede restituir el peso del volumen del material extraído por su equivalente en agua en forma simultánea; para evitarlo, es necesario que el nivel dentro de la camisa está por lo menos un metro arriba del nivel freático con el que se tienen grandes consumos de agua.

La mejor forma de utilizar la camisa metálica es empotrándola en algún estrato impermeable, o bien combinando la perforación con el sistema de lodos.

Las camisas metálicas no recuperables se usan para evitar estrangulamientos en los colados in situ, pues como sabemos al depositar el concreto en la perforación, la pared de éstas hace la función de cimbra cuando el suelo no puede soportar el empuje del concreto.

Cuando el subsuelo acusa la presencia de turba o un alto contenido de agua (más del 300%), es conveniente colocar una camisa perdida por la razón anterior.

Generalmente la camisa metálica no recuperable es de lamina del No. 12 ó 18. A diferencia de la anterior, esta se coloca y no se inca; también tiene la particularidad de que puede ser continua o no, según se indica en las figuras siguientes:

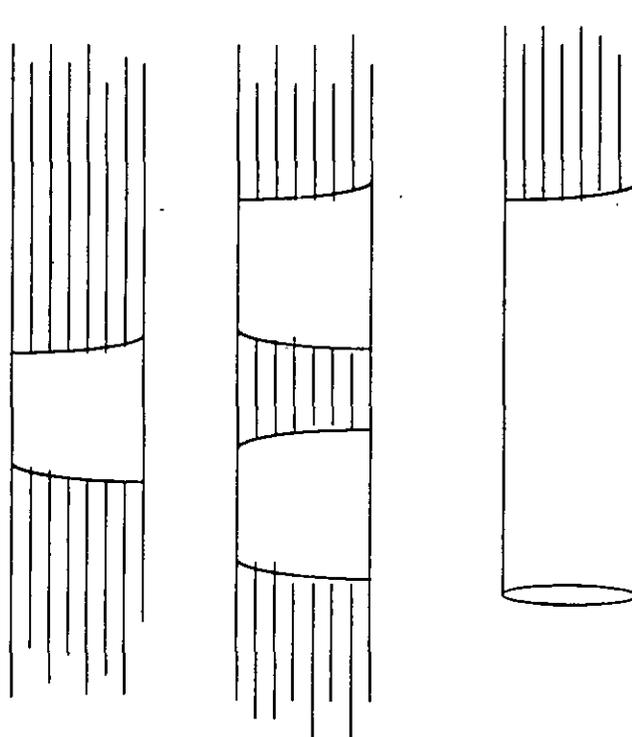


Figura 21.

RECOMENDACIONES PARA LA INSPECCIÓN Y VERIFICACIÓN DE OBRAS

La función primordial del Ingeniero Residente de cimentación profunda, es la de supervisar o inspeccionar los trabajos para que estos se realicen de acuerdo a las especificaciones y lograr de esta forma, que las consideraciones teóricas del diseño de una cimentación se apeguen a la realidad, alcanzándose el mayor control de calidad posible y que la subestructura tenga el comportamiento previsto en su diseño, sin embargo, el buen comportamiento de una cimentación profunda, no solo depende de que ésta se construya dentro de las tolerancias establecidas en sus especificaciones, puesto que es fundamental que las premisas de cálculo por el analista sean las correctas, y es importante por lo tanto, que también exista una estrecha supervisión por parte del proyectista, ya que suelen presentarse en campo condiciones diferentes a las esperadas en teoría.

Así mismo, suele ocurrir que el analista proponga procesos constructivos poco usuales, que hasta inclusive, requieran de aditamentos ó equipos altamente especializados. Por lo anterior, es necesario que antes de iniciar la construcción de una cimentación profunda, se tengan reuniones previas entre consultor y contratista, para que ambos intercambien ideas y de esta forma, el contratista comprenda e interprete correctamente el proceso constructivo a seguir y no cometa errores que modifiquen e inclusive dañen las condiciones originales del subsuelo. Además, estas reuniones previas servirán para que el contratista exponga al consultor los limitantes propios de cada equipo o los inconvenientes que pueda tener el proceso constructivo estipulado por este último.

El Ingeniero Residente por su parte, deberá de estudiar previamente el trabajo por ejecutar, entendiendo el criterio y razonamiento del proceso constructivo y de sus correspondientes especificaciones.

Los principales aspectos que debe cuidar y vigilar el Ingeniero Residente de una cimentación profunda son los siguientes:

GENERALES

- a) Que los planos contengan todas las especificaciones necesarias y esté perfectamente definido el proceso y secuencia constructivos, contando además, con el correspondiente estudio de mecánica de suelos.
- b) Que el terreno sea el que corresponda a la obra y que sus características de colindancias, accesos y topografía sean las que se establecieron en los planos y estudio de mecánica de suelos.
- c) Que las edificaciones en las colindancias no tengan daños previos al hincado y en caso de haberlos, reportarlos inmediatamente a la dirección de la obra, quien ordenará las actuaciones legales correspondientes.

- d) Que se haya efectuado correctamente la protección reglamentaria de colindancias y de vía pública.
- e) Que se hayan previsto los elementos de protección a transeúntes y / o vehículos.
- f) Que en los accesos para equipo y dentro de las zonas de trabajo no existan obstáculos, tales como cables aéreos, instalaciones subterráneas, teléfonos, ductos eléctricos, agua, gas, cimentaciones antiguas y en general cualquier elemento que obstruya o impida el libre movimiento y trabajo del equipo.
- g) Que existan en la obra las licencias y permisos de construcción necesarios.
- h) Que antes de enviar el equipo a la obra, éste sea revisado y esté en condiciones de trabajar correctamente, corroborando de que se trata del equipo especificado para estos trabajos, además de que se tenga toda la herramienta y accesorios completos. Esto es esencial en obras foráneas.

PILOTES

- a) Deberá marcarse la localización exacta de cada pilote, clavando estacas, colocando referencias externas y verificando su posición inmediatamente antes del hincado de cada elemento. Este trazo deberá de llevar la aprobación de la obra.
- b) Que el tipo, forma y características de los pilotes correspondan a los especificados.
- c) Para el caso de pilotes precolados, se verificará además lo siguiente:
 - Que la geometría y otras características de los moldes se ajusten a las especificaciones.
 - Que la dimensiones, forma y calidad del acero de refuerzo sean las especificadas.
 - Que se tengan las condiciones propicias de curado.
 - Que sigan los procedimientos adecuados de manejo y almacenamiento.
 - Que la calidad del concreto (dosificación, revenimiento, resistencia, etc.) sea la especificada.
 - Que las juntas de unión cumplan con las especificaciones.
 - Que los pilotes recibidos en obra tengan claramente indicadas su edad y su resistencia.
 - Que la cabeza y/o placa de unión tengan claramente marcadas su cara correspondiente.
 - Que se sigan adecuadamente procedimientos adecuados de manejo y almacenamiento.
 - Que la condición de los pilotes sea satisfactoria, rechazando los que están dañados.
 - Que las uniones se lleven a cabo conforme a las especificaciones.
- d) En las operaciones de hincado de pilotes se deben cuidar los siguientes aspectos:
 - Información general: fecha, identificación de pilote.
 - La localización precisa del pilote.
 - La verticalidad dentro de la tolerancia especificada (+/- 2%).

- La verticalidad de las guías del martinete.
- El número de golpes para cada determinada longitud de penetración.
- Posición y calidad de la soldadura en las uniones.
- Localización, hora y duración de cualquier interrupción durante el hincado, indicando el motivo.
- Número de golpes por centímetro en la etapa final de hincado, hasta cumplir la especificación de rechazo.
- Cota final de la cabeza del pilote.
- Cualquier comportamiento errático del hincado, anotando la elevación correspondiente de la punta.
- Cualquier otra observación pertinente.

e) A falta de especificaciones particulares estipuladas por el proyectista de la cimentación, las tolerancias que se aceptarán para fabricación e hincado de los pilotes serán las siguientes:

En la fabricación :

Longitud +/- 3 mm por cada metro de longitud.

Sección transversal de 6 a 13 mm.

Desviación con respecto al eje longitudinal no más de 1mm por cada metro de longitud.

Localización del acero de refuerzo:

Recubrimiento del armado principal : -3 a +6 mm.

Paso de la espiral: +/- 13 mm.

En el hincado:

Es común especificar una tolerancia del 2.5 % de la longitud total, en lo referente a la verticalidad de los pilotes. En suelos difíciles resulta aceptable una tolerancia del 4%.

PILAS

Deberá marcarse con una estaca la localización exacta de cada una de las pilas y verificar su posición inmediatamente antes de la construcción de cada unidad. Después de terminada la instalación, la localización de cada elemento se deberá comparar con la tolerancia permisible prevista.

Además de la información general sobre secuencia estratigráfica, tipos de suelos y su resistencia al corte, el estudio geotécnico previo a la construcción de las pilas deberá poder definir los siguientes conceptos:

a) Presencia de estratos permeables de grava, arena o limo, localización y espesor de dichas capas, niveles piezométricos en tales estratos.

- Nivel piezométrico en el estrato de apoyo.
- Presencia de obstrucciones grandes arriba del nivel de desplante y procedimiento de remoción de las mismas.
- Presencia de gas natural en el suelo o roca.
- Análisis químico del agua freática.

b) En los trabajos de perforación se deben anotar y cuidar los siguientes aspectos:

- Información general, fecha, condiciones atmosféricas, identificación individual, hora de inicio y terminación de la perforación, equipo utilizado, personal o cargo, etc.
- Localización de la pila: se debe determinar con aparatos la desviación del cuerpo del centro de la penetración terminada con respecto al centro del proyecto.
- Verificación de que el procedimiento constructivo permita cumplir las especificaciones de proyecto.
- Verticalidad y dimensiones de la perforación a intervalos regulares. La verticalidad de la perforación no excederá con la desviación permisible especificada.
- Selección del método y equipo para atravesar estratos permeables, si los hay.
- Selección del método y equipo para atravesar grandes obstrucciones.
- Seleccionar adecuadamente la secuencia de perforación y colado, cuando sea necesario ejecutar varias pilas relativamente cercanas, a fin de garantizar el movimiento del equipo y la seguridad tanto de este como de las construcciones vecinas.
- Registros de los estratos de suelo registrados durante la perforación (cuando se quiera).
- Profundidad del estrato resistente en donde se apoyará la pila.
- Geometría de la campana.
- Calidad del estrato de apoyo (esto debe hacerse con inspección visual cuando sea posible).
- Calidad del lodo bentonítico, de acuerdo al proporcionamiento especificado por la dirección de la obra.
- Pérdida de lodos, si las hay (cantidad).
- Cuando la perforación atraviese arcillas blandas bajo el nivel freático, no debe extraerse el bote a velocidad tal que provoque succión y en consecuencia caídos. en este caso conviene subir el bote despacio, permitiendo el restablecimiento de la presión o dejando en el centro del bote una tubería que permita el rápido paso del lodo de perforación hacia la parte inferior del bote mientras esta sube. Se debe evitar el uso indiscreto de los lodos y el nivel de éste deberá permanecer un metro como mínimo arriba del nivel freático.

c) Una vez terminada y aprobada la perforación se iniciarán los trabajos de colado, teniendo que anotar y cuidar los siguientes conceptos:

- Información general: fecha, condiciones atmosféricas, identificación de la pila, hora de inicio y terminación del colado.
- Calidad del concreto (dosificación, revenimiento, tiempo después de mezclado). Se deberán tomar cilindros de cada olla, de alguna bachada al azar y cuando menos tres de cada pila.
- Que el método de colocación y posicionamiento correcto del tubo o canalón de descarga sean los correctos. Tener cuidado de mantener en forma continua el extremo inferior del



tubo "tremie" dentro del concreto. No usar tubería que tenga elementos que se atoren por dentro ni por fuera.

- Observar la condición del fondo de la perforación inmediatamente antes de colocar el concreto.
- Observar la condición de las paredes de la perforación o del ademe de acero que estará en contacto con el concreto fresco y anotar la posición del nivel de agua fuera del ademe. El concreto deberá de colocarse inmediatamente después de esta inspección.
- Observar si el acero de refuerzo está limpio y colocado en su posición correcta y si el diámetro y longitud de varillas es el adecuado.
- No usar patos o grúas fijas para el manejo de las armaduras de acero de refuerzo. Observar que la posición de la armadura se ajuste a los planos y especificaciones.
- Cuidar el método de colocación del concreto en la pila y asegurarse de que no exista segregación de materiales, cuando se utilizan procedimientos tales como caída libre desde un tolva, tubería "tremie" y botes con descarga a fondo. No usar concreto bombeado a menos que sea colocado con tubo "tremie" o "trompa de elefante".
- Cuando se debe colar concreto bajo lodo bentonítico, deberá hacerse una limpieza de este (desarenándolo), o bien una sustitución, asegurando así que el lodo no genere azolves.
- Realizar pruebas en el concreto fresco tales como revenimiento y aire incluido o peso volumétrico húmedo cuando la obra lo requiera.
- Asegurarse que el concreto se coloca en forma continua sin interrupciones ni retrasos largos de que dentro del ademe se mantenga una altura de concreto necesario si es que este se va a extraer. Si no se usa ademe, verificar que al peso del concreto sea el suficiente para equilibrar la presión hidrostática existente.
- Calcular el volumen de concreto por colar, considerando un volumen excedente por concepto de porcentaje de manejo, contracción volumétrica, volumen excedente, por contaminación (descabece superior), geometría real de la perforación, estado de las paredes y contenido de humedad del suelo. La experiencia indica que el volumen excedente debe ser del orden del 10 al 20% del volumen teórico.
- El Ingeniero Residente deberá estar pendiente de que el concreto no se contamine con el suelo debido al desprendimiento de las paredes o extrusión.
- Determinar la elevación de descabece y la longitud exacta de cada elemento.
- Verificar la colocación correcta de la pila terminada.

d) El Ingeniero Residente deberá entregar al Director de Obra un informe diario conteniendo los siguientes datos:

- Descripción de los materiales encontrados durante la excavación.
- Descripción de las condiciones de agua freática encontradas.
- Descripción de las obstrucciones encontradas y si fue necesario removerlas.
- Descripción del ademe temporal o permanentes; incluyendo su finalidad, longitud y espesor de la pared, así como el empotramiento y el sello obtenido.
- Descripción del comportamiento del suelo o del agua; estabilidad de la campana y de las paredes; pérdida de suelo; métodos de control y necesidades de bombeo.
- Datos obtenidos de la medición directa de la perforación y de la campana.
- Descripción de los métodos de limpieza y grado de limpieza alcanzado inicialmente.

- Elevación a la cual se encontró el material de apoyo y su descripción; velocidad de perforación, y conclusiones alcanzadas con respecto a la calidad de dicho material de apoyo.
- Verificación del grado de limpieza justamente antes de colocar el concreto.
- Registro de la profundidad del espejo de agua dentro de la perforación y gastos de infiltración dependiendo el tipo de suelo, antes de colocar el concreto.
- Registro de la inspección del acero de refuerzo en cuanto a posición y calidad.
- Método de colocación del concreto y de extracción del ademe. Registro de la elevación del concreto al comenzar el vibrado, si se especifica.
- Registro de las dificultades encontradas. Este debe contener la posible inclusión del suelo, posibles huecos, posibles estrangulamientos y posible colapso del ademe.
- Condición del concreto entregado en obra, incluyendo el control del revenimiento, peso volumétrico, aire incluido, ensayos de cilindros en compresión y otras pruebas.
- Registro de cualquier desviación de las especificaciones y decisiones tomadas al respecto.

e) A falta de especificaciones particulares estipuladas por el proyectista de la cimentación, en general se recomiendan las siguientes:

Localización.- En el posicionamiento de la cabeza de la pila, la desviación aceptada debe ser menor del 4% del diámetro de la pila o hasta máximo de 10 cm en cualquier dirección. El diseño de la cimentación deberá de tomar en cuenta esta excentricidad.

Verticalidad.- La tolerancia permisible está comprendida entre el 1 y 2% de la longitud final de la pila, pero sin exceder el 12.5 % del diámetro de la pila o 38 cm en el fondo, cualquiera que sea el valor más bajo.

Campanas.- El área del fondo de la campana no será menor del 98% de la especificada. En ningún caso la inclinación del talud de las paredes de la campana será menor del 55% con la horizontal y el arranque vertical de la campana deberá tener cuando menos 15 cm de altura. El talud vertical de la campana debe ser preferentemente una línea recta o en su defecto ser cóncavo hacia abajo. En ningún caso será cóncavo hacia arriba en más de 15 cm medidos en cualquier punto a lo largo de una regla colocada entre sus extremos.

Limpieza.- Se deberá remover todo el material suelto y azolve antes de colocar el concreto. en ningún caso el espesor en el fondo de la pila de tales materiales excederá 2.5 cm.

Concreto.- El tamaño máximo de agregado no deberá ser mayor de 20 mm.

Ademes.- Los ademes deberán de manejarse y protegerse evitando que se ovalen más de +/-5 % del diámetro nominal.

RECOMENDACIONES PARA LA ORGANIZACIÓN Y ADMINISTRACIÓN DE OBRAS

Dos de las funciones más importantes del Ingeniero Residente son la Organización y Administración de su obra, ya que de ellas depende básicamente el resultado positivo de la misma.

Dando por hecho que tanto el presupuesto como la planeación para ejecutar la obra, fueron debidamente estudiados por los responsables de esos aspectos en la Oficina Central; el Ingeniero Residente es el responsable de que la obra se ejecute de acuerdo a esas bases.

Guardando la debida proporción, una obra es como una empresa, en la cual el gerente es el Ingeniero Residente, por lo que él debe actuar vigilando todos los aspectos que intervienen en la operación de esa empresa y no solamente en el aspecto técnico de ejecución de los trabajos, lo cual según el caso podrá delegar en otros ingenieros ayudantes a quienes él dictará criterios y sobre quienes ejercerá vigilancia por medio de los controles adecuados.

Para conseguir los resultados planeados en una obra, ésta debe ser eficientemente organizada y administrada.

A. ORGANIZACIÓN

A partir del criterio general trazado por los responsables de este aspecto dentro de la empresa, el Residente deberá estudiar minuciosamente la obra por ejecutar, las especificaciones, planos, programas, presupuesto y contrato para conocer perfectamente al personal y equipo que va a utilizar, así como las instalaciones previas que requerirá para una eficiente operación. Deberá programar los fletes de equipo y las requisiciones de materiales, así como sus solicitudes de recursos económicos.

Podría recomendarse al Ingeniero Residente de manera enunciativa pero limitativa, ya que mucho depende del tipo de obra, de su duración, su importe y su ubicación; que observe los siguientes puntos que le auxiliarán para una adecuada organización de su obra.

- 1.- Estudio del proyecto, programa, presupuesto y contrato.
- 2.- Elaboración del organigrama del personal.
- 3.- Elaboración del programa de utilización de equipo , indicando fechas de transporte.
- 4.- Elaboración de las listas de embarque detalladas para cada transporte.
- 5.- Programación de utilización de mano de obra.
- 6.- Programación de requisiciones de materiales.
- 7.- Programación de requisiciones de recursos económicos.
- 8.- Proyecto de las instalaciones de campo y su equipamiento.
- 9.- Elección de la papelería necesaria para todos los controles de obra, registros, bitácoras y estimaciones.

B. ADMINISTRACIÓN

Aún en los casos que por requerirlo se cuente con un administrador en la obra, debe fungir como subalterno del Ingeniero Residente, quién tiene la responsabilidad de la obra y los conocimientos generales para obtener la máxima eficiencia de los recursos a él asignados. Es por ello que el Residente es también el Administrador general de su obra.

El Residente podrá delegar la ejecución de trámites y el manejo de controles administrativos de personal, suministros, transporte, almacén, cobranza, sindicato, seguro social, etc., pero siempre deberá mantener vigilancia de que estos aspectos se cumplan correcta y oportunamente.

Es de suma importancia que el Ingeniero Residente participe directamente en la elaboración de estimaciones de obra, ya que él es el único que tiene el conocimiento total de lo que está ejecutando, y tiene la capacidad de manejar adecuadamente el catálogo de precios unitarios y criterio para solicitar el pago de determinados conceptos adicionales, o modificaciones de precios por cambios de especificaciones o de procedimiento constructivo.

A continuación se enlistan los principales conceptos de administración que el Ingeniero Residente debe cuidar permanentemente durante la ejecución de la obra:

1. Que las cuadrillas de personal consideradas en el presupuesto para cada actividad, estén integradas con los elementos idóneos para realizarla, previa verificación de la competencia y eficiencia de cada trabajador.
2. Llevar cuidadosamente y al corriente la bitácora oficial y otra bitácora en la que detalladamente se anote la historia de la obra.
3. Que el equipo sea el adecuado y esté completo con todos sus accesorios y herramientas necesarios para un eficaz desempeño.
4. Contar en campo con una existencia mínima de las refacciones de mayor utilización y las partes o insumos más comunes.
5. Controlar diariamente los avances , para verificar los rendimientos y en caso de encontrar que son menores de los estimados en el presupuesto, tomar medidas correctivas para normalizarlos.
6. Elaborar cuidadosamente las estimaciones de obra efectuada, preparándolas con la anticipación debida para presentarlas puntualmente de acuerdo a las fechas establecidas.
7. Controlar diariamente las listas de asistencia verificando que los tiempos extras solo sean los autorizados, basándose en el presupuesto, o bien, justificados por algún motivo particular.

8. Ejercer vigilancia sobre el almacén y controlar que los consumos de materiales en la obra no excedan de los programados de acuerdo con la producción realizada. Controlando también la herramienta mediante vales de resguardo.
9. Revisar periódicamente los programas de utilización de equipo , de mano de obra y de suministros corrigiendo las posibles desviaciones.
10. Vigilar que los controles de calidades de los materiales se estén realizando de acuerdo con las especificaciones.
11. Que los trabajos de trazo y localización se lleven con la suficiente anticipación.
12. Procurar que sean cordiales las relaciones entre el propio personal de obra, así como entre el personal técnico, administrativo y la supervisión.
13. Vigilar permanentemente que cumplan los compromisos del contrato, así como las obligaciones obrero-patronales, y que se observen las medidas de seguridad establecidas.
14. Controlar el cumplimiento de pagos fiscales, del seguro social, así como cuotas del sindicato.
15. Reportar periódicamente a la oficina central, en forma clara y resumida los avances y desarrollo general de la obra.
16. Expeditar el trámite de estimaciones y cobros en obra.
17. Mantener permanentemente limpia la obra y ordenado el equipo , procurando recuperar aquellos sobrantes de materiales que son útiles.
18. Al término de utilización de maquinaria y equipo, deberá vigilar que todo se limpie y prepare adecuadamente para su envío a donde se le haya indicado, cuidando de remisionar detalladamente cada transporte.
19. Efectuar los trámites de terminación de obra: acta de recepción, balanza de materiales en caso de haber recibido suministros del cliente, liquidación final, avisos de baja en el seguro social, en Hacienda y finiquito en el sindicato.

Si el Ingeniero Residente cumple debidamente con su función técnica y vigila cuidadosamente los puntos recomendados para organizar y administrar su obra, seguramente logrará buenos resultados.

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO JET-GROUTING

José Antonio Avelar Cajiga

I. INTRODUCCIÓN

Cuando se habla de la cimentación de una estructura cuyas cargas rebasan la capacidad de trabajo del suelo en donde se pretende construir, generalmente se piensa en una solución de pilas o pilotes, sin embargo no siempre es posible construir estos elementos dentro de un rango económico aceptable.

La tecnología en todas las áreas en las que el hombre gravita, ha progresado velozmente y la cimentación profunda como parte de este complejo, ha alcanzado metas que hacen posible conocer el suelo, con lo que se logran diseños y construcciones confiables, donde la economía no se soslaya.

La observación unida al ingenio de los geotecnistas y constructores de la cimentación profunda, optimizan día a día el uso del suelo en el campo constructivo. Uno de los resultados de éste esfuerzo es el "jet-grouting" que es un procedimiento generado en Japón por la compañía Kajima y desarrollado en Italia a partir de 1979 por la compañía Trevi.

El "jet-grouting" obedece a principios lógicos de ingeniería, cuya finalidad específica es cementar el material suelto del subsuelo haciéndolo más resistente e impermeable. (Fig.1)

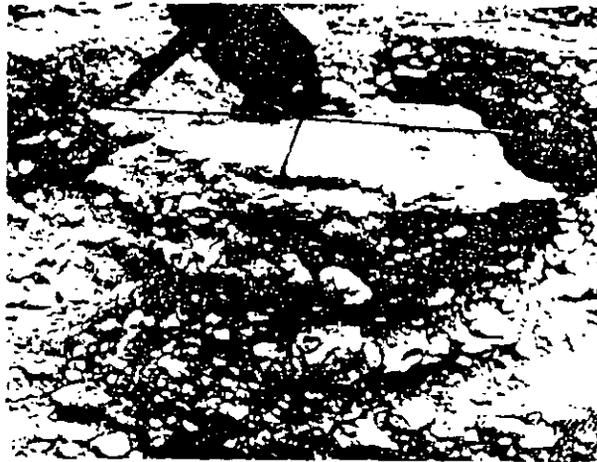
La naturaleza nos da diferentes tipos de suelos en los que abundan aquellos cuya formación es de granos gruesos con poco a nada de finos, los cuales sabemos son inestables y presentan gran dificultad para la construcción de cimentaciones profundas hechas ya sea con pilas y/o pilotes debido a su heterogeneidad.

Cuando el subsuelo está compuesto por material friccionante en estado suelto, es posible instalar pilas o pilotes mediante otros procedimientos; en estos casos las cargas de las estructuras se reciben en su totalidad sobre los mencionados elementos con lo que la cimentación suele ser costosa.

Se antoja pensar que resulta un desperdicio no aprovechar los agregados que contiene este tipo de suelos que lo único que les falta es el cementante, lo cual se logra con el "jet-grouting". (Fig. 2)



(Fig.1) Muro pantalla hecho a base de columnas "jet-grouting" de 1.20 m de diámetro.



(Fig.2) Columna de 1.50m de diámetro, constituida básicamente por granos gruesos bien graduados con pocos finos, cementada con el sistema "jet-grouting"

II. GENERALIDADES

El "jet-grouting" es un proceso constructivo que consiste básicamente en inyectar lechada (agua-cemento) a alta presión (400 a 500 bar) en el subsuelo y así hacer un mejoramiento del mismo aumentando su capacidad de carga.

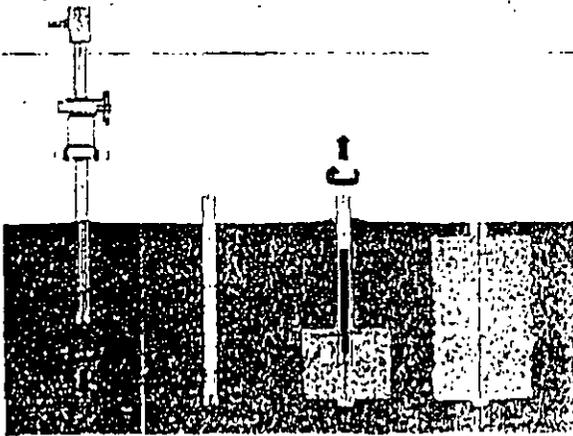
Este procedimiento constructivo es ideal para mejorar subsuelos constituidos básicamente por materiales cuya granulometría es gruesa con algunas incrustaciones de roca, (boleos de 30cm de diámetro, gravas y/o arenas en su mayoría); la resistencia que se alcanza a la compresión en este tipo de terrenos, una vez hecha la inyección, va de 600 a 700 kg/cm².

En subsuelos arenosos la resistencia es de 300 kg/cm^2 y en areno-limosos es de 100 kg/cm^2 aproximadamente, es decir, entre más permeables son los estratos mayor será la resistencia a la compresión después del tratamiento.

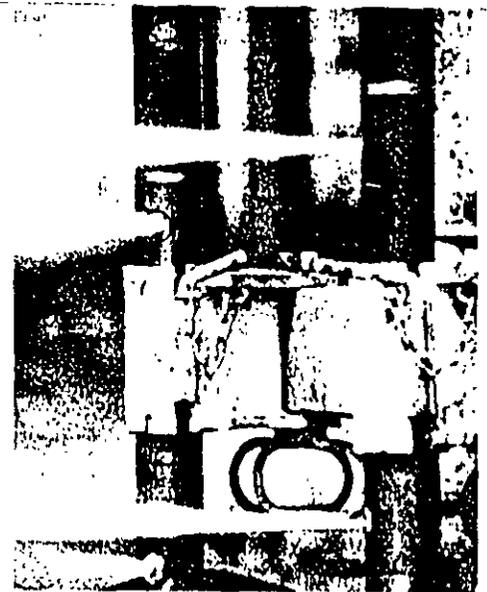
También es posible hacer "jet-grouting" en suelos cuya constitución sea de partículas finas (arcillas y/o limos) y su resistencia a la compresión oscila entre 15 y 25 kg/cm^2 aproximadamente.

III. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO (Fig. 3)

El procedimiento constructivo "jet-grouting" consiste en hincar mediante presión y rotación un monitor hasta un determinado desplante; este monitor lleva en la punta una corona de ataque capaz de atravesar la roca, 10cm arriba de ésta corona se encuentran instalados unos pequeños orificios conocidos como toveras por las cuales sale la lechada, aire y/o agua a alta presión, dependiendo del método que se utilice. (Fig.4)



(Fig. 3)



(Fig. 4) Monitores con toveras de 2 mm de diámetro disparando chorros de lechada a una presión de 450 bares.

Una vez que el monitor ha alcanzado su desplante, este se hace girar a ciertas revoluciones extrayéndose lentamente y de forma simultánea se inyecta lechada a alta presión, de tal suerte que se empieza a formar una columna mejorada constituida por agua, cemento y materiales del subsuelo. (Fig. 5)



(Fig. 5) Columnas de prueba hechas con el procedimiento "jet-grouting".

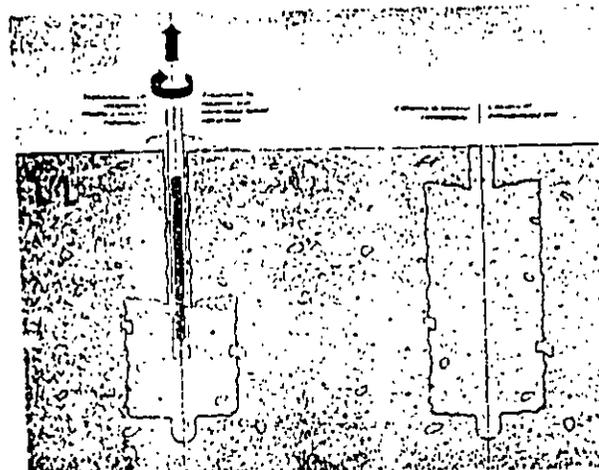
Hay tres métodos básicos para hacer "jet-grouting":

+) Método Ti : (Fig. 6)

El monitor tiene una sola cámara por donde entra la lechada a alta presión y sale por la toveras.

Los diámetros de columnas que se pueden obtener con este método dependen de los materiales que constituyan al subsuelo, los cuales se enuncian a continuación :

- En terrenos limo-arcillosos las columnas van de 30 cm a 50 cm de diámetro.
- En terrenos areno-gravosos las columnas van de 50 cm a 60 cm de diámetro.
- En terrenos gruesos bien graduados van de 60 cm a 70 cm de diámetro.

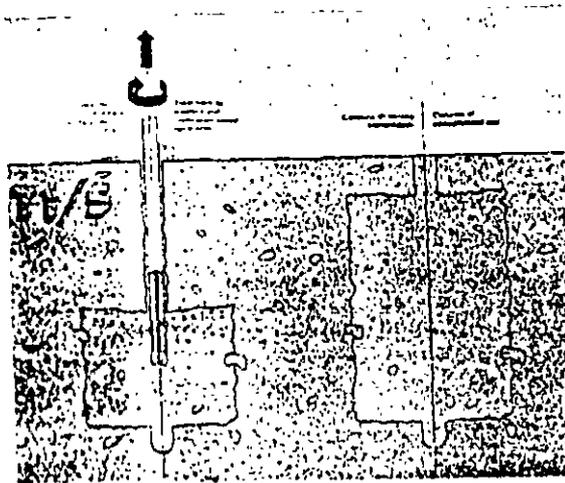


(Fig. 6)

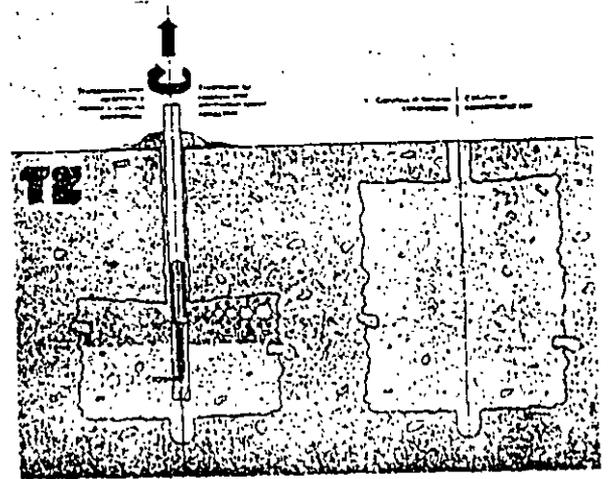
+) Método T1/S: (fig. 7)

El monitor tiene dos cámaras, en una entra lechada a alta presión y en la otra aire a 250 pcm y 7 kg/cm², estos dos fluidos salen por las toveras; la función del aire es soplear los poros del subsuelo y enfocar más el caudal de la lechada.

Con este método se alcanzan diámetros de columnas mejoradas hasta de 120 cm.



(Fig. 7)



(Fig. 8)

+) Método T2: (Fig. 8)

El monitor tiene tres cámaras, en una entra el agua con una presión de 400 a 500 bar, en otra aire a 250 pcm y 7 kg/cm² y en la tercera entra lechada a una presión de 60 bar, estos tres fluidos salen por las toveras; la función del aire y del agua es cortar los estratos para así crear más vacíos en el subsuelo, los cuales posteriormente serán ocupados por la lechada.

Con éste método se alcanzan diámetros de columnas mejoradas hasta de 300 cm.

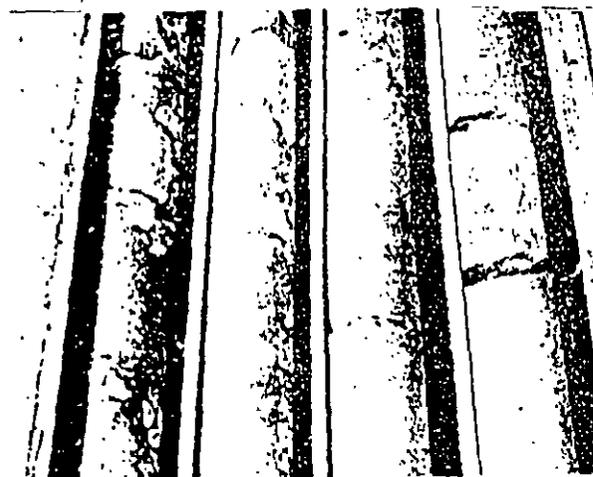
En una obra de "jet-grouting" es muy difícil preestablecer la resistencia a la compresión y el diámetro de la columna trazada, ya que en estos valores interactúan varios factores los cuales se presentan de muy diversas formas en la naturaleza, tales como la granulometría, la humedad, el nivel de aguas freáticas y en fin todos los aspectos físico-mecánicos que conforman una determinada estratigrafía. Es por esto que antes de empezar una obra de "jet-grouting" es preciso hacer 3 o 4 pruebas a escala 1:1 en el sitio de la obra, para poder así, determinar la relación agua cemento, el caudal de la bomba, la presión a la que será inyectada la lechada y/o el agua dependiendo del método que se quiera usar, las revoluciones a las que girará el monitor y la velocidad de extracción del mismo.

Una vez precisados estos valores, se sacan corazones a las columnas y en el laboratorio se determina su capacidad de carga y simultáneamente se revisa el diámetro máximo de columna logrado durante las pruebas. (Fig. 9, 10 y 11)

Con la capacidad de carga y el diámetro de las columnas mejoradas de "jet-grouting" el calculista puede definir el número de inyecciones que se requieren. Estas pruebas duran de 6 a 9 d.h. más el tiempo que se necesite para que la columna "jet" alcance una resistencia media.



(Fig. 9) Columna "jet-grouting" a la cual se le extrajeron dos corazones para probarlos en el laboratorio.



(Fig. 10) Probetas extraídas de las columnas "jet-grouting" para probar su resistencia en el laboratorio

IV. EQUIPO BÁSICO

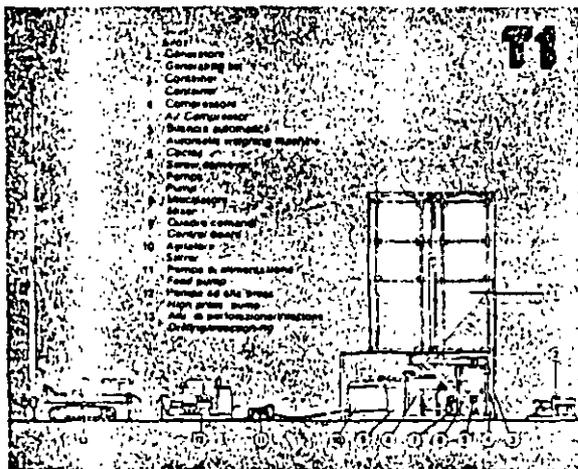
Para poder llevar a cabo una obra de "jet-grouting" con el método T1 es necesario el equipo que a continuación se describe (Fig. 12) :

- 1) Mezcladora de lechada del tipo GM-14 completamente automática. Este equipo cuantifica el agua en volumen (lt) y el cemento en peso (kg) y estos dos materiales los manda a un depósito donde los mezcla, y una vez fabricada la lechada la manda a un segundo depósito para tener "stock" y así poder atender eficientemente las demandas de la bomba a presión. La mezcladora está provista de dos silos para almacenar al cemento a utilizar.
- 2) Bomba centrífuga del tipo J70, la cual provee a la mezcladora de agua.
- 3) Bomba del tipo E121-TP2, la cual provee de lechada a la bomba de alta presión.
- 4) Bomba de alta presión (400 a 500 y hasta 900 bar en casos muy especiales) del tipo 5T-302. Esta bomba suministra a alta presión lechada hasta el monitor.
- 5) Perforadora del tipo SM-400. Esta perforadora introduce el monitor a presión y rotación mediante un mástil hasta la profundidad deseada y gira y extrae el monitor al mismo tiempo que se está inyectando la lechada para así formar la columna "jet-grouting".
- 6) Generador de corriente.

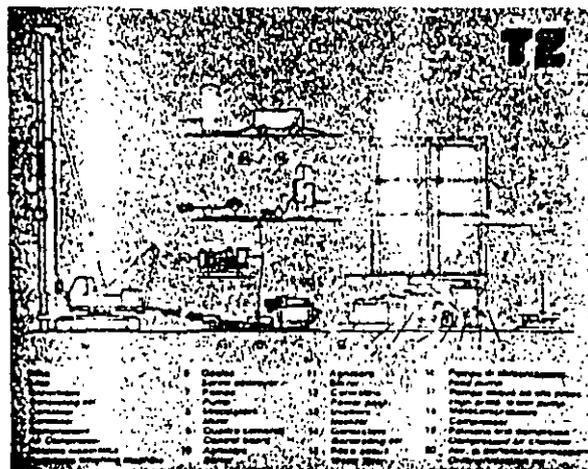
Si se quisiera aplicar el método T1/S sólo hay que adicionar al equipo anterior un compresor de 250 pcm y 7 kg/cm², y para el método T2 se considera además del compresor una bomba para lechada de 60 bar de capacidad. (Fig. 13)



(Fig. 11) En ésta fotografía se muestra el diámetro máximo logrado durante el periodo de pruebas de la recimentación de una catedral del siglo XVI en Italia.



(Fig. 12)



(Fig. 13)

V. DETERMINACIÓN DE VARIABLES.

Una obra de "jet-grouting" requiere que durante el periodo de pruebas se determinen perfectamente las siguientes variables:

- 1) El caudal de la lechada.
- 2) Las revoluciones a las que debe girar el monitor y la velocidad de extracción del mismo.
- 3) La relación agua-cemento.

1. El caudal de la lechada está regido por los siguientes conceptos:

- a) El número de golpes por minuto que darán los pistones de la bomba durante la inyección.
- b) Las revoluciones a las que debe estar el motor de la bomba 5T-302 durante la inyección.
- c) Fase en la que debe estar la caja de velocidades del motor que activa a la bomba 5T-302, durante el mejoramiento.
- d) La presión a la que la bomba 5T-302 va a inyectar la lechada.

2. Revoluciones a las que debe girar el monitor y la velocidad de extracción del mismo.

Estas dos variables son posibles de precisar única y exclusivamente durante el periodo de pruebas, sin embargo se pueden predeterminar tentativamente mediante una variación lineal basada en la experiencia, por ejemplo:

| | CAUDAL (lt/min) | R.P.M. del Monitor | VELOCIDAD DE EXTRACCIÓN (cm/min) | DIÁMETRO ALCANZADO (cm) |
|--|--------------------|--------------------------|--|-------------------------------|
| EXPERIENCIA TREVIE MÉTODO 1 | 115 | 20 | 38 | 55 |
| OBRA A EJECUTAR MÉTODO 1, CON MISMO DIÁMETRO MODIFICANDO ALGUNA VARIABLE | 243 | 42 | 80 | 55 |

Los valores predeterminados anteriormente varían en función del tipo de terreno a mejorar.

3. Relación agua-cemento:

La relación agua-cemento es un aspecto muy importante para la resistencia de la columna "jet-grouting", sin embargo esta relación no es determinante ya que, como se mencionó anteriormente, existen diferentes factores que interactúan favoreciendo en menor o mayor proporción la resistencia final del mejoramiento.

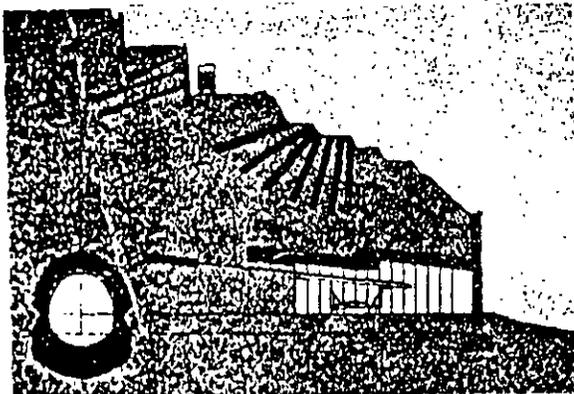
Normalmente se mezclan 1000 lt de agua con 1100 kg de cemento, es decir que es una dosificación 1: 1.1 respectivamente; pero la relación agua-cemento para los fines de "jet-grouting" puede oscilar de 1:1 hasta 1:1.5, o bien a 1000 lt de agua se le pueden agregar de 1000 a 1500 kg de cemento.

VI. ALGUNAS APLICACIONES.

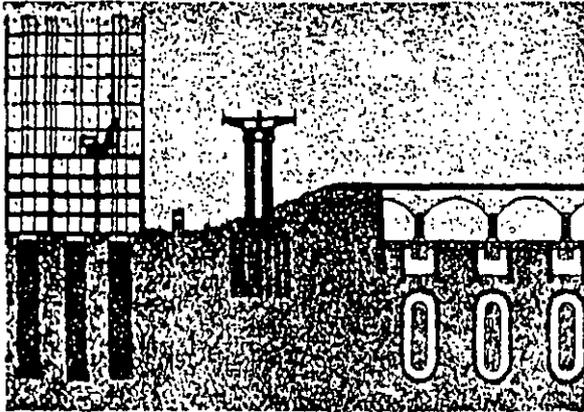
Considerando las características del "jet-grouting", últimamente se ha venido aplicando en un gran número de construcciones en Europa con resultados altamente satisfactorios, tales como anclajes, túneles, cimentación y recimentación de estructuras, impermeabilizaciones, estabilización de taludes y muros de retención (Fig. 14 15 y 16).

Es muy importante saber que este proceso constructivo ya existe en México y sería muy sano para nuestro medio su conocimiento y difusión, en el sentido de que ya es factible la cimentación artificial perfectamente definida de estratos constituidos en su mayoría por arenas, gravas y boleos hasta de 30 cm de diámetro, o la formación de pantallas impermeables mediante la inyección de un cementante en subsuelos cohesivos.

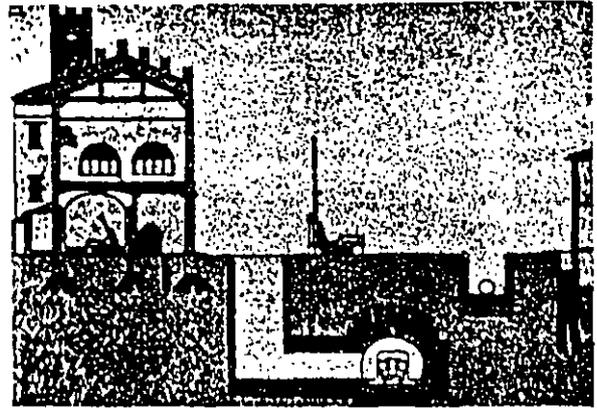
Aceptar el progreso es permitir que el país se modernice en todos los aspectos y la cimentación profunda no está exenta a estos cambios; las nuevas técnicas de cimentación que se están generando en el mundo forzosamente las tenemos que adquirir y desarrollar si no nos queremos ver sumergidos en el anacronismo. Para lograr esta actualización es necesario que tanto los geotecnistas, estructuralistas y constructores hagan un frente común de mentes abiertas al cambio en favor de la ingeniería mexicana, de lo contrario nuestro medio quedará sentenciado al rezago dando lugar a que otros capitalicen nuestro descuido.



(Fig. 14)



(Fig. 15)



(Fig. 16)

BIBLIOGRAFÍA

- Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes
Editado : Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
- Manual de Residente de Cimentación Profunda
Editado: Cámara Nacional de la Industria de la Construcción.

PREGUNTAS CORRESPONDIENTES AL CURSO DE CIMENTACIONES

1. Se requiere construir una pantalla impermeable a base de agua, cemento y bentonita. ¿Cuál será la dosificación en volúmenes de cada elemento por m^3 de mezcla? , si sus especificaciones indican que el peso del cemento debe ser el 10% del peso del agua, el peso de la bentonita debe ser 10% el peso del agua, y las densidades absolutas relativas del cemento y la bentonita son 3.1 y 2.3 respectivamente.
2. Proporcione las observaciones que considere importantes destacar del corte estratigráfico que se anexa, desde el punto de vista de ejecución de una cimentación.
3. Enuncie la característica más importante de los lodos bentoníticos, así como su aplicación.
4. Describa el procedimiento constructivo y el equipo básico, explicando las bases para su selección, que se debe aplicar en una cimentación profunda a base de elementos colados in-situ, donde los estratos de suelos son cohesivos principalmente, con algunos intermedios de arena.
5. Explique el procedimiento constructivo que se debe utilizar para una cimentación profunda a base de elementos precolados.
6. Seleccione el martinete adecuado para hincar un pilote de concreto reforzado con longitud de 21 m y sección de 40 x 40 cm. Así mismo obtenga la capacidad de carga esperada si la deformación permanente en las últimas celdas es de 1.5 mm.

RESPUESTAS CORRESPONDIENTES AL CURSO DE CIMENTACIONES.

1.- DOSIFICACIÓN EN PESOS:

$$\begin{aligned}W_c &= \text{Peso Cemento} = 100 \text{ Kg} \\W_b &= \text{Peso Bentonita} = 100 \text{ Kg} \\W_w &= \text{Peso Agua} = 1,000 \text{ Kg} \\W_t &= \text{Peso Total} = 1,200 \text{ Kg}\end{aligned}$$

OBTENCIÓN DE VOLÚMENES:

$$S_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_w} ; V_s = \frac{W_s}{S_s \gamma_w}$$

$$\therefore V_{sc} = \text{Volumen Cemento} = \frac{100 \text{ Kg}}{(3.1) (1 \text{ Kg/l})} = 32.26 \text{ l}$$

$$V_{sb} = \text{Volumen Bentonita} = \frac{100 \text{ Kg}}{(2.3) (1 \text{ Kg/l})} = 43.48 \text{ l}$$

$$V_w = \text{Volumen de Agua} = 1,000.00 \text{ l}$$

$$V_t = \text{Volumen Total} = 1,075.74 \text{ l}$$

$$\therefore \frac{V_{sc}}{V_t} = \frac{32.26 \text{ l}}{1,075.74 \text{ l}} \times 100 = 3.00 \% \rightarrow 30.00 \text{ l/m}^3$$

$$\frac{V_{sb}}{V_t} = \frac{43.48 \text{ l}}{1,075.74 \text{ l}} \times 100 = 4.04 \% \rightarrow 40.40 \text{ l/m}^3$$

$$\frac{V_w}{V_t} = \frac{1,000.00 \text{ l}}{1,075.74 \text{ l}} \times 100 = 92.96 \% \rightarrow 929.60 \text{ l/m}^3$$

2.- SE TRATA DE UN SONDEO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR LLEVADO HASTA -30.00 m, DE PROFUNDIDAD. EL NIVEL DE AGUAS FREÁTICAS SE DETECTO A - 3.00 m, QUEDANDO DEBAJO DE ESTE 4.00 m DE MATERIAL LIMO-ARENOSO POR LO QUE SI SE QUISIERA REALIZAR UNA EXCAVACIÓN A CIELO ABIERTO A - 5.00 m, EL BOMBEO SERIA EXCESIVO SI NO SE COLOCA UNA FRONTERA IMPERMEABLE EN EL PERÍMETRO DE LA EXCAVACIÓN, DEBIÉNDOLA LLEVAR APROXIMADAMENTE A - 12.00 m DE PROFUNDIDAD.

ENTRE LOS -7.00m Y -11.00 m APARECE UNA ARCILLA CON UN CONTENIDO DE AGUA NATURAL QUE REBASA EL LIMITE LIQUIDO, POR LO QUE CUALQUIER ELEMENTO COLOCADO IN-SITU REQUERIRÁ DE UN ADEME A BASE DE LODOS BENTONÍTCOS PARA ESTABILIZAR LOS ESTRATOS SUPERIORES, Y OTRO ADEME METÁLICO PERDIDO PARA SOPORTAR LOS EMPUJES DEL CONCRETO EN ESTA ZONA, YA QUE EL SUELO ES INCAPAZ DE HACERLO.

PODRÍA ACEPTARSE COMO ESTRATO DE APOYO PARA UNA CIMENTACIÓN PROFUNDA EL UBICADO A LOS -20.00 m, ACLARANDO QUE SERÍA IMPOSIBLE GARANTIZAR LA FABRICACIÓN DE CAMPANAS DEBIDO A QUE SE TRATA DE UN MATERIAL ARENO-LIMOSO BAJO AGUA, LO QUE NO GARANTIZA SU ESTABILIDAD Y POR LO TANTO SU CALIDAD EN EL DESPLANTE.

LO MÁS RECOMENDABLE EN ESTE TIPO DE SUELOS ES UTILIZAR PILOTES CON SECCIÓN QUE SE HACER QUE LO MAS POSIBLE A LA CIRCUNFERENCIA, CON UNA PERFORACIÓN PREVIA QUE CIRCUNSCRIBA A LA SECCIÓN DEL ELEMENTO PRECOLADO.

ES IMPORTANTE SEÑALAR QUE DEBIDO AL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO QUE SE UTILIZA EN EL HINCADO DE PILOTES, EL ESTRATO DE APOYO MEJORARÁ SU CAPACIDAD DE CARGA POR EL EFECTO DE LA ENERGÍA DINÁMICA APLICADA.

EN EL SONDEO DE REFERENCIA SE HA CONSIDERADO COMO APOYO EL MATERIAL LOCALIZADO A -20.00 m DEBIDO A QUE LOS ESTRATOS INFERIORES SIGUIENTES TIENEN UNA RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN ESTÁNDAR PRÁCTICAMENTE CONSTANTE.

3.- LAS CARACTERÍSTICAS MÁS IMPORTANTES DE LOS LODOS BENTONÍTCOS SON LAS SIGUIENTES:

DENSIDAD O PESO ESPECÍFICO , DE 1.03 A 1.15

VISCOSIDAD PLÁSTICA , DE 10 A 30 CENTIPOISES

VISCOSIDAD MARSH , DE 35 seg a 90 seg

FILTRADO O ENJARRE , NO MAYOR DE 5 mm

CONTENIDO DE ARENA , NO MAYOR DEL 3 %

CONCENTRACIÓN O POTENCIAL DE HIDRÓGENO , DE 7 A 10

AÑEJAMIENTO , DE 8 hrs A 24 hrs DE HIDRATACIÓN

DOSIFICACIÓN - DEPENDE DEL TIPO DE BENTONITA, DEL AGUA FREÁTICA Y DE LAS CARACTERÍSTICAS QUE SE DESEEN TENGAN EL LODO (DEL 3% AL 15% DE BENTONITA CON RESPECTO AL PESO DEL AGUA)

RENDIMIENTO - CANTIDAD DE LODO QUE SE PUEDE PREPARAR CON UNA TONELADA DE BENTONITA, CON VISCOSIDAD MEDIA DE 15 CENTIPOISES

LOS LODOS BENTONITICOS SE UTILIZARÁN PARA ESTABILIZAR PERFORACIONES O EXCAVACIONES EN SUBSUELOS ARENOSOS Y LIMOSOS CON CIERTA COMPACTIDAD BAJO EL NIVEL DE AGUAS FREÁTICAS. EN OCASIONES SE UTILIZA COMO PANTALLA IMPERMEABLE.

4. PARA EFECTUAR PERFORACIONES EN SUELOS COHESIVOS CON ALGUNAS CAPAS INTERMEDIAS DE ARENA, SE REQUIERE EL USO DE LODO BENTONÍTCO, CUYA DOSIFICACIÓN DEPENDERÁ DEL ESTADO DE LA ARENA Y DEL ESPESOR DE LOS ESTRATOS. EN CASO EN QUE LOS ESTRATOS DE ARENA ESTÉN SUELTOS CON UN ESPESOR CONSIDERABLE, LA PERFORACIÓN DEBERÁ ADEMARSE CON TUBOS METÁLICOS RECUPERABLES O PERDIDOS; SI LOS ESTRATOS ARENOSOS SON COMPACTOS, PODRÁ HACERSE USO DEL LODO BENTONÍTCO, SIEMPRE Y CUANDO EXISTA MANTO FREÁTICO.

LA SECUENCIA A SEGUIR PARA CIMENTACIONES A BASE DE ELEMENTOS COLADOS IN SITU ES LA SIGUIENTE:

- a) TRAZO Y LOCALIZACIÓN.
- b) COLOCACIÓN DE BROCAL EN LA PARTE SUPERIOR (DE 1.00 m A 3.00 m)
- c) PERFORACIÓN GARANTIZANDO LA PERFORACIÓN DE LAS PAREDES.
- d) LIMPIEZA DE LA PERFORACIÓN.

e) INTRODUCCIÓN DEL REFUERZO CON SEPARADORES QUE GARANTICEN EL RECUBRIMIENTO (DE 10 cm A 15 cm).

f) COLOCACIÓN DEL TUBO TREMIE.

g) INTRODUCCIÓN DEL CONCRETO POR MEDIO DEL TUBO TREMIE, COLOCANDO UNA FRONTERA EN LA PRIMERA DESCARGA PARA EVITAR EL LAVADO O CLASIFICACIÓN DE LOS AGREGADOS. EN ESTA OPERACIÓN SE DEBE CUIDAR QUE EL EXTREMO INFERIOR DEL TUBO TREMIE QUEDE SUMERGIDO EN EL CONCRETO DURANTE TODO EL COLADO.

h) RETIRO DEL TUBO TREMIE Y LAVADO DEL MISMO.

SE RECOMIENDA EFECTUAR EL DESCORCHE DEL CONCRETO, O SEA RETIRAR APROXIMADAMENTE LOS 60 cm SUPERIORES DEL CONCRETO.

EL EQUIPO BÁSICO ES EL SIGUIENTE:

1) UNA PERFORADORA ROTATORIA MONTADA SOBRE NEUMÁTICOS Y ORUGAS, CON BARRETÓN DE LA SUFICIENTE LONGITUD PARA ALCANZAR EL DESPLANTE DESEADO, ASÍ COMO EL TORQUE REQUERIDO PARA EL TIPO DE SUELO Y DIÁMETRO ESPECIFICADO.

2) BOTES PARA ARENA Y/O PARA ARCILLA CON SUS RESPECTIVAS BROCAS.

3) BOTE DESAZOLVADOR.

4) EQUIPO PARA DOSIFICACIÓN Y MANEJO DE LOS LODOS BENTONÍTICOS EN CASO DE SER NECESARIO.

5) EQUIPO DE VIBROHINCADO PARA INTRODUCIR TUBOS METÁLICOS EN CASO DE SER NECESARIO.

6) TUBO TREMIE.

5. EL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA EL HINCADO DE ELEMENTOS PRECOLADOS ES EL SIGUIENTE:

a) UBICAR LA CAMA O CAMAS DE COLADO EN ZONAS ESTRATÉGICAS Y LO MÁS CERCA POSIBLE DE LOS PUNTOS DE HINCADO. EN CASO DE CONTAR CON ÁREA SUFICIENTE EN LA OBRA , LOS ELEMENTOS PRECOLADOS DEBERÁN SER TRANSPORTADOS DE LA PLANTA DE FABRICACIÓN A LA OBRA EN PLATAFORMAS.

EL ANCHO DE LAS CAMAS DEBERÁ SER TAL QUE EL EQUIPO PUEDA HACER EL DESPEGUE DE LOS PILOTES DENTRO DE LAS TOLERANCIAS DE ESTABILIDAD.

b) CONTAR CON LOS MOLDES NECESARIOS SEGÚN LA GEOMETRÍA DEL PILOTE, COLOCANDO DESMOLDANTE PARA CONSERVARLOS.

c) COLOCAR EL REFUERZO DE LOS PILOTES DE ACERO CON LAS ESPECIFICACIONES PROVISTO DE SILLETAS Y ASAS DE LEVANTE. EN CASO DE QUE LOS PILOTES CONSTEN DE DOS O MÁS TRAMOS, DEBERÁN COLOCARSE EN FORMA COLINEAL PROCURANDO QUE LAS PLACAS DE LAS JUNTAS COINCIDAN, FORMANDO 90° CON EL EJE LONGITUDINAL DEL ELEMENTO, PARA FACILITAR EL EMPATE DE LOS MISMOS EN EL PROCESO DE HINCADO.

d) DEPOSITAR EL CONCRETO EN UN SOLO FRENTE PARA LLEVAR EL CONTROL DE VIBRADO Y TERMINADO, PARA EVITAR JUNTAS FRÍAS.

e) CUIDAR QUE EL CUIDADO DE LAS PIEZAS SE LLEVAN DENTRO DE LAS ESPECIFICACIONES, PARA PODER MANIOBRAR LAS PIEZAS CON EL 55% DE LA $f'c$ DE DISEÑO.

f) ENTONGAR LOS PILOTES EN NO MÁS DE CINCO NIVELES, APOYADOS EN LOS PUNTOS EN QUE SE IGUALEN LOS MOMENTOS FLEXIONANTES QUE RESISTA LA SECCIÓN, DEBIENDO CUIDAR QUE LOS APOYOS DE LOS DIFERENTES NIVELES ESTÉN EN LA MISMA VERTICAL.

g) SI LOS SONDEOS DEL SUBSUELO ACUSAN ESTRATOS QUE PONGAN EN PELIGRO LA SANIDAD DEL PILOTE, DEBERÁ HACERSE UNA PERFORACIÓN PREVIA QUE CIRCUNSCRIBA A LA SECCIÓN DEL ELEMENTO CON EL EQUIPO ADECUADO, GARANTIZANDO LA ESTABILIDAD DE LA MISMA.

h) EL MARTINETE A USAR DEBERÁ SER TAL QUE GENERE UNA ENERGÍA DE 0.50 kg-m POR CADA kg DE PILOTE, DANDO POR CONCLUIDO EL HINCADO AL ALCANZAR EL RECHAZO ESPECIFICADO (NO CONTINUAR EL HINCADO SI SE TIENE MENOS DE 1.00 cm DE PENETRACIÓN POR 10 GOLPES).

6. OBTENCIÓN DEL PESO DEL PILOTE:

$$Wp = 0.40 \text{ m} \times 0.40 \text{ m} \times 21.00 \text{ m} \times 2,400 \text{ kg } 7 \text{ c}^{\text{m}^3} = 8,064.00 \text{ kg}$$

OBTENCIÓN DEL PESO DEL PISTÓN REQUERIDO:

$$R = \frac{(0.50 \text{ m})}{(2.50 \text{ m})} = \frac{(0.50 \text{ m}) (8,064.00 \text{ kg})}{(2.50 \text{ m})} = 1,612.80 \text{ kg}$$

SE ELIGE EL MARTINETE COMERCIAL QUE TENGA EL PESO DEL PISTÓN MÁS CERCANO A 1,612.80 kg, QUE EN ESTE CASO ES EL MARTINETE DELMAG D-22, CUYO PESO DEL PISTÓN ES DE 2,200 kg.

OBTENCIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA ESPERADA CON UNA DEFORMACIÓN PERMANENTE DE 1.5 mm EN LAS ULTIMAS CAPAS :

$$R_s = \frac{(R^2 h)}{(R + W_p) (s + f)}$$

$$R = 2,200 \text{ kg}$$

$$h = 2.50 \text{ m}$$

$$W_p = 8,064 \text{ kg}$$

$$s = 1.50 \text{ mm}$$

$$f = c l = (0.3 \text{ mm/m}) (21 \text{ m}) = 6.30 \text{ mm}$$

$$R_s = 151,138 \text{ kg} .$$



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO GENERAL EN PROYECTO Y
CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS**

MODULO II

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES

TEMA

**PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS SEGÚN EL
REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL DISTRITO
FEDERAL**

ANÁLISIS DE DEFORMACIONES EN LOS SUELOS

EXPOSITOR: M. EN I. HÉCTOR SANGINES GARCÍA

**PALACIO DE MINERÍA
JULIO 1998**

Agustín Deméneghi Colina*
Héctor Sanginés García

3.1 Determinación de deformaciones en los suelos

3.1.1 Deformación de un suelo en el campo

Para ilustrar la forma de determinar las deformaciones del terreno de cimentación, consideremos un elemento de suelo que por peso propio está sometido al estado de esfuerzos mostrado en la fig 3.1a. Consideremos que este estado de esfuerzos se puede sustituir por una presión de confinamiento equivalente al esfuerzo normal en el plano octaédrico p_c , dada por el promedio de los tres esfuerzos normales

$$p_c = (1/3) (p_z + p_x + p_y) \quad (3.1)$$

Supongamos que las presiones horizontales p_x y p_y son iguales entre sí y proporcionales a la presión vertical p_z

$$p_x = p_y = K_o p_z$$

donde K_o es el coeficiente de presión en reposo del suelo. Sustituyendo en la ec 3.1

$$p_c = (1 + 2 K_o) p_z / 3 \quad (3.2)$$

La fig 3.1b muestra al elemento de suelo sometido a una presión de confinamiento equivalente p_c .

Supongamos ahora que se construye una cimentación y ésta ocasiona incrementos de esfuerzo normal σ_z , σ_x y σ_y en el elemento (fig 3.2). Estos incrementos de esfuerzo producen deformaciones verticales y horizontales en el elemento. En cimentaciones es usual que la deformación que interesa al ingeniero sea la deformación vertical δ_z del elemento. Existen varios métodos para determinar esta deformación; uno de ellos trata del empleo de la ley de Hooke, que consiste en lo siguiente

$$\epsilon_z = [\sigma_z - \nu (\sigma_x + \sigma_y)] / E \quad (3.3)$$

$$\delta_z = \epsilon_z H \quad (3.4)$$

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

donde ϵ_z = deformación unitaria del elemento
 E = módulo de elasticidad del material
 ν = relación de Poisson
 H = espesor del elemento

Los esfuerzos σ_z , σ_x y σ_y se pueden obtener con la teoría de Boussinesq, empleando las ecuaciones que se presentan en el inciso 3.4 de este capítulo.

3.1.2 Propiedades de deformación de los suelos

En los suelos ocurren diversos tipos de deformaciones: elástica, plástica, elastoplástica, viscosa, etc, por lo que el valor de E se tiene que tomar de acuerdo con el tipo de suelo y el fenómeno que se esté estudiando. Cabe aclarar que, dado que las relaciones esfuerzo-deformación en los suelos son no lineales, conviene con frecuencia trabajar con el módulo secante de deformación para determinar el valor de E correspondiente, utilizando niveles de esfuerzo lo más cercanos a la realidad.

A continuación veremos la forma de determinar los diferentes valores de E .

La determinación de las propiedades de deformación para el análisis de movimientos en una cimentación, se puede ilustrar considerando un elemento de suelo en una prueba de compresión triaxial, sometido a un estado de esfuerzos que se muestra en la fig 3.3; considere adicionalmente que se trata de una arcilla saturada. Suponiendo que la probeta de suelo tiene un esfuerzo de confinamiento p_c y un esfuerzo desviador σ_r iniciales, primeramente se reduce el esfuerzo σ_r a cero (para representar la descarga por excavación, decremento de carga, etc), con lo que se obtiene el módulo de rebote elástico E_e del suelo (fig 3.4). A continuación, manteniendo aplicado el confinamiento p_c , se vuelve a aplicar el esfuerzo σ_r , con lo que se determina el módulo de recompresión E_{rc} (fig 3.4). Aplicando un esfuerzo de compresión σ_z se presentará un asentamiento adicional debido al incremento neto de carga $\sigma_n = \sigma_z - \sigma_r$, donde σ_z es el esfuerzo normal debido a la carga total de la estructura; a esta deformación se le puede denominar asentamiento por compresión; el módulo de deformación correspondiente será E_c (fig 3.4). Tenemos entonces tres módulos de deformación, a saber

$$E_e = \sigma_r / \epsilon_e$$

$$E_{rc} = \sigma_r / \epsilon_{rc}$$

$$E_c = \sigma_n / \epsilon_c$$

Dependiendo del tipo de deformación que se esté determinando, se emplea alguno de los módulos E_e , E_{rc} o E_c en la ley de Hooke de la ecuación 3.3.

Finalmente, y dado que el suelo es una arcilla saturada, manteniendo el esfuerzo σ_z constante se presentará una deformación a largo plazo ϵ_v (fig 3.4).

Vemos entonces que las propiedades de deformación para una cimentación se pueden determinar todas ellas en una prueba de compresión triaxial. Sin embargo, este tipo de ensaye resulta difícil de realizar en arcillas saturadas, debido fundamentalmente a que la deformación diferida ϵ_v toma mucho tiempo en esta prueba; por esta razón, las deformaciones debidas al incremento neto de carga, entre las que se encuentra la deformación a largo plazo, se determinan a partir de los resultados de una prueba de consolidación. Además, se ha observado que los módulos E_e y E_{rc} se pueden obtener a partir de una prueba de compresión no confinada, debido a que el esfuerzo efectivo cambia poco al ser extraída una muestra de arcilla saturada del terreno natural, es decir, se hace la consideración de que el esfuerzo efectivo en una prueba de compresión no confinada es aproximadamente igual al esfuerzo efectivo de campo. Con el módulo E_e se obtiene la componente elástica de la deformación debida al incremento neto de carga. -

En resumen, la expansión por descarga y el asentamiento por recompresión se determinan con los módulos de rebote elástico y de recompresión, respectivamente, ambos obtenidos en una prueba de compresión no confinada. Con el módulo de compresión E_c se calcula la deformación instantánea debida al incremento neto de carga de la cimentación. La deformación diferida, ocasionada por el incremento neto de carga de la cimentación, se determina a partir de los resultados de una prueba de consolidación.

Las propiedades de deformación para la determinación de movimientos de la cimentación debidos a acciones sísmicas se obtienen a partir de ensayos de tipo dinámico, como el péndulo de torsión (Zeevaert 1973), la columna resonante (Jaime et al 1987), etc.

En suelos friccionantes se sigue un procedimiento similar al de las arcillas, con la diferencia de que el efecto de la presión confinamiento es mayor y que el efecto del tiempo es mucho menor en estos materiales. Para suelos granulares existen procedimientos que toman en cuenta en forma explícita el efecto del confinamiento y que la relación esfuerzo-deformación en ellos es de tipo no lineal; una de estas técnicas se presenta en el inciso 3.7 de este capítulo (Deméneghi 1989).

3.2 Deformaciones permisibles

Las deformaciones calculadas deben compararse con las deformaciones permisibles de una cimentación, las cuales deben determinarse para cada estructura en particular. Por ejemplo, el asentamiento total y los asentamientos diferenciales de una cimentación dependen de la

opinión de las siguientes personas involucradas en el diseño de la cimentación (Zeevaert 1991)

- a) Propietario del inmueble
- b) Inquilino
- c) Ingeniero estructurista
- d) Arquitecto
- e) Autoridad municipal
- f) Compañía de seguros
- g) Opinión pública

Por lo tanto, con el concurso de opinión de las personas mencionadas, se llegan a definir los movimientos permisibles de una cimentación.

Sin embargo, para que el lector se dé una idea de los asentamientos permisibles, y únicamente para fines de anteproyecto se presentan los valores de la tabla 3.1 (Sowers 1962).

3.3 Estados límite de servicio

Los reglamentos de construcción especifican los diferentes movimientos que se deben revisar en una cimentación, los cuales dependen de cada caso particular. Por ejemplo, las Normas de Cimentaciones del Distrito Federal establecen que para una cimentación compensada se deben revisar los estados límite de servicio que se indican a continuación. Cabe aclarar que este criterio se puede aplicar en general a cimentaciones superficiales, profundas, etc, con las modalidades propias de cada cimentación.

a) Desplazamientos instantáneos del suelo de cimentación

Los desplazamientos instantáneos en suelos finos saturados se pueden calcular utilizando la ley de Hooke (ec 3.3), considerando que la deformación del suelo ocurre a volumen aproximadamente constante. Véase el ejemplo 6.1, donde se trata el cálculo de expansiones y asentamientos por recompresión, considerándolos como movimientos instantáneos.

Los suelos granulares, debido a su permeabilidad relativamente alta, experimentan movimientos instantáneos de magnitud alta comparados con los desplazamientos diferidos. La determinación de deformaciones en suelos granulares se puede ver en los ejemplos 3.1, 5.4 y 5.5.

b) Deformaciones transitorias y permanentes del terreno de cimentación

Las propiedades de deformación para la determinación de deformaciones transitorias de la cimentación debidas a acciones sísmicas se obtienen a partir de ensayos de tipo dinámico como el péndulo de torsión (Zeevaert 1973), la columna resonante (Jaime et al, 1987), etc.

En la obtención de las deformaciones permanentes de un suelo ocasionadas por un sismo, el fenómeno de la repetición de carga

importante; por lo tanto, deben determinarse, en muestras en el laboratorio, las deformaciones permanentes acumuladas por la repetición de cargas. En forma aproximada y únicamente para fines de anteproyecto, se pueden emplear las siguientes expresiones

$$\delta_{pN} = \delta_p (1 + a \log N) \quad (3.5)$$

donde δ_{pN} = deformación permanente debida a N repeticiones de carga

δ_p = deformación permanente correspondiente a la primera aplicación de carga

N = número de repeticiones de carga

a = coeficiente que depende del tipo de suelo. Para suelos granulares $a \approx 0.25$

log = logaritmo decimal (base 10)

c) Asentamiento diferido debido al incremento neto de carga

Considerando que la presión efectiva en una arcilla saturada no cambia en forma importante por una excavación, el asentamiento a largo plazo se calcula entonces empleando el incremento neto de carga, el cual es el resultado de sustraer de la presión o carga total transmitida al suelo por una subestructura o un elemento de ella, la presión o carga total previamente existente en el suelo al nivel de desplante (RCDF 1976). Además, si el terreno de cimentación consiste en arcilla, el asentamiento debido a cedencia lateral de suelo es usualmente pequeño en comparación con el asentamiento total; por esta razón, aun el asentamiento de cimentaciones en estratos de gran espesor de arcilla puede ser evaluado por métodos basados en deformación unidimensional (Terzaghi y Peck 1967, art 41); es decir, para calcular los asentamientos diferidos únicamente hay que utilizar el esfuerzo normal vertical σ_z .

En el ejemplo 6.1 se presenta la valuación del asentamiento a largo plazo en una cimentación compensada. Cabe aclarar que si se desea obtener adicionalmente la evolución del hundimiento, se puede emplear la teoría de consolidación de Terzaghi-Zeevaert que considera adicionalmente la componente de deformación por viscosidad intergranular (consolidación secundaria); véase para esto Zeevaert (1985).

3.4 Incrementos de esfuerzo en la masa de suelo ocasionados por una carga repartida aplicada en la superficie

3.4.1 Carga uniforme

A continuación se presentan las expresiones para determinar los esfuerzos normales verticales bajo la esquina de un rectángulo sometido a una carga uniforme q aplicada en la superficie (fig 3.5).

Para σ_z (Damy 1985)

76

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{x^2 + z^2} + \frac{1}{y^2 + z^2} \right) \frac{x y z}{A} + \text{ang tan } \frac{x y}{z A} \right] \quad (3.6)$$

Para σ_x y σ_y (Dashkó y Kagán 1980)

$$\sigma_x = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{x y z}{(x^2 + z^2) A} - \text{ang tan } \frac{z A}{x y} + (1 - 2\nu) (\text{ang tan } y/x - \text{ang tan } \frac{y A}{x z}) \right] \quad (3.7)$$

$$\sigma_y = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{x y z}{(y^2 + z^2) A} - \text{ang tan } \frac{z A}{x y} + (1 - 2\nu) (\text{ang tan } x/y - \text{ang tan } \frac{x A}{y z}) \right] \quad (3.8)$$

$$A = (x^2 + y^2 + z^2)^{1/2} \quad (3.9)$$

Los esfuerzos normales bajo el centro de un círculo cargado están dados por (Yoder 1967)

$$\sigma_z = q \left[1 - \frac{z^3}{(R^2 + z^2)^{3/2}} \right] \quad (3.6')$$

$$\sigma_r = (q/2) \left[1 + 2\nu - 2(1+\nu) z / (R^2 + z^2)^{1/2} + z^3 / (R^2 + z^2)^{3/2} \right] \quad (3.7')$$

donde R es del radio del círculo.

3.4.2 Carga triangular

Cuando la carga que se aplica en la superficie es de tipo triangular (fig 3.6), se pueden utilizar las fórmulas de Hamilton Gray (Juárez Badillo y Rico 1980)

Bajo el punto A

$$\sigma_{zA} = \left[p L / (2 \pi B) \right] \left(\frac{z \sqrt{L^2 + B^2 + z^2}}{L^2 + z^2} - \frac{z}{\sqrt{L^2 + z^2}} + \frac{B L}{\sqrt{B^2 L^2 + B^2 z^2 + L^2 z^2 + z^4}} \right) \quad (3.10)$$

Bajo el punto B

$$\sigma_{zB} = \left[p L / (2 \pi B) \right] \left(\frac{z}{\sqrt{L^2 + z^2}} - \frac{z^3}{(B^2 + z^2) \sqrt{B^2 + L^2 + z^2}} \right) \quad (3.11)$$

donde L es la longitud de la carga triangular.

3.5 Cimientos sujetos a carga vertical y momento

3.5.1 Reacción del terreno trapecial

En numerosas ocasiones en la práctica un cimiento se ve sometido a carga vertical y momento. Por ejemplo, una columna le trasmite usualmente a una zapata aislada carga vertical y momento. El efecto de un sismo se traduce en fuerzas cortantes y momentos al nivel de cimentación; así, un edificio alto desplantado sobre una losa de apoyo o un cajón de cimentación, en una región sísmica trasmite al terreno de cimentación un fuerte momento de volteo, el cual ocasiona deformaciones en dicho terreno que pueden llegar a ser muy importantes. Por lo tanto, se hace necesario determinar las deformaciones del suelo ocasionadas por una fuerza vertical y un momento de volteo, tema que trataremos en este inciso.

Consideremos un cimiento sometido al sistema de cargas de la fig 3.7, y supongamos que la reacción del terreno es la suma de una reacción uniforme debida a la carga Q , y a una reacción debida al momento M . La reacción uniforme se obtiene del cociente Q/A , siendo A el área del cimiento, mientras que la reacción provocada por el momento se obtiene en forma aproximada utilizando la fórmula de la escuadría: $\Delta\sigma = (M/I) y$. Observamos que la reacción del suelo se calcula entonces con la siguiente expresión

$$\sigma = Q/A \pm (M/I) y$$

donde I = momento de inercia de la planta de la cimentación
 y = distancia del centroide del área de la cimentación a la fibra donde se esté calculando el esfuerzo

En los puntos extremos A y B del cimiento los esfuerzos se calculan

$$\sigma_a = Q/A + (M/I) B/2 \quad (3.12)$$

$$\sigma_b = Q/A - (M/I) B/2 \quad (3.13)$$

Si el cimiento es rectangular de ancho B y longitud L

$$\sigma_a = Q / B L + 6 M / L B^2 \quad (3.14)$$

$$\sigma_b = Q / B L - 6 M / L B^2 \quad (3.15)$$

Por la tercera ley de Newton, la carga sobre el terreno es la de la fig 3.7, pero con sentido de arriba hacia abajo (fig 3.8).

Por lo tanto, para determinar las deformaciones del suelo provocadas por un cimiento con carga vertical y momento, es necesario determinar el estado de esfuerzo dentro de la masa de suelo ocasionado por la

carga de tipo trapecial de la fig 3.8.

Cuando solo se desea determinar el esfuerzo normal vertical en una masa de suelo, el problema se puede dividir en el de una carga rectangular σ_b y de una carga triangular σ_a' (fig 3.8). El esfuerzo normal ocasionado por la primera se calcula con la fórmula de Dany (ec 3.6), mientras que para la carga triangular se pueden emplear las fórmulas de Hamilton Gray (fig 3.7, ecs 3.10 y 3.11).

Cuando se requiere conocer además del esfuerzo normal vertical σ_z , los esfuerzos normales horizontales σ_x y σ_y , el problema se puede resolver dividiendo la carga trapecial en un número n de cargas uniformes como se ilustra en la fig 3.9. Los esfuerzos buscados se obtienen aplicando las ecs 3.6 a 3.9, para cada una de las cargas uniformes en las que se dividió la carga trapecial.

3.5.2 Reacción triangular

Cuando el momento de volteo es alto, puede ocurrir que se presenten en un extremo esfuerzos teóricos de tensión entre cimiento y terreno (fig 3.10). En la realidad la resistencia a la tensión entre estos dos materiales es prácticamente nula, por lo que no existe dicha zona de tensión. Por lo anterior, se requiere determinar la reacción del terreno ignorando esta zona de tensión.

Supongamos una reacción triangular como la indicada en la fig 3.11. Por equilibrio de fuerzas verticales

$$\sigma_a C / 2 = Q = \text{área del triángulo} \quad (3.16)$$

Tomando momentos con respecto a un eje que pasa por el punto A

$$\sum M_A = - Q C / 3 + Q B / 2 - M = 0$$

$$C = 1.5 B - 3 M / Q \quad (3.17)$$

$$\text{De la ec 3.16} \quad \sigma_a = 2 Q / C \quad (3.18)$$

En consecuencia, dado un cimiento en el que las cargas Q y M ocasionan esfuerzos teóricos de tensión en el contacto entre terreno y suelo, la reacción de este, supondiéndola triangular (fig 3.11), se obtiene utilizando la ec 3.17 para determinar la distancia C , y la ec 3.18 para obtener el esfuerzo σ_a .

Los esfuerzos en el interior del medio elástico, ocasionados por la carga triangular se hallan empleando las ecs 3.10 y 3.11 del inciso 3.4.2 anterior.

3.6 Fórmulas para deformaciones elásticas

79

Las deformaciones instantáneas en los suelos se pueden calcular de manera aproximada utilizando las expresiones que proporciona la teoría de la elasticidad.

3.6.1 Deformación vertical de un rectángulo cargado

El asentamiento de la superficie de un medio semiinfinito, homogéneo e isotrópico, bajo la esquina de un rectángulo sometido a carga uniformemente repartida q , está dado por la fórmula de Schleicher (Terzaghi 1943)

$$\delta = [q(1-\nu^2)/(\pi E)] \left(L \ln \frac{B + \sqrt{B^2 + L^2}}{L} + B \ln \frac{L + \sqrt{L^2 + B^2}}{B} \right) \quad (3.19)$$

donde
B = ancho del rectángulo
L = longitud del rectángulo
E = módulo de elasticidad del medio
 ν = relación de Poisson del medio

Si el cimiento es cuadrado, la ec 3.19 se convierte en

$$\delta = \frac{2 q B (1 - \nu^2) \ln (1 + \sqrt{2})}{\pi E} \quad (3.19')$$

$$\delta = \frac{1.763 q B (1 - \nu^2)}{\pi E} \quad (3.19'')$$

La rigidez lineal vertical se define como el cociente de la carga vertical concentrada Q_v entre el asentamiento vertical que produce dicha carga. En un cimiento de planta cuadrada de ancho B, la rigidez lineal vertical está dada por

$$K_v = \frac{0.891 E B}{1 - \nu^2} \quad (3.19''')$$

(En la ec 3.19''' el asentamiento se calcula bajo el centro del cuadrado.)

Cuando el medio elástico tiene un espesor H, el asentamiento bajo la esquina de un rectángulo sometido a carga uniforme q está dado por la fórmula de Steinbrenner (Juárez Badillo y Rico 1980)

$$\delta = [q(1-\nu^2)/\pi E] \left[L \ln \frac{(B + \sqrt{L^2 + B^2}) \sqrt{L^2 + H^2}}{L (B + A)} + B \ln \frac{(L + \sqrt{L^2 + B^2}) \sqrt{B^2 + H^2}}{B (L + A)} \right] + (q/2\pi E) (1-\nu-2\nu^2) H \cdot \text{ang} \tan \frac{LB}{HA} \quad (3.20)$$

$$A = \sqrt{L^2 + B^2 + H^2} \quad (3.21)$$

Cuando existe un medio estratificado como el de la fig 3.12, formado por n estratos de propiedades elásticas E y ν , el asentamiento de la superficie se puede calcular utilizando la ley de Hooke para cada estrato:

$$\epsilon_z = (1/E) [\sigma_z - \nu (\sigma_x + \sigma_y)] \quad (3.22)$$

donde σ_z , σ_x y σ_y son los esfuerzos normales vertical y horizontales ocasionados por la carga aplicada en la superficie del medio, y ϵ_z es la deformación unitaria del estrato. La deformación, en unidades de longitud, del estrato está dada por

$$\delta = \epsilon_z H \quad (3.23)$$

donde H es el espesor del estrato.

La deformación de la superficie será la suma de las deformaciones de cada estrato.

3.6.2 Circulo cargado

En un círculo de radio R sometido a carga uniforme q en su superficie, el asentamiento bajo el centro está dado por (Zeevaert 1973)

$$\delta_v = \frac{\pi (1 - \nu^2) R q}{2 E} \quad (3.24)$$

El desplazamiento horizontal de un círculo sometido a una carga horizontal Q_h está dado por (Richart et al 1970)

$$\delta_h = \frac{(7 - 8 \nu) Q_h}{32 (1 - \nu) G R} \quad (3.25)$$

El giro del círculo ocasionado por un momento M vale (Richart et al 1970)

$$\theta = [3 (1 - \nu) M] / 8 G R^3 \quad (3.26)$$

en que $G = E / 2 (1 + \nu)$ (3.26)

Con las expresiones anteriores se pueden obtener las rigideces lineal y angular de un cimiento de planta circular. La rigidez lin

vertical se define como la carga vertical entre el asentamiento que produce:

$$K_v = Q_v / \delta_v = 2 E R / (1 - \nu^2) \quad (3.27)$$

La rigidez lineal horizontal se define como la carga horizontal entre el desplazamiento horizontal que produce:

$$K_h = \frac{Q_h}{\delta_h} = \frac{32 (1 - \nu) G R}{7 - 8 \nu} \quad (3.28)$$

La rigidez angular o rigidez a la rotación se define como el cociente del momento entre el giro que produce:

$$K_r = M / \theta = 8 G R^3 / 3 (1 - \nu) \quad (3.29)$$

3.6.3 Giro de un rectángulo sometido a momento

El giro de un rectángulo sujeto a un momento M (fig 3.13) se puede calcular determinando la carga de tipo trapezoidal (ecs 3.14 y 3.15) o triangular (ecs 3.17 y 3.18) que actúa sobre el terreno. A continuación se divide la carga en un número n de cargas uniformes (fig 3.9) y se determinan los esfuerzos normales σ_z , σ_x y σ_y con las ecs 3.6 a 3.9, a la mitad de cada uno de los estratos del subsuelo. La deformación unitaria de cada estrato se obtiene aplicando la ley de Hooke (ec 3.22) y la deformación en unidades de longitud utilizando la ec 3.23. Esta operación se realiza bajo los puntos A y B de la fig 3.9, con lo que se determina, mediante la suma de las deformaciones de cada estrato, la deformación en la superficie. Con estos resultados se puede calcular el giro del rectángulo sometido a momento. En el ejemplo 6.1 se presenta una aplicación de este procedimiento.

En forma simplificada, se puede usar el siguiente artificio: se obtiene el momento de inercia del rectángulo I en el sentido que se está analizando, y se determina el radio equivalente a un círculo que tenga el mismo momento de inercia del rectángulo (Normas de Sismo 1987):

$$R = (4 I / \pi)^{1/4} \quad (3.29)$$

Con el radio equivalente R se emplea la ec 3.25 para determinar el giro de la cimentación de planta rectangular.

El criterio anterior es válido cuando la longitud del cimiento es similar al ancho del mismo. Para valores de la longitud mayores que

tres veces el ancho del cimiento, es conveniente usar la fórmula de Fröhlich para un cimiento continuo (de longitud infinita) de ancho B (Zeevaert 1973)

$$\theta = \text{ang tan} [16 (1 - \nu^2) \bar{M} / \pi E B^2] \quad (3.30)$$

donde \bar{M} es el momento por unidad de longitud del cimiento (t.m/m).

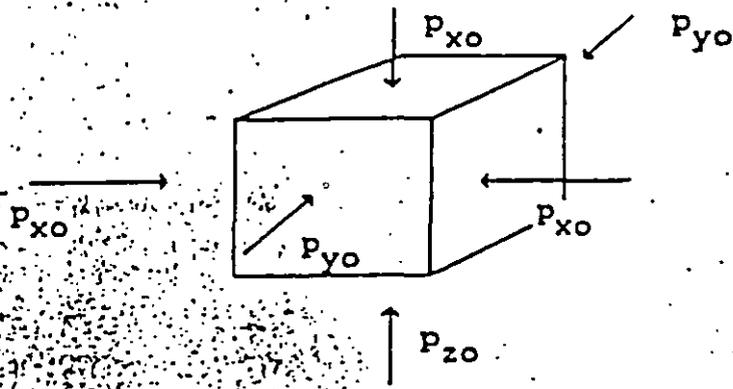
TABLA 3.1
ASENTAMIENTOS PERMISIBLES

Asentamiento total permisible de la cimentación de una estructura, de tal forma que no se presente daño funcional en las siguientes instalaciones o elementos:

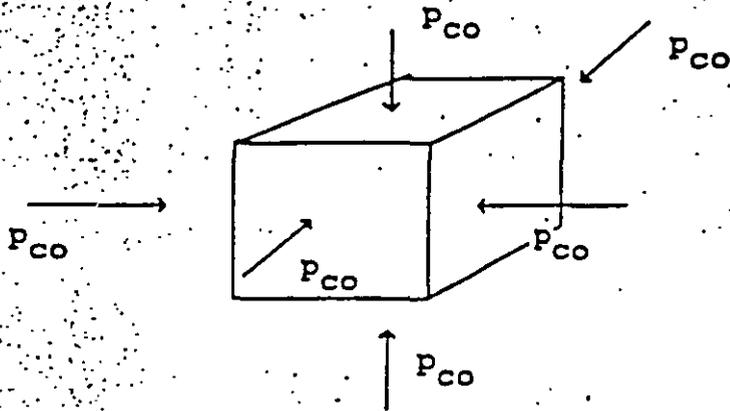
| | |
|--|-------------|
| Obras de drenaje | 15 a 30 cm |
| Accesos a la estructura | 30 a 60 cm |
| Muros de mampostería | 2.5 a 5 cm |
| Marcos estructurales de concreto o acero | 5 a 10 cm |
| Losas o cajones de cimentación | 7.5 a 30 cm |

Los valores mayores son para asentamientos en terrenos de cimentación homogéneos y estructuras de buena calidad de construcción. Los valores menores son para asentamientos en terrenos de cimentación con estratigrafía errática y estructuras de regular calidad de construcción.

Tomado de Sowers (1962)



a) Estado de presión inicial



b) Presión de confinamiento equivalente

$$P_{co} = (1 + 2 K_o) P_{zo} / 3$$

FIG 3.1 PRESIÓN DE CONFINAMIENTO EQUIVALENTE

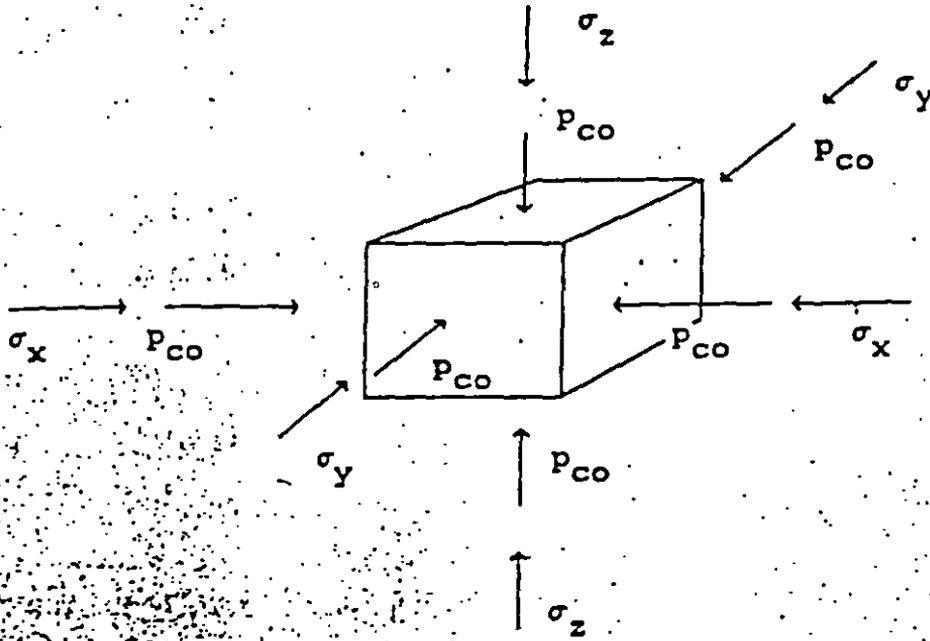


FIG 3.2 INCREMENTOS DE ESFUERZO σ_z , σ_x Y σ_y SOBRE EL ELEMENTO

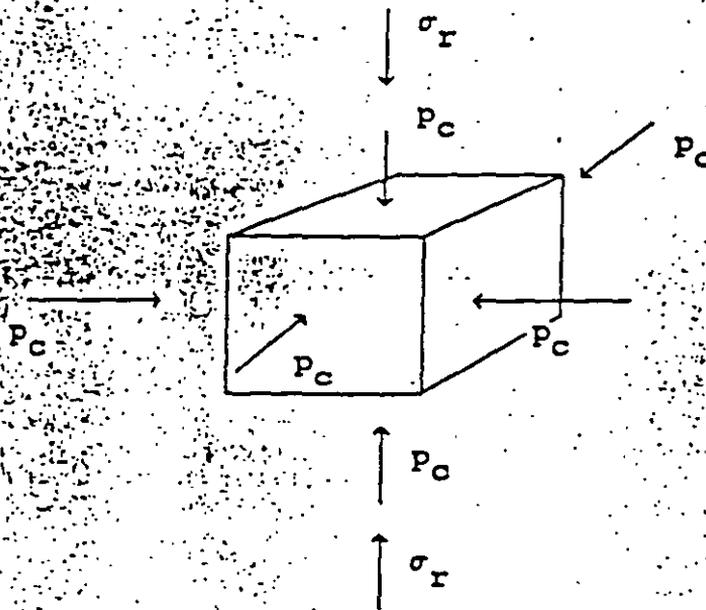


FIG 3.3 ELEMENTO DE SUELO EN UNA PRUEBA DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

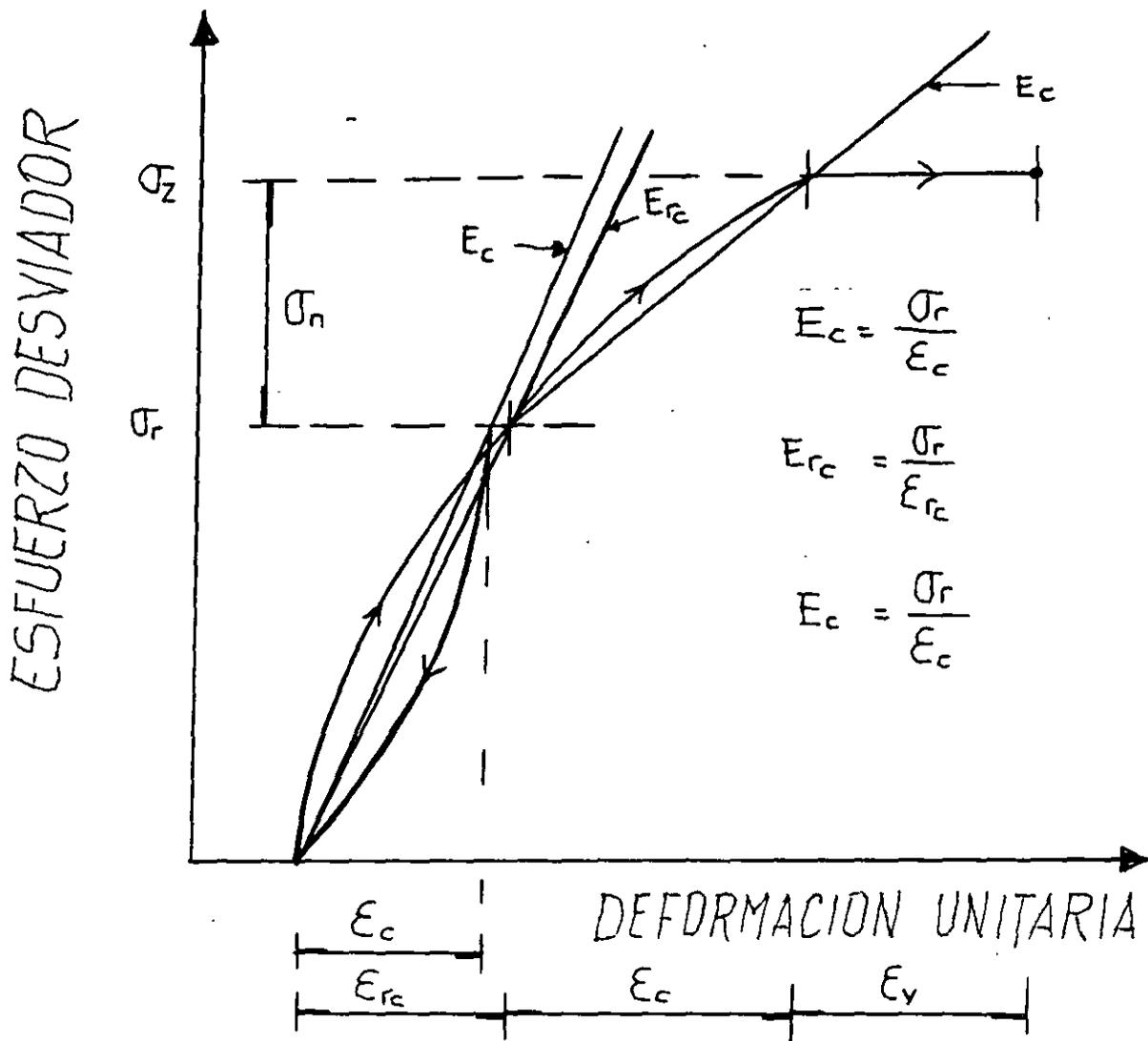


FIG. 3.4 DETERMINACION DE MODULOS DE DEFORMACION.

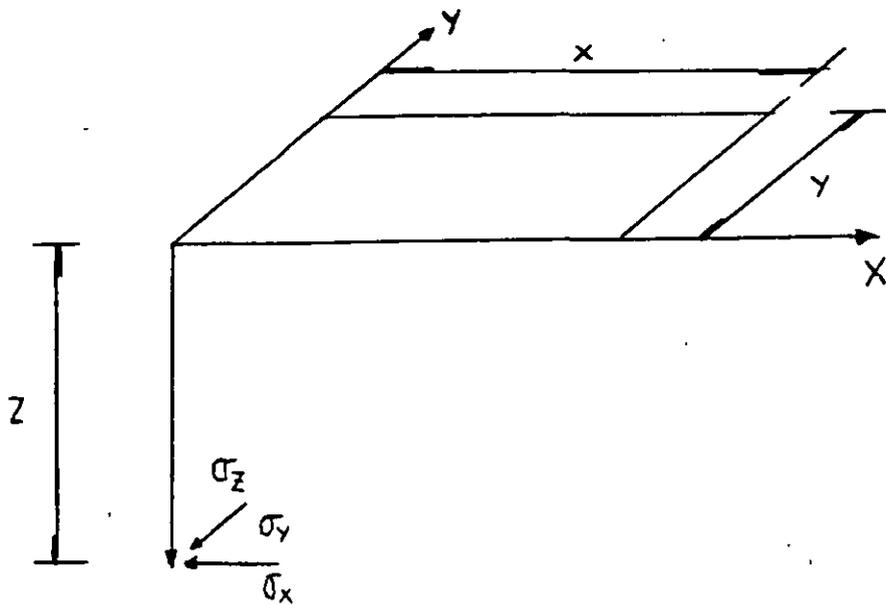


FIG. 3.5 INCREMENTOS DE ESFUERZO NORMAL BAJO LA ESQUINA DE UN RECTANGULO CARGADO, EN UN MEDIO SEMIINFINITO.

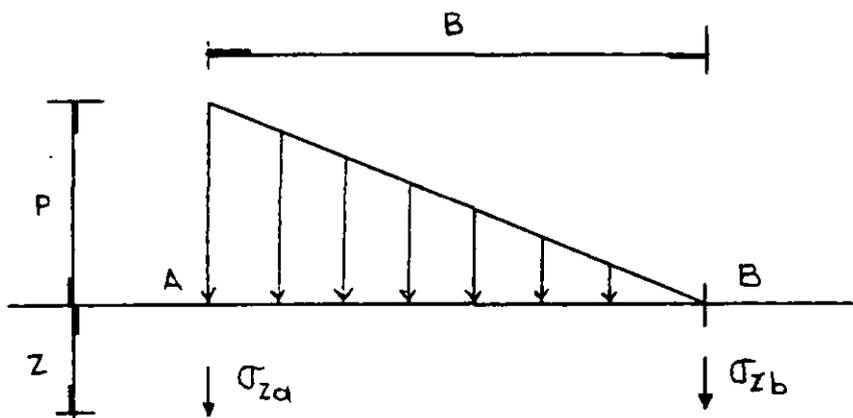


FIG. 3.6 ESFUERZOS NORMALES OCASIONADOS POR UNA CARGA TRIANGULAR.

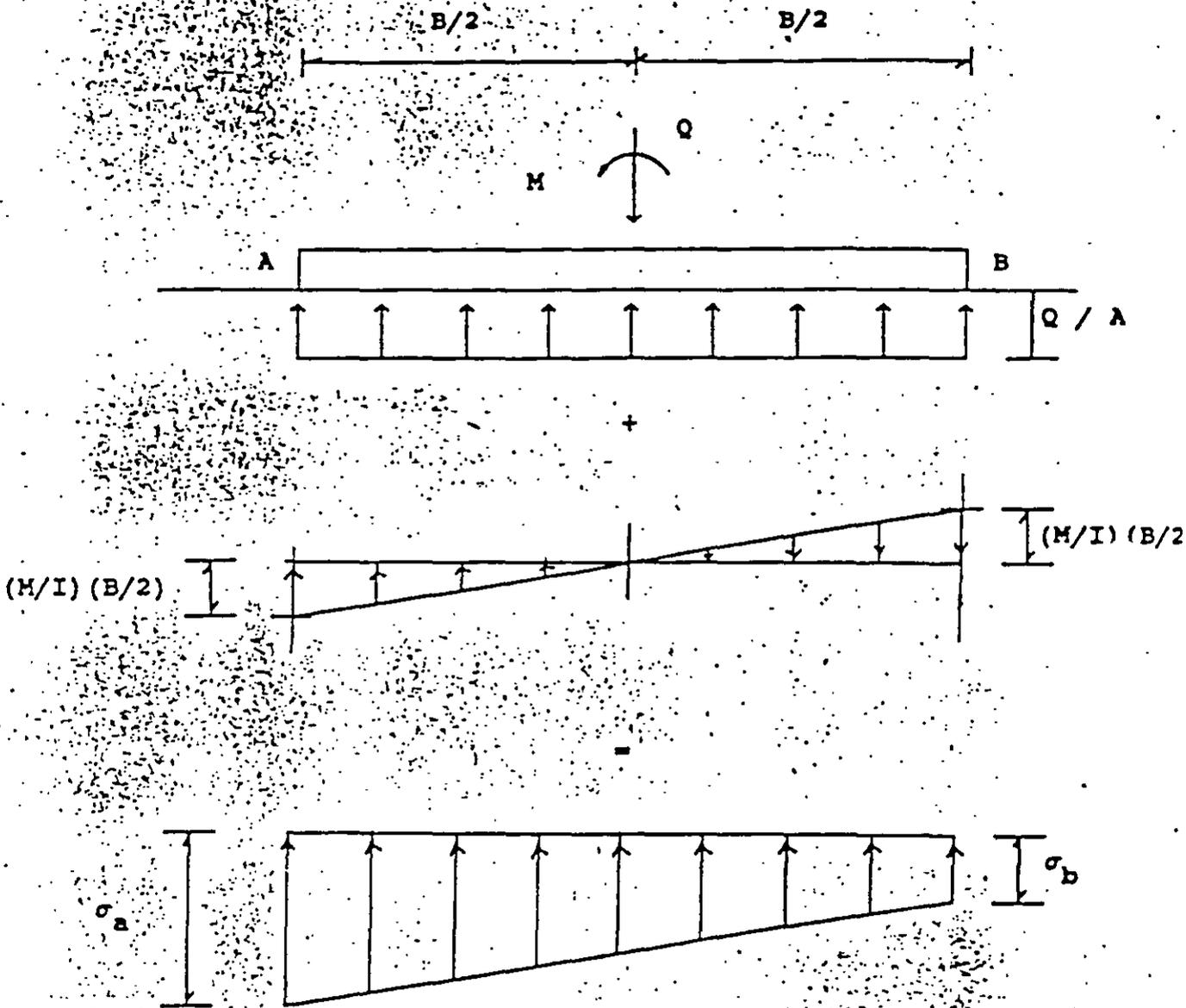


FIG 3.7 REACCIÓN DEL TERRENO. CIMIENTO SOMETIDO A CARGA VERTICAL Y MOMENTO

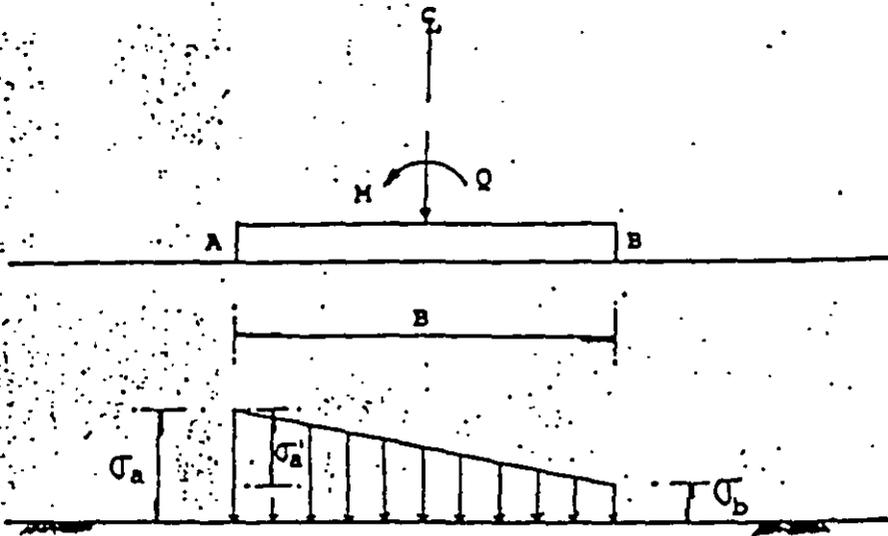


FIG. 3.8 CARGA TRAPEZIAL SOBRE EL TERRENO

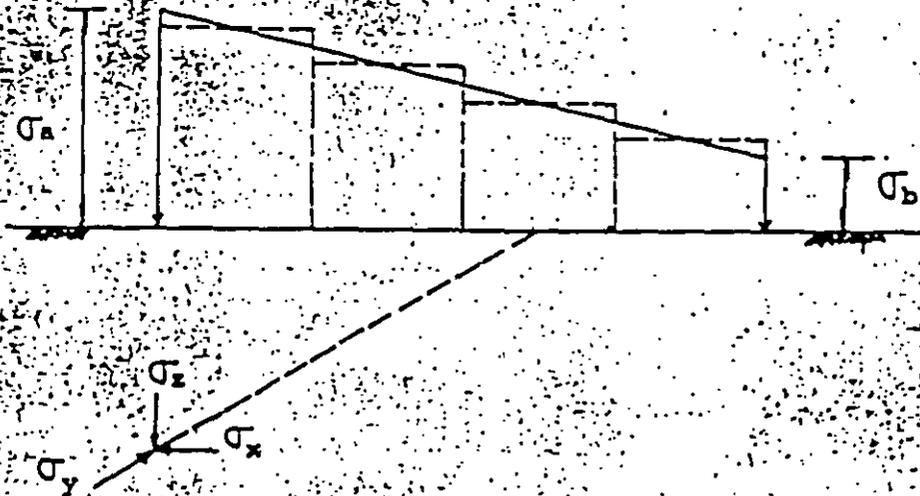


FIG. 3.9 CARGA TRAPEZIAL DIVIDIDA EN UN NUMERO n DE CARGAS UNIFORMES

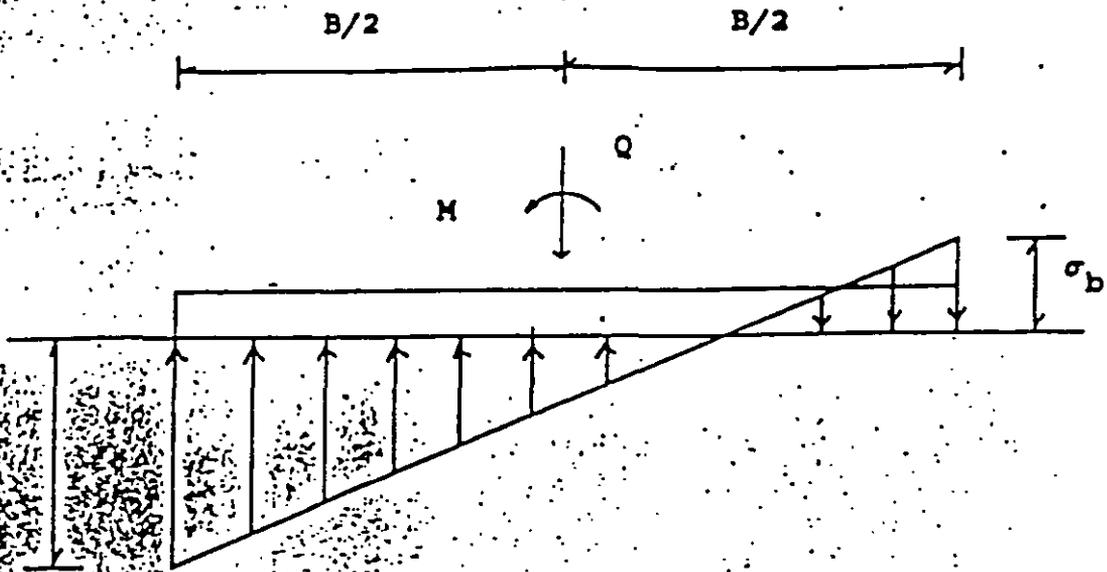


FIG 3.10 ESFUERZOS TEÓRICOS DE TENSION EN EL CONTACTO CIMIENTO-SUELO

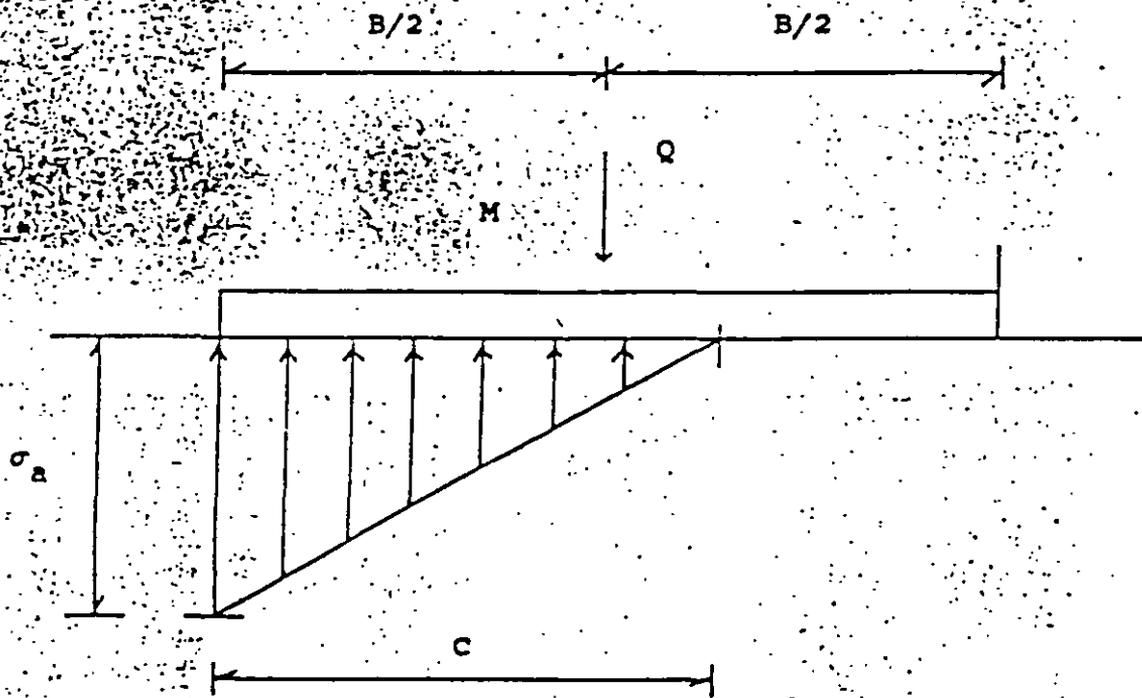


FIG 3.11 REACCIÓN DEL TERRENO TRIANGULAR

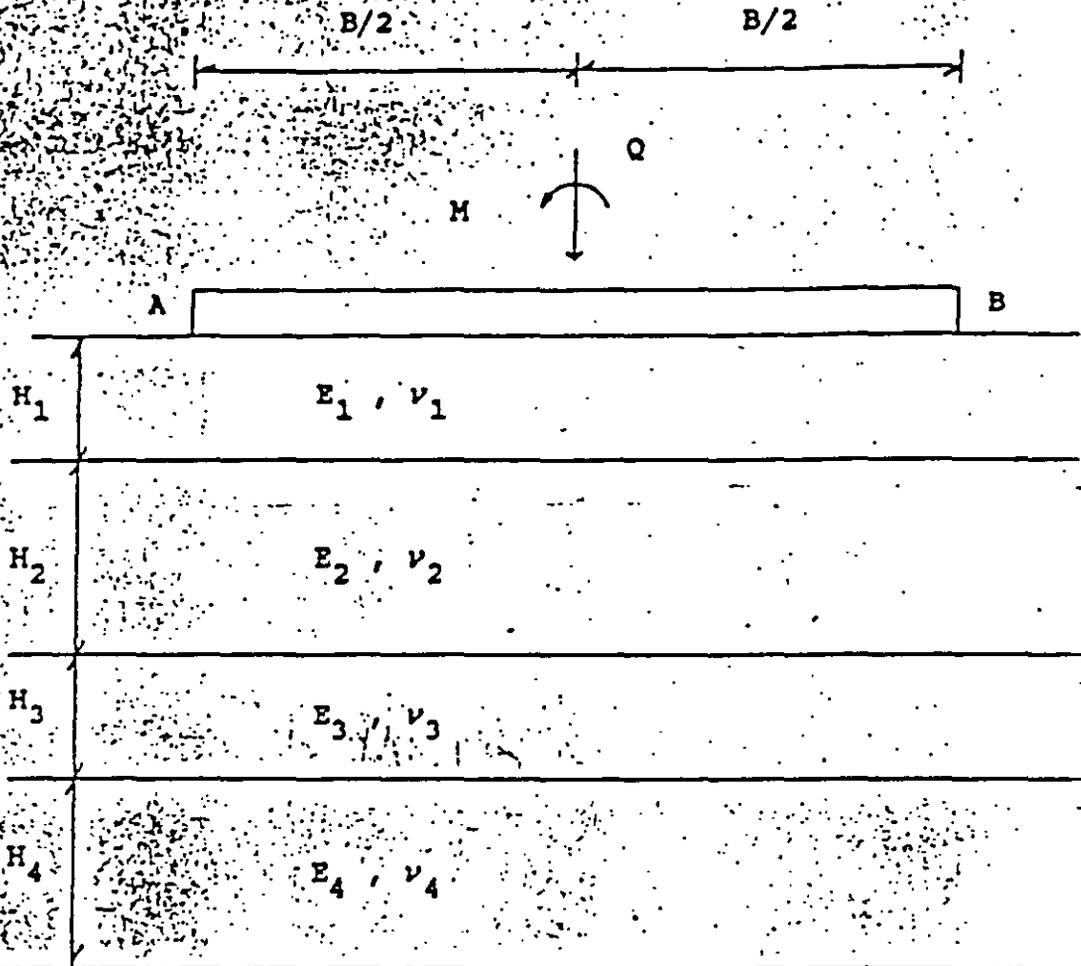


FIG 3.12 MEDIO ESTRATIFICADO

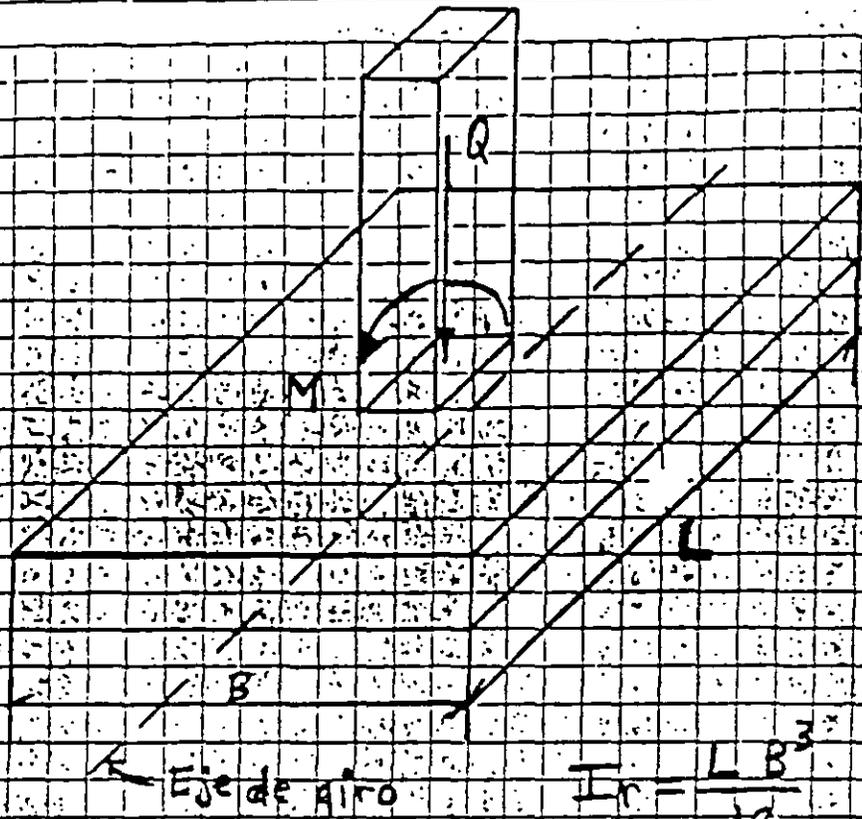


FIG. 3.13 GIRO DE UN RECTANGULO

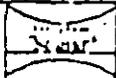


TABLA DE MEYERHOF (1956)

| <u>Estado</u> | <u>Compacidad relativa, D_r</u> | <u>N</u> | <u>q_c kg/cm²</u> | <u>Ángulo de fricción interna, grados</u> |
|---------------|--|----------|---|---|
| Muy suelto | < 0.2 | < 4 | < 20 | < 30 |
| Suelto | 0.2 - 0.4 | 4 - 10 | 20 - 40 | 30 - 35 |
| Semicompacto | 0.4 - 0.6 | 10 - 30 | 40 - 120 | 35 - 40 |
| Compacto | 0.6 - 0.8 | 30 - 50 | 120 - 200 | 40 - 45 |
| Muy compacto | > 0.8 | > 50 | > 200 | > 45 |

N = número de golpes en la prueba de penetración estándar

q_c = resistencia de punta en el cono



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO GENERAL EN PROYECTO Y
CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS**

MODULO II

**DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES
SEGÚN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL
DISTRITO FEDERAL**

TEMA

**UN MÉTODO PARA EL CALCULO DE
DEFORMACIONES EN LOS SUELOS**

EXPOSITOR: ING. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA

**PALACIO DE MINERÍA
JULIO 1998**

UN MÉTODO PARA EL CÁLCULO DE DEFORMACIONES EN LOS SUELOS

Agustín Deméneghi Colina*

Resumen

Se presenta en este trabajo un procedimiento para el cálculo de las deformaciones en los suelos, considerando una relación esfuerzo-deformación no lineal, así como el efecto de la presión de confinamiento en la magnitud de las deformaciones en los suelos. Se obtiene una ecuación constitutiva general y luego se aplica a las siguientes condiciones: (a) deformaciones instantáneas en suelos friccionantes, (b) deformaciones instantáneas en suelos cohesivos (total y parcialmente saturados), y (c) deformaciones diferidas en suelos cohesivos (total y parcialmente saturados). El procedimiento para el cálculo de las deformaciones de los suelos se ilustra con varios ejemplos.

1. Introducción

Presentamos en este artículo una técnica para la determinación de las deformaciones en los suelos, en la que se hace uso de una relación esfuerzo-deformación no lineal. Cabe destacar que, dado un cierto suelo, su deformabilidad depende fundamentalmente de los dos siguientes factores: (a) su compacidad o consistencia, y (b) la presión de confinamiento a la que está sometido. El primer efecto es muy sencillo: al aumentar la compacidad o consistencia se incrementa la rigidez de la masa de suelo. La presión de confinamiento influye aumentado la rigidez de la masa de suelo; cabe aclarar que entendemos por presión de confinamiento a la presión isotrópica que actúa sobre un elemento de suelo, la cual es igual en todas direcciones (fig 1).

Además, las relaciones esfuerzo-deformación unitaria en los suelos son no lineales. Por lo tanto, se hace necesario desarrollar técnicas que tomen en cuenta los fenómenos anteriores, con el menor número posible de propiedades mecánicas. Es obvio que la ley de Hooke por sí sola no cumple con este propósito, pues supone una relación esfuerzo-deformación unitaria lineal, y que el módulo de Young (módulo de elasticidad) no depende de la presión de confinamiento.

En este trabajo tratamos de desarrollar un procedimiento que tome en cuenta las factores anteriores, con el propósito de calcular las deformaciones de los suelos en función de propiedades que no dependan de la presión de confinamiento.

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

2. Ecuación constitutiva para el cálculo de deformaciones en los suelos

Juárez Badillo (1965) es uno de los primeros investigadores que propone una ecuación constitutiva, en la que "normaliza" la deformación volumétrica y el esfuerzo de confinamiento, proponiendo la siguiente relación entre ellos

$$dV / V = - \gamma d\sigma / \sigma$$

donde V = volumen de un elemento de suelo
 σ = esfuerzo isótropo sobre el elemento de suelo
 γ = coeficiente de compresibilidad del suelo

Aun cuando la teoría de Juárez Badillo no toma en cuenta el efecto del esfuerzo desviador, se puede considerar como uno de los antecedentes más importantes para el estudio de la deformación en los suelos.

De acuerdo con los resultados experimentales tanto de laboratorio como de campo, la deformación de un suelo es directamente proporcional al incremento de esfuerzo desviador e inversamente proporcional al esfuerzo de confinamiento. Por lo tanto, una ecuación constitutiva debe comprender estos dos efectos. En los siguientes párrafos, apoyándonos en el concepto de "normalización" de las deformaciones y los esfuerzos, presentamos un procedimiento para tratar de resolver este problema, considerando además que la curva esfuerzo-deformación unitaria es no lineal.

Supongamos por un momento que la presión de confinamiento se mantuviera constante (fig 1). Demos incrementos de esfuerzo σ_z , σ_x y σ_y (fig 2); podemos usar entonces una variante de la ley de Hooke para el cálculo de la deformación unitaria, es decir (fig 2)

$$\epsilon = (1/A) [\sigma_z - \nu (\sigma_x + \sigma_y)]^r \quad (2.1)$$

donde $(1/A)$ es el coeficiente de proporcionalidad entre el esfuerzo desviador y la deformación unitaria, ν la relación de Poisson y r un exponente que depende del tipo de suelo.

Suponiendo que el espesor h_0 del elemento de suelo es suficientemente pequeño para que la relación del esfuerzo horizontal al esfuerzo vertical sea constante, se tiene que

$$a_1 = \sigma_x / \sigma_z \quad a_2 = \sigma_y / \sigma_z \quad (2.2)$$

es decir $\sigma_x = a_1 \sigma_z \quad \sigma_y = a_2 \sigma_z \quad (2.3)$

Sustituyendo las ecs 2.2 y 2.3 en la ec 2.1

$$\epsilon = (1/A) [\sigma_z - \nu (a_1 \sigma_z + a_2 \sigma_z)]^r$$

es decir
$$\epsilon = (1/A) (\sigma_z [1 - \nu (a_1 + a_2)])^r \quad (2.4)$$

$$\epsilon = (1/A) (\sigma_z f)^r \quad (2.5)$$

siendo
$$f = 1 - \nu (a_1 + a_2) \quad (2.6)$$

Por otra parte, como mencionamos antes, la deformación es función inversa del esfuerzo de confinamiento. Veamos a continuación cómo tomar en cuenta este efecto.

Consideremos el elemento de la fig 1, sometido a una presión efectiva de confinamiento p'_{c0} . Demos ahora incrementos de esfuerzo σ_z , σ_x y σ_y sobre el elemento, tal como se ilustra en la fig 2; estos incrementos de esfuerzo ocasionan que la presión de confinamiento p'_{c0} aumente en un valor $\Delta p'_c$, dando lugar a un nuevo valor de p'_c , que vale

$$p'_c = p'_{c0} + \Delta p'_c \quad (2.7)$$

En términos generales se acepta que $\Delta p'_c$ es igual al incremento de esfuerzo normal en el plano octaédrico, o sea, que es igual al promedio de los incrementos de esfuerzo

$$\Delta p'_c = (1/3) (\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y) = (1/3) \sigma_z + (1/3) (\sigma_x + \sigma_y)$$

Para fines prácticos podemos sustituir el valor de 1/3 por coeficientes, quedando el valor de $\Delta p'_c$ de la siguiente forma

$$\Delta p'_c = b_1 \sigma_z + b_2 (\sigma_x + \sigma_y) \quad (2.8)$$

en donde, dada la experiencia actual $b_1 = 1/3$ y $b_2 = 1/3$

Pero, de acuerdo con las ecs 2.3

$$\sigma_x = a_1 \sigma_z \quad \sigma_y = a_2 \sigma_z \quad (2.3)$$

Sustituyendo las ecs 2.3 en la ec 2.8

$$\Delta p'_c = b_1 \sigma_z + b_2 (a_1 \sigma_z + a_2 \sigma_z)$$

$$\Delta p'_c = [b_1 + b_2 (a_1 + a_2)] \sigma_z \quad (2.9)$$

$$\Delta p'_c = c \sigma_z \quad (2.10)$$

$$\text{siendo} \quad c = b_1 + b_2 (a_1 + a_2) \quad (2.11)$$

Sustituyendo en la ec 2.7

$$p'_c = p'_{c0} + c \sigma_z \quad (2.12)$$

Si el suelo tiene cierta cohesión o cementación, tendrá una resistencia a la tensión p_t (bajo una presión efectiva igual a cero), la cual se puede interpretar como un confinamiento equivalente. Por lo tanto, la ec 2.12 se puede poner

$$p'_c = p_t + b_3 (p'_{c0} + c \sigma_z) \quad (2.13)$$

El coeficiente b_3 se agrega debido a que los efectos de p_t y de p'_c en el comportamiento del suelo no son necesariamente iguales.

Con los resultados anteriores, podemos plantear una ecuación constitutiva general, en la que la deformación unitaria es directamente proporcional a la variante de la ley de Hooke dada por la ec 2.5, e inversamente proporcional a la presión de confinamiento p'_c dada por la ec 2.12, es decir (Deméneghi 1984)

$$\frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \frac{ (f \sigma_z)^r d (f \sigma_z) }{ [p_t + b_3 (p'_{c0} + c \sigma_z)]^s} \quad (2.14)$$

donde A es el módulo de rigidez del suelo y r y s son exponentes que dependen de la clase de suelo.

Se observa experimentalmente que el exponente r es del orden de 1 para la mayoría de los suelos, por lo que la ec 2.14 queda

$$\frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \frac{ (f \sigma_z) d (f \sigma_z) }{ [p_t + b_3 (p'_{c0} + c \sigma_z)]^s} \quad (2.15)$$

$$\text{Sea} \quad p_{ce} = p_t + b_3 p'_{c0} \quad (2.16)$$

$$\frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \frac{ (f \sigma_z) d (f \sigma_z) }{ [p_{ce} + b_3 c \sigma_z]^s} \quad (2.17)$$

La ec 2.17 es una ecuación constitutiva general para el cálculo de deformaciones en los suelos. A continuación la emplearemos para los siguientes casos: (a) deformaciones instantáneas en suelos friccionantes (inciso 3), (b) deformaciones instantáneas en suelos cohesivos (total y parcialmente saturados, inciso 4), y (c) deformaciones

Llamemos δ a la deformación vertical de elemento (fig 4)

$$\delta = h_0 - h_f, \quad h_f = h_0 - \delta$$

$$\text{Dividiendo entre } h_0 \quad h_f / h_0 = 1 - \delta / h_0 = 1 - \epsilon \quad (3.5)$$

donde ϵ es la deformación unitaria vertical del elemento, definida como δ entre h_0

$$\epsilon = \delta / h_0 \quad (3.6)$$

Sustituyendo las ecs 3.5 y 3.6 en la ec 3.4, y despejando ϵ

$$\epsilon = 1 - \exp \left\{ - \frac{2}{A c b_3} \left(\frac{f}{c} \right)^2 \left[(p_{ce} + c b_3 \sigma_z)^{0.5} + \frac{p_{ce}}{(p_{ce} + c b_3 \sigma_z)^{0.5}} - 2p_{ce}^{0.5} \right] \right\} \quad (3.7)$$

La ec 3.7 da la deformación unitaria de un material friccionante. Se ha observado que representa bastante bien el fenómeno en suelos en estado compacto, mientras que en suelos en estado suelto subestima ligeramente la influencia de la presión de confinamiento. Para que la ec 3.7 se acerque un poco más a la realidad se puede emplear un factor de ajuste dado por la siguiente expresión

$$FA = 1 / \left[1 + \alpha \ln \left(1 + \frac{p'_{cm}}{\beta} \right) \right] \quad (3.8)$$

donde p'_{cm} es la presión efectiva media de confinamiento, la cual, utilizando la ec 2.10, y tomando en cuenta una cierta cohesión o cementación del suelo, está dada por

$$p'_{cm} = p_t + b_4 \left[p'_{co} + (1/2) \Delta p'_c \right] = p_t + b_4 \left(p'_{co} + c \sigma_z / 2 \right) \quad (3.9)$$

b_4 es un coeficiente que depende de las diferentes influencias que pueden tener p_t y p'_{co} en el comportamiento del material, mientras que α y β son propiedades que son función del tipo de suelo.

La deformación unitaria queda

$$\epsilon = \left(1 - \exp \left\{ - \frac{2}{A c b_3} \left(\frac{f}{c} \right)^2 \left[(p_{ce} + c b_3 \sigma_z)^{0.5} + \frac{p_{ce}}{(p_{ce} + c b_3 \sigma_z)^{0.5}} - 2p_{ce}^{0.5} \right] \right\} \right) (FA) \quad (3.10)$$

Tomando en cuenta que $\epsilon = \delta / h_0$

$$\delta = (1 - \exp(- \frac{2}{A c b_3} (\frac{f}{b_3})^2 [(p_{ce} + cb_3 \sigma_z)^{0.5} + \frac{p_{ce}}{(p_{ce} + cb_3 \sigma_z)^{0.5}} - 2p_{ce}^{0.5}])) (FA) (h_0) \quad (3.11)$$

La ec 3.11 da la deformación vertical de un elemento de suelo friccionante de espesor h_0 . Podemos observar que existen varios parámetros que influyen en este fenómeno, estando entre los más importantes los siguientes:

El módulo de rigidez no lineal A, el cual mide la rigidez de la masa de suelo: a medida que el material es más rígido (menos deformable), el valor de A es mayor.

Los coeficientes α y β . Se observa experimentalmente que en suelos friccionantes $\beta \approx 0.7 \text{ kg/cm}^2$. Cuando éstos se encuentran en estado suelto $\alpha \approx 0.7$, mientras que si se encuentran en estado compacto $\alpha \approx 0$.

3.2 Determinación de la deformación vertical en un suelo friccionante

Con el procedimiento visto en el inciso anterior, se puede hallar la deformación vertical que sufre un suelo friccionante en el campo. La expresión que se aplica es la ec 3.11, tomando estratos (o subestratos) de suelo de pequeño espesor h_0 . A continuación presentamos las expresiones necesarias para el uso de dicha ecuación

$$\delta = (1 - \exp(- \frac{2}{A c b_3} (\frac{f}{b_3})^2 [(p_{ce} + cb_3 \sigma_z)^{0.5} + \frac{p_{ce}}{(p_{ce} + cb_3 \sigma_z)^{0.5}} - 2p_{ce}^{0.5}])) (FA) (h_0) \quad (3.11)$$

$$p_{ce} = p_t + b_3 p'_{co} \quad (3.12)$$

$$FA = 1 / [1 + \alpha \ln (1 + \frac{p'_{cm}}{\beta})] \quad (3.13)$$

$$p'_{cm} = p_t + b_4 (p'_{co} + c \sigma_z / 2) \quad (3.14)$$

$$a_1 = \sigma_x / \sigma_z \quad a_2 = \sigma_y / \sigma_z \quad (3.15)$$

$$c = b_1 + b_2 (a_1 + a_2) \quad (3.16)$$

$$f = 1 - \nu (a_1 + a_2) \quad (3.17)$$

Cabe aclarar que para determinar p'_{co} se hace la hipótesis de que ésta es igual al esfuerzo en el plano octaédrico

$$p'_{c_0} = (1/3) (p'_{z_0} + p'_{x_0} + p'_{y_0}) \quad (3.18)$$

donde p'_{z_0} , p'_{x_0} y p'_{y_0} son las presiones efectivas iniciales debidas a peso propio del suelo.

Considerando que $p'_{x_0} = p'_{y_0} = K_0 p'_{z_0}$

donde K_0 = coeficiente de presión de tierras en reposo

$$\text{queda } p'_{c_0} = (1 + 2 K_0) p'_{z_0} / 3 \quad (3.19)$$

Para que el lector se dé una idea general, en la tabla 3 se presentan valores aproximados de los módulos que aparecen en la ec 3.11, aplicables a suelos granulares, en función del número de golpes N de la prueba de penetración estándar y de la presión del cono, los cuales deben utilizarse únicamente para fines preliminares de análisis. Cabe aclarar que el valor de " p_t " en las ecs 3.12 y 3.14 es nulo para suelos granulares.

Para ilustrar la forma de la curva esfuerzo-deformación unitaria que se obtiene de la aplicación del procedimiento expuesto en los párrafos anteriores, en la fig 5 se muestra dicha curva para una arena compacta, determinada con el empleo de la ec 3.10, correspondiente a una presión de confinamiento de 0.5 kg/cm².

TABLA 3
VALORES APROXIMADOS DE PROPIEDADES DE DEFORMACIÓN EN
SUELOS FRICCIONANTES

| Estado | Densidad relativa | N | q_d cono kg/cm ² | A (t/m ²) ^{0.5} | A (kg/cm ²) ^{0.5} | α |
|--------------|----------------------|-------|-------------------------------------|---|---|----------|
| Muy suelto | < 0.2 | < 4 | < 20 | < 50 | < 15 | > 0.7 |
| Suelto | 0.2-0.4 | 4-10 | 20-40 | 50-150 | 15-45 | 0.7-0.6 |
| Medianamente | | | | | | |
| compacto | 0.4-0.6 | 10-30 | 40-120 | 150-1000 | 45-315 | 0.6-0.3 |
| Compacto | 0.6-0.8 | 30-50 | 120-400 | 1000-2200 | 315-695 | 0.3-0 |
| Muy | | | | | | |
| compacto | > 0.8 | > 50 | > 400 | > 2200 | > 695 | 0 |

| Estado | K_0 | ν |
|--------------|-------|-------|
| Muy suelto | 0.55 | 0.33 |
| Suelto | 0.50 | 0.30 |
| Medianamente | | |
| compacto | 0.45 | 0.27 |
| Compacto | 0.40 | 0.26 |
| Muy | | |
| compacto | 0.35 | 0.25 |

TABLA 3
(Continúa)

Coefficientes adicionales

| | | | | | | |
|-------|-------|-------|-------|------------------|--------------------|----------------------|
| b_1 | b_2 | b_3 | b_4 | p_t t/m^2 | β t/m^2 | β kg/cm^2 |
| 1/3 | 1/3 | 1.0 | 1.0 | 0 | 7 | 0.7 |

$$1 (t/m^2)^{0.5} = 0.3162 (kg/cm^2)^{0.5}$$

En la práctica resulta necesario determinar las propiedades de deformación mediante pruebas de campo o laboratorio. Para el caso de ensayos de laboratorio, los módulo A y α se obtienen a partir de pruebas triaxiales de deformación. En efecto, de la ec 3.10 despejamos A

$$A = \frac{-2 \left(\frac{f}{cb_3}\right)^2 \left[(p_{ce} + cb_3\sigma_z)^{0.5} + \frac{p_{ce}}{(p_{ce} + cb_3\sigma_z)^{0.5}} - 2 p_{ce}^{0.5} \right]}{\ln(1 - \epsilon / FA)} \quad (3.20)$$

El procedimiento que se emplea es el siguiente: se supone un valor de α y se calculan las magnitudes de A para las diferentes etapas de la prueba triaxial de deformación; se obtiene la media \bar{A} de estas magnitudes, y se calcula para cada etapa el valor absoluto de la diferencia de A menos la media \bar{A} ; se obtiene la suma de los valores absolutos así obtenidos. El proceso anterior se repite dando diferentes valores de α , hasta que el cociente de la suma de los valores absolutos entre la media \bar{A} es mínimo. El valor de α que hace mínimo este cociente es la magnitud de α de este suelo, mientras que la media \bar{A} correspondiente a esta condición es igual al módulo A del suelo.

Ilustremos el procedimiento anterior con los siguientes datos de una prueba triaxial de deformación:

| Etapa | Presión de confinamiento $p_{co}, kg/cm^2$ | Esfuerzo desviador $\sigma_z, kg/cm^2$ | Deformación unitaria ϵ |
|-------|---|---|------------------------------------|
| 1 | 0.25 | 0.30 | 0.00269 |
| 2 | 0.50 | 0.60 | 0.00366 |
| 3 | 1.0 | 1.28 | 0.00379 |
| 4 | 2.0 | 2.60 | 0.00565 |

El suelo es una arena en estado suelto.

Procediendo por tanteos, se obtienen los resultados de la siguiente tabla, en la que se han anotado únicamente los valores de la última iteración, que correspondió a un $\alpha = 0.7$. Las magnitudes de A se obtienen aplicando la ec 3.20.

| Etapa | p'_{cm} kg/cm ² | A (kg/cm ²) ^{0.5} | A - \bar{A} (kg/cm ²) ^{0.5} |
|-------|---------------------------------|---|---|
| 1 | 0.30 | 75.83 | 0.03 |
| 2 | 0.60 | 68.65 | 7.21 |
| 3 | 1.213 | 87.94 | 12.08 |
| 4 | 2.433 | 71.02 | 4.84 |
| | | $\bar{A} = 75.86$ | Suma 24.15 |

$$\text{Suma} / \bar{A} = 0.32$$

La magnitud de A para este suelo es igual a la media \bar{A} . Por lo tanto, en esta arena $A = 75.86 \text{ (kg/cm}^2\text{)}^{0.5}$ y $\alpha = 0.7$.

En la tabla 4 se presentan valores numéricos de la relación de Poisson (Zeevaert 1973).

TABLA 4
RELACIÓN DE POISSON (Zeevaert 1973)

| <u>Tipo de suelo</u> | <u>Relación de Poisson, ν</u> |
|--|--|
| Polvo volcánico suelto | 0.3 |
| Limos compactos, sedimento eólicos finos. Sedimentos volcánicos semicompactos. Aluviones finos | 0.3 a 0.25 |
| Arena, limos compactos, suelos aluviales. Sedimentos compactos bien graduados | 0.25 |
| Arena con grava. Sedimentos aluviales compactos, cementados y bien graduados | 0.25 |

Ejemplo

Con el propósito de ilustrar la aplicación del método de análisis no lineal de deformaciones en suelos granulares, presentamos a continuación el cálculo del asentamiento de una zapata de 3.9 m de ancho por 4.6 m de longitud, desplantada a 2.6 m de profundidad, que transmite al terreno de cimentación una presión media de contacto de 15.6 t/m². La estratigrafía y propiedades del subsuelo se muestran en la fig 6.

Como se cuenta con el número de golpes N de la prueba de penetración estándar, de la tabla 3 podemos determinar las propiedades del subsuelo mediante interpolación, como se indica a continuación

| Estrato | N | A (t/m ²) ^{0.5} | α | K _o | ν |
|---------|----|---|----------|----------------|-------|
| 2 | 21 | 617.5 | 0.435 | 0.45 | 0.27 |
| 3 | 52 | 2200 | 0 | 0.35 | 0.25 |
| 4 | 38 | 1480 | 0.18 | 0.40 | 0.26 |

La deformación de cada estrato se obtiene usando la ec 3.11, calculando los esfuerzos debidos a peso propio del suelo y los debidos a la carga de la zapata, a la mitad de cada estrato. En la siguiente tabla se presenta la determinación del asentamiento de la zapata. Los incrementos de esfuerzo σ_z , σ_x y σ_y se hallan empleando las ecs A.1 a A.4 del Apéndice.

| Estrato | h _o cm | p _{z_o} t/m ² | p _{co} t/m ² | σ_{z_2} t/m ² | σ_{x_2} t/m ² | σ_{y_2} t/m ² | a ₁ | a ₂ | c |
|---------|----------------------|--|-------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|----------------|----------------|-------|
| 2' | 200 | 6.72 | 4.26 | 14.63 | 4.54 | 4.91 | 0.310 | 0.336 | 0.549 |
| 3 | 130 | 9.59 | 5.43 | 9.07 | 0.29 | 0.55 | 0.032 | 0.061 | 0.364 |
| 4 | 180 | 12.29 | 7.37 | 5.29 | -0.14 | -0.05 | -0.027 | -0.009 | 0.321 |

| Estrato | f | p _{cm} t/m ² | δ cm | F(A) |
|---------|-------|-------------------------------------|----------------|-------|
| 2' | 0.826 | 8.27 | 0.65 | 0.343 |
| 3 | 0.977 | 7.09 | 0.11 | (0) |
| 4 | 1.009 | 8.22 | 0.06 | 0.92- |
| | | Suma | 0.82 | |

Los valores de la tabla se obtienen usando las ecs 3.11 a 3.19. p'_{z_o} es la presión efectiva vertical (o presión total vertical, ya que en este problema son iguales) a la mitad del estrato, debido a peso propio del suelo.

$$p'_{co} = (1 + 2 K_o) P'_{z_o} / 3$$

Se observa que debido a la carga de 15.6 t/m² la zapata sufre un asentamiento global de 0.82 cm.

4. Deformaciones instantáneas en suelos cohesivos

4.1 Suelos cohesivos totalmente saturados

4.1.1 Integración de la ecuación constitutiva

Tratamos en este inciso los suelos cohesivos totalmente saturados en que la presión hidráulica u_w es mayor o igual que cero. Como se vio en el inciso 2, la ecuación constitutiva de deformación en suelos está dada por la ec 2.17

$$\frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \frac{(f \sigma_z) d(f \sigma_z)}{[p_{ce} + b_3 c \sigma_z]^s} \quad (4.1)$$

$$p_{ce} = p_t + b_3 p'_{ce} \quad (2.16)$$

$$(u_v \geq 0)$$

En suelos cohesivos se observa experimentalmente que $s = 1$, por lo que la ec 4.1 queda

$$\frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \frac{(f \sigma_z) d(f \sigma_z)}{p_{ce} + b_3 c \sigma_z} \quad (4.2)$$

Además, en suelos cohesivos totalmente saturados, para deformaciones instantáneas $c = 0$, por lo que

$$\frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \frac{(f \sigma_z) d(f \sigma_z)}{p_{ce}} \quad (4.3)$$

Al variar el esfuerzo vertical de 0 a σ_z , el elemento de suelo disminuye su espesor h del valor inicial h_0 al valor final h_f (fig 4). Por lo tanto, para hallar la deformación total del elemento debemos integrar la ec 4.3 de h_0 a h_f el primer miembro y de 0 a σ_z el segundo miembro

$$\int_{h_0}^{h_f} \frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \int_0^{\sigma_z} \frac{(f \sigma_z) d(f \sigma_z)}{p_{ce}}$$

$$\frac{h_f}{h_0} = \exp \left(- \frac{f^2}{2A} \frac{\sigma_z^2}{p_{ce}} \right) \quad (4.4)$$

Llamemos δ a la deformación vertical de elemento (fig 4)

$$\delta = h_0 - h_f, \quad h_f = h_0 - \delta$$

$$\text{Dividiendo entre } h_0 \quad h_f / h_0 = 1 - \delta / h_0 = 1 - \epsilon \quad (4.5)$$

donde ϵ es la deformación unitaria vertical del elemento, definida como δ entre h_0

$$\epsilon = \delta / h_0 \quad (4.6)$$

Sustituyendo la ec 4.5 en la ec 4.4, y despejando ϵ

$$\epsilon = 1 - \exp \left(- \frac{f^2}{2A} \frac{\sigma_z^2}{p_{ce}} \right) \quad (4.7)$$

Pero $\epsilon = \delta / h_0$, por lo tanto

$$\delta = \left[1 - \exp \left(- \frac{f^2}{2A} \frac{\sigma_z^2}{p_{co}} \right) \right] h_0 \quad (4.8)$$

La ec 4.8 proporciona la deformación instantánea de un elemento de suelo cohesivo totalmente saturado de espesor h_0 .

Para la arcilla de la ciudad de México se obtienen los siguientes promedios estadísticos de propiedades de deformación:

| | A | p_{t_2} | b_3 | K_0 | ν |
|----------------------------|-----------------------------|-------------------------|-------|-------|-------|
| Deformación elastoplástica | t/m ² 120-170 | t/m ² 0.5 | 1.0 | 0.5 | 0.45 |
| Deformación elástica | 160-240 | 0.5 | 1.0 | 0.5 | 0.45 |

El módulo de rigidez A se puede hallar despejándolo de la ec 4.7

$$A = - \frac{f^2 \sigma_z^2}{2 p_{co} \ln (1 - \epsilon)} \quad (4.9)$$

En la práctica se realizan pruebas de compresión no confinada o pruebas de compresión triaxial consolidada rápida, cuyos resultados se sustituyen en la ec 4.9 para determinar "A". A manera de ejemplo, consideremos los siguientes resultados en una prueba de compresión triaxial, obtenidos para la arcilla de la ciudad de México: $\sigma_z = 1.5$ t/m², $\epsilon_0 = 0.00177$, $\epsilon_{ep} = 0.00230$, que corresponden a una presión efectiva de confinamiento de campo $p'_{co} = 2.63$ t/m². Sustituyendo valores en la ec 4.9 se obtienen las siguientes magnitudes de "A":

| | |
|----------------------------|------------------------------|
| Deformación elástica | $A_0 = 203$ t/m ² |
| Deformación elastoplástica | $A = 156$ t/m ² |

Ejemplo

Con el propósito de ilustrar la aplicación del procedimiento presentado en los párrafos anteriores, calculemos a continuación la expansión instantánea por excavación y los asentamientos inmediatos por recompresión y compresión de un edificio con una planta de 10 por 20 m, con un cajón de cimentación desplantado a 3.5 m de profundidad, utilizando valores estadísticos de la arcilla de la ciudad de México. Se trata de una estructura que trasmite al terreno una presión de contacto media de 7.32 t/m². La estratigrafía del subsuelo se muestra en la fig 7. Utilizar $A_0 = 200$ t/m² para la determinación de la expansión elástica y $A = 150$ t/m² para la determinación del asentamiento inmediato por compresión.

a) Expansión inmediata por excavación

Debido a una excavación de 3.5 m de profundidad, se produce una descarga de $3.5(1.52) = 5.32 \text{ t/m}^2$, la cual ocasiona una expansión inmediata, cuyo cálculo se presenta en la tabla 5. Los incrementos de esfuerzo σ_z , σ_x y σ_y se hallan usando las ecs A.1 a A.4 del Apéndice.

TABLA 5
EXPANSIÓN INMEDIATA

| Estrato | h_0 m | z m | σ_z t/m^2 | σ_x t/m^2 | σ_y t/m^2 | p'_z t/m^2 | p'_{c0} t/m^2 | f | δ m |
|---------|------------|----------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|--------------------------|-----------------------------|-------|---------------|
| 1' | 1.1 | 0.55 | 5.32 | 4.43 | 4.48 | 3.11 | 2.07 | 0.246 | 0.0018 |
| 2 | 3.2 | 2.7 | 5.04 | 2.09 | 2.84 | 3.62 | 2.41 | 0.560 | 0.0218 |
| 3 | 1.8 | 5.2 | 4.18 | 0.78 | 1.54 | 3.94 | 2.63 | 0.749 | 0.0140 |
| 5 | 0.8 | 7.5 | 3.32 | 0.33 | 0.86 | 4.71 | 3.14 | 0.838 | 0.0042 |
| | | | | | | | | Suma | 0.0418 |

Los valores se calcularon a la mitad de cada estrato. Se despreció la deformación del estrato 4.

$$p'_{c0} = (1 + 2 K_0) p'_z / 3 \quad (4.10)$$

La expansión δ se halló usando la ec 4.8, con las siguientes propiedades:

$$A_0 = 200 \text{ t/m}^2, p_t = 0.5 \text{ t/m}^2, b_3 = 1.0, K_0 = 0.5, \nu = 0.45$$

b) Asentamiento inmediato por compresión

Debido a un incremento neto de carga de $7.32 - 5.32 = 2.0 \text{ t/m}^2$ se produce un asentamiento instantáneo por compresión, el cual se calcula en la tabla 6.

TABLA 6
ASENTAMIENTO INMEDIATO POR COMPRESIÓN

| Estrato | h_0 m | z m | σ_z t/m^2 | σ_x t/m^2 | σ_y t/m^2 | p'_z t/m^2 | p'_{c0} t/m^2 | f | δ m |
|---------|------------|----------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|--------------------------|-----------------------------|-------|---------------|
| 1' | 1.1 | 0.55 | 2.00 | 1.66 | 1.68 | 3.11 | 2.07 | 0.246 | 0.0003 |
| 2 | 3.2 | 2.7 | 1.89 | 0.79 | 1.07 | 3.62 | 2.41 | 0.560 | 0.0041 |
| 3 | 1.8 | 5.2 | 1.57 | 0.29 | 0.58 | 3.94 | 2.63 | 0.749 | 0.0027 |
| 5 | 0.8 | 7.5 | 1.25 | 0.12 | 0.32 | 4.71 | 3.14 | 0.838 | 0.0008 |
| | | | | | | | | Suma | 0.0079 |

El asentamiento δ se halló usando la ec 4.8, con las siguientes propiedades:

$$A = 150 \text{ t/m}^2, p_t = 0.5 \text{ t/m}^2, b_3 = 1.0, K_0 = 0.5, \nu = 0.45$$

Se observa que debido a la excavación se produce una expansión instantánea de 4.2 cm. Durante la construcción del edificio esta expansión se recupera cuando la presión media alcanza el valor de 5.32 t/m²; por lo tanto, se produce un asentamiento instantáneo por recompresión del orden de 4.2 cm. Debido al incremento neto de carga de 2.0 t/m² se presenta un asentamiento adicional por compresión de 0.8 cm. En consecuencia, el asentamiento inmediato del edificio será de 4.2 + 0.8 = 5.0 cm. Faltaría determinar el asentamiento diferido debido al incremento neto de carga.

La tabla 7 contiene valores aproximados de propiedades de deformación de suelos cohesivos totalmente saturados, los cuales deben usarse únicamente para fines preliminares de análisis.

TABLA 7
VALORES APROXIMADOS DE PROPIEDADES DE DEFORMACIÓN DE UN SUELO
COHESIVO TOTALMENTE SATURADO
DEFORMACIONES INSTANTÁNEAS

DEFORMACIÓN ELÁSTICA

| Consistencia | N | c_u t/m ² | A_e t/m ² | p_t t/m ² |
|--------------|---------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|
| Blanda | 2 - 4 | 1.25 - 2.5 | 140 - 250 | 0.7 |
| Media | 4 - 8 | 2.5 - 5.0 | 250 - 460 | 0.9 |
| Firme | 8 - 15 | 5.0 - 10.0 | 460 - 840 | 1.1 |
| Muy firme | 15 - 30 | 10.0 - 20.0 | 840 - 1500 | 1.3 |
| Dura | > 30 | > 20.0 | > 1500 | > 1.5 |

$b_3 = 1.0$ $\nu = 0.45$ $K_0 = 0.5$

DEFORMACIÓN ELASTOPLÁSTICA

| Consistencia | N | c_u t/m ² | A t/m ² | p_t t/m ² |
|--------------|---------|---------------------------|-----------------------|---------------------------|
| Blanda | 2 - 4 | 1.25 - 2.5 | 70 - 130 | 0.7 |
| Media | 4 - 8 | 2.5 - 5.0 | 130 - 230 | 0.9 |
| Firme | 8 - 15 | 5.0 - 10.0 | 230 - 420 | 1.1 |
| Muy firme | 15 - 30 | 10.0 - 20.0 | 420 - 770 | 1.3 |
| Dura | > 30 | > 20.0 | > 770 | > 1.5 |

$b_3 = 1.0$ $\nu = 0.45$ $K_0 = 0.5$

N = número de golpes de la prueba de penetración estándar

c_u = cohesión aparente determinada en prueba de compresión triaxial rápida

4.2 Suelos cohesivos parcialmente saturados

En este inciso trataremos los suelos cohesivos parcialmente saturados, en que la presión hidráulica $u_w \leq 0$. Para valores de $u_w > 0$ se aplica lo visto en el inciso 4.1 (suelos cohesivos totalmente saturados).

Consideremos un suelo cohesivo totalmente saturado, y hagamos que este suelo pierda humedad. En este proceso se forman meniscos que producen esfuerzos de tensión en el agua del suelo, lo que a su vez ocasiona esfuerzos efectivos de compresión en la estructura sólida del suelo (Juárez Badillo y Rico 1976, cap VIII); a la tensión en el agua se le denomina succión. Por lo tanto, en un suelo parcialmente saturado podemos considerar que el efecto de succión produce un incremento de la presión efectiva en el suelo. Denominemos p_s a la presión de succión; la presión de confinamiento será la suma de la presión debida a peso propio p_{co} (presión total de confinamiento) más la presión de succión p_s . La ecuación constitutiva (ec 2.17) queda de la siguiente forma:

$$\frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \frac{(f \sigma_z) d(f \sigma_z)}{[p_{co} + b_3 c (1-G_w) \sigma_z]^B} \quad (4.11)$$

donde G_w es el grado de saturación del suelo, y

$$p_{co} = p_t + b_s p_s + b_3 p_{co} \quad (4.12)$$

$(u_w \leq 0)$

siendo b_s un coeficiente que depende de la diferente influencia que tienen en el comportamiento del suelo p_s y p_{co} ; en general $b_s \approx 1.0$. El valor de p_s en la ec 5.10 corresponde a un promedio estadístico de la succión dentro del suelo. p_{co} es la presión total de confinamiento.

En suelos cohesivos se observa experimentalmente que $s = 1$, por lo que la ec 5.9 queda

$$\frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \frac{(f \sigma_z) d(f \sigma_z)}{p_{co} + b_3 c (1-G_w) \sigma_z} \quad (4.13)$$

Procedamos a integrar esta ecuación. Al variar el esfuerzo vertical de 0 a σ_z , el elemento de suelo disminuye su espesor h del valor inicial h_0 al valor final h_f (fig 4). Por lo tanto, para hallar la

deformación total del elemento debemos integrar la ec 5.11 de h_o a h_f el primer miembro y de 0 a σ_z el segundo miembro

$$\int_{h_o}^{h_f} \frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \int_0^{\sigma_z} \frac{(f \sigma_z) d(f \sigma_z)}{p_{ce} + b_3 c (1-G_w) \sigma_z}$$

$$\frac{h_f}{h_o} = \exp \left(- \frac{f^2 \sigma_z}{b_3 c (1-G_w) A} \right) \left[\frac{b_3 c (1-G_w) \sigma_z + p_{ce}}{p_{ce}} \right] \frac{p_{ce}}{A} \left[\frac{f}{b_3 c (1-G_w)} \right]^2 \quad (4.14)$$

Llamemos δ a la deformación vertical de elemento (fig 4)

$$\delta = h_o - h_f, \quad h_f = h_o - \delta$$

$$\text{Dividiendo entre } h_o \quad h_f / h_o = 1 - \delta / h_o = 1 - \epsilon \quad (4.15)$$

donde ϵ es la deformación unitaria vertical del elemento, definida como δ entre h_o

$$\epsilon = \delta / h_o \quad (4.16)$$

Sustituyendo la ec 4.14 en la ec 4.15, y despejando ϵ

$$\epsilon = 1 - \exp \left(- \frac{f^2 \sigma_z}{b_3 c (1-G_w) A} \right) \left[\frac{b_3 c (1-G_w) \sigma_z + p_{ce}}{p_{ce}} \right] \frac{p_{ce}}{A} \left[\frac{f}{b_3 c (1-G_w)} \right]^2 \quad (4.17)$$

Tomando en cuenta que $\epsilon = \delta / h_o$, $\delta = \epsilon h_o$

$$\delta = \left(1 - \exp \left(- \frac{f^2 \sigma_z}{b_3 c (1-G_w) A} \right) \left[\frac{b_3 c (1-G_w) \sigma_z + p_{ce}}{p_{ce}} \right] \frac{p_{ce}}{A} \left[\frac{f}{b_3 c (1-G_w)} \right]^2 \right) h_o \quad (4.18)$$

La ec 4.18 proporciona la deformación instantánea de un elemento de espesor h_o , formado por un suelo cohesivo parcialmente saturado.

Ejemplo

Hallar el asentamiento instantáneo de una losa de cimentación de planta cuadrada de 7 m de lado, que transmite al subsuelo una presión promedio máxima de contacto de 3.5 t/m². Considerar que el terreno de cimentación es una arcilla de consistencia media, que se extiende hasta los 9.5 m de profundidad, en el que existe una succión de 5

t/m^2 y un grado de saturación de 80 % ($G_w = 0.8$). La arcilla tiene un peso volumétrico natural de $1.5 t/m^3$.

Solución

De la tabla 7 obtenemos las siguientes propiedades de deformación:

$$A_{ep} = 200 t/m^2, p_t = 0.9 t/m^2, b_3 = 1.0, \nu = 0.45, K_o = 0.5$$

$$\text{Además } b_5 = 1.0$$

En la tabla 8 se presenta la obtención del asentamiento de la losa de cimentación, empleando las ecs 4.12 y 4.18. Se emplearon substratos de 0.5 m de espesor. Se obtiene un hundimiento instantáneo de 0.59 cm.

5. Deformaciones diferidas en suelos cohesivos

5.1 Suelos cohesivos totalmente saturados

Tratamos en este inciso los suelos cohesivos totalmente saturados en que la presión hidráulica " u_w " es mayor o igual que cero.

Para hallar la deformación diferida en un suelo cohesivo totalmente saturado, tenemos que integrar la ecuación constitutiva planteada en el inciso 2 (ec 2.17)

$$\frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \frac{(f \sigma_z) d(f \sigma_z)}{[p_{ce} + b_3 c \sigma_z]^s} \quad (5.1)$$

donde

$$p_{ce} = p_t + b_3 p'_{co} \quad (5.2)$$

$$(u_w \geq 0)$$

En suelos cohesivos se observa experimentalmente que $s = 1$, por lo que la ec 5.1 queda

$$\frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \frac{(f \sigma_z) d(f \sigma_z)}{p_{ce} + b_3 c \sigma_z} \quad (5.3)$$

Procedamos a integrar esta ecuación. Al variar el esfuerzo vertical de 0 a σ_z , el elemento de suelo disminuye su espesor h del valor inicial h_o al valor final h_f (fig 4). Por lo tanto, para hallar la deformación total del elemento debemos integrar la ec 5.2 de h_o a h_f el primer miembro y de 0 a σ_z el segundo miembro

$$\int_{h_o}^{h_f} \frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \int_0^{\sigma_z} \frac{(f \sigma_z) d(f \sigma_z)}{p_{ce} + b_3 c \sigma_z}$$

Método no lineal para el cálculo de deformaciones diferidas en suelos cohesivos totalmente saturados

Non linear method for the calculation of long term deformations
in fully saturated cohesive soils

A Deméneghi, Profesor del Departamento de Geotecnia, Facultad de Ingeniería, UNAM

RESUMEN. Se presenta en este artículo un procedimiento para el cálculo de las deformaciones diferidas en suelos cohesivos totalmente saturados, considerando una relación esfuerzo-deformación no lineal, así como el efecto de la presión de confinamiento en la magnitud de las deformaciones. Primeramente se plantea una ecuación constitutiva general y luego se aplica al cálculo de las deformaciones diferidas de suelos cohesivos totalmente saturados. El procedimiento se ilustra con un ejemplo sencillo de aplicación.

1. ECUACIÓN CONSTITUTIVA PARA EL CÁLCULO DE DEFORMACIONES EN LOS SUELOS

Obtengamos primeramente una ecuación constitutiva general para los suelos, considerando una relación esfuerzo-deformación no lineal y la influencia de la presión de confinamiento. Juárez Badillo (1965) es uno de los primeros investigadores que propone una ecuación constitutiva, en la que "normaliza" la deformación volumétrica y el esfuerzo de confinamiento, proponiendo la siguiente relación entre ellos:

$$dV/V = -\gamma d\sigma/\sigma$$

donde V = volumen de un elemento de suelo

σ = esfuerzo isotrópico sobre el elemento de suelo

γ = coeficiente de compresibilidad del suelo

Aun cuando la teoría de Juárez Badillo no toma en cuenta el efecto del esfuerzo desviador, se puede considerar como uno de los antecedentes más importantes para el estudio del comportamiento no lineal de los suelos.

De acuerdo con los resultados experimentales tanto de laboratorio como de campo, la deformación de un suelo es directamente proporcional al incremento de esfuerzo desviador e inversamente proporcional al esfuerzo de confinamiento. Por lo tanto, una ecuación constitutiva debe comprender estos dos efectos. En los siguientes párrafos, apoyándonos en el concepto de "normalización" de las deformaciones y los esfuerzos, presentamos un procedimiento para tratar de resolver este problema, considerando además que la curva esfuerzo-deformación unitaria es no lineal.

Supongamos por un momento que la presión de confinamiento se mantuviera constante (fig 1). Demos

incrementos de esfuerzo σ_z , σ_x y σ_y (fig 2); podemos usar entonces una variante de la ley de Hooke para el cálculo de la deformación unitaria, es decir (fig 2)

$$\epsilon \cong (1/A) [\sigma_z - \nu (\sigma_x + \sigma_y)]^f \quad (1)$$

donde $(1/A)$ es el coeficiente de proporcionalidad entre el esfuerzo desviador y la deformación unitaria, ν la relación de Poisson y f un exponente que depende del tipo de suelo.

Suponiendo que el espesor h_0 del elemento de suelo es suficientemente pequeño para que la relación del esfuerzo horizontal al esfuerzo vertical sea constante, se tiene que

$$a_1 = \sigma_x / \sigma_z \quad a_2 = \sigma_y / \sigma_z \quad (2)$$

$$\text{es decir } \sigma_x = a_1 \sigma_z \quad \sigma_y = a_2 \sigma_z \quad (3)$$

Sustituyendo las ecs 2 y 3 en la ec 1

$$\epsilon \cong (1/A) \{ \sigma_z [1 - \nu (a_1 + a_2)] \}^f \quad (4)$$

$$\epsilon \cong (1/A) (f \sigma_z)^f \quad (5)$$

$$\text{siendo } f = 1 - \nu (a_1 + a_2) \quad (6)$$

Por otra parte, como mencionamos antes, la deformación es función inversa del esfuerzo de confinamiento. Veamos a continuación cómo tomar en cuenta este efecto.

Consideremos el elemento de la fig 1, sometido a una presión efectiva de confinamiento p'_{co} . Demos ahora incrementos de esfuerzo σ_z , σ_x y σ_y sobre el elemento, tal como se muestra en la fig 2; estos incrementos de esfuerzo ocasionan que la presión de

confinamiento p'_{co} aumente en un valor $\Delta p'_c$, dando lugar a un nuevo valor de p'_c , que vale

$$p'_c = p'_{co} + \Delta p'_c \quad (7)$$

En términos generales se acepta que $\Delta p'_c$ es igual al incremento de esfuerzo normal en el plano octaédrico, o sea, que es igual al promedio de los incrementos de esfuerzo

$$\Delta p'_c = (1/3)(\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y) = (1/3)\sigma_z + (1/3)(\sigma_x + \sigma_y)$$

Para fines prácticos podemos sustituir el valor de 1/3 por coeficientes, quedando el valor de $\Delta p'_c$ de la siguiente forma

$$\Delta p'_c = b_1 \sigma_z + b_2 (\sigma_x + \sigma_y) \quad (8)$$

donde, dada la experiencia actual $b_1 = 1/3$ y $b_2 = 1/3$.

Sustituyendo las ecs 3 en la ec 8

$$\Delta p'_c = c \sigma_z \quad (9)$$

siendo $c = b_1 + b_2 (a_1 + a_2) \quad (10)$

Sustituyendo en la ec 7

$$p'_c = p'_{co} + c \sigma_z \quad (11)$$

Si el suelo tiene cierta cohesión o cementación, tendrá una resistencia a la tensión p_t (bajo una presión efectiva igual a cero), la cual se puede interpretar como un confinamiento equivalente sobre el elemento, para una presión externa nula. Por lo tanto, la ec 11 se puede poner

$$p'_c = p_t + b_3 (p'_{co} + c \sigma_z) \quad (12)$$

El coeficiente b_3 se agrega debido a que los efectos de p_t y de p'_c en el comportamiento de un suelo no son necesariamente iguales.

Demos ahora incrementos diferenciales de esfuerzo (fig 3). Con las expresiones anteriores (ecs 5 y 12) podemos plantear una ecuación diferencial constitutiva general, en la que la deformación unitaria es directamente proporcional a la variante de la ley de Hooke dada por la ec 5, e inversamente proporcional a la presión de confinamiento p'_c dada por la ec 12, es decir (Deméneghi 1984)

$$\frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \frac{(f \sigma_z)' d(f \sigma_z)}{[p_t + b_3 (p'_{co} + c \sigma_z)]' } \quad (13)$$

donde A es el módulo de rigidez del suelo, y r y s son exponentes que dependen de la clase de suelo.

En los suelos cohesivos se observa experimentalmente que $r \cong 1$ y que $s \cong 1$, por lo que la ec 13 queda

$$\frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \frac{(f \sigma_z) d(f \sigma_z)}{[p_t + b_3 (p'_{co} + c \sigma_z)]} \quad (14)$$

donde

$$p_{ce} = p_t + b_3 p'_{co} \quad (15)$$

2. OBTENCIÓN DE LA DEFORMACIÓN A LARGO PLAZO

Procedamos a integrar la ec 14. Al variar el esfuerzo vertical de 0 a σ_z , el elemento disminuye su espesor h del valor inicial h_0 al valor final h_f (fig 4). Por lo tanto, para hallar la deformación total del elemento debemos integrar la ec 14 de h_0 a h_f el primer miembro y de 0 a σ_z el segundo miembro. Resolviendo la integral y sustituyendo los límites de ésta, llegamos a

$$\frac{h_f}{h_0} = \exp \left(- \frac{f^2 \sigma_z}{b_3 c A'} \left[\frac{b_3 c \sigma_z + p_{ce}}{p_{ce}} \right] \right) \frac{p_{ce}}{A'} \left(\frac{f}{b_3 c} \right)^2 \quad (16)$$

Llamemos δ a la deformación vertical del elemento (fig 4)

$$\delta = h_0 - h_f \quad h_f = h_0 - \delta$$

Dividiendo entre h_0

$$\frac{h_f}{h_0} = 1 - \delta / h_0 \quad (17)$$

Sustituyendo la ec 17 en la ec 16

$$\delta = \left\{ 1 - \exp \left(- \frac{f^2 \sigma_z}{b_3 c A'} \left[\frac{b_3 c \sigma_z + p_{ce}}{p_{ce}} \right] \right) \right\} h_0 \frac{p_{ce}}{A'} \left(\frac{f}{b_3 c} \right)^2 \quad (18)$$

La ec 18 da la deformación vertical a largo plazo de un elemento de suelo cohesivo totalmente saturado de espesor h_0 .

La deformación unitaria del elemento se obtiene con la expresión

$$\varepsilon = \delta / h_0 \quad (19)$$

En la tabla I se presentan valores aproximados de las propiedades de deformación a largo plazo, las cuales

deben usarse sólo para fines preliminares de análisis. Cabe aclarar que estas propiedades corresponden al tramo de recompresión del suelo.

Para la arcilla de la ciudad de México, en el tramo de recompresión, el módulo A' (a largo plazo) es del orden de 90 a 150 t/m^2 ; el máximo valor corresponde a arcilla con mayor grado de preconsolidación.

3. EJEMPLO

Calcular el asentamiento diferido de un edificio con una planta de 10 por 20 m. con un cajón de cimentación desplazado a 3.5 m de profundidad, que trasmite una presión media de contacto de 7.32 t/m^2 , para la estratigrafía y propiedades indicadas en la fig 5.

El incremento neto de presión vale $7.32 - 1.52(3.5) = 2 \text{ t/m}^2$. En la tabla 2 se muestra la secuencia del cálculo del asentamiento. Los incrementos de esfuerzo se computaron usando las ecs 5.1 a 5.4, mientras que el asentamiento se halló con el empleo de las ecs 18 y 15. Se obtiene un asentamiento a largo plazo de 2.3 cm

4 CONCLUSIONES

a) Se presentó una técnica que toma en cuenta los efectos del incremento de esfuerzo desviador y de la presión de confinamiento en el análisis de deformaciones en los suelos, así como el fenómeno de que la curva esfuerzo-deformación es no lineal.

b) Se obtuvo una ecuación diferencial constitutiva general para la determinación de las deformaciones de los suelos. Esta ecuación se integró para el cálculo de la deformación diferida en suelos cohesivos totalmente saturados.

c) Dado un suelo cohesivo con una consistencia definida, su deformabilidad queda caracterizada por parámetros que no dependen de la presión de confinamiento. Por lo tanto, estos parámetros son propiedades intrínsecas del suelo

d) Una vez conocidas las propiedades de deformación de un suelo, se pueden calcular las deformaciones de éste para diferentes condiciones de geometría y carga de una cimentación, con el uso de la ec 18.

e) Las magnitudes de las propiedades de deformación presentadas en la tabla 1 son aproximadas, las cuales deben verificarse con observaciones de campo y de laboratorio. Por lo tanto, las propiedades aquí incluidas deben usarse únicamente para fines preliminares de análisis

5. APÉNDICE

5.1 Determinación de los incrementos de esfuerzo

La aplicación en la práctica de la solución de la ec 18 requiere del conocimiento de los incrementos de esfuerzo, los cuales se pueden calcular con las siguientes expresiones, que sirven para determinar los esfuerzos normales bajo la esquina de un rectángulo sometido a una carga uniforme q aplicada en la superficie (fig 6).

Para σ_z (Damy 1985)

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{x^2+z^2} + \frac{1}{y^2+z^2} \right) \frac{xyz}{B} + \text{ang tan}(xy/zB) \right] \quad (5.1)$$

Para σ_x y σ_y (Dashkó y Kagán 1980)

$$\sigma_x = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} + \frac{xyz}{(x^2+z^2)B} + \text{ang tan}(zB/xy) + (1-2\nu) (\text{ang tan } y/x - \text{ang tan}(yB/xz)) \right] \quad (5.2)$$

$$\sigma_y = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{xyz}{(y^2+z^2)B} - \text{ang tan}(zB/xy) + (1-2\nu) (\text{ang tan } x/y - \text{ang tan}(xB/yz)) \right] \quad (5.3)$$

$$B = (x^2 + y^2 + z^2)^{1/2} \quad (5.4)$$

5.2 Determinación de la presión de confinamiento

Cabe aclarar que para hallar la presión de confinamiento p'_{co} se hace la hipótesis de que ésta es igual al esfuerzo normal en el plano octaédrico

$$p'_{co} = (1/3) (p'_{z0} + p'_{x0} + p'_{y0}) \quad (5.5)$$

donde p'_{z0} , p'_{x0} y p'_{y0} son las presiones efectivas iniciales debidas a peso propio del suelo.

Considerando que $p'_{x0} = p'_{y0} = K_0 p'_{z0}$

donde K_0 = coeficiente de presión de tierras en reposo

$$\text{queda } p'_{co} = (1 + 2K_0) p'_{z0} / 3 \quad (5.6)$$

6. REFERENCIAS

Damy, J, 1985. "Integración de las ecuaciones de Boussinesq, Westergaard y Frohlich, sobre superficies poligonales de cualquier forma, cargadas con fuerzas verticales uniformemente repartidas". *Rev Ingenieria*. Vol LV. No 1: 82-86.

Dashkó, R E y Kagán, A A. 1980. *Mecánica de Suelos en la Práctica de la Geología Aplicada a la Ingeniería*. Cap 2. MIR. Moscú.

Deméneghi, A. 1984. "Análisis de deformaciones en suelos granulares". *Rev Ingenieria*. Vol LIV. No 3: 34-38.

Juárez Badillo, E. 1965. "Compressibility of soils". *5th Symp of the Civil and Hydr Eng. Dep Indian Inst of Science, Bangalore, India*.

Zeevaert, L. 1973. *Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions*. Van Nostrand Reinhold.

TABLA 1
VALORES APROXIMADOS DE PROPIEDADES DE DEFORMACIÓN A LARGO PLAZO, DE UN SUELO COHESIVO TOTALMENTE SATURADO

| Consistencia | N | c_u t/m ² | A' t/m ² | p_t t/m ² |
|--------------|---------|---------------------------|--------------------------|---------------------------|
| Blanda | 2 - 4 | 1.25 - 2.5 | < 80 | < 0.7 |
| Media | 4 - 8 | 2.5 - 5.0 | 80 - 120 | 0.9 |
| Firme | 8 - 15 | 5.0 - 10.0 | 120 - 200 | 1.1 |
| Muy firme | 15 - 30 | 10.0 - 20.0 | 200 - 330 | 1.3 |
| Dura | > 30 | > 20.0 | > 330 | > 1.5 |

$b_3 = 1.0$ $\nu = 0.15$ $K_0 = 0.5$

N = número de golpes en la prueba de penetración estándar
 c_u = cohesión aparente determinada en prueba de compresión triaxial rápida

TABLA 2
CÁLCULO DEL ASENTAMIENTO A LARGO PLAZO (EJEMPLO)

| Estrato | z m | σ_z t/m ² | σ_x t/m ² | σ_y t/m ² | A t/m ² | p_t t/m ² | p'_{co} t/m ² | p_{ce} t/m ² | f | c | h_0 m | δ m |
|---------|--------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|-----------------------|---------------------------|-------------------------------|------------------------------|-------|-------|------------|---------------|
| 1 | 0.55 | 1.999 | 1.329 | 0.913 | 110 | 0.9 | 2.07 | 2.97 | 0.832 | 0.707 | 1.1 | 0.00355 |
| 2 | 2.7 | 1.894 | 0.520 | 0.558 | 100 | 0.8 | 2.41 | 3.21 | 0.915 | 0.523 | 3.2 | 0.01243 |
| 3 | 5.2 | 1.571 | 0.099 | 0.270 | 90 | 0.7 | 2.63 | 3.33 | 0.965 | 0.412 | 1.8 | 0.00610 |
| 5 | 7.5 | 1.249 | -0.022 | 0.120 | 105 | 0.8 | 3.14 | 3.94 | 0.988 | 0.359 | 0.8 | 0.00137 |
| | | | | | | | | | | | | 0.02346 |

$q = 2 \text{ t/m}^2$ $b_3 = 1.0$ $\nu = 0.15$ $K_0 = 0.5$ $b_1 = b_2 = 1/3$

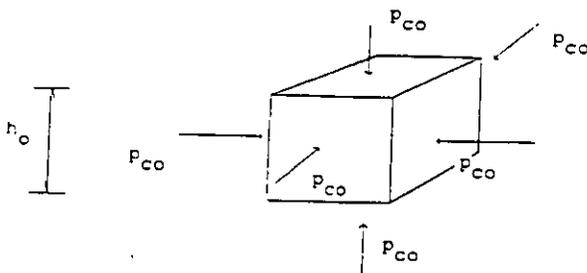


FIG 1 PRESION ISOTROPA P_{co}

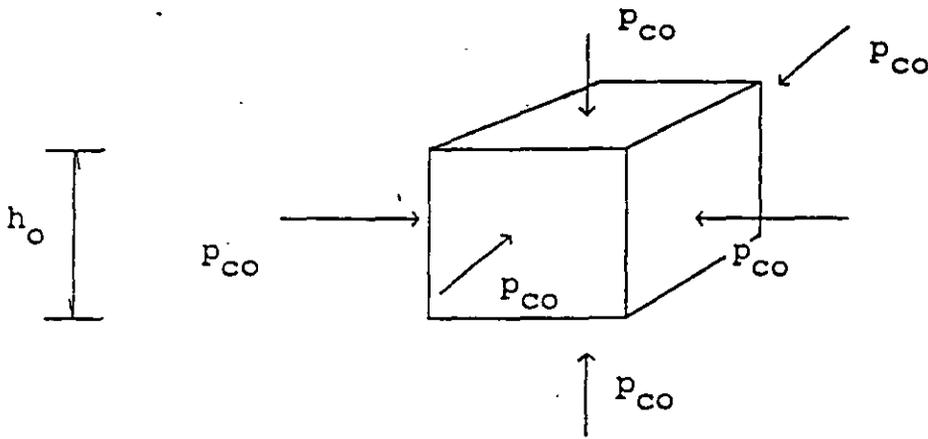


FIG 1 PRESIÓN ISÓTROPICA p_{co}

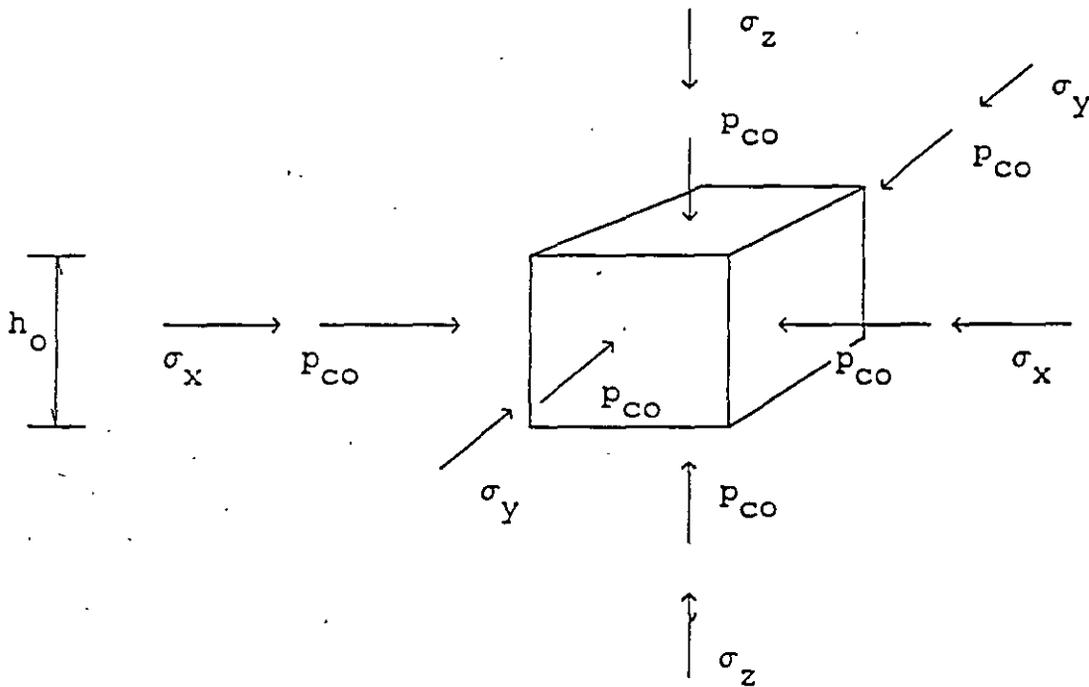


FIG 2 INCREMENTOS DE ESFUERZO σ_z , σ_x Y σ_y SOBRE EL ELEMENTO

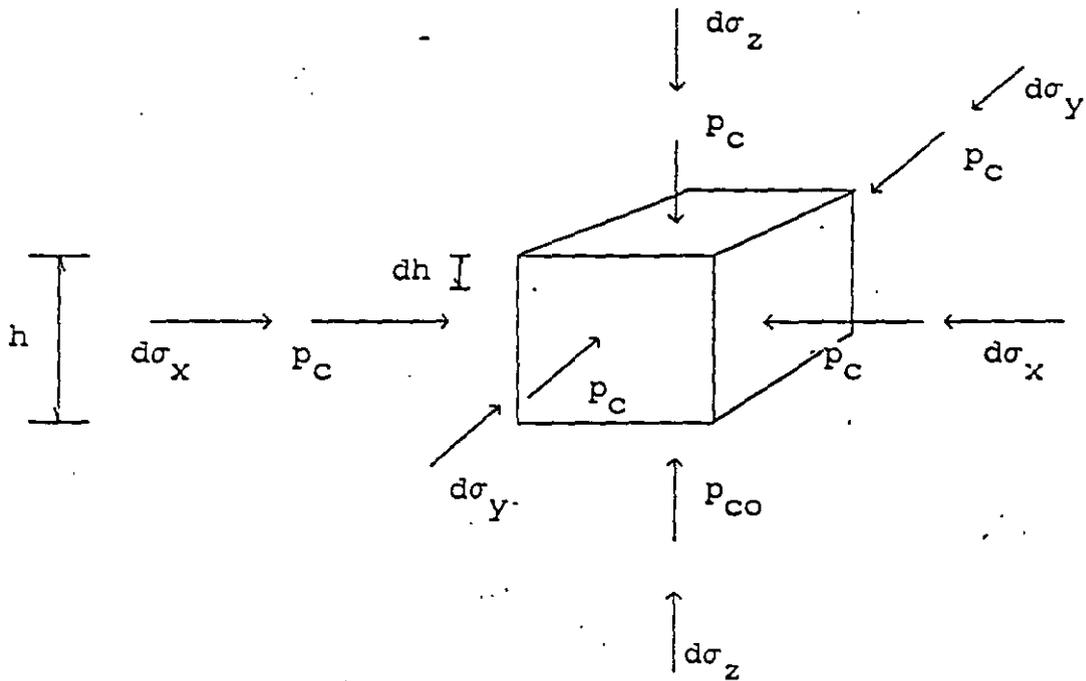


FIG 3 : ELEMENTO SUJETO A INCREMENTOS DIFERENCIALES DE ESFUERZO $d\sigma_z$, $d\sigma_x$ y $d\sigma_y$

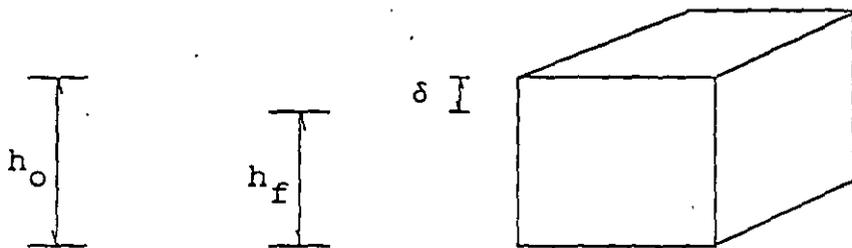
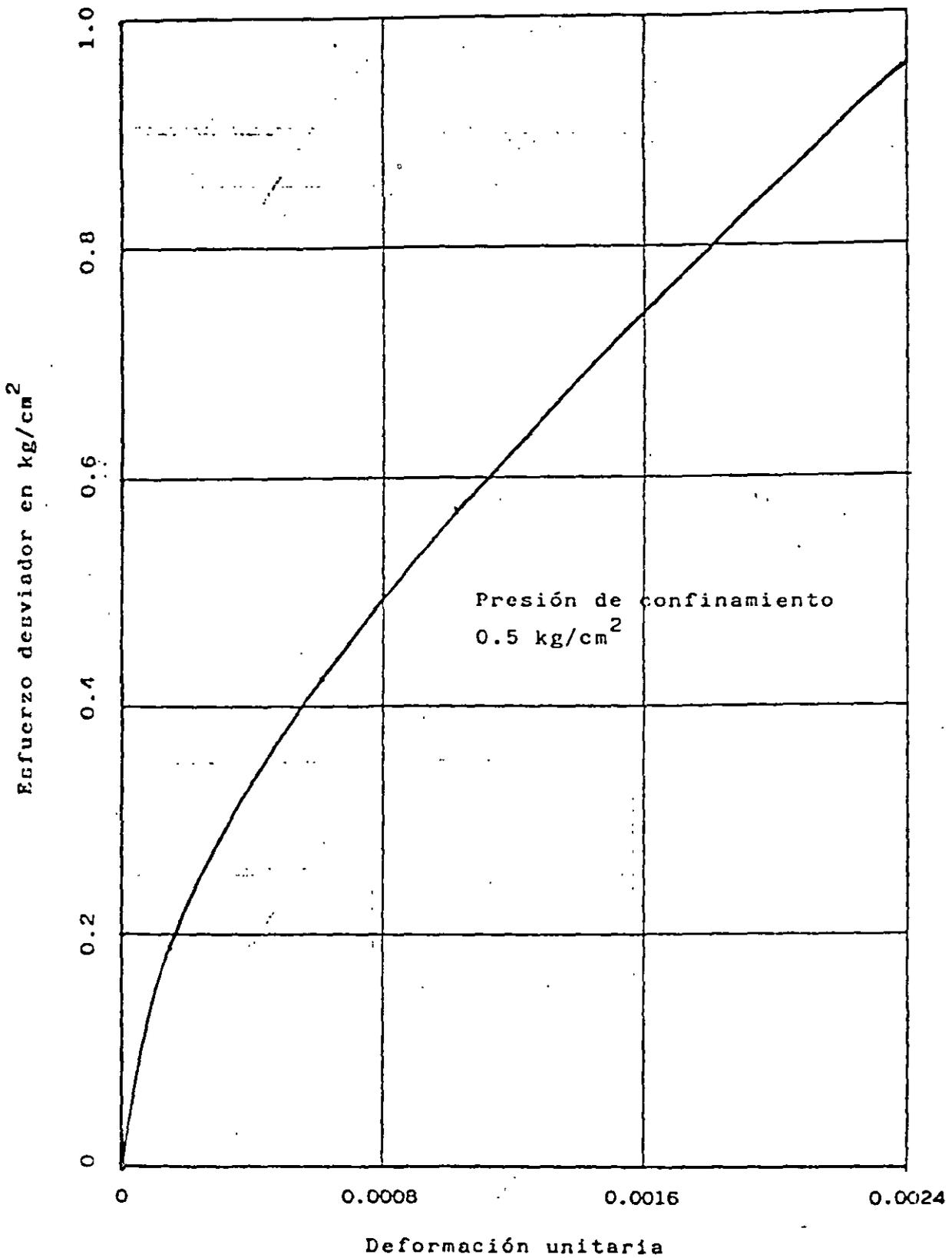


FIG 4 DEFORMACIÓN DEL ELEMENTO



CURVA ESFUERZO-DEFORMACION UNITARIA. ARENA COMPACTA

FIGURA 5

| Estrato | Prof m | Descripción |
|---------|-----------|--|
| | 0 | |
| 1 | | Arcilla negra de alta plasticidad $\gamma = 2.0 \text{ t/m}^3$ |
| | 2.0 | |
| 2 | | Limo arenoso medianamente compacto |
| D_r | 2.6 | $\gamma = 1.7 \text{ t/m}^3$ $N = 21$ golpes |
| | 4.6 | |
| 3 | | Arena limosa muy compacta $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$ $N = 52$ golpes |
| | 5.9 | |
| 4 | | Arena limoarcillosa compacta $\gamma = 1.7 \text{ t/m}^3$ $N = 38$ golpes |
| | 7.7 | |

N = número de golpes de la prueba de penetración estándar

γ = peso volumétrico natural

ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO (EJEMPLO)

FIGURA 6

| Estrato | Prof m | Descripción |
|---------|-----------|---|
| | 0 | |
| | | $\gamma = 1.52 \text{ t/m}^3$ |
| NAF - | 1.0 | |
| 1 | | Limo arenoarcilloso |
| D_r - | 3.5 | |
| 1' | | $\gamma = 1.52 \text{ t/m}^3$ |
| | 4.6 | |
| 2 | | Limo arcilloso $\gamma = 1.14 \text{ t/m}^3$ |
| | 7.8 | |
| 3 | | Arcilla limosa $\gamma = 1.11 \text{ t/m}^3$ |
| | 9.6 | |
| 4 | | Arena limosa $\gamma = 1.60 \text{ t/m}^3$ |
| | 10.6 | |
| 5 | | Limo arcilloso $\gamma = 1.18 \text{ t/m}^3$ |
| | 11.4 | |
| | | Arena compacta |

Profundidad del nivel de agua freática (NAF): 1.0 m

γ = peso volumétrico natural

FIG 7. ESTRATIGRAFIA DEL SUBSUELO (EJEMPLO)

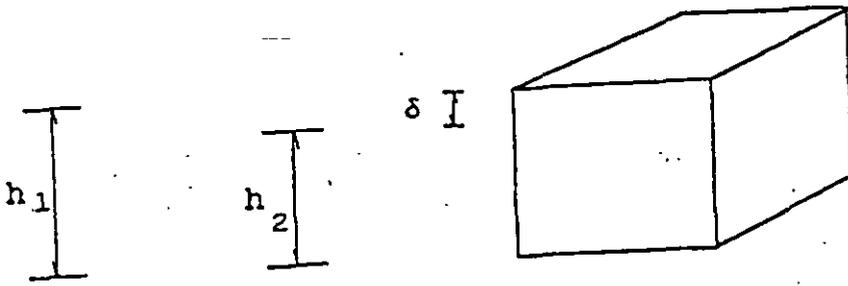


FIG 8 DEFORMACIÓN DEL ELEMENTO

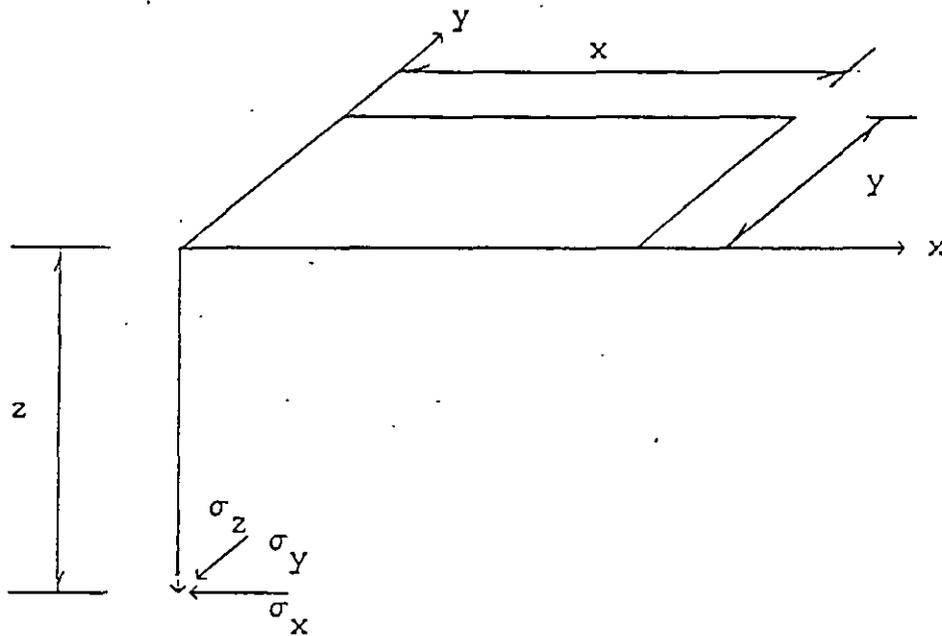


FIG A.1. INCREMENTOS DE ESFUERZO NORMAL BAJO LA ESQUINA DE UN RECTÁNGULO CARGADO, EN UN MEDIO SEMIINFINITO

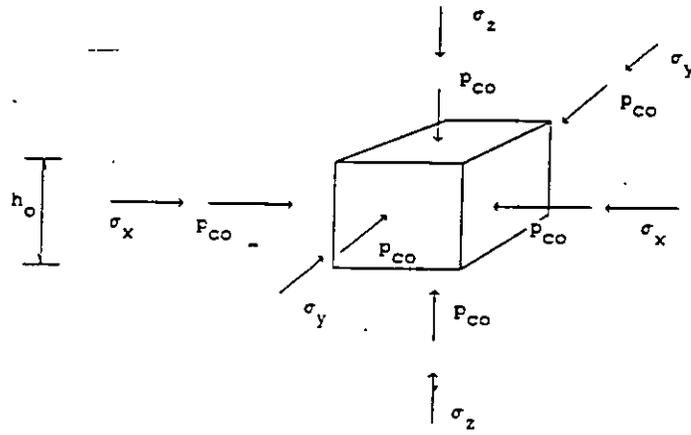


FIG 2 INCREMENTOS DE ESFUERZO σ_x , σ_y y σ_z SOBRE EL ELEMENTO

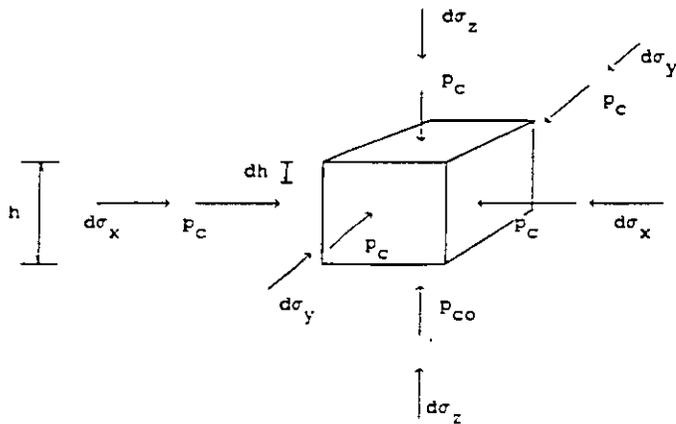


FIG 3 ELEMENTO SUJETO A INCREMENTOS DIFERENCIALES DE ESFUERZO $d\sigma_x$, $d\sigma_y$ y $d\sigma_z$

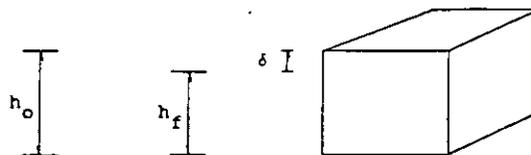


FIG 4 DEFORMACION DEL ELEMENTO

| Estrato | Prof m | Descripción | |
|------------------|-----------|-------------------------------|--------------------------|
| | 0 | | |
| | | $\gamma = 1.52 \text{ t/m}^3$ | |
| NAF - | 1.0 | Limo arenarcilloso | |
| D _r - | 3.5 | | |
| 1' | | $\gamma = 1.52 \text{ t/m}^3$ | $A' = 110 \text{ t/m}^2$ |
| 2 | 4.6 | Limo arcilloso | |
| | | $\gamma = 1.14 \text{ t/m}^3$ | $A' = 100 \text{ t/m}^2$ |
| 3 | 7.8 | Arcilla limosa | |
| | | $\gamma = 1.11 \text{ t/m}^3$ | $A' = 90 \text{ t/m}^2$ |
| 4 | 9.6 | Arena limosa, | |
| | | $\gamma = 1.60 \text{ t/m}^3$ | |
| 5 | 10.6 | Limo arcilloso | |
| | | $\gamma = 1.18 \text{ t/m}^3$ | $A' = 105 \text{ t/m}^2$ |
| | 11.4 | Arena compacta | |

Profundidad del nivel de agua freática (NAF): 1.0 m

γ = peso volumetrico natural
 A' = modulo de rigidez a largo plazo

ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO

FIG 5

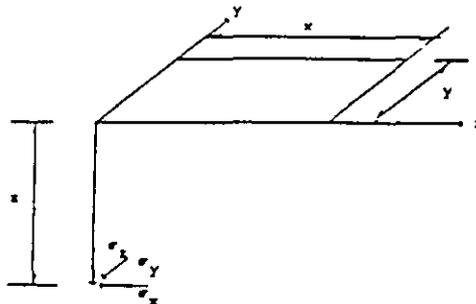


FIG 6 INCREMENTOS DE ESFUERZO NORMAL BAJO LA ESQUINA DE UN RECTÁNGULO CARGADO, EN UN MEDIO SEMIINFINITO



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO GENERAL EN PROYECTO Y
CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS**

MODULO II

**DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES
SEGÚN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL
DISTRITO FEDERAL**

TEMA

CIMENTACIONES SOMERAS

**EXPOSITOR: ING. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA
ING. HECTOR SANGINÉS GARCÍA
PALACIO DE MINERÍA
JULIO 1998**

APUNTES DE CIMENTACIONES

5. CIMENTACIONES SOMERAS

Agustín Domóneghi Colina*
Héctor Sanginés García

En un cimiento somero, como en toda cimentación, se debe revisar su estabilidad tanto para los estados límite de falla como para los estados límite de servicio. Es decir, se debe verificar que se tenga una seguridad razonable para evitar que se presente una falla por resistencia al corte del terreno de cimentación, y que las deformaciones que sufra éste no afecten el comportamiento de los elementos de cimentación y de la propia estructura.

Cabe aclarar que en la revisión de una cimentación existen otros factores que deben tomarse en cuenta adicionalmente, pero la falla por resistencia al corte y las deformaciones del terreno de cimentación están entre los más importantes.

5.1 Profundidad de desplante

En una cimentación somera el estrato de apoyo se encuentra a poca profundidad, por lo que la profundidad de desplante debe ser tal que el cimiento quede desplantado satisfactoriamente en dicho estrato de apoyo.

Cabe aclarar que en el estudio de mecánica de suelos se define el estrato de apoyo de la cimentación, por lo que todos los elementos de esta deberán quedar desplantados en él. Durante la construcción de los cimientos se deberá verificar que se cumpla con esta disposición, evitando que los cimientos queden sobre suelo con sustancia orgánica, basura o material en estado suelto. El proceso constructivo deberá ser tal que no se afecte el terreno de cimentación, es decir, no se deberán alterar ni la estructura ni la humedad originales del terreno de cimentación, salvo que el estudio de mecánica de suelos establezca otras especificaciones. En muchas ocasiones conviene colar una plantilla de concreto pobre de $f'_c = 60 \text{ kg/cm}^2$ de 3 cm de espesor, inmediatamente después de llegar al fondo del corte.

La profundidad de desplante deberá ser tal que se cumpla con los requisitos de seguridad de la cimentación. En este sentido, se propone una profundidad de desplante y se revisa que con ella se cumplan los requisitos de seguridad de la cimentación; el proceso se repite hasta determinar la profundidad de desplante que cumpla con lo anterior.

En general, es importante que los cimientos queden desplantados sobre un mismo estrato, ya que si se apoyan en materiales diferentes se

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

pueden presentar asentamientos diferenciales en la estructura de cimentación.

El desplante de los cimientos deberá quedar abajo del suelo sujeto a erosión superficial o interna. Por ejemplo, en puentes el desplante de los cimientos deberá quedar por abajo de la profundidad de socavación de los materiales del lecho del río. Además, en cualquier cimentación somera existen suelos especialmente susceptibles a la erosión por agua o por viento, como son las arenas o los limos no plásticos, los que deberán protegerse para evitar que se descubran los cimientos.

Cuando el terreno de cimentación es una arcilla de tipo expansivo, el desplante de los cimientos deberá quedar por abajo de esta arcilla, para evitar que los movimientos por cambios de volumen de ella dañen la estructura de cimentación. Si los cimientos quedan por arriba de la arcilla expansiva, deberán tomarse las precauciones correspondientes para que la estabilidad de la cimentación no resulte afectada.

No existe una profundidad mínima de desplante aceptada de manera general por los ingenieros de mecánica de suelos, pero a manera de ejemplo, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1966 dice que "los cimientos deberán desplantarse, por lo menos, 50 cm bajo la superficie del terreno (...) Se exceptúan de este requisito las construcciones cimentadas directamente sobre roca". Por otra parte, se puede considerar en una cimentación somera un profundidad de desplante máxima de 2.5 m, a partir de la cual se trataría ya de una cimentación intermedia o profunda.

5.2 Determinación del área de la cimentación

El área de un cimiento somero es aquella para la cual la cimentación cumple con los requisitos de seguridad correspondientes. Por lo tanto, en la práctica se supone una cierta área y se revisa que con ella se cumplan los requisitos de seguridad; se procede por tanteos, hasta hallar el área que haga que el cimiento cumpla con todos y cada uno de los requisitos de seguridad, al mínimo costo.

Con el propósito de reducir el número de tanteos, se puede estimar en forma aproximada la capacidad de carga admisible del terreno de cimentación, y hallar un área preliminar para iniciar los cálculos.

La capacidad de carga admisible del terreno de cimentación es aquella presión vertical media de contacto entre la subestructura y el terreno, que garantiza un comportamiento adecuado de la cimentación. Se entiende por comportamiento adecuado que exista un factor de seguridad razonable contra una falla por resistencia al corte del suelo, y que el asentamiento del cimiento no produzca daños a la estructura, ni afecte su buen funcionamiento. Usualmente la capacidad de carga admisible se halla dividiendo la capacidad de carga última del suelo entre un cierto factor de seguridad. Sin embargo, se del

verificar que la capacidad de carga admisible o presión media de contacto no produzca asentamientos excesivos del cimiento. En la tabla 4.1 se muestran valores de asentamientos permisibles para diferentes clases de cimientos someros.

Por lo anterior, la capacidad de carga admisible o presión media de contacto vale

$$q_a = \Sigma Q / A \quad (5.1)$$

donde ΣQ = sumatoria de cargas al nivel de desplante del cimiento

A = área de contacto entre cimiento y suelo

Despejando A de la ec 5.1

$$A = \Sigma Q / q_a \quad (5.2)$$

Por otra parte, se define la capacidad de carga admisible neta o incremento neto de presión como la diferencia de la presión de contacto menos la presión total previamente existente al nivel de desplante de la subestructura, es decir

$$q_{an} = q_a - \gamma D_f \quad (5.3)$$

donde q_{an} = capacidad de carga admisible neta o incremento neto de presión

q_a = presión de contacto o capacidad de carga admisible

γ = peso volumétrico natural del suelo

D_f = profundidad de desplante

En la tabla 5.1 se presentan valores aproximados de la capacidad de carga admisible neta del terreno, para diferentes tipos de suelo.

TABLA 5.1
CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE NETA APROXIMADA DEL SUELO
 q_{an} , t/m²

| <u>Tipo de suelo</u> | <u>Zapatatas</u> | <u>Losa de cimentación</u> |
|--|------------------|----------------------------|
| Arcilla blanda, arena suelta | 3.5-6.0 | 1.5-2.0 |
| Arcilla de consistencia media | 5.0-8.0 | 2.0-3.0 |
| Arena medianamente compacta, arcilla firme | 7.0-10.0 | 3.0-5.0 |
| Arena compacta, toba cementada | 9.0-13.0 | 5.0-7.0 |
| Arena muy compacta, roca sana | 12.0-20.0 | 8.0-12.0 |

Cabe aclarar que el área A no se puede calcular directamente de la ec 5.2, pues ΣQ no se conoce a priori, ya que depende del área de cimiento, por lo que para estimar en forma aproximada esta área procede de la siguiente forma:

La resultante de cargas $\Sigma Q = \Sigma Q' + W_{cim}$, en que $\Sigma Q'$ es la carga al nivel de la superficie del terreno o al nivel de piso terminado y W_{cim} es el peso del cimiento (incluyendo el peso del relleno que está sobre él),

$$\Sigma Q / A = \Sigma Q' / A + W_{cim} / A$$

pero $W_{cim} / A \approx \gamma D_f$ y $q_a = q_{an} + \gamma D_f = \Sigma Q / A$ $\hat{=} \gamma D_f$

$$q_{an} + \gamma D_f \approx \Sigma Q' / A + \gamma D_f \quad \frac{\Sigma Q}{A} = q_a = \frac{\Sigma Q'}{A} + \frac{W_{cim}}{A}$$

$$q_{an} \approx \Sigma Q' / A \quad q_a \hat{=} \frac{\Sigma Q'}{A} + \gamma D_f \quad (5.4)$$

$$A \approx \Sigma Q' / q_{an} \quad \text{Pero } q_{an} = q_a - \gamma D_f = \frac{\Sigma Q'}{A} - \gamma D_f$$

La ec 5.4 permite estimar en forma aproximada el área del cimiento.

5.3 Zapatas corridas

5.3.1 Mecánica de suelos

En ocasiones se tiene que utilizar una retícula a base de zapatas corridas, de tal forma que el peso total que se trasmite en un tablero al nivel de cimentación se reparte en las cuatro zapatas corridas que limitan al tablero. Para ilustrar esta situación, consideremos el tablero de la fig 5.1a y sea ΣQ la carga que trasmite la estructura al nivel de la cimentación. Se pueden calcular los semianchos b_1 y b_2 de las zapatas corridas de la fig 5.1b considerando que cada zapata toma una carga proporcional al área tributaria correspondiente del tablero. Estableciendo el equilibrio de fuerzas verticales, y llamando q_a a la capacidad de carga admisible del terreno de cimentación y w al peso unitario de la estructura

$$w = \Sigma Q / a_1 a_2 \quad (5.5)$$

el ancho b_2 se obtiene resolviendo la siguiente ecuación cuadrática

$$4a_2 q_a b_2^2 + [a_1^2 w - 4 a_1 a_2 q_a - a_1 w (2 a_2 - a_1)] b_2 + w a_1^2 (2 a_2 - a_1) = 0 \quad (5.6)$$

y el ancho b_1 se determina con la siguiente ecuación

$$b_1 = a_1^2 w / 4 (a_1 - b_2) q_a \tag{5.7}$$

Ejemplo 5.1

Determinar los anchos de las zapatas corridas de la fig 5.2. El peso total del tablero es $\Sigma Q = 33 \text{ t}$ y la capacidad de carga admisible del terreno de cimentación es $q_a = 8 \text{ t/m}^2$.

Solución

Sustituyendo valores en la ec 5.1 $w = 2.2 \text{ t/m}^2$
 Sustituyendo valores y resolviendo la ec 5.2 $b_2 = 0.303 \text{ m}$
 Utilizando la ec 5.3 $b_1 = 0.229 \text{ m}$

En ocasiones los anchos b_1 y b_2 son muy similares, por lo que resulta conveniente un ancho único de la zapata corrida (fig 5.3). Procediendo de manera análoga al caso anterior, se deduce la siguiente expresión para el cálculo del ancho de la zapata:

$$b = (a_1 + a_2) / 4 \pm \sqrt{[(a_1 + a_2) / 4]^2 - w a_1 a_2 / 4 q_a} \tag{5.4}$$

Ejemplo 5.2

Determinar el ancho de la zapata corrida de la fig 5.4. La suma de cargas vale $\Sigma Q = 33 \text{ t}$ y la capacidad de carga admisible del terreno de cimentación es de 8 t/m^2 .

Solución

De la figura $a_1 = 3 \text{ m}$, $a_2 = 5 \text{ m}$

El peso unitario del tablero vale, de acuerdo con la ec 5.1:

$$w = 2.2 \text{ t/m}^2$$

Sustituyendo en la ec 5.4 se obtiene un ancho $b = 0.28 \text{ m}$.

La determinación del ancho definitivo de una zapata se obtiene por tanteos, verificando que satisfaga los estados límite de falla y de servicio en el terreno de cimentación. Para ello se emplean los criterios vistos en el cap 2 (capacidad de carga por resistencia al corte del suelo) y en el cap 3 (análisis de deformaciones en los suelos). En casos particulares habrá que revisar otros estados límite de falla o de servicio, pero los anteriores son los más usuales.

5.2.2 Diseño estructural

Las alas de una zapata corrida se deben revisar por los siguientes conceptos: (a) tensión diagonal, (b) flexión, y (c) temperatura. A continuación se detalla la revisión de cada uno de ellos. Cabe aclarar que lo que rige en general en el diseño de una zapata de concreto es la tensión diagonal.

a) Tensión diagonal

En una zona cercana al paño de la columna o muro que llega a la zapata se puede presentar una falla por tensión diagonal, ocasionada esta a su vez por esfuerzo cortante (fig 5.5). Esta revisión se lleva a cabo verificando que la fuerza cortante última a una distancia "d" del paño de la columna o muro sea menor que la fuerza cortante resistente.

Para la fuerza cortante resistente, las Normas de Concreto establecen lo siguiente

$$\text{Si } p < 0.01 \quad V_{CR} = F_R b d (0.2 + 30 p) \sqrt{f_c^*} \quad (5.5)$$

$$\text{Si } p \geq 0.01 \quad V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad (5.6)$$

donde

- b = ancho del elemento
- d = peralte efectivo del elemento
- p = cuantía o porcentaje de acero
- $f_c^* = 0.8 f_c'$
- F_R = factor de resistencia

En elementos anchos, como-losas, zapatas y muros, en los que el ancho b no sea menor que cuatro veces el peralte efectivo d ($b \geq 4d$), con espesor hasta de 60 cm y donde la relación M / V d no exceda de 2.0, la fuerza resistente V_{CR} puede tomarse igual a $0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$, independientemente de la cuantía de refuerzo.

b) Flexión

La sección crítica por flexión en el ala de la zapata depende del material que forme la columna o muro que llega a la zapata. En la fig 5.6 se presenta la sección crítica por flexión para tres diferentes tipos de material.

La revisión por flexión se realiza verificando que el momento último en la sección crítica sea menor que el momento resistente en dicha sección. A continuación se presenta un resumen de las expresiones necesarias para la revisión por flexión de las Normas de Concreto.

El momento resistente dado por las Normas de concreto es siguiente:

$$M_R = F_R b d^2 f_c'' q (1 - 0.5 q) \quad (5.7)$$

El acero mínimo por flexión está dado por

$$p_{\min} = 0.7 \sqrt{f'_c} / f_y \quad (5.8)$$

mientras que el máximo es $0.75p_b$, donde p_b es el porcentaje balanceado que vale

$$p_b = (f''_c / f_y) [4800 / (f_y + 6000)] \quad (5.9)$$

donde

$$f''_c = 0.85 f^*_c \quad \text{si } f^*_c \leq 250 \text{ kg/cm}^2 \quad (5.10)$$

$$f''_c = (1.05 - f^*_c / 1250) f^*_c \quad \text{si } f^*_c > 250 \text{ kg/cm}^2 \quad (5.11)$$

El porcentaje de acero necesario para resistir un momento último, M_u , está dado por las siguientes expresiones

$$q = 1 - \sqrt{1 - 2 M_u / F_R b d^2 f''_c} \quad (5.12)$$

$$p = q f''_c / f_y \quad (5.13) \quad A_s = p b d \quad (5.14)$$

La separación de las varillas se determina con la expresión

$$s = a_s d / A_s \quad (5.15)$$

donde

s = separación entre varillas

a_s = área de la varilla que se emplea

d = distancia para la que se requiere el área A_s

A_s = área de acero requerida

c) Temperatura

El acero longitudinal en la zapata se proporciona solo por temperatura, para lo que se emplea la siguiente expresión (Norma de Concreto):

$$A_s = 66000 (h/2) / f_y (h/2 + 100) \quad (5.16)$$

en que

A_s = área de acero requerida por temperatura, para un espesor $h/2$ de la losa de la zapata, en cm^2/m
 $h/2$ = semiespesor de la losa de la zapata, en cm

Cuando el elemento estructural está en contacto con el suelo, se recomienda emplear por temperatura un área de acero igual a $1.5 A_s$.

Empleando $1.5 A_s$ en vez de A_s en la ec 5.16, dado que los cimientos

están siempre en contacto con el terreno, obtenemos la siguiente expresión

$$A_c = 66000 (1.5) (h/2) / f_y (h/2 + 100) \quad (5.1.1)$$

Ejemplo 5.3. Zapata corrida sometida a carga vertical

Hacer el diseño por mecánica de suelos y el diseño estructural de la zapata corrida de concreto reforzado de la fig 5.7. La longitud de la zapata $L = 6$ m.

Considerar en el concreto reforzado

$$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Utilizar varillas del No 4. Considerar que se coló una plantilla de concreto pobre sobre el terreno de cimentación.

Tomar un factor de carga $F_c = 1.4$.

En el terreno de cimentación $F_R = 0.45$

Solución

a) Mecánica de suelos

a.1) Estado límite de falla

En un suelo cohesivo, la revisión de la seguridad por resistencia a corte del suelo es satisfactoria cuando se cumple desigualdad 2.1:

$$\Sigma Q F_c / A < c_u N_c F_R + p_v \quad (2.1)$$

$$\text{Sea } q_{cu} = \Sigma Q F_c / A \quad (2.2)$$

$$q_{Rc} = c_u N_c F_R + p_v \quad (2.3)$$

$$\text{Por lo tanto } q_{cu} < q_{Rc} \quad (2.4)$$

En las expresiones anteriores:

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

A = área del cimiento, m^2

p_v = presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, t/m^2

γ = peso volumétrico del suelo, t/m^3

c_u = cohesión aparente, t/m^2 , determinada en ensaye triaxial UU

B = ancho de la cimentación, m

N_c es el coeficiente de capacidad de carga, dado por

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25 D_f/B + 0.25 B/L) \quad (2.8)$$

para $D_f/B < 2$ y $B/L < 1$, donde D_f es la profundidad de desplante en metros. En caso de que D_f/B y B/L no cumplan las desigualda

anteriores, dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y 1, respectivamente.

La desigualdad 2.2 se aplica al nivel de desplante del cimiento, por lo que hay que valorar el peso del relleno y de la zapata

$$W_r = (1.3-0.2)(0.4)(1.5) = 0.66 \text{ t}$$

$$W_z = [(1.3)(0.2)+(0.2)(0.4)](2.4) = 0.816 \text{ t}$$

La suma de cargas al nivel de desplante del cimiento vale 0.66+0.816 +10.4 = 11.876 t, es decir, $\Sigma Q_2 = 11.876 \text{ t}$ (por cada metro de longitud de zapata). $A = 1.3(6) = 7.8 \text{ m}^2$.

Sustituyendo en la ec 2.2 $q_{cu} = \Sigma Q F_c / A = 12.79 \text{ t/m}^2$

Sustituyendo en la ec 2.8, con $B = 1.3 \text{ m}$, $L = 6 \text{ m}$, $D_f = 0.6 \text{ m}$

$$N_c = 6.011$$

Sustituyendo en la ec 2.3 $q_{Rc} = c_u N_c F_R + p_v = 13.52 \text{ t/m}^2$

Se observa que $q_{cu} < q_{Rc}$, por lo tanto, se cumple la desigualdad 2.4.

a.2) Estado límite de servicio

El asentamiento instantáneo de la zapata se puede calcular empleando la siguiente expresión, que proporciona el asentamiento bajo la esquina de un rectángulo cargado apoyado sobre un medio semiinfinito

$$\delta = [q(1-\nu^2)/(\pi E)] \left(L \ln \frac{B + \sqrt{B^2 + L^2}}{L} + B \ln \frac{L + \sqrt{L^2 + B^2}}{B} \right) \tag{3.19}$$

- donde q = incremento neto de presión = 8.18 t/m²
- B = ancho del rectángulo = 1.3/2 = 0.65 m
- L = longitud del rectángulo = 6/2 = 3 m
- E = módulo de elasticidad del medio = 1600 t/m²
- ν = relación de Poisson del medio = 0.25

Nótese que el área cargada se divide entre cuatro. Sustituyendo valores en la ec 3.19 $\delta = 0.0032 \text{ m}$

El asentamiento debido a toda el área se obtiene multiplicando por cuatro el calculado con la ec 3.19, por lo tanto $\delta_T = 4 \delta = 0.0128 \text{ m} = 1.28 \text{ cm}$

que resulta menor que el asentamiento permisible de 3 cm.

b) Diseño estructural

b.1) Revisión por cortante (tensión diagonal)

La revisión por cortante se lleva a cabo a una distancia d del paño

del muro (fig 5.6). Para esto se calcula el cortante último en esta sección y se compara con el cortante resistente del concreto.

La fuerza cortante que toma el concreto está dada por (Normas de Concreto)

$$\text{Si } p < 0.01 \quad V_{cR} = F_R b d (0.2 + 30 p) \sqrt{f'_c} \quad (5.5)$$

$$\text{Si } p \geq 0.01 \quad V_{cR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f'_c} \quad (5.6)$$

donde $f'_c = 0.8 f'_c$

En elementos anchos, como losas, zapatas y muros, en los que el ancho b no sea menor que cuatro veces el peralte efectivo d ($b \geq 4d$), con espesor hasta de 60 cm y donde la relación $M / V d$ no exceda de 2.0, la fuerza resistente V_{cR} puede tomarse igual a $0.5 F_R b d \sqrt{f'_c}$, independientemente de la cuantía de refuerzo.

Como trabajamos por metro de longitud de zapata $b = 100$ cm. Dado que se cuela una plantilla de concreto pobre sobre el terreno de cimentación, el recubrimiento del acero puede ser de 3 cm; y dado que el diámetro de la varilla del No 4 es de 1.27 cm, su mitad vale 0.64 cm, por lo que el peralte efectivo del acero de la zapata es $d = 20 - 3.6 = 16.4$ cm.

En este caso se cumple ampliamente que el ancho es mayor que cuatro veces el peralte efectivo. $M / V d = 0.645/3.341(0.164) = 1.177 <$ por lo tanto cumple como elemento ancho. Sustituyendo en la ec 5.6 obtiene $V_{cR} = 8298$ kg.

Como se mencionó antes, el cortante último se halla a una distancia "d" del paño del muro (fig 5.8)

$$V = 8.66(0.386) = 3.34 \text{ t} \quad V_u = F_c V = 4.68 \text{ t} = 4680 \text{ kg}$$

Se observa que $V_{cR} > V_u$ \therefore Cumple

b.2) Flexión

El momento flexionante en la sección crítica vale (fig 5.8)

$$M = q_n l^2 / 2 = 8.66 (0.55)^2 / 2 = 1.31 \text{ t.m}$$

y el momento último $M_u = F_c M = (1.4) (1.31) = 1.83 \text{ t.m}$

El acero mínimo por flexión está dado por

$$p_{\min} = 0.7 \sqrt{f'_c} / f_y \quad (5.8)$$

mientras que el máximo es $0.75p_b$, donde p_b es el porcentaje balanceado que vale

$$p_b = (f'_c / f_y) [4800 / (f_y + 6000)]$$

donde

$$f_c'' = 0.85 f_c^* \quad \text{si } f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c'' = (1.05 - f_c^* / 1250) f_c^* \quad \text{si } f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$$

El porcentaje de acero necesario para resistir un momento último M_u está dado por las siguientes expresiones

$$q = 1 - \sqrt{1 - 2 M_u / F_R b d^2 f_c''} \quad (5.12)$$

$$p = q f_c'' / f_y \quad (5.13) \quad A_s = p b d \quad (5.14)$$

Sustituyendo valores se obtienen los siguientes resultados

$$p_{\min} = 0.00236$$

$$p_{\max} = 0.0114$$

$$p = 0.00186$$

∴ rige p_{\min}

$$A_s = p b d = 3.87 \text{ cm}^2$$

La separación de las varillas se determina con la expresión

$$s = a_s d / A_s \quad (5.15)$$

donde

a_s = área de la varilla que se emplea

d = distancia para la que se requiere el área A_s

A_s = área de acero requerida

Sustituyendo valores ($a_s = 1.27 \text{ cm}^2$, varilla No 4), $s = 32 \text{ cm}$. Por lo tanto, se necesitan varillas del No 4 @ 32 cm.

El acero longitudinal se proporciona solo por temperatura, para lo que se emplea la siguiente expresión

$$A_s = [66000 (h/2) / f_y (h/2 + 100)]^{(1.5)} \quad (5.16)$$

en que A_s = área de acero requerida por temperatura, en cm^2 / m

h = ^{50 cm} espesor del elemento (dimensión mínima del miembro
medida perpendicularmente al refuerzo), en cm

Sustituyendo valores $A_s = 2.14 \text{ cm}^2 / \text{m}$

Aplicando la ec 5.16, con varillas del No 3 ($a_s = 0.71 \text{ cm}^2$), $s = 33 \text{ cm}$. Por lo tanto, se requieren por temperatura, en la dirección longitudinal de la zapata, varillas del No 3 @ 33 cm.

En la fig 5.9 se muestra un croquis con las características estructurales de la zapata.

La reacción del suelo en una zapata corrida sometida a fuerza vertical y momento puede ser de tipo trapecial o de tipo triangular, tal como se indica en la fig 5.10 (en el inciso 3.5 se indica la forma de hallar estas reacciones). El cálculo del cortante y del momento en las secciones críticas se realiza con alguno de estos diagramas de reacción. Sin embargo, este procedimiento resulta laborioso, por lo que en ocasiones se sustituyen, para fines de

cálculo, los diagramas trapecial o triangular por una reacción uniforme equivalente, la cual se obtiene dividiendo la carga Q en el ancho reducido B' (Meli 1985):

$$B' = B - 2e \quad (5.17) \quad e = M / Q \quad (5.18)$$

$$q'_u = Q / B' \quad (5.19)$$

En la fig 5.11 se muestra la reacción q'_u , la cual, repetimos, no corresponde a la reacción real del terreno, sino que únicamente se emplea para fines de cálculo. Con esta reacción q'_u se determinan el cortante y el momento en las secciones críticas correspondientes.

Ejemplo 5.4 Zapata corrida sometida a carga vertical y momento

Hacer el diseño por mecánica de suelos y el diseño estructural de la zapata corrida de concreto reforzado de la fig 5.12. La longitud de la zapata $L = 8$ m.

Considerar en el concreto reforzado

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Utilizar varillas del No 4. Considerar que se coló una plantilla de concreto pobre sobre el terreno de cimentación.

Tomar un factor de carga $F_c = 1.1$.

En el terreno de cimentación $F_R = 0.45$

Giro permisible = 0.82 %

Asentamiento permisible = 5 cm

Solución

a) Mecánica de suelos

El ancho de la zapata se obtiene empleando la ec 5.4

$$A = \Sigma Q' / q_{an} \quad (5.4)$$

Cuando existe momento se tiene que trabajar con el ancho reducido B' (ec 2.15, inciso 2.2)

$$B' = B - 2e$$

donde $B =$ ancho del cimiento

$$e = M / \Sigma Q$$

Consideremos inicialmente que no existe momento, entonces el ancho $B' = B$; trabajando por unidad de longitud del cimiento $A = B(1) = B$; de la ec 5.4

$$B' = \Sigma Q' / q_{an} = 15 / 13 = 1.15 \text{ m}$$

Si existe momento

$$B = B' + 2e$$

$$e = M / 1.1 (\Sigma Q') \quad (\text{considerando un 15 \% de incremento debido al peso del cimiento})$$

$$e = 0.30 \text{ m}$$

$\therefore B = 1.15 + 2(0.3) = 1.75 \text{ m}$
 Por lo tanto, los cálculos se inician con $B = 1.75 \text{ m}$

a.1) Estados límite de servicio

Giro del cimiento

El giro se puede calcular con la fórmula de Fröhlich (Zeevaert 1973)

$$\theta = \text{ang tan } 16 (1 - \nu^2) M / \pi E B^2$$

donde $E =$ módulo de deformación del suelo $= 900 \text{ t/m}^2$

$\nu =$ relación de Poisson $= 0.25$

$M =$ momento por unidad de longitud

B es el ancho del cimiento. Con $B = 1.75 \text{ m}$ se obtiene un giro ligeramente mayor que el permisible, por lo que se tiene que aumentar el ancho a 1.8 m , con lo que se halla un giro $\theta = 0.00819 = 0.819 \text{ \%} > 0.82 \text{ \%}$, por lo que se cumple con esta condición.

Asentamiento

El asentamiento instantáneo de la zapata se puede calcular empleando la siguiente expresión, que proporciona el asentamiento bajo la esquina de un rectángulo cargado apoyado sobre un medio semiinfinito

$$\delta = [q(1-\nu^2)/(\pi E)] \left(L \ln \frac{B + \sqrt{B^2 + L^2}}{L} + B \ln \frac{L + \sqrt{L^2 + B^2}}{B} \right) \quad (3.19)$$

donde $q =$ presión media de contacto $= 9.57 \text{ t/m}^2$
 $B =$ ancho del rectángulo $= 1.8/2 = 0.9 \text{ m}$
 $L =$ longitud del rectángulo $= 8/2 = 4 \text{ m}$
 $E =$ módulo de elasticidad del medio $= 900 \text{ t/m}^2$
 $\nu =$ relación de Poisson del medio $= 0.25$

La presión media de contacto se obtiene de la siguiente manera, considerando un peralte de la zapata de 0.3 m

$$W_r = 0.3(1.6)(1.8-0.3) = 0.72 \text{ t/m} \quad (\text{relleno})$$

$$W_z = 0.3(2.4)(1.8) = 1.296 \text{ t/m} \quad (\text{zapata})$$

$$W_c = 0.3(2.4)(0.3) = 0.216 \text{ t/m} \quad (\text{contratrabe})$$

$$\therefore \Sigma Q = 15 + 0.72 + 1.296 + 0.216 = 17.232 \text{ t/m}$$

y la presión media de contacto $q_a = 17.232/1.8 = 9.57 \text{ t/m}^2$

Para la aplicación de la ec 3.19, el área cargada se divide entre cuatro. Sustituyendo valores en la ec 3.19 $\delta = 0.00975 \text{ m}$

El asentamiento debido a toda el área se obtiene multiplicando por cuatro el calculado con la ec 3.19, por lo tanto

$$\delta_T = 4 \delta = 0.039 \text{ m} = 3.9 \text{ cm} < 5 \text{ cm} \quad \therefore \text{Cumple}$$

a.2) Estados límite de falla

Dado que existe un momento se tiene que calcular el ancho reducido B' de la cimentación (véase el inciso 2.2)

$$B' = B - 2e \quad (2.15)$$

donde

$$B = \text{ancho real de la cimentación} = 1.8 \text{ m}$$

$$e = \text{excentricidad} = M / \Sigma Q = 5 / 17.232 = 0.29 \text{ m} \quad (2.14)$$

Sustituyendo valores $B' = 1.22 \text{ m}$

Por tratarse de una zapata corrida, por sencillez de cálculo, trabajaremos por metro de longitud (excepto para la determinación de los factores de forma, donde tomaremos la longitud total del cimiento)

En suelos puramente friccionantes se debe satisfacer la siguiente desigualdad (Normas de Cimentaciones)

$$\Sigma Q F_c / A' < [\bar{p}_v (f_q N_q - 1) + \gamma B' f_\gamma N_\gamma / 2] F_R + p_v \quad (2.6)$$

$$\text{Sea } q_{cu} = \Sigma Q F_c / A' \quad (2.6')$$

$$\text{Y } q_{Rr} = [\bar{p}_v (f_q N_q - 1) + \gamma B' f_\gamma N_\gamma / 2] F_R + p_v \quad (2.7)$$

$$\text{Por lo tanto } q_{cu} < q_{Rr} \quad (2.8)$$

En las expresiones anteriores:

$\Sigma Q F_c$ = suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en

la combinación considerada, afectada por su respectivo factor de carga = 18.96 t/m

A' = área reducida del cimiento, por efecto del momento = $B'L = 1.22 \text{ m}^2$

p_v = presión vertical total a la profundidad de desplante por

peso propio del suelo = $1.6(0.6) = 0.96 \text{ t/m}^2$

\bar{p}_v = presión vertical efectiva a la misma profundidad = 0.96 t/m^2

γ = peso volumétrico del suelo = 1.6 t/m^2

B' = ancho reducido de la cimentación = 1.22 m

N_q es el coeficiente de capacidad de carga dado por

$$N_q = \exp(\pi \tan \phi) \tan^2(45^\circ + \phi/2) = 49.3$$

donde ϕ es el ángulo de fricción interna del material, que se define más adelante.

El factor de forma f_q vale

$$f_q = 1 + (B/L) \tan \phi = 1.12$$

N_γ es el coeficiente de capacidad de carga dado por

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi = 78.8$$

El factor de forma f_γ tiene el siguiente valor

$$f_\gamma = 1 - 0.4 (B/L) = 0.94$$

El parámetro ϕ está dado por

$$\phi = \text{ang tan}(\alpha \tan \phi_s) = 0.66 \text{ radianes}$$

donde ϕ° es el ángulo con la horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla en la prueba de resistencia que se considere más representativa del comportamiento del suelo en las condiciones de trabajo (Normas de Cimentaciones).

La magnitud de α depende de la compacidad relativa D_r del suelo. Para $D_r \leq 0.5$, $\alpha = 0.67$; para $D_r \geq 0.7$, $\alpha = 1.0$. Para valores intermedios de D_r se puede interpolar linealmente, es decir, para $0.5 < D_r < 0.7$:

$$\alpha = 0.67 + 1.65 (D_r - 0.5) = 0.967$$

F_c = factor de carga = 1.1

F_R = factor de resistencia = 0.45

Sustituyendo en las desigualdades 2.6' y 2.7

$$q_{cu} = 15.5 \text{ t/m}^2 < q_{Rf} = 56.9 \text{ t/m}^2 \quad \therefore \quad \underline{\text{Cumple}}$$

b) Diseño estructural

Para el diseño estructural calculamos la reacción del terreno con el ancho (o área) reducido del cimjento

$$q' = \Sigma Q / B' = 14.128 \text{ t/m}^2$$

La reacción neta sobre la zapata es la diferencia entre q' y las cargas de arriba hacia abajo debidas a peso propio de relleno y zapata:

$$q'_e = 14.128 - 0.3(2.4) - 0.3(1.6) = 12.93 \text{ t/m}^2$$

Para fines de diseño estructural se considera la zapata sometida a la reacción neta q'_e (fig 5.13).

b.1) Revisión por cortante (tensión diagonal)

La revisión por cortante se lleva a cabo a una distancia d del paño del muro (fig 5.13). Para esto se calcula el cortante último en esta sección y se compara con el cortante resistente del concreto.

La fuerza cortante que toma el concreto está dada por (Normas de Concreto)

$$\text{Si } p < 0.01 \quad V_{cR} = F_R b d (0.2 + 30 p) \sqrt{f_c^*} \quad (5.5)$$

$$\text{Si } p \geq 0.01 \quad V_{cR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad (5.6)$$

En elementos anchos, como losas, zapatas y muros, en los que el ancho b no sea menor que cuatro veces el peralte efectivo d ($b \geq 4d$), con espesor hasta de 60 cm y donde la relación $M / V d$ no exceda de 2.0, la fuerza resistente V_{cR} puede tomarse igual a

$$0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}, \text{ independientemente de la cuantía de refuerzo.}$$

Procediendo por tanteos, se obtiene que con un peralte de 20 cm el cortante último resulta menor que el cortante resistente. A continuación presentamos los cálculos para esta condición. Como trabaja por metro de longitud de zapata $b = 100$ cm. Dado que se cuela una plantilla de concreto pobre sobre el terreno de cimentación, el recubrimiento del acero puede ser de 3 cm, y dado que el diámetro de la varilla del No 4 es de 1.27 cm, su mitad vale 0.64 cm, por lo que el peralte efectivo del acero de la zapata es $d = 20 - 3.6 = 16.4$ cm.

En este caso se cumple ampliamente que el ancho es mayor que cuatro veces el peralte efectivo. $M / V d = 2.22/7.577(0.164) = 1.786 < 2$, por lo tanto cumple como elemento ancho. Sustituyendo en la ec 5.6, se obtiene $V_{cR} = 9280$ kg

Como se mencionó antes, el cortante último se halla a una distancia "d" del paño del muro (fig 5.13)

$$V = 12.93(0.586) = 7.575 \text{ t} \quad V_u = F_c V = (1.1)7.575 = 8.33 \text{ t}$$

Se observa que $V_{cR} > V_u$ \therefore Cumple

b.2) Flexión

El momento flexionante en la sección crítica vale (fig 5.13)

$$M = q' l^2 / 2 = 12.93 (0.9)^2 / 2 = 5.24 \text{ t.m}$$

y el momento último $M_u = F_c M = (1.1)(5.24) = 5.76 \text{ t.m}$

El acero mínimo por flexión está dado por

$$p_{min} = 0.7 \sqrt{f'_c} / f_y \quad (5.8)$$

mientras que el máximo es $0.75p_b$, donde p_b es el porcentaje balanceado que vale

$$p_b = (f''_c / f_y) [4800 / (f_y + 6000)]$$

donde

$$f''_c = 0.85 f^*_c \quad \text{si } f^*_c \leq 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''_c = (1.05 - f^*_c / 1250) f^*_c \quad \text{si } f^*_c > 250 \text{ kg/cm}^2$$

El porcentaje de acero necesario para resistir un momento último M_u está dado por las siguientes expresiones

$$q = 1 - \sqrt{1 - 2 M_u / F_R b d^2 f''_c} \quad (5.12)$$

$$p = q f''_c / f_y \quad (5.13) \quad A_s = p b d \quad (5.14)$$

Sustituyendo valores se obtienen los siguientes resultados

$$p_{min} = 0.00264 \quad p_{max} = 0.0143$$

$$p = 0.00414 \quad A_s = 6.80 \text{ m}^2$$

La separación de las varillas se determina con la expresión

$$s = a_s d / A_s \quad (5.15)$$

donde a_s = área de la varilla que se emplea = 1.27 cm^2
 d = distancia para la que se requiere el área $A_s = 100 \text{ cm}$
 A_s = área de acero requerida = 6.80 cm^2

Sustituyendo valores $s = 18 \text{ cm}$. Por lo tanto, se necesitan varillas del No 4 @ 18 cm .

El acero longitudinal se proporciona solo por temperatura, para lo que se emplea la siguiente expresión

$$A_s = 66000 (1.5) (h/2) / f_y (h/2 + 100) \quad (5.17)$$

en que A_s = área de acero requerida por temperatura, en cm^2/m ,

para un espesor de losa $h/2$

$h/2$ = semiespesor de la losa de la zapata = 10 cm

Sustituyendo valores $A_s = 2.143 \text{ cm}^2/\text{m}$

Aplicando la ec 5.15 con varillas del No 3 ($a_s = 0.71 \text{ cm}^2$), se obtiene $s = 33 \text{ cm}$. Por lo tanto, se requieren por temperatura, en la dirección longitudinal de la zapata, varillas del No 3 @ 33 cm .

En la fig 5.14 se muestra un croquis con las características estructurales de la zapata.

5.4 Zapatas aisladas

5.4.1 Mecánica de suelos

La revisión de los estados límite de falla de zapatas aisladas es similar a la que se realiza en las zapatas corridas, con la diferencia de que hay que tomar en cuenta los factores de forma correspondientes (ecs 2.10 y 2.12). También puede ocurrir que la zapata aislada esté sometida a dos momentos ortogonales, en cuyo caso, para la revisión del estado límite de falla, la reducción virtual del ancho de una zapata para tomar en cuenta el efecto del momento, vista en el inciso 2.2, se debe realizar en las dos direcciones.

La revisión de los estados límite de servicio se realiza en forma análoga a la de las zapatas corridas.

5.4.2 Diseño estructural

En zapatas aisladas sometidas a dos momentos ortogonales, para fines de diseño estructural se calcula una reacción q' igual al cociente de la carga al nivel de desplante de la zapata entre el área virtual reducida de la cimentación, es decir (Melí 1985)

$$q' = \Sigma Q / A' = \Sigma Q / B' L' \quad (5.25)$$

$$\text{donde } B' = B - 2 e_x \quad (5.26) \quad e_x = M_y / \Sigma Q \quad (5.27)$$

$$L' = L - 2 e_y \quad (5.28) \quad e_y = M_x / \Sigma Q \quad (5.29)$$

siendo M_x y M_y los momentos alrededor de los ejes x y y , respectivamente, y e_x y e_y las excentricidades medidas a partir del centro de la zapata (fig 5.15a).

Con la reacción q' se halla la reacción neta $q'_0 = q' - w_x - w_r$

siendo w_x = carga repartida debida a peso propio de la zapata
 w_r = carga repartida debida a peso propio del relleno

La reacción neta q'_0 es la que se emplea para fines de diseño estructural de la zapata.

Cabe aclarar que la reacción del terreno es diferente a q' , sobre todo en condiciones de trabajo, sin embargo, para fines prácticos en zapatas de dimensiones usuales, la diferencia de lo que se obtiene considerando la reacción real y la reacción q' es pequeña, por lo que es preferible realizar el diseño estructural con q' , con la cual, por otra parte, es mucho más sencillo llevar a cabo los cálculos.

En una zapata aislada, además de los conceptos que se revisan en 1 zapatas corridas, hay que verificar que no se presente una falla por penetración de la columna en la propia zapata, como se indica en la fig 5.15b.

De acuerdo con las Normas de Concreto, la sección crítica forma una figura semejante a la definida por la periferia del área cargada, a una distancia de ésta igual a $d/2$, siendo d el peralte efectivo de la losa (fig 5.16).

Si no hay transmisión de momento entre la zapata y la columna, o si el momento por transmitir M_u no excede de $0.2 V_u d$, el esfuerzo cortante de diseño se calculará con

$$v_u = V_u / b_o d \quad (5.30)$$

donde b_o es el perímetro de la sección crítica (fig 5.15) y V_u la fuerza cortante de diseño en dicha sección. Cuando haya transferencia de momento se supondrá que una fracción del momento dada por (Normas de Concreto)

$$\alpha = 1 - 1 / [1 + 0.67 \sqrt{(c_1 + d) / (c_2 + d)}] \quad (5.31)$$

se transmite por excentricidad de la fuerza cortante total, c respecto al centroide de la sección crítica definida antes.

esfuerzo cortante máximo de diseño v_u se obtendrá tomando en cuenta el efecto de la carga axial y del momento, suponiendo que los esfuerzos cortantes varían linealmente (fig 5.16), es decir

$$v_{AB} = V / A_c + \alpha M c_{AB} / J_c \quad (5.32)$$

$$A_c = 2 d (c_1 + c_2 + 2 d) \quad (5.33)$$

$$J_c = d(c_1 + d)^3 / 6 + (c_1 + d) d^3 / 6 + d(c_2 + d)(c_1 + d)^2 / 2 \quad (5.34)$$

En columnas rectangulares c_1 es la dimensión paralela al momento transmitido y c_2 es la dimensión perpendicular a c_1 . En columnas circulares $c_1 = c_2 = 0.9$ diámetros.

El esfuerzo cortante máximo de diseño obtenido con los criterios anteriores no debe exceder ninguno de los dos siguientes valores

$$v_{cR1} = F_R (0.5 + \gamma) \sqrt{f_c^*} \quad (5.35)$$

$$v_{cR2} = F_R \sqrt{f_c^*} \quad (5.36)$$

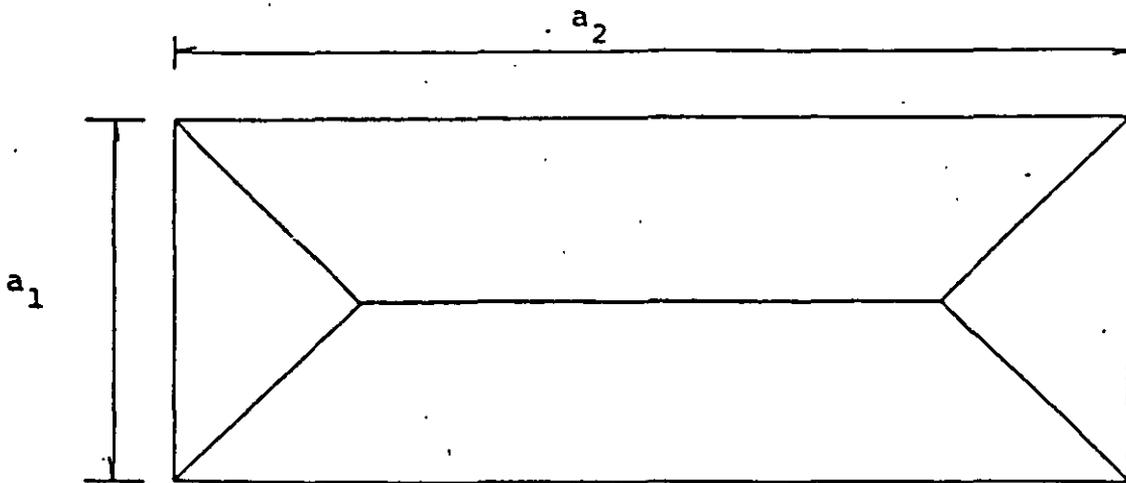
a menos que se suministre refuerzo. γ es la relación del lado corto al lado largo del área donde actúa la carga o reacción. Al considerar la combinación de acciones permanentes, variables y sismo, en la expresión anterior el factor F_R se tomará igual a 0.7 en lugar de 0.8 (Normas de Concreto, inciso 2.1.5h).

En relación con la revisión por flexión, en la dirección del lado corto de una zapata rectangular se concentran los momentos flexionantes cerca de la columna, por lo que el refuerzo paralelo al lado corto debe ser mayor en la parte central (Meli 1985). En la fig 5.17 se muestra la forma como debe colocarse el refuerzo; en la franja central de ancho B se coloca una fracción igual a $2 B / (L + B)$ de la cantidad total de refuerzo A'_s , mientras que el resto se reparte en la franjas laterales. Así, llamando A_s al área de acero por metro de longitud L de la zapata, la cantidad total de refuerzo A'_s vale $A_s L$, y las separaciones del refuerzo en las franjas están dadas por

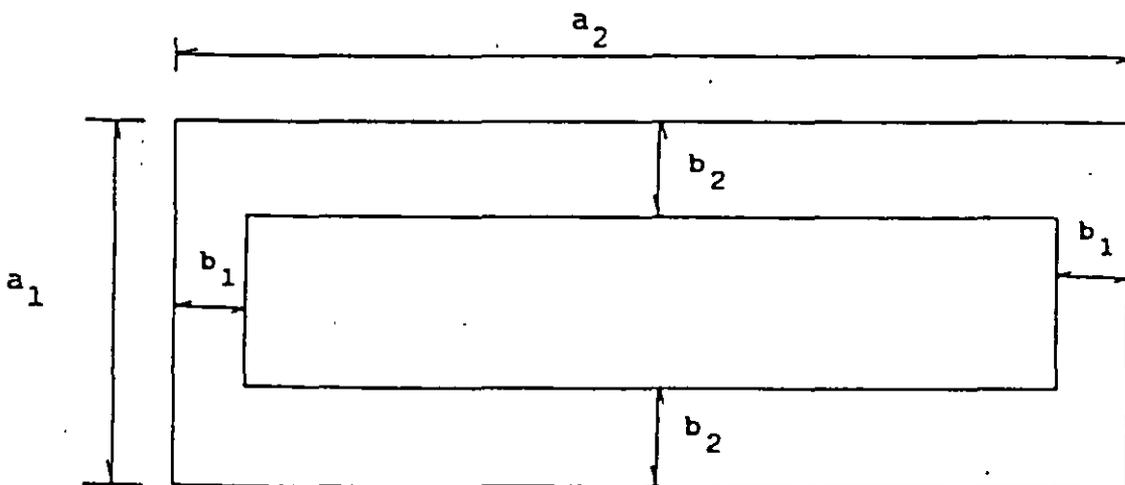
$$\begin{aligned} \text{En la franja central de ancho B} \\ s = a_s (L + B) / 2 A'_s \end{aligned} \quad (5.37)$$

$$\begin{aligned} \text{En las franjas laterales} \\ s = a_s (L + B) / A'_s \end{aligned} \quad (5.38)$$

donde a_s es el área de la varilla que se emplea.



a) Tablero con áreas tributarias



b) Planta de las zapatas corridas

FIG 5.1 DETERMINACIÓN DE ANCHOS DE ZAPATAS CORRIDAS

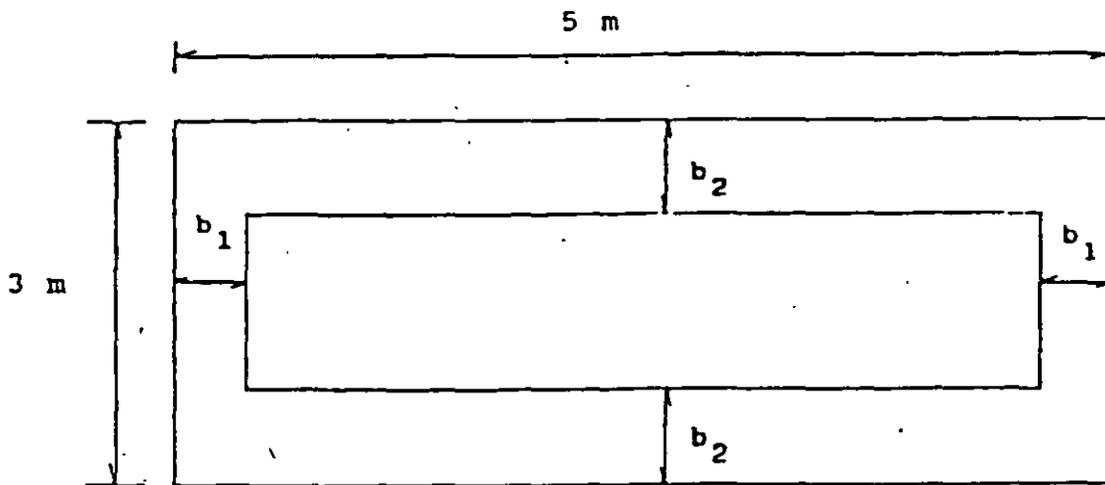


FIG 5.2 ZAPATAS DEL EJEMPLO 5.1

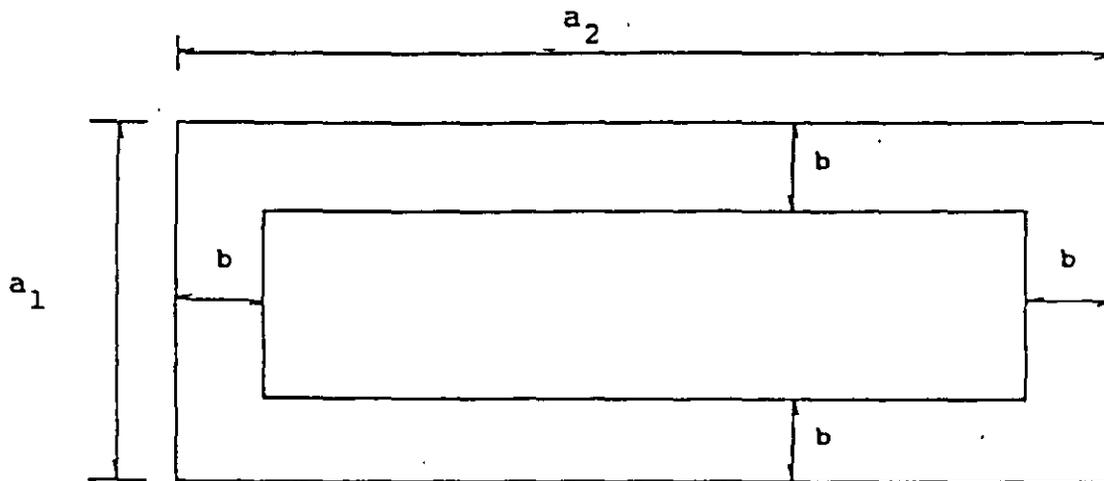


FIG 5.3 ZAPATAS CORRIDAS CON ANCHO ÚNICO

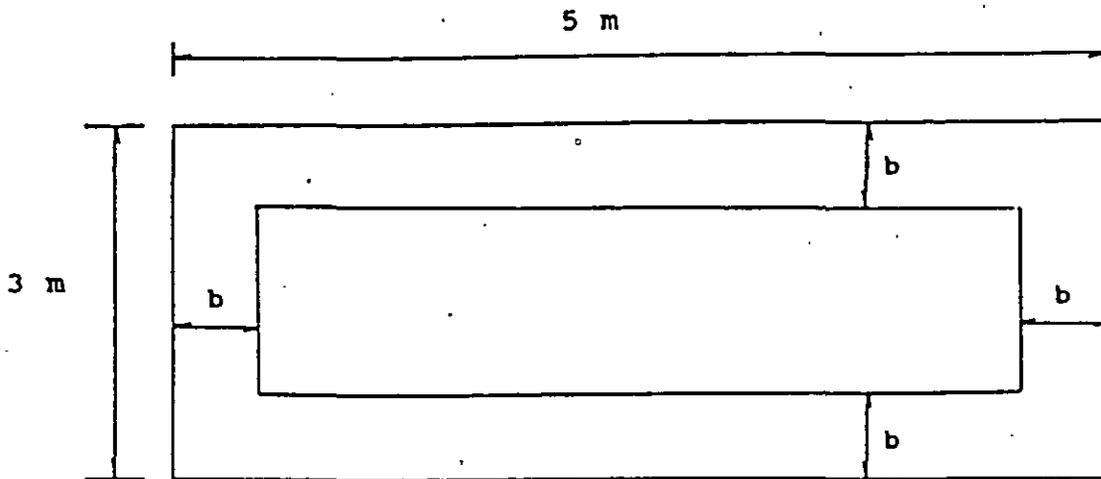


FIG 5.4 ZAPATAS CORRIDAS DEL EJEMPLO 5.2

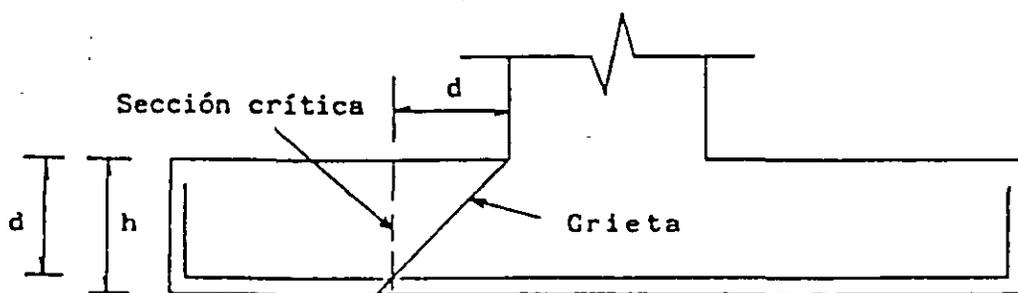
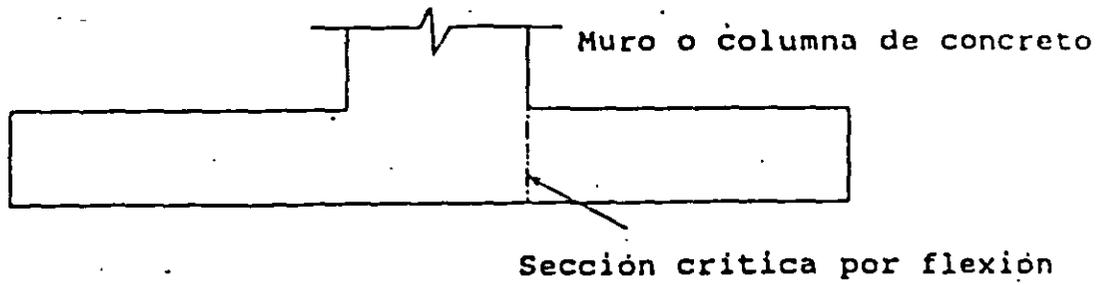
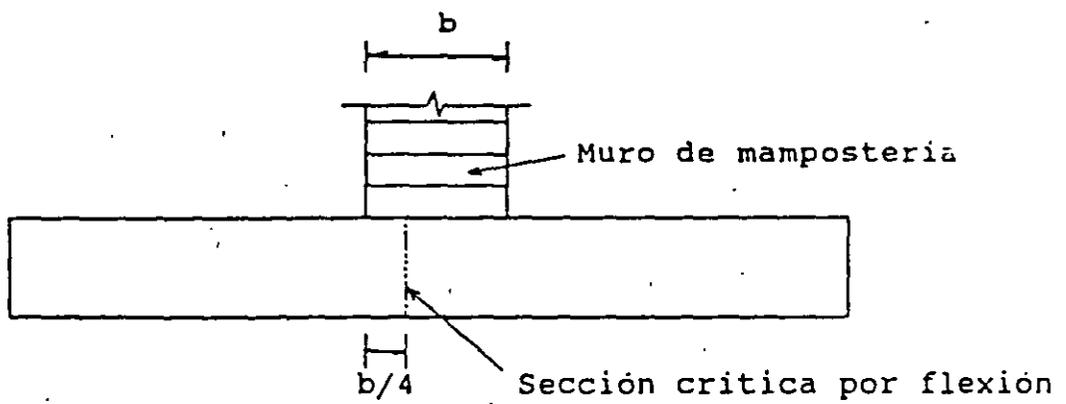


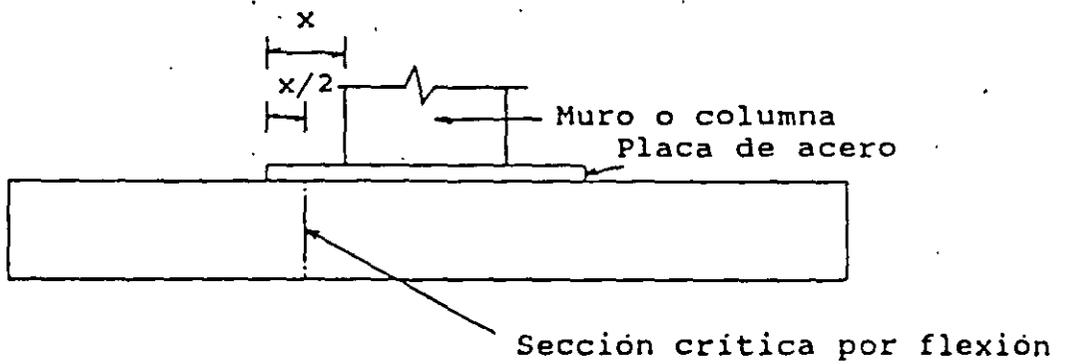
FIG 5.5 SECCIÓN CRÍTICA POR CORTANTE



a) Muro o columna de concreto reforzado

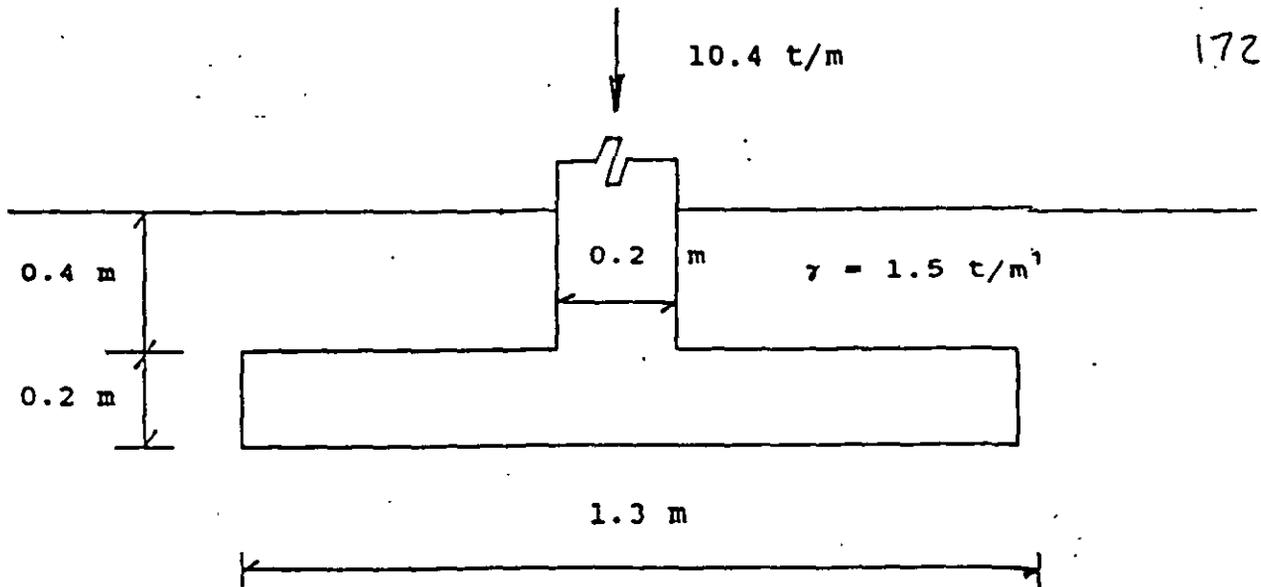


b) Muro de mamposteria



c) Muro o columna con pedestal de placa de acero

FIG 5.6 SECCIONES CRÍTICAS POR FLEXIÓN



$c = 6 \text{ t/m}^2$ $\gamma = 1.6 \text{ t/m}^3$ Toba parcialmente cementada
 $E_{ep} = 1600 \text{ t/m}^2$ $\nu = 0.25$

FIG 5.7 ZAPATA CORRIDA SOMETIDA A CARGA VERTICAL (EJEMPLO 5.3)

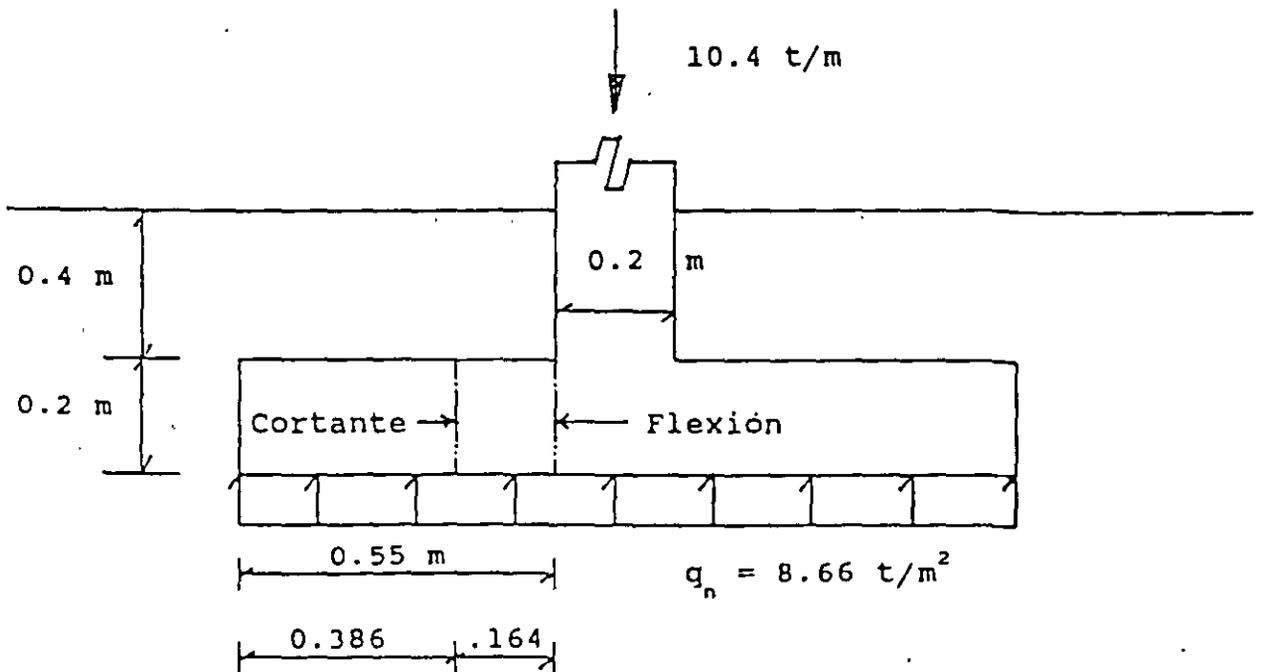


FIG 5.8 REACCIÓN DEL TERRENO Y SECCIONES CRÍTICAS POR CORTANTE Y POR FLEXIÓN (EJEMPLO 5.3)

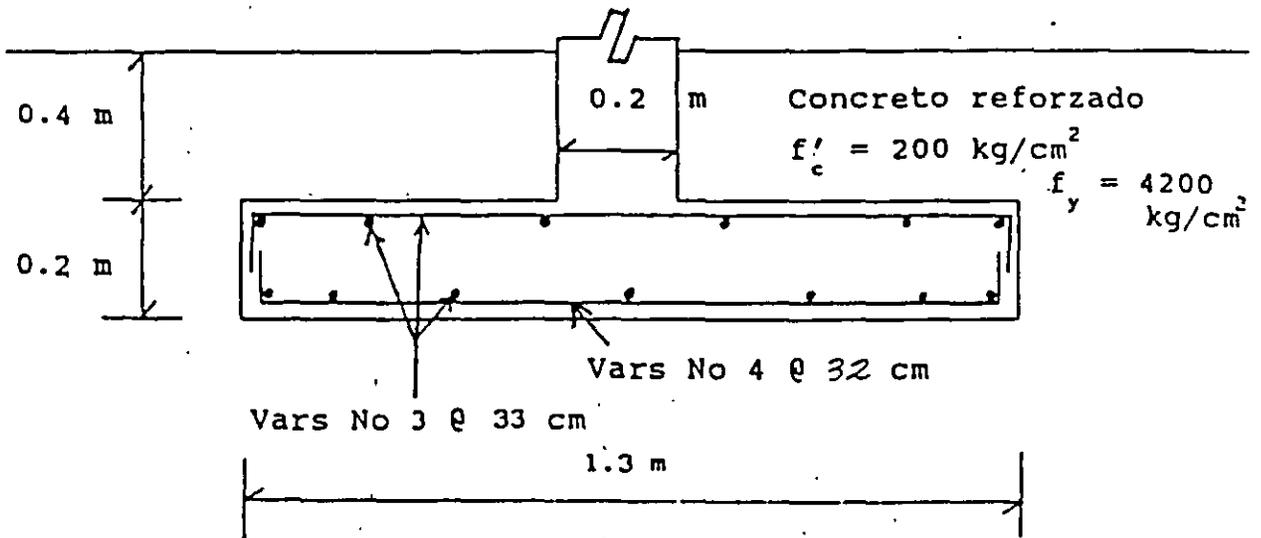
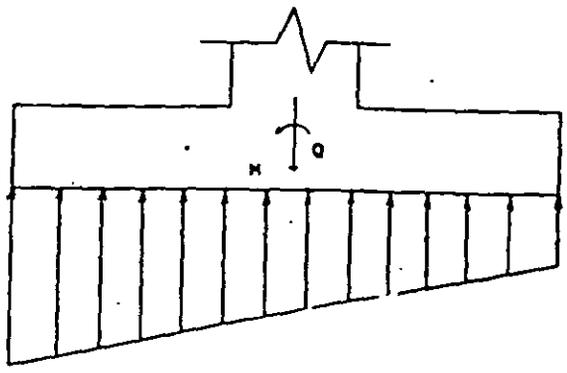
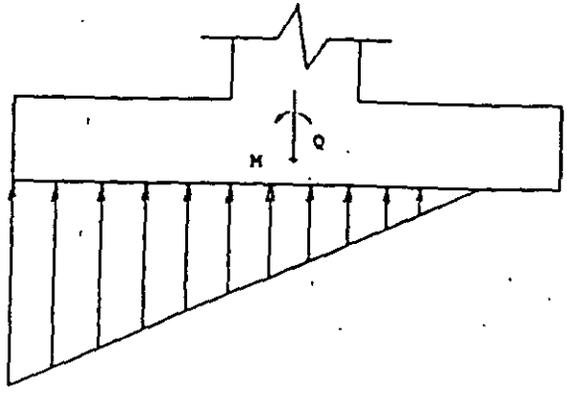


FIG 5.9 CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DE LA ZAPATA (EJEMPLO 5.3)



a) Reacción trapezoidal



b) Reacción triangular

FIG 5.10 REACCIÓN DEL TERRENO TRAPEZIAL O TRIANGULAR

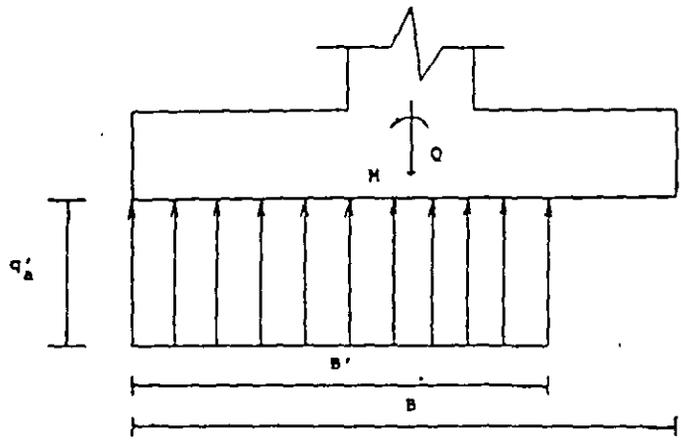


FIG 5.11 REACCIÓN DEL TERRENO RECTANGULAR

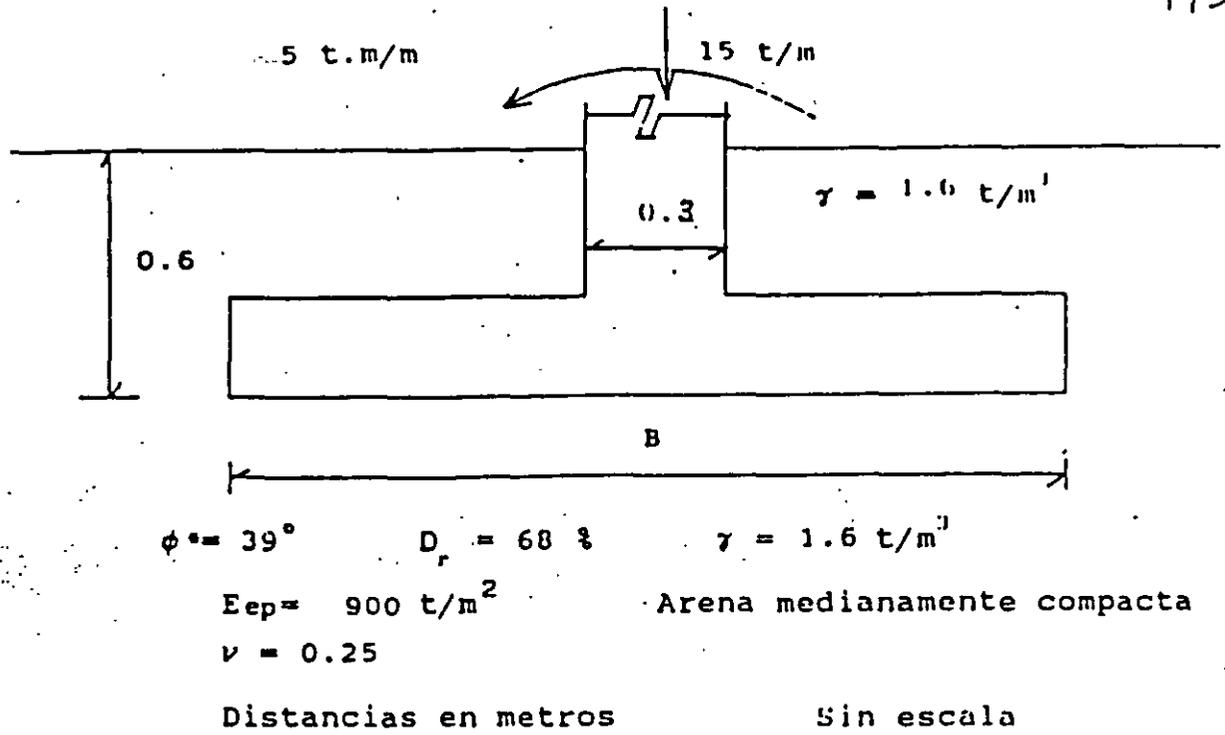


FIG 5.12 ZAPATA SOMETIDA A CARGA VERTICAL Y MOMENTO (EJEMPLO 5.4)

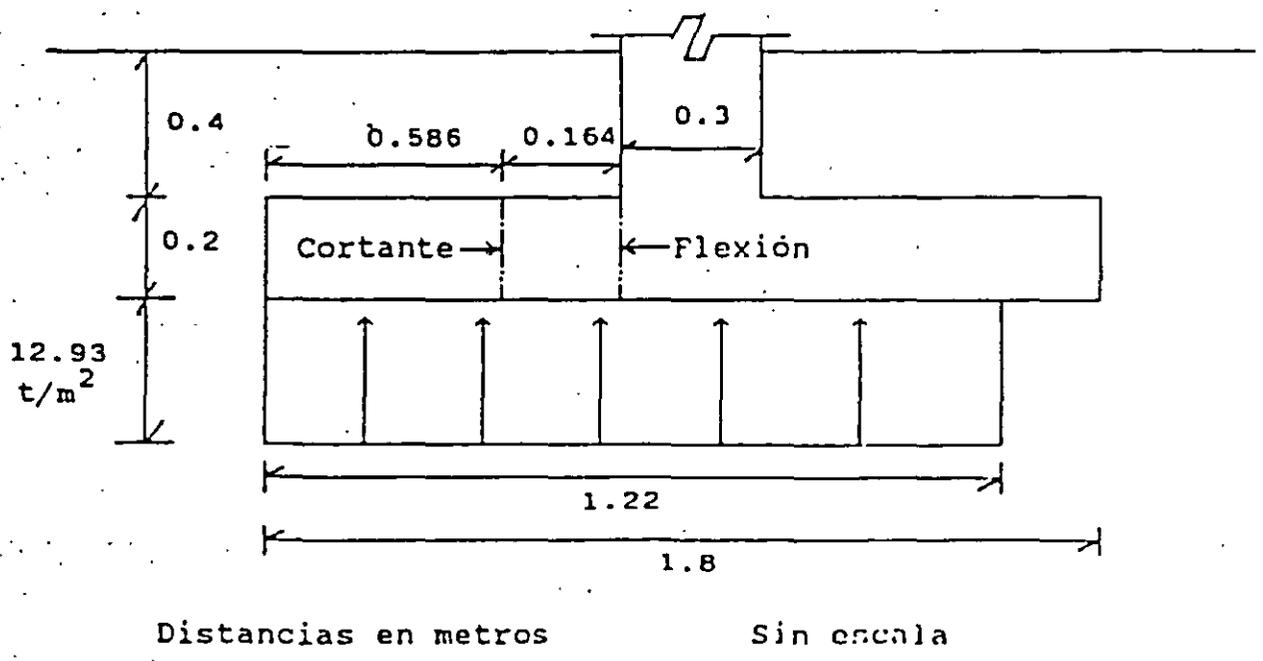


FIG 5.13 REACCIÓN NETA DEL TERRENO Y SECCIONES CRÍTICAS POR CORTANTE Y POR FLEXIÓN (EJEMPLO 5.4)

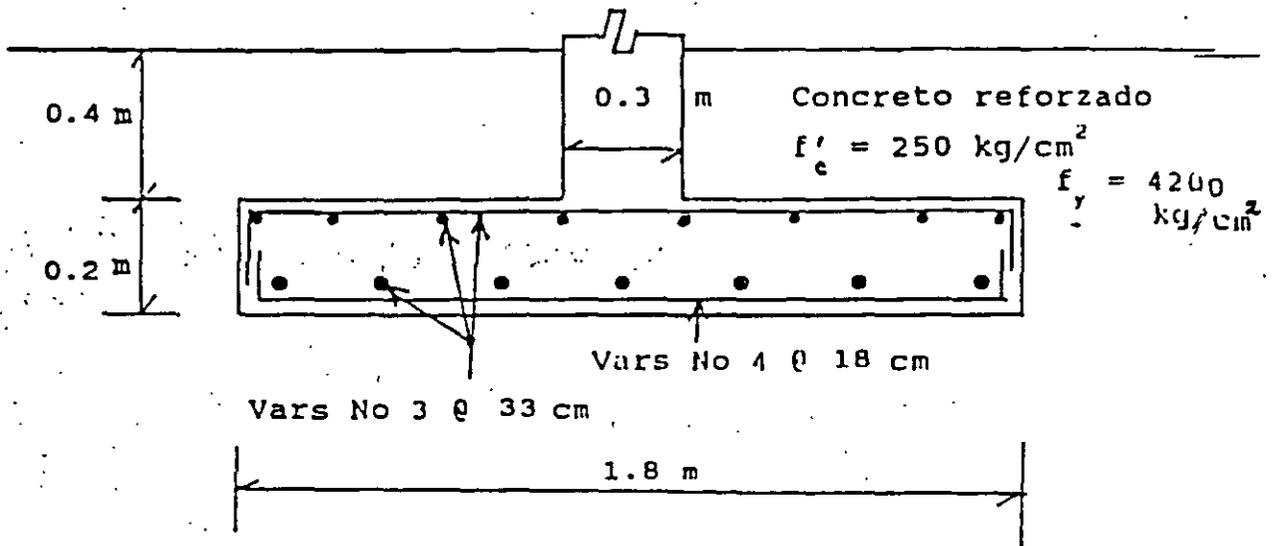
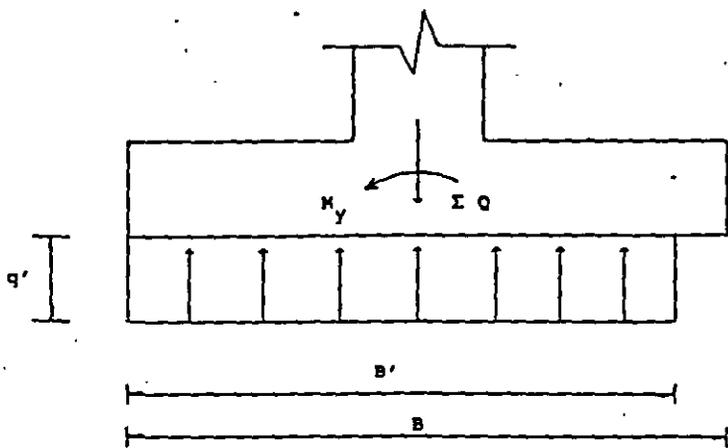


FIG 5.14 CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DE LA ZAPATA (EJEMPLO 5.4)



$$B' = B - 2e_x \qquad e_x = M_y / \Sigma Q$$

$$L' = L - 2e_y \qquad e_y = M_x / \Sigma Q$$

$$q' = \Sigma Q / A' = \Sigma Q / B' L'$$

B es el ancho y L la longitud de la zapata rectangular. M_x y M_y son los momentos alrededor de los ejes x y y, respectivamente, y e_x y e_y son las excentricidades medidas a partir del centro de la zapata

FIG 5.15a DETERMINACIÓN DE LA REACCIÓN q' DEBIDA LOS DOS MOMENTOS M_x Y M_y ALREDEDOR DEL CENTRO DE LA ZAPATA

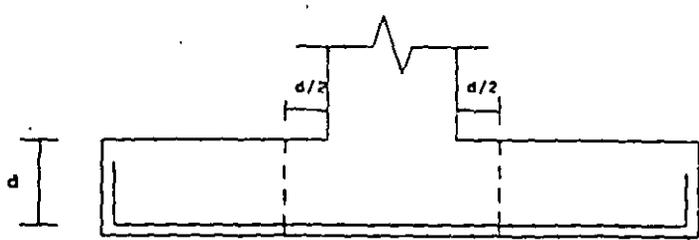
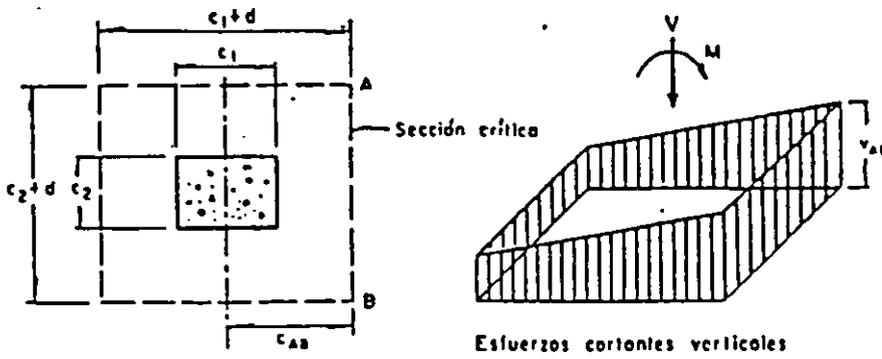


FIG 5.15b SECCIÓN CRÍTICA POR PENETRACIÓN



$$v_{AB} = \frac{V}{A_c} + \frac{\alpha M c_{AB}}{J_c}$$

$$A_c = 2d(c_1 + c_2 + 2d)$$

$$J_c = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2}$$

(Cálculo del esfuerzo cortante máximo para una columna interior)

FIG 5.16 TRANSMISION DE MOMENTO ENTRE COLUMNA Y ZAPATA (NORMAS DE CONCRETO 1987)

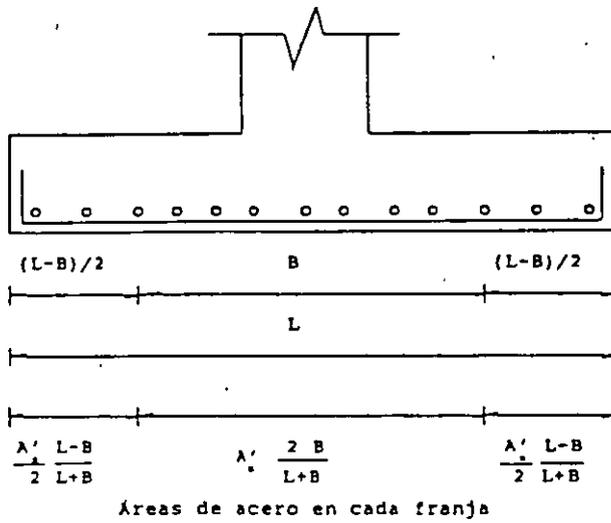


FIG 5.17 DISTRIBUCIÓN DEL ACERO DE REFUERZO EN EL LADO LARGO (MELI 1985)

APUNTES DE CIMENTACIONES ZAPATAS DE COLINDANCIA

Agustín Deméneghi Colina*

La zapata de colindancia que recibe un muro de carga exhibe un momento de desequilibrio debido a la falta de coincidencia entre la línea de acción de la carga del muro y del diagrama de reacción del terreno de cimentación.

Este momento de desequilibrio lo toma la estructura de la zapata mediante torsión a lo largo de la longitud de la zapata. Esta torsión ocurre en la zapata y en la trabe de enrase de la zapata.

Supongamos que los extremos de la zapata permanecen fijos. En el centro del claro el momento de torsión vale cero, por lo que la mitad de la zapata se puede considerar como empotrada en un extremo y libre en el otro. Una viga de longitud x , empotrada en un extremo y libre en el otro, sometida a un momento de torsión M_x en su extremo libre, sufre un giro que vale

$$\theta_x = (x/G I_t) M_x$$

Llamando M' al momento de desequilibrio por unidad de longitud de la zapata (fig 1), el momento en una distancia dx vale $M' dx$, y el giro debido a dM está dado por

$$d\theta = (x / G I_t) M' dx$$

El giro en el centro del claro vale

$$\theta_c = \int_0^{L/2} (M' x / G I_t) dx = M' L^2 / 8 G I_t \tag{1}$$

Sin embargo, debido al giro θ_c el suelo reacciona con un momento que se puede valorar en forma aproximada haciendo la hipótesis que es igual a la mitad del dado por la fórmula de Frollich, es decir

$$M_s' = \frac{\pi E_s B^2 \theta_c}{32 (1 - \nu^2)}$$

Sea

$$K_{\pi} = M_s' / \theta_c = \pi E_s B^2 / 32 (1 - \nu^2) \tag{2}$$

es decir

$$M_s' = K_{\pi} \theta_c \tag{3}$$

El nuevo momento M' es igual al momento inicial M_0' menos M_s' . Con este nuevo valor se aplican repetidamente las ecs 1, 2 y 3, hasta que la variación de M' sea despreciable

En una viga de sección rectangular de dimensiones b por h , el momento polar de inercia debido a torsión se puede valorar en forma aproximada (Deaufait *et al* 1970)

$$J_t \cong (h b^3 / 3) [1 - 0.63 b/h + 0.052 (b/h)^5] \quad h \geq b \tag{4}$$

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

El momento de torsión se toma con respecto al centroide de la trabe. La sección crítica es a una distancia d del paño de la trabe de liga. Se emplean las siguientes expresiones (Normas de Concreto 1996):

$$T_{OR} = 0.6 F_R (\Sigma x^2 y) \sqrt{f'_c} \quad (5)$$

$$T_{cR} = 0.25 T_{OR} \quad (6)$$

x = ancho de la trabe, y = peralte de la trabe

T_{OR} = momento torsionante resistente de diseño de un miembro sin refuerzo para torsión, kg.cm

T_{cR} = momento con que contribuye el concreto en un miembro reforzado por torsión, kg.cm

Para proporcionar refuerzo por torsión se deben cumplir simultáneamente las dos siguientes condiciones:

$$a) T_u > T_{cR} \quad (7)$$

$$b) (T_u / T_{OR})^2 + (V_u / V_{cR})^2 \geq 1 \quad (8)$$

Si no se cumple alguna de las dos condiciones anteriores los efectos de la torsión pueden despreciarse

Refuerzo por cortante

$$s = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{cR}}$$

es decir

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_u - V_{cR}}{F_R f_y d} \quad (\text{cm}^2 / \text{cm, dos ramas}) \quad (9)$$

Refuerzo por torsión

$$A_{sv} = \frac{s (T_u - T_{cR})}{F_R \Omega (x_1 y_1) f_y}$$

es decir

$$\frac{A_{sv}}{s} = \frac{T_u - T_{cR}}{F_R \Omega (x_1 y_1) f_y} \quad (\text{cm}^2 / \text{cm, una rama}) \quad (10)$$

$$\Omega = 0.67 + 0.33 (y_1 / x_1) \leq 1.5 \quad (11)$$

El refuerzo total es la suma del requerido por cortante y por torsión.

La separación no debe ser mayor que el ancho de los estribos ni de la altura de los mismos, ni mayor que 30 cm.

Acero longitudinal por torsión

$$A_{tl} = (2 A_{sv} / s) (x_1 + y_1) (f_{sv} / f_y) \quad (12)$$

Ejemplo

Revisar la seguridad del terreno de cimentación y hacer el diseño estructural de la zapata de la fig 2.

Concreto $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

$E_c = 141\,421 \text{ kg/cm}^2$

Acero $f_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 Longitud de la zapata 6 m
 $F_c = 1.4$
 Terreno de cimentación
 Arena medianamente compacta $\gamma = 1.6 \text{ U/m}^3$

Solución

Cálculo del momento M_o' y de ΣQ

$$M_o' = 0.923 \text{ t}\cdot\text{m/m} \quad \Sigma Q = 5.134 \text{ U/m}$$

Consideremos únicamente el momento de inercia de la trabe. Empleando la ec 4:

$$I_t = 0.00102 \text{ m}^4$$

El módulo de rigidez del concreto está dado por

$$G = E/2(1+\nu) = 565685 \text{ kg/cm}^2$$

El procedimiento iterativo para conocer el momento de torsión consiste en:

a) Aplicando la ec 1. con $M' = M_o' = 0.923 \text{ t}\cdot\text{m/m}$

$$\theta_c = 0.007208$$

b) De la ec 2

$$K_m = M_o' / \theta_c = \pi E_s B^2 / 32(1 - \nu^2)$$

c) Sustituyendo valores $K_m = 30.1593 \text{ t}\cdot\text{m/m}$. De la ec 3

$$M_s' = K_m \theta_c = 0.2174 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

El nuevo valor de M' vale: $0.923 - 0.2174 = 0.6826 \text{ t}\cdot\text{m/m}$

Se repiten los pasos (a) a (c), hasta que la variación de M' sea despreciable. En cada iteración M' se obtiene restando a $M_o' = 0.923 \text{ t}\cdot\text{m/m}$ el valor calculado de M_s' .

A continuación presentamos los valores obtenidos en la última iteración:

$$M' = 0.7471 \text{ t}\cdot\text{m/m}, \theta_c = 0.005834, M_s' = 0.1759 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

Cálculo del refuerzo por torsión

El momento de torsión a una distancia d del paño del eje donde termina la trabe vale

$$T = 0.7471(5.772)/2 = 2.156 \text{ t}\cdot\text{m} \quad (d = 11.4 \text{ cm})$$

$$T_u = F_c T = 3.0184 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Como se trata de una trabe con muro de carga, $V = 0$

Aplicando la ec 5 $T_{OR} = 136610 \text{ kg}\cdot\text{cm}$

Aplicando la ec 6 $T_{cR} = 34152.6 \text{ kg}\cdot\text{cm}$

Verificamos que se cumplan las condiciones dadas por las expresiones 7 y 8:

a) $T_u = 301840 \text{ t}\cdot\text{m/m} > T_{cR} = 34153 \text{ t}\cdot\text{m/m}$

b) $(T_u/T_{OR})^2 + (V_u/V_{cR})^2 = 4.88 \geq 1$

Se cumplen las condiciones (a) y (b), por lo que sí se requiere refuerzo por torsión.

Cálculo del acero de refuerzo por torsión

Acero transversal

Aplicando las ecs 11 y 10

$$\Omega = 1.5 \quad A_{tr}/s = 0.06278 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Empleando una separación $s = 7.5 \text{ cm}$, $A_{tr} = 0.471 \text{ cm}^2$. Por lo tanto, se requieren estribos del No 2.5 a cada 7.5 cm ($a_s = 0.495 \text{ cm}^2$).

Acero longitudinal

Empleando la ec 12, $A_{st} = 13.6 \text{ cm}^2$. Por lo tanto, se requieren 4 varillas del No 5 más 2 varillas del No 6, como acero longitudinal por torsión.

Diseño estructural de la losa de la zapata

El momento de desequilibrio en la zapata es de $M_o' = 0.923 \text{ t}\cdot\text{m}/\text{m}$. La trabe por torsión toma $M' = 0.7471 \text{ t}\cdot\text{m}/\text{m}$, mientras que el suelo toma $M_s' = 0.1759 \text{ t}\cdot\text{m}/\text{m}$. Por lo tanto, el momento sobre el suelo es $M_s' = 0.1759 \text{ t}\cdot\text{m}/\text{m}$

$$e = M_s' / \Sigma Q = 0.1759 / 5.134 = 0.03426 \text{ m}$$

$$B' = B - 2e = 0.5315 \text{ m} \quad q' = \Sigma Q / B' = 9.66 \text{ t}/\text{m}^2$$

En la fig 3 se exhiben la geometría y las fuerzas que actúan sobre la zapata.

Diseño por flexión

$$d = 0.15 - 0.036 = 0.114 \text{ m}$$

$$M = 0.5288 \text{ t}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$M_u = 0.7403 \text{ t}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$p = 0.00154$$

$$p_{\text{mín}} = 0.00236 \quad A_{\text{mín}} = 2.687 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{\text{temp}} = 3.075 \text{ cm}^2/\text{m}; \text{ por lo tanto, rige armado por temperatura}$$

Se emplearán varillas del N° 3 a cada 23 cm, en el lecho inferior

Revisión por cortante

$$V = 2.006 \text{ t}/\text{m}$$

$$V_u = 2.809 \text{ t}/\text{m}$$

$$M = 0.2485 \text{ t}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$M/Vd = 1.09 < 2 \quad \text{Cumple como elemento anclio}$$

$$V_{cR} = 5768 \text{ kg} > V_u = 2809 \text{ kg} \therefore \text{Cumple}$$

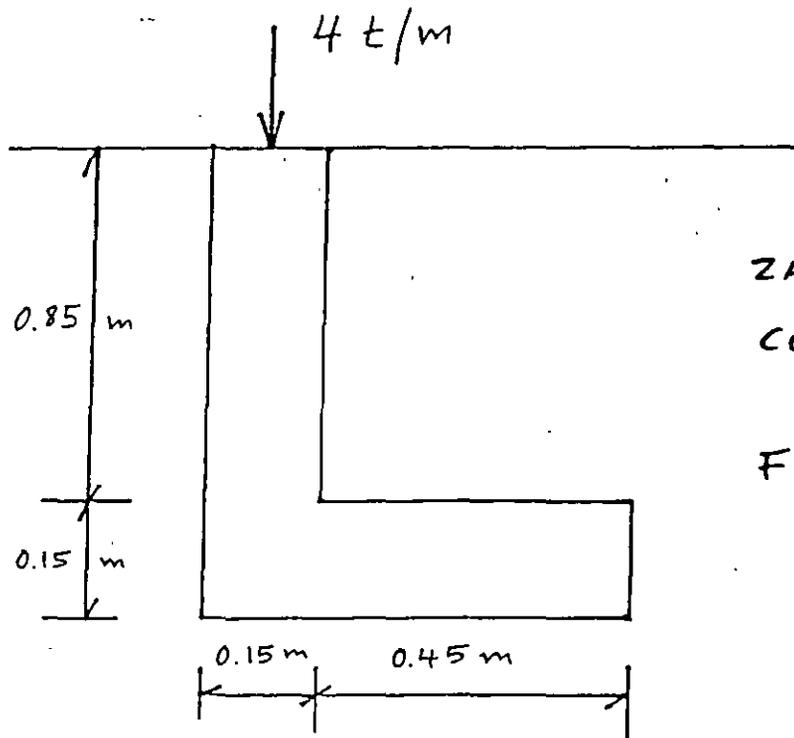
En la fig 4 se muestra el armado de la zapata.

Referencias

Beaufait, F W, Rowan, W H, Hoadley, P G y Hackett, R M, *Computer Methods of Structural Analysis*, Prentic Hall, 1970

Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, Departamento del Distrito Federal, 1996

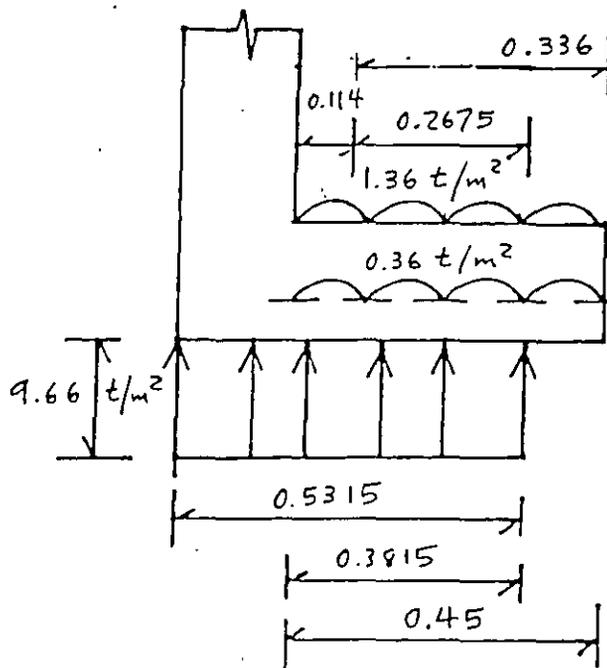
(ACZAPCOL)



ZAPATA DE COLINDANCIA

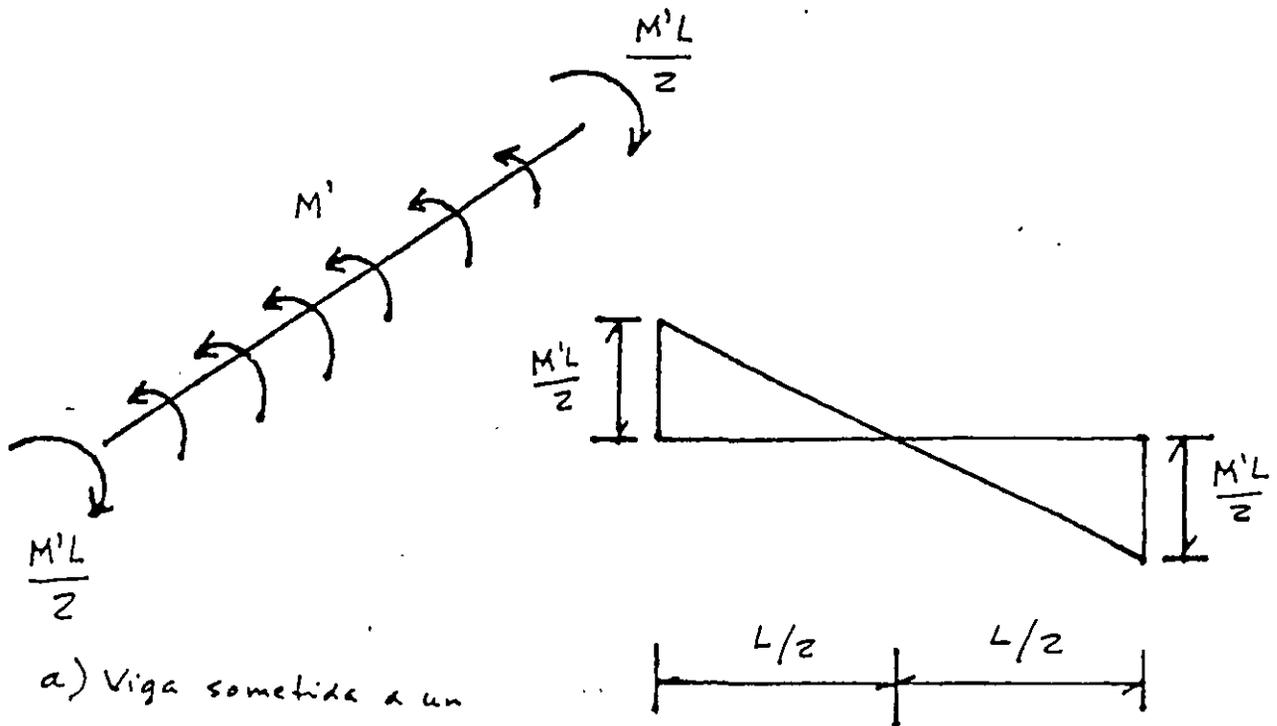
FIGURA 2

$$E_s = 800 \text{ t/m}^2, \nu = 0.25$$



FUERZAS QUE ACTÚAN SOBRE LA LOSA DE LA ZAPATA

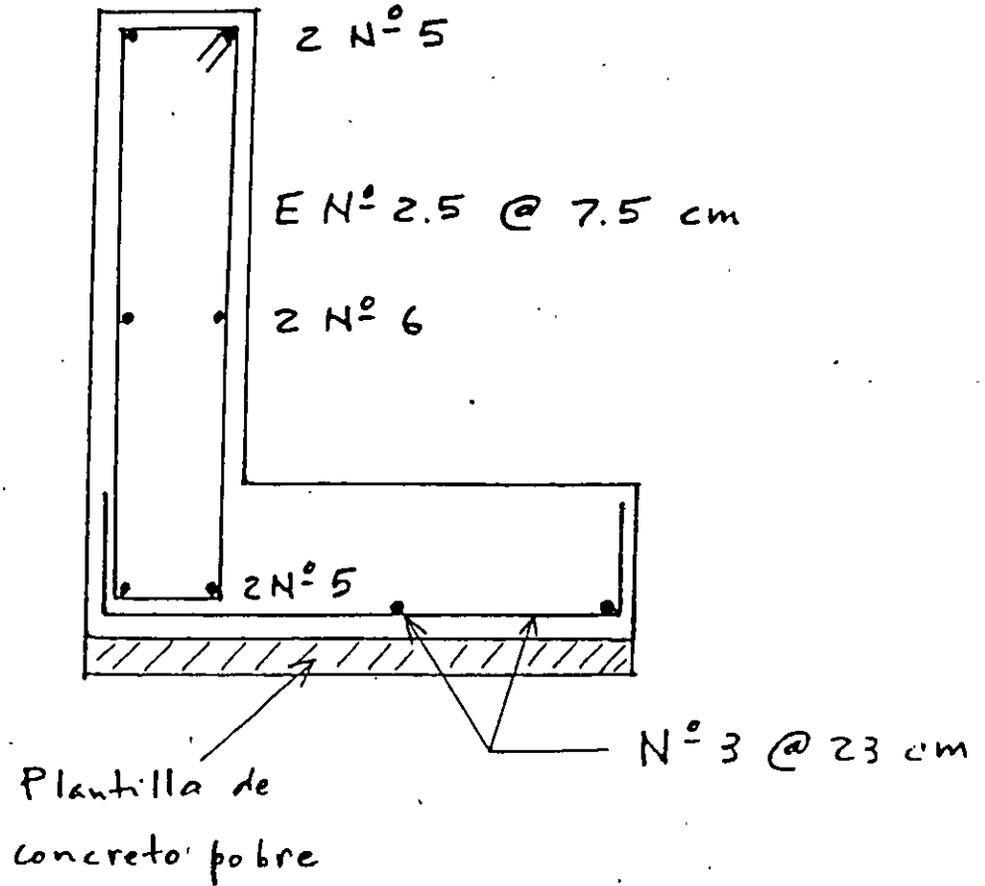
FIGURA 3



a) Viga sometida a un momento de torsión M' por unidad de longitud

b) Variación del momento de torsión a lo largo de la viga

FIGURA 1



ARMADO DE LA ZAPATA

FIGURA 4

121
1

APUNTES DE CIMENTACIONES CIMENTOS DE MAMPOSTERÍA

El ancho de un cimiento de mampostería se obtiene de manera análoga a lo visto para cimientos de concreto reforzado. "En cimientos de piedra braza la pendiente de las caras inclinadas, medida desde la arista de la dala o muro, no será menor que 1.5 (vertical) : 1 (horizontal).

"En cimientos de mampostería de forma trapezoidal con un talud vertical y el otro inclinado, tales como cimientos de lindero, deberá verificarse la estabilidad del cimiento a torsión. De no efectuarse esta verificación, deberán existir cimientos perpendiculares a ellos a separaciones no mayores de las que señala la siguiente tabla:

| Presión de contacto con el terreno, p , t/m^2 | Claro máximo, en metros | |
|---|-------------------------|--------|
| | Caso 1 | Caso 2 |
| $p \leq 2.0$ | 5.0 | 10.0 |
| $2.0 < p \leq 2.5$ | 4.5 | 9.0 |
| $2.5 < p \leq 3.0$ | 4.0 | 7.5 |
| $3.0 < p \leq 4.0$ | 3.0 | 6.0 |
| $4.0 < p \leq 5.0$ | 2.5 | 4.5 |

"En todo cimiento deberán colocarse dalas de concretos reforzado, tanto sobre los cimientos sujetos a momento de volteo como sobre los perpendiculares a ellos. Los castillos deben empotrarse en los cimientos no menos de 40 cm.

"En la tabla anterior, el claro máximo permisible se refiere a la distancia entre los ejes de los cimiento perpendiculares, menos el promedio de los anchos medios de éstos. Los casos 1 y 2 corresponden respectivamente mampostería ligada con mortero de cal y con mortero de cemento. No deberán existir planos definidos de falla transversales al cimiento".

"Las piedras que se empleen en elementos estructurales deberán satisfacer los requisitos siguientes:

| | |
|--|---------------|
| Resistencia mínima a compresión en dirección normal a los planos de formación | 150 kg/cm^2 |
| Resistencia mínima a compresión en dirección paralela a los planos de formación | 100 kg/cm^2 |
| Absorción máxima | 4% |
| Resistencia al intemperismo: máxima pérdida de peso después de 5 ciclos en solución saturada de sulfato de sodio | 10% |

"Las piedras no deberán ser labradas, pero se evitará en lo posible el empleo de piedras de formas redondeadas y de cantos rodados. Por lo menos el 70% del volumen del elemento estará constituido por piedras con un peso mínimo de 30 kg cada una.

"Los morteros que se empleen para mampostería de piedras naturales deberán cumplir con los requisitos siguientes:

- a) La relación volumétrica entre la arena y la suma de cementantes se encontrará entre 2.25 y 5.
- b) La resistencia mínima en compresión será de 15 kg/cm^2 .

"La mampostería se desplantará sobre una plantilla de mortero o concreto que permita obtener una superficie plana. En las primeras hiladas se colocarán las piedras de mayores dimensiones. Cuando las piedras sean de origen sedimentario se colocarán de manera que los lechos de estratificación queden normales a la dirección de las compresiones. Las piedras deberán humedecerse antes de colocarlas y se acomodarán de manera de llenar lo mejor posible el hueco formado por las otras piedras. Los vacíos se rellenarán completamente con piedra chica y mortero".

(Normas de Mampostería, cap 6).



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO GENERAL EN PROYECTO Y
CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS**

MODULO II

**DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES
SEGÚN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL
DISTRITO FEDERAL**

TEMA

**ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS DEL EDIFICIO DE
CUATRO NIVELES QUE SE PRETENDE CONSTRUIR EN
CORDOBA N° 183, COLONIA ROMA, EN MÉXICO D.F.**

**EXPOSITOR: ING. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA
ING. HECTOR SANGINÉS GARCÍA
PALACIO DE MINERÍA
JULIO 1998**

Agustín Deméneghi Colina

Héctor Sanginés García

**Ingenieros Civiles
Mecánica de Suelos**

**ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS DEL EDIFICIO DE CUATRO NIVELES QUE SE
PRETENDE CONSTRUIR EN CÓRDOBA N° 183, COLONIA ROMA, EN MÉXICO, D F**

1. Introducción

Por encargo del Arq Jorge Renner y Copropietarios, se llevó a cabo el estudio de mecánica de suelos para el edificio de cuatro niveles que se pretende construir en Córdoba N° 183, colonia Roma, en México, D F. En los siguientes incisos se presentan la estratigrafía y propiedades del subsuelo, así como la revisión preliminar de la seguridad del terreno de cimentación. Al final del informe se presentan las conclusiones del estudio.

El predio en cuestión presenta una superficie sensiblemente plana y horizontal.

De acuerdo con el proyecto arquitectónico preliminar, el edificio será destinado a departamentos, y constará de planta baja para estacionamiento y tres plantas tipo.

2. Trabajos de exploración

Los trabajos de exploración consistieron en la ejecución de un sondeo mixto de penetración estándar y muestreo inalterado con tubo Shelby (SM-1), llevado hasta una profundidad de 21 m, así como la excavación de un pozo a cielo abierto (PCA-1), llevado hasta 2.3 m de profundidad. La ubicación de estos sondeos se muestra en la fig 1.

La estratigrafía encontrada en los sondeos SM-1 y PCA-1 se indica en las tablas 1 y 2, respectivamente.

El nivel de agua freática (NAF) se encontró a 2.3 m de profundidad.

3. Pruebas de laboratorio

Las muestras extraídas de los sondeos se sometieron a las siguientes pruebas de laboratorio:

Propiedades índice

Contenido natural de agua
 Clasificación visual y al tacto
 Límites de plasticidad

Propiedades mecánicas

Compresión no confinada
 Rebote elástico
 Compresión triaxial no consolidada-no drenada
 Consolidación unidimensional

Los resultados de los ensayos de laboratorio se muestran en la tabla 1 (sondeo SM-1).

4. Estratigrafía y propiedades

La estratigrafía y propiedades encontradas en los sondeos SM-1 y PCA-1 se muestran en las tablas 1 y 2, respectivamente.

De acuerdo con el perfil estratigráfico de la tabla 1, el subsuelo en el sitio es típico de la llamada *zona del lago* de la ciudad de México (zona III del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal). Se observa que la costra superficial alcanza los 4.2 m de profundidad. A partir de ésta, hasta la máxima profundidad explorada de 21 m, se encuentra la serie arcillosa superior. Dentro de esta serie arcillosa se encuentran algunos lentes intercalados de arena.

El nivel de agua freática (NAF) se encontró a 2.3 m de profundidad.

5. Revisión de la seguridad del terreno de cimentación

Dadas las características del edificio y del subsuelo bajo el predio, la cimentación más conveniente es a base de una compensación parcial, utilizando un incremento neto de carga de 1.2 t/m^2 al terreno.

Suponiendo un peso unitario medio del edificio de 4.2 t/m^2 , y un peso volumétrico promedio del suelo de 1.5 t/m^3 , se obtiene un profundidad de desplante del cajón de 2.0 m.

Para el cálculo de los estados límite de falla y de servicio se consideró al suelo como puramente cohesivo.

a) Estados límite de falla

a.1) Primera combinación de acciones. Cargas permanentes más cargas variables

El Reglamento de construcciones para el Distrito Federal establece que en suelos cohesivos la capacidad de carga resistente está dada por la siguiente expresión

$$q_R = c_u N_c F_R + p_v$$

En la expresión anterior:

p_v = presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo = $1.5(2) = 3$ t/m²

c_u = cohesión aparente = 2.1 t/m²

N_c es el coeficiente de capacidad de carga, dado por

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25 D/B + 0.25 B/L) = 5.97$$

para $D/B < 2$ y $B/L < 1$, donde D es la profundidad que penetra el cimiento en el estrato de apoyo. En caso de que D/B y B/L no cumplan las desigualdades anteriores, dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y 1, respectivamente.

Sustituyendo valores

$$q_R = 11.78 \text{ t/m}^2$$

a.2) Segunda combinación de acciones. Acciones permanentes más acciones variables, más acciones accidentales

Esta revisión es similar a la de la primera combinación de acciones, con la diferencia que se considera el momento de volteo sísmico, el cual se estimó en 1020 t·m, y se emplea un factor de carga $F_c = 1.1$. Suponiendo un peso del edificio de 1060 t, un ancho $B = 12.4$ m y una longitud $L = 25.5$ m, se obtienen las siguientes dimensiones virtuales reducidas B' y L'

$$B' = B - 2e_x = 10.47 \text{ m}$$

$$e_x = M_y / \Sigma Q = 0.96 \text{ m}$$

$$L' = L - 2e_y = 24.92 \text{ m}$$

$$e_y = M_x / \Sigma Q = 0.28 \text{ m}$$

Sustituyendo valores

$$q_R = 10.73 \text{ t/m}^2$$

b) Estados limite de servicio

b.1) Expansiones instantáneas por excavación

Para el cálculo de la expansión inmediata bajo el centro de la planta de la cimentación, producida por una descarga de 3 t/m^2 debida a la excavación, se utilizó la teoría de la elasticidad. Los valores de módulo de elasticidad se estimaron a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio. Se obtuvo una expansión inmediata de 6.2 cm, la cual resulta menor que la expansión permisible de 15 cm que establece la tabla II de las Normas de Cimentaciones del RCDF.

b.2) Asentamiento inmediato por recompresión

Debido a una reaplicación de carga de 3 t/m^2 se produce un asentamiento inmediato por recompresión, el cual es aproximadamente igual a la expansión inmediata (6.2 cm), ya que la pérdida de energía por el fenómeno de histéresis es prácticamente despreciable.

b.3) Asentamiento inmediato por compresión

Debido a un incremento neto de carga de 1.2 t/m^2 , y utilizando el módulo de deformación inmediato de los resultados de las pruebas de laboratorio, se determinó un hundimiento inmediato por compresión de 3.4 cm.

b.4) Asentamiento diferido

Se calculó el asentamiento diferido considerando valores del módulo de compresibilidad volumétrica, determinados a partir de pruebas de consolidación unidimensional, obteniéndose un hundimiento a largo plazo de 4.0 cm.

b.5) Asentamiento total

El hundimiento neto de la cimentación será la suma de los asentamiento por compresión inmediata y por compresión diferida, es decir, $\delta = 3.4 + 4.0 = 7.4 \text{ cm}$, el cual resulta menor que el hundimiento permisible de 15 cm para cuando existen construcciones colindantes (tabla II, Normas de Cimentaciones).

Para fines de instalaciones y accesos al edificio, se deberá tomar en cuenta además el asentamiento por recompresión, es decir, $\delta = 3.4 + 4.0 + 6.2 = 13.6 \text{ cm}$.

b.6) Se calculó el giro permanente de la cimentación debido al momento sísmico de $1020 \text{ t}\cdot\text{m}$, el cual resultó de 0.45%, menor que el giro permisible de 0.75% (Normas de Cimentaciones).

c) Empuje de tierras

La presión horizontal efectiva se puede calcular empleando un coeficiente de empuje en reposo de 0.6, al que hay que agregar el efecto de sobrecargas de 3 y 6 t/m^2 (por efecto de estructura

colindantes), dando las presiones horizontales sobre el muro del cajón de concreto reforzado que se indican a continuación:

| Profundidad, m | Sobrecarga 3.0 t/m ² | Sobrecarga 6.0 t/m ² |
|----------------|---------------------------------|---------------------------------|
| 0 | 1.8 | 3.6 |
| 2.0 | 3.6 | 5.4 |

6. Conclusiones

De lo tratado en los incisos anteriores, se concluye lo siguiente:

- a) El subsuelo en el sitio es típico de la llamada zona del lago de la ciudad de México (zona III del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal). Se observa que la costra superficial alcanza los 4.2 m de profundidad. A partir de ésta, y hasta la máxima profundidad explorada de 21 m, se encuentra la serie arcillosa superior. Dentro de esta serie arcillosa se encuentran algunos lentes intercalados de arena. El nivel de agua freática (NAF) se encontró a 2.3 m de profundidad.
- b) La cimentación del edificio se puede resolver mediante el empleo de un cajón rígido de concreto reforzado, desplantado a una profundidad de 2.0 m bajo la superficie del terreno.
- c) Una vez que se cuente con los datos de proyecto del edificio, se revisará la seguridad del terreno de cimentación, y se proporcionarán las recomendaciones para el diseño y construcción del cajón de cimentación.

México, D F, a 2 de julio de 1998

Atentamente



M en Ing Agustín Deméneghi Colina



Ing Héctor Sanginés García

(CORDOINF)

TABLA 1
SONDEO SM-1
CÓRDOBA N° 183. MÉXICO, D F

| Estrato | Profundidad (nivel inferior) | N | w | Descripción y propiedades |
|---------|---------------------------------|---|-------|--|
| | m | | % | |
| 1 | 1.2 | - | 20.5 | Relleno de limo café con cascajo |
| 2 | 1.8 | - | 36.3 | Limo arcilloso gris verdoso, con arena y cascajo (relleno) |
| 3 | 2.4 | - | 91.5 | Limo arcilloso gris verdoso, con poca arena |
| 4 | 4.2 | 3 | 72.0 | Limo arcilloso gris verdoso, con vetas de arena pómez LL = 67.6%, LP = 33.1%, IP = 34.5%, SUCS: MH $\gamma = 1.5 \text{ t/m}^3$, $c_u = 0.21 \text{ kg/cm}^2$ |
| 5 | 4.8 | 3 | 103.0 | Arcilla limosa gris verdoso, con vetas de arena pómez |
| 6 | 7.2 | 1 | 148.3 | Arcilla limosa gris verdoso LL = 197.9%, LP = 59.5%, IP = 108.4%, SUCS: CH $\gamma = 1.21 \text{ t/m}^3$, $E_u = 19.6 \text{ kg/cm}^2$, $E_e = 26.1 \text{ kg/cm}^2$, $c_u = 0.22 \text{ kg/cm}^2$ |
| 7 | 12.6 | 1 | 294.6 | Arcilla limosa café verdoso, con vetas de arena de 9.6 a 10.2 m $\gamma = 1.13 \text{ t/m}^3$, $E_u = 29.4 \text{ kg/cm}^2$, $c_u = 0.31 \text{ kg/cm}^2$ |
| 8 | 13.8 | 2 | 111.5 | Limo arcilloso gris verdoso |
| 9 | 14.4 | 1 | 102.6 | Limo arcilloso gris verdoso |
| 10 | 18 | 1 | 243.0 | Arcilla limosa café rojizo $\gamma = 1.17 \text{ t/m}^3$, $E_u = 31.4 \text{ kg/cm}^2$, $E_e = 42.8 \text{ kg/cm}^2$, $c_u = 0.30 \text{ kg/cm}^2$ |
| 11 | 21 | 2 | 193.7 | Arcilla limosa café verdoso |

w = contenido natural de agua, N = número de golpes de la prueba de penetración estándar
LL = límite líquido, LP = límite plástico, IP = índice plástico, γ = peso volumétrico,
 E_u = módulo de deformación no drenado, E_e = módulo elástico, c_u = cohesión no drenada
Profundidad nivel de agua freática (NAF) = 2.3 m

TABLA 2
SONDEO SM-1
CÓRDOBA N° 183. MÉXICO, D F

| Capa | Profundidad (nivel inferior) | Descripción |
|------|---------------------------------|--|
| | m | |
| 1 | 0.9 | Relleno de cascajo |
| 2 | 1.05 | Losa de concreto |
| 3 | 1.35 | Relleno de cascajo |
| 4 | 1.45 | Losa de concreto |
| 5 | 1.65 | Relleno de arcilla con cascajo |
| 6 | 2.3 | Arcilla limosa café, de consistencia firme |

Profundidad nivel de agua freática (NAF) = 2.3 m

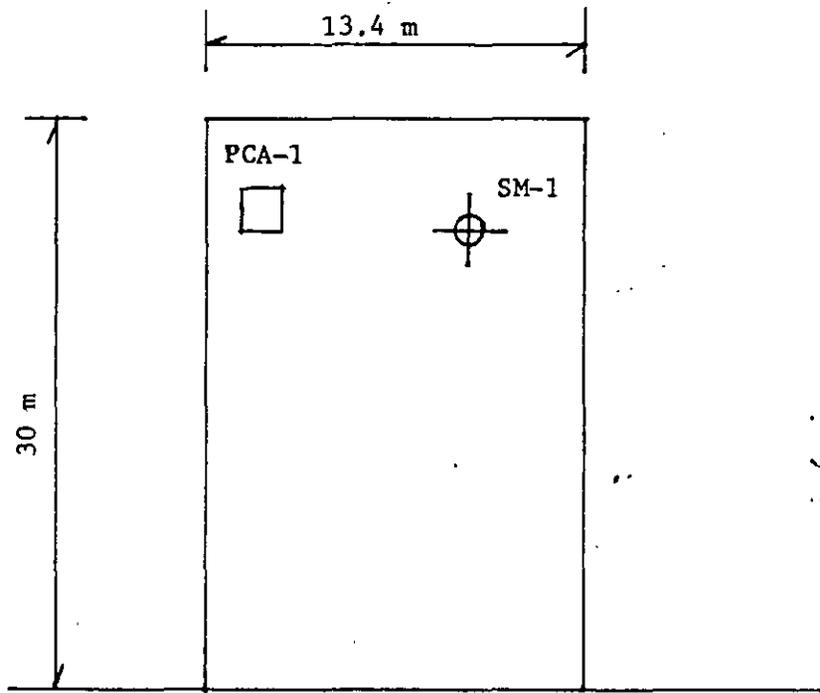


FIGURA 1. CROQUIS DE LOCALIZACION DE SONDEOS
Córdoba No. 183



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO GENERAL EN PROYECTO Y
CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS**

MÓDULO II

**DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES
SEGÚN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL
DISTRITO FEDERAL**

TEMA

CIMENTACIONES PROFUNDAS

**EXPOSITOR: M. EN I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA
PALACIO DE MINERÍA
JULIO 1998**

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 deberá

* 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

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

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

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

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

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

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:

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

(8.6)

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

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 valorar 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 remodelado 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 $r = 1.05 r_o$ a partir del centro del pilote, donde r_o es el radio del pilote. La arcilla remodelada 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 $K_\phi = \tan \phi_p / N'_\phi = \tan \phi_p (1 - \text{sen}^2 \phi) / (1 + \text{sen}^2 \phi)$ (8.18)

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

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

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

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

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

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

Sustituyendo en la ec 8.19

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

Pero $FN = a' \Delta p'_v \quad \therefore \Delta p'_v = FN / a'$ (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:

$$FN = (\omega K_{\phi} \int_0^L p'_{v_0} dz) / (1 + \omega K_{\phi} L / 3 a') \quad (8.22)$$

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

$$FN = (\omega K_{\phi} \int_0^L p'_{v_0} dz) / (1 + \omega K_{\phi} L / 3 a') \quad (8.22)$$

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

La cantidad $\int_0^L p'_{v_0} dz$ representa el área bajo el diagrama de presión vertical efectiva. De acuerdo con la tabla 8.1: $\int_0^L p'_{v_0} dz = 51.67 \text{ t/m}$.

$$\omega = 2 \pi r, \quad r = 1.05 r_0 = 1.05 (0.2) = 0.21 \text{ m}$$

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

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

$$FN = 10.83 \text{ t}$$

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:

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

La ecuación de equilibrio de fuerzas queda:

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

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:

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

Pilotes de fricción

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

$$FP = \frac{\omega \cdot \kappa_\phi}{1 - \frac{\omega \kappa_\phi}{3} \cdot \frac{d}{a}} \int_0^d \sigma_{0z} \cdot dz$$

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:

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

donde:

q_u : resistencia en compresión simple

$\omega_2 = 1.1 (\Gamma r_\sigma)$

a_p : área del pilote

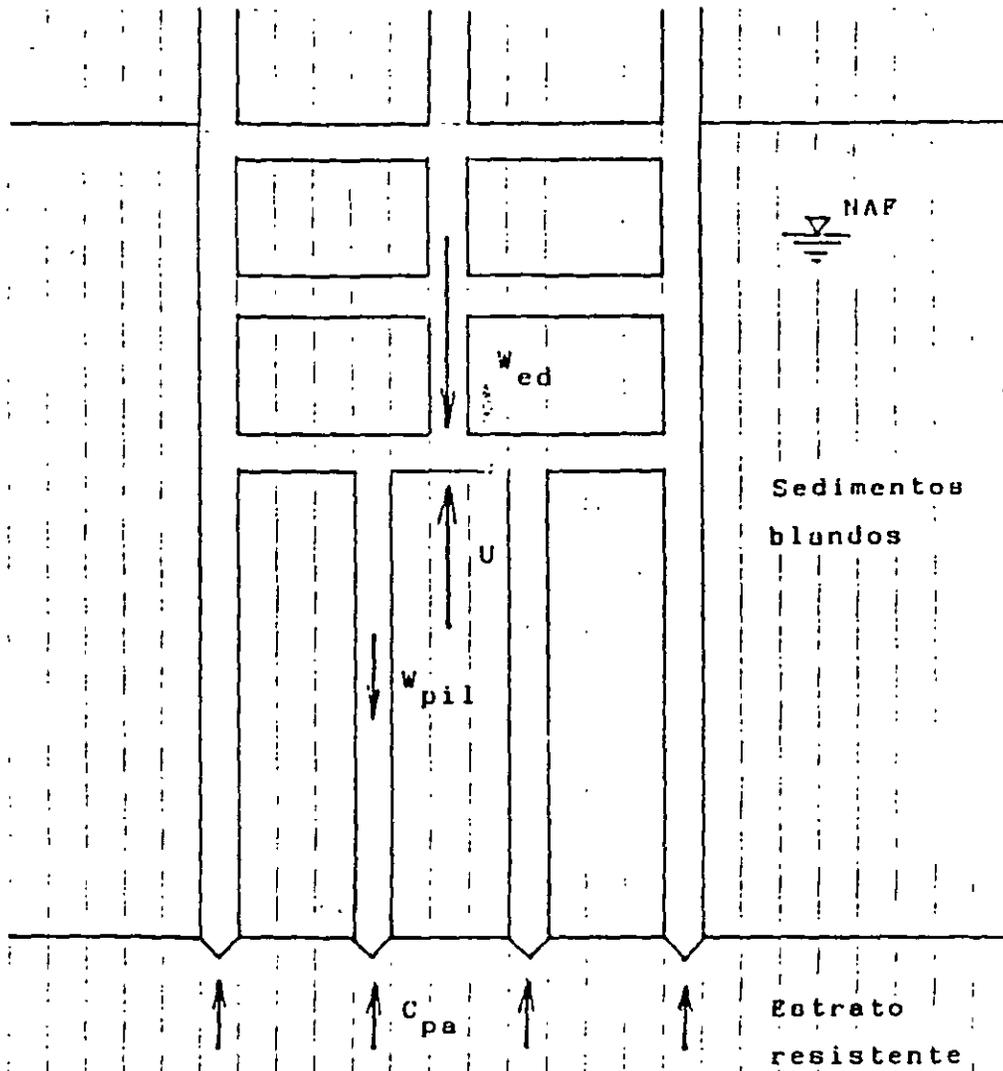
σ_{bd} : esfuerzo crítico de compresión al nivel de la punta del pilote.

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.

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

y el factor de seguridad se calculará con

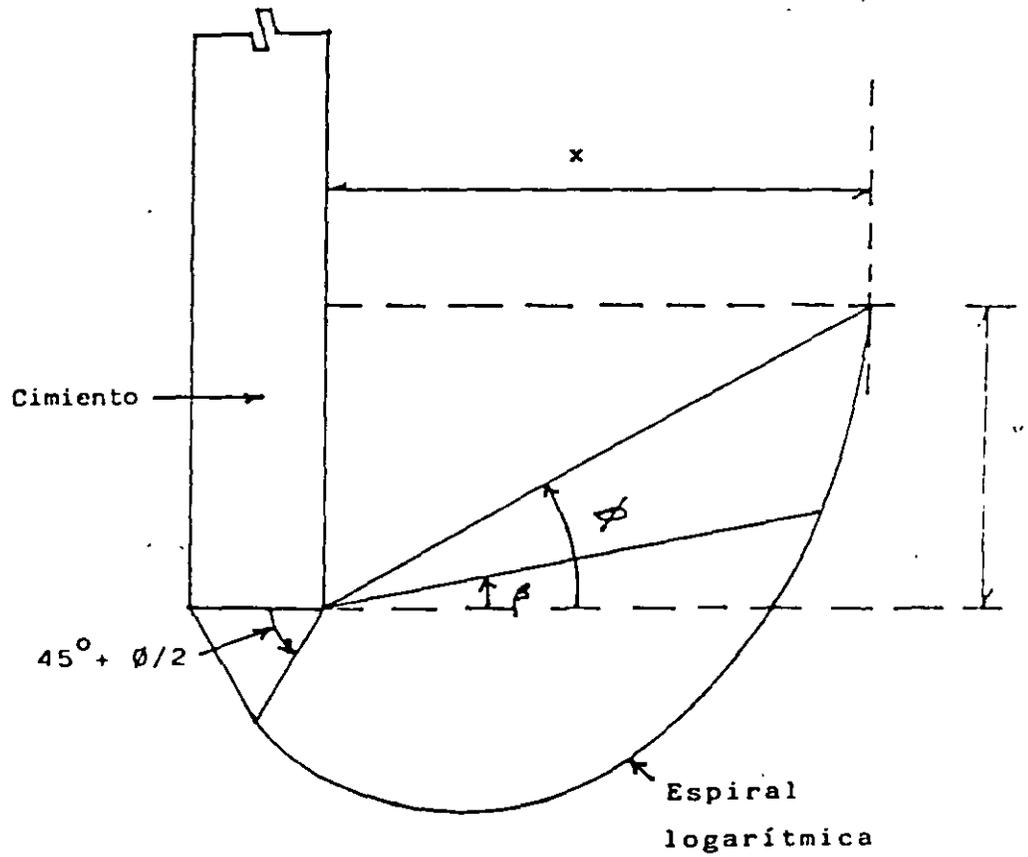
$$(FS)_{gr} = \frac{Q_{gu}}{W_a}$$



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

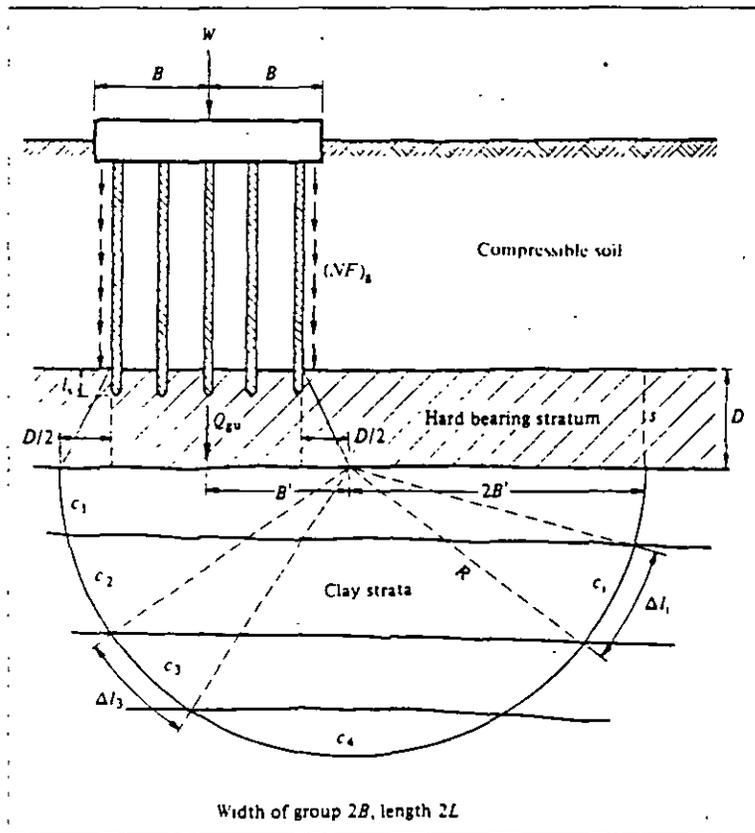


Fig. 8.8 Grupo de pilotes apoyados en un estrato duro sobre un estrato de arcilla.

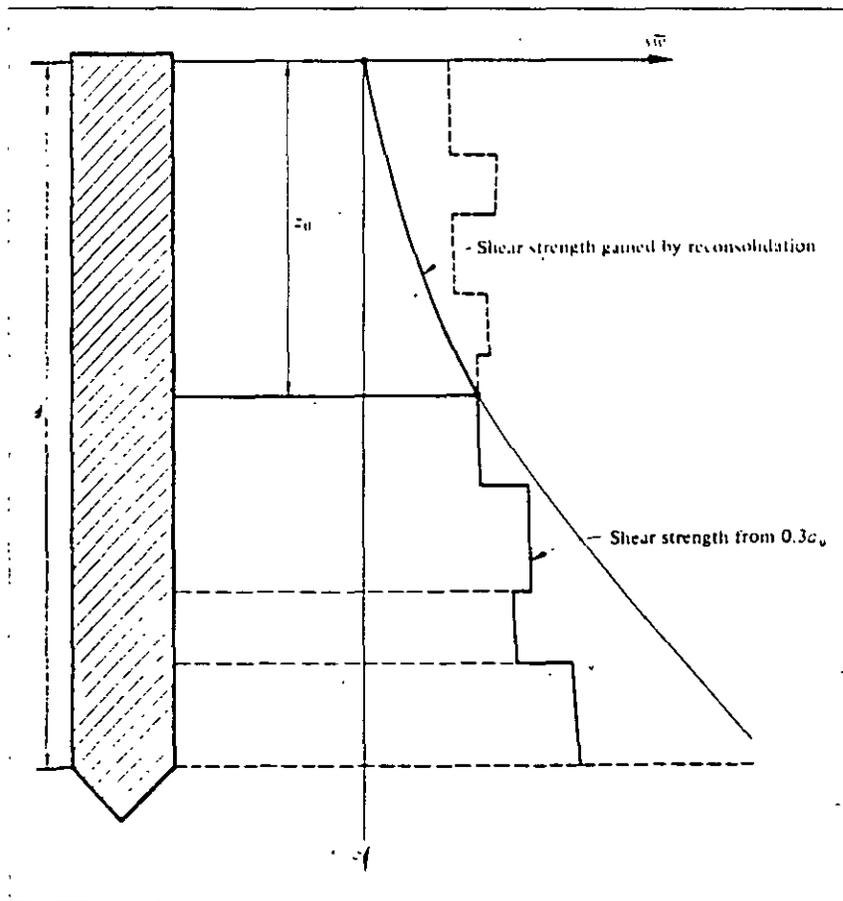


Fig. 8.9 Distribución de la resistencia al esfuerzo cortante en arcilla a lo largo del fuste del pilote

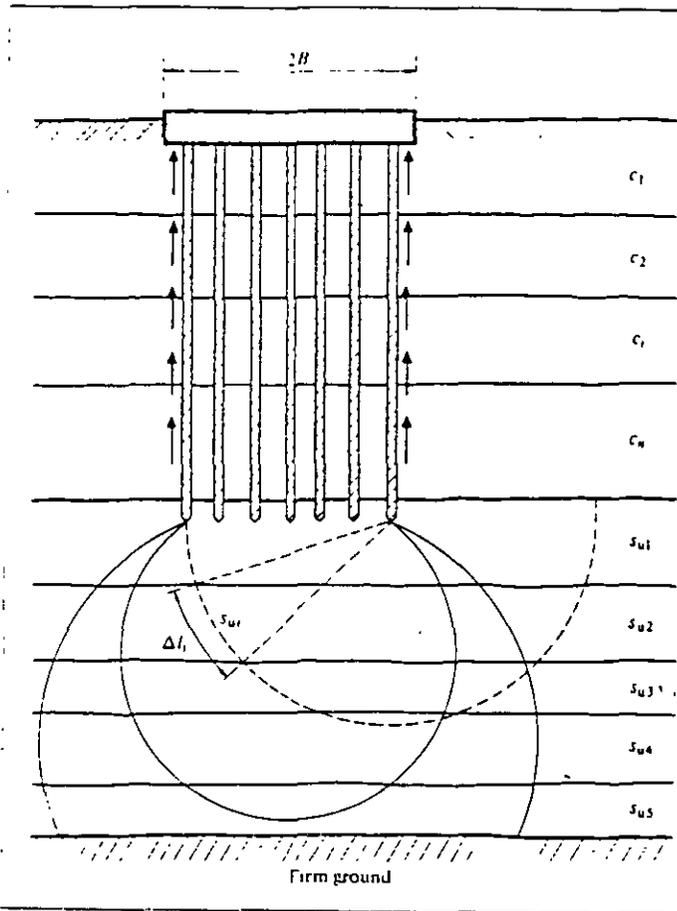


Fig 8.10 Capacidad de carga del grupo de pilotes de fricción



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO GENERAL EN PROYECTO Y
CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS**

MÓDULO II

**DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES
SEGÚN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL
DISTRITO FEDERAL**

TEMA

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIONES

**EXPOSITOR: ING. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN
PALACIO DE MINERÍA
JULIO 1998**

4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN

4.1. Introducción

Las Normas Técnicas Complementarias para diseño y Construcción de Cimentaciones establecen que los elementos mecánicos requeridos para el diseño estructural de la cimentación deberán determinarse para cada combinación de acciones señaladas en 3.1. Estas combinaciones, tal como indica el inciso 3.1 de las normas, comprenden dos casos:

- Acciones permanentes más acciones variables (carga muerta, carga viva, acciones debidas a equipo vibratorio, hundimientos diferenciales, etc.)
- Acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea más acciones accidentales (viento o sismo).

Para ambos casos deberán revisarse dos condiciones límite: de falta y de servicio. El problema a resolver, al diseñar estructuralmente la cimentación consiste en determinar la distribución de reacciones bajo la cimentación para cada una de las combinaciones de carga a que pueda estar sujeta la estructura durante la construcción, y posteriormente durante su vida útil. Conocida esta distribución de ecuaciones es posible, mediante las ecuaciones de la estática, calcular los elementos mecánicos, fuerza cortante y momento flexionante, y calcular la cantidad de acero de refuerzo y su distribución entre los elementos estructurales que constituyen la cimentación.

En virtud de que debe haber compatibilidad de deformaciones entre la cimentación y el suelo, juegan un papel muy importante las propiedades mecánicas de compresibilidad del suelo de apoyo y las propias de la estructura y su cimentación.

Las propiedades mecánicas de compresibilidad son función, dependiendo del tipo de suelo, tanto de nivel de esfuerzos como del tiempo (Zeevaert, 1973). Así mismo, dichas propiedades son diferentes en condiciones de carga que en condiciones dinámicas, de viento o sismo.

En el caso de la estructura, las propiedades mecánicas que, en un momento dado se requieran, dependen del tipo de análisis. Ha sido común en el pasado, para calcular los desplazamientos que sufre una estructura, tomar en cuenta únicamente las deformaciones debidas a flexión, despreciando los esfuerzos de la fuerza cortante, torsión y carga axial. Sin embargo, con el cada vez más fácil acceso a herramientas de cómputo poderosas, es posible el análisis de estructuras complejas de manera relativamente simple, en donde se tomen en cuenta todos los efectos.

4.2 Compresibilidad y cálculo de deformaciones en el suelo.

La deformación δ que sufre un estrato de suelo de espesor d , cuando se le aplica un incremento de esfuerzos $\Delta\sigma$, está dada por la expresión:

$$\delta_N = (M \cdot d \cdot \Delta\sigma)_N$$

en donde M es el módulo de deformación unitaria del estrato N , determinado en el laboratorio para las condiciones de cargas que espera tendrá el suelo bajo la cimentación.

La expresión anterior puede simplificarse de la forma:

$$\delta_N = \alpha_N \cdot \Delta\sigma_N$$

en este caso α_N representa la compresibilidad volumétrica del estrato N para el nivel medio de esfuerzos impuestos por $\Delta\sigma_N$ (Zeevaert, 1980).

Si se quiere calcular el hundimiento en diferentes puntos bajo la cimentación, puede utilizarse un procedimiento matricial (Zeevaert, 1980), el cual permite tomar en cuenta al mismo tiempo, distribución no uniforme de reacciones y uno o más estratos compresibles, fig 1.

La ecuación matricial para el cálculo de hundimientos es la siguiente:

$$\{\delta_i\} = (\delta_{ji})^{T1} \cdot \{q_j\}$$

conocido el asentamiento bajo cada punto puede determinarse el módulo de cimentación o constante de resorte equivalente, por medio de la expresión:

$$K_i = q_i \cdot a_i / \delta_i$$

en donde a_i representa el área donde actúa la presión de contacto q_i .

4.3 Cálculo de desplazamientos en la estructura de cimentación y su compatibilidad con las deformaciones del suelo.

Los desplazamientos que sufre la estructura de cimentación dependerán de las fuerzas externas aplicadas y de las condiciones de apoyo que se impongan.

Tradicionalmente, el análisis de la superestructura se lleva a cabo suponiendo que ésta se apoya firmemente en la cimentación, sin permitir desplazamientos o giros de los apoyos. Las reacciones que se obtienen, fuerzas y momentos, se consideran acciones sobre la cimentación.

Actualmente se han desarrollado algunos procedimientos de cálculo (Deméneghi A. 1983, 1990) que toman en cuenta de manera integral la superestructura, su cimentación y el suelo de apoyo. La distribución de reacciones bajo la cimentación depende de la configuración deformada de la cimentación.

Si la cimentación se considera 100% flexible, esta adoptará la configuración que resulta de aplicar al suelo una carga uniformemente repartida.

Si la cimentación se considera 100% rígida y no hay excentricidad de carga, el hundimiento será el mismo bajo cualquier punto de la cimentación. En este caso, la

distribución de reacciones es tal que se genera un "punteo" del centro hacia las orillas, fig 2.

El caso más general es aquel en el que la estructura de cimentación tiene una rigidez finita EI . La distribución de reacciones se determinan estableciendo la compatibilidad de deformaciones entre la estructura de cimentación y el suelo, considerando que aquella se apoya en una serie de resortes que representan al suelo, fig 3.

El cálculo de las reacciones en cada resorte podrá determinarse utilizando alguno de los métodos conocidos de análisis, el método de las fuerzas o flexibilidades, o el método de los desplazamientos o rigideces.

Los desplazamientos en cada uno de los resortes se calcularán con la expresión:

$$\delta_i = R_i / K_i$$

Estos desplazamientos deberán ser iguales a los que sufre el suelo debido a la aplicación de las presiones de contacto o reacciones del suelo

$$q_i = R_i / a_i$$

Si los desplazamientos no resultan iguales, será necesario proponer otro valor para el módulo de cimentación o constante de resorte K_i . El valor del nuevo K_i podrá calcularse como se indica en 4.2.

El procedimiento anterior se repite hasta que en dos ciclos sucesivos el valor del módulo de cimentación no cambia o el cambio es insignificante desde un punto de vista práctico.

Es posible, (Zeevaert, 1980, Deméneghi, 1983, 1990) llevar a cabo el cálculo anterior sin realizar iteraciones, obteniendo la distribución de reacciones final en un sólo paso.

4.4 Ejemplo de cálculo

Para ilustrar el procedimiento de cálculo anterior, considérese el caso de cimentación que se muestra en la figura 4.

Se trata de un cajón de 12x24 desplazando en un suelo de compresibilidad media a alta. Se determinará la distribución de reacciones en sentido longitudinal para los casos de cimentación 100% rígida y cimentación semiflexible con rigidez $EI = 6 \times 10^5 \text{ ton-m}^2$.

Para obtener la ecuación matricial de hundimientos en el suelo, se dividirá el cajón de cimentación en 6 franjas iguales de 4m de ancho cada una. La matriz de influencias de cada franja se calculó utilizando el algoritmo para $x=3$ (Zeevaert); obteniendo la matriz de influencias siguiente:

| Estrato | I_{11} | I_{21} | I_{31} | I_{41} | I_{51} | I_{61} |
|---------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| A | 0.8938 | 0.0477 | 0.0019 | 0.0003 | 0.0001 | 0.0000 |
| B | 0.4252 | 0.1791 | 0.0330 | 0.0072 | 0.0021 | 0.0007 |
| C | 0.1498 | 0.1143 | 0.0579 | 0.0248 | 0.0106 | 0.0048 |
| D | 0.0676 | 0.0600 | 0.0432 | 0.0270 | 0.0158 | 0.0090 |
| E | 0.0408 | 0.0380 | 0.0310 | 0.0228 | 0.0156 | 0.0103 |

El hundimiento del centro de cada franja debido a la carga unitaria aplicada en la franja 1 se obtiene multiplicando la transpuesta de la matriz de influencias por el vector de compresibilidad volumétrica de los estratos.

$$(I_{ji})^T \cdot \{\alpha_N\} = \{\delta_{ji}\}$$

donde resulta:

| δ_{11} | δ_{21} | δ_{31} | δ_{41} | δ_{51} | δ_{61} |
|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|----------------------------|
| 16.9040 | 4.4630 | 1.6640 | 0.7540 | 0.3700 | 0.1940 cm ³ /kg |

Para obtener los valores debidos a cargas unitarias aplicada en las demás franjas se procedería de la misma manera. Sin embargo, debido a que todas las áreas son iguales, la matriz de hundimientos unitarios puede formularse rápidamente, tomando como eje de simetría la diagonal principal. De esta manera se obtiene la matriz de asentamientos unitarios y la ecuación EMA.

| | | | | | | | | |
|---------|--------|--------|--------|--------|--------|---|-------|------------|
| 16.9040 | 4.4630 | 1.6640 | 0.7540 | 0.3700 | 0.1940 | | q_1 | δ_1 |
| 4.4630 | 16.904 | 4.4630 | 1.6640 | 0.7540 | 0.3700 | | q_2 | δ_2 |
| 1.6640 | 4.4630 | 16.904 | 4.4630 | 1.6640 | 0.7540 | x | q_3 | δ_3 |
| | | | | | | = | | |
| 0.7540 | 1.6640 | 4.4630 | 16.904 | 4.4630 | 1.6640 | | q_4 | δ_4 |
| 0.3700 | 0.7540 | 1.6640 | 4.4630 | 16.904 | 4.4630 | | q_5 | δ_5 |
| 0.1940 | 0.3700 | 0.7540 | 1.6640 | 4.4630 | 16.904 | | q_6 | δ_6 |

a) Cimentación 100% rígida

Debido a que no hay excentricidad de carga, el hundimiento bajo cada punto de la cimentación debe ser el mismo, en consecuencia aplicando EMA y resolviendo el sistema de ecuaciones para las reacciones q_i , suponiendo un asentamiento de 15cm, se tiene:

| q_1 | q_2 | q_3 | q_4 | q_5 | q_6 |
|--------|--------|--------|--------|--------|---------------------------|
| 0.6670 | 0.4980 | 0.4830 | 0.4830 | 0.4980 | 0.6670 Kg/cm ³ |

Debe haber equilibrio externo por lo que $W = \sum q_i a_i = W_t$; en este caso resulta $W = 1582.08$ ton, por lo que el factor de corrección será $f_c = 2133.3/1582.08 = 1.348$

Finalmente, las reacciones que resultan para esta condición son:

| q_i | 8.9940 | 6.7150 | 6.5130 | 6.5130 | 6.7150 | 8.9940 | Ton/m ² |
|-------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|--------------------|
| K_i | 21.3440 | 15.9360 | 15.4560 | 15.4560 | 15.9360 | 21.3440 | Ton/cm |

Así mismo el hundimiento será $\delta_a = 1.348 \times 15 = 20.2$ cm

En la figura 5 se muestra el diagrama de momento flexionante en la cimentación calculado con la distribución de reacciones anterior. En esa misma figura se ha superpuesto el diagrama correspondiente a una distribución uniforme de reacciones. Puede notarse el cambio de signo que resulta.

b) Cimentación semiflexible con $EI = 6 \times 10^5$ ton-m²

Para resolver el problema se supone la cimentación apoyada sobre resortes, tal como se indica en la figura 4. Los valores iniciales de K_i se tomaron de los resultados obtenidos en el caso de cimentación rígida.

El método de cálculo utilizado es el de rigideces, obteniendo como primera aproximación las reacciones siguientes:

| R_i | 453.242 | 323.5320 | 289.6320 | 289.6320 | 323.5320 | 453.2420 | Ton |
|-------|---------|----------|----------|----------|----------|----------|--------------------|
| q_i | 9.4430 | 6.7400 | 6.0340 | 6.0340 | 6.7400 | 9.4430 | ton/m ² |
| d_i | 20.8640 | 20.1650 | 19.3070 | 19.3070 | 20.1650 | 20.8640 | cm |
| K_i | 21.7240 | 16.0440 | 15.0010 | 15.0010 | 16.0440 | 21.7240 | Ton/cm |

Aplicando EMA se calcularon los asentamientos δ_{i+1} y los nuevos valores de K_{i+1} , resolviendo el sistema hiperestático nuevamente.

Las iteraciones continúan hasta obtener la precisión deseada.

Para el ejemplo se consideró satisfactorio después de la tercera iteración, obteniendo los siguientes resultados:

| | | | | | | | |
|-------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|--------------------|
| R_i | 456.1690 | 329.0740 | 281.1640 | 281.1640 | 329.0740 | 456.1690 | ton |
| q_i | 9.5040 | 6.8560 | 5.8580 | 5.8580 | 6.8560 | 9.5040 | Ton/m ² |
| k_i | 21.7520 | 16.1840 | 14.8110 | 14.8110 | 16.1840 | 21.7520 | Ton/cm |

De la misma manera que para el caso de cimentación rígida en la figura 5 se dibujó el diagrama de momento flexionante correspondiente.

4.5 Conclusiones.

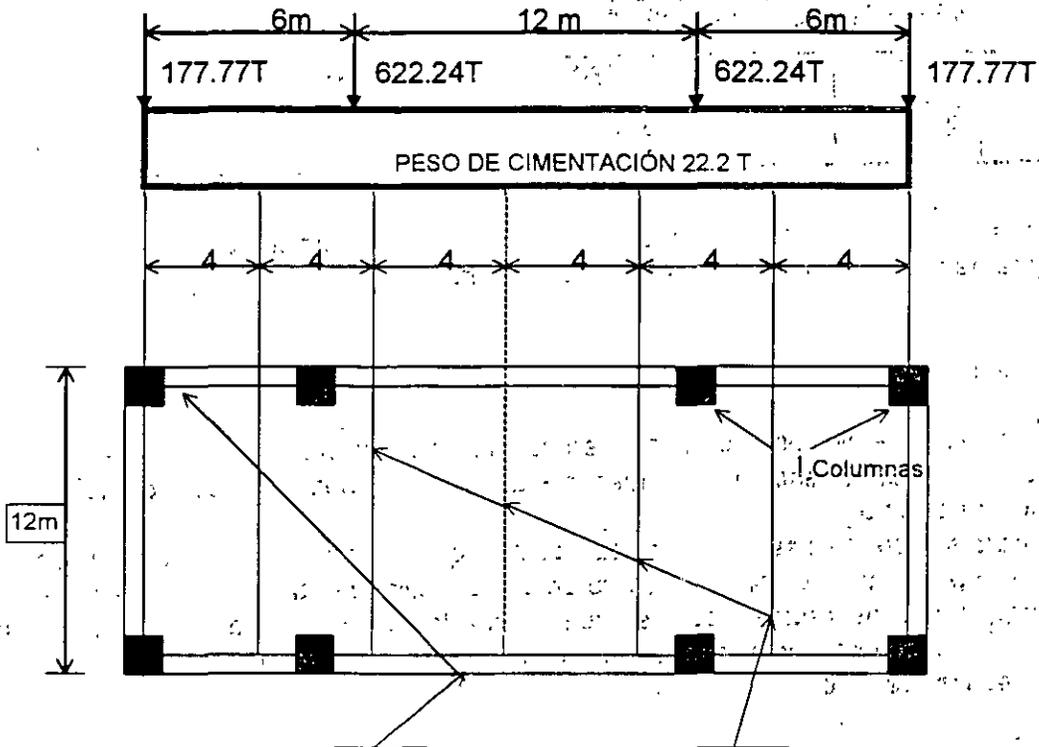
Conocidos los elementos mecánicos en la cimentación puede procederse al diseño estructural, proporcionando la cantidad de acero de refuerzo necesario, así como su distribución correcta.

Puede notarse, de la observación de la figura 6, que la condición de reacción uniforme, aparte de que no cumple con el requisito de compatibilidad entre las deformaciones de la estructura y los asentamientos del suelo, puede llevar a diseños del lado de la inseguridad al colocar de manera incorrecta el acero de refuerzo, o bien, a costos adicionales innecesarios.

Referencias:

- 1) Deméneghi, A. "Interacción Suelo-estructura", Revista de Ingeniería, vol. LIII, No.4, pp 80-90, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1983.
- 2) Deméneghi, A. "Interacción Estática Suelo-Estructura. Análisis Tridimensional", Revista Ingeniería, Vol. LXII No.4, pp 41-48, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1992.
- 3) Zeevaert, L. "Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions", Van Nostrand Reinhold, 1973.
- 4) Zeevaert, L. "Interacción Suelo-Estructura de Cimentación", Editorial Limusa, S.A., 1980.

Ejemplo de cálculo



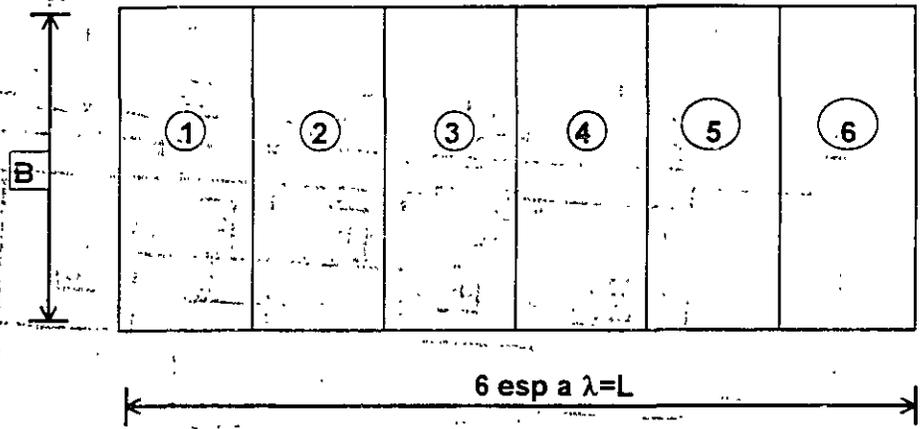
Vigas de repartición-sentido largo; Vigas de reacción-sentido corto

| ESTRATO | CIMENTACION |
|---------|--|
| A | $Mz = 0.0383 \text{ cm}^2/\text{Kg}$, $d = 300 \text{ cm}$, $\alpha = 11.5 \text{ cm}^3/\text{kg}$ |
| B | $Mz = 0.0383 \text{ cm}^2/\text{Kg}$, $d = 400 \text{ cm}$; $a = 8.5 \text{ cm}^3/\text{Kg}$ |
| C | $Mz = 0.0194 \text{ cm}^2/\text{kg}$, $d = 800 \text{ cm}$, $a = 15.5 \text{ cm}^3/\text{Kg}$ |
| D | $Mz = 0.0150 \text{ cm}^2/\text{Kg}$, $d = 500 \text{ cm}$, $a = 7.5 \text{ cm}^3/\text{Kg}$ |
| E | $Mz = 0.0075 \text{ cm}^3/\text{Kg}$, $d = 600 \text{ cm}$, $a = 4.5 \text{ cm}^3/\text{Kg}$ |

*Datos tomados de la referencia 4

Figura 4.

**PROCEDIMIENTO PARA EL CÁLCULO
DE HUNDIMIENTOS EN EL SUELO**



$q_i = +1$

| Estrato | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | |
|---------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| A | l_{11}^A | l_{21}^A | l_{31}^A | l_{41}^A | l_{51}^A | l_{61}^A | α_A |
| B | l_{11}^B | l_{21}^B | l_{31}^B | l_{41}^B | l_{51}^B | l_{61}^B | α_B |
| C | l_{11}^C | l_{21}^C | l_{31}^C | l_{41}^C | l_{51}^C | l_{61}^C | α_C |

$$\delta_{ji} = (l_{ji}) \times \{\alpha_N\}$$

Figura 1.

Tomadas de referencia 4

**DISTRIBUCIÓN DE REACCIONES
EN CIMENTACIÓN RIGIDA**

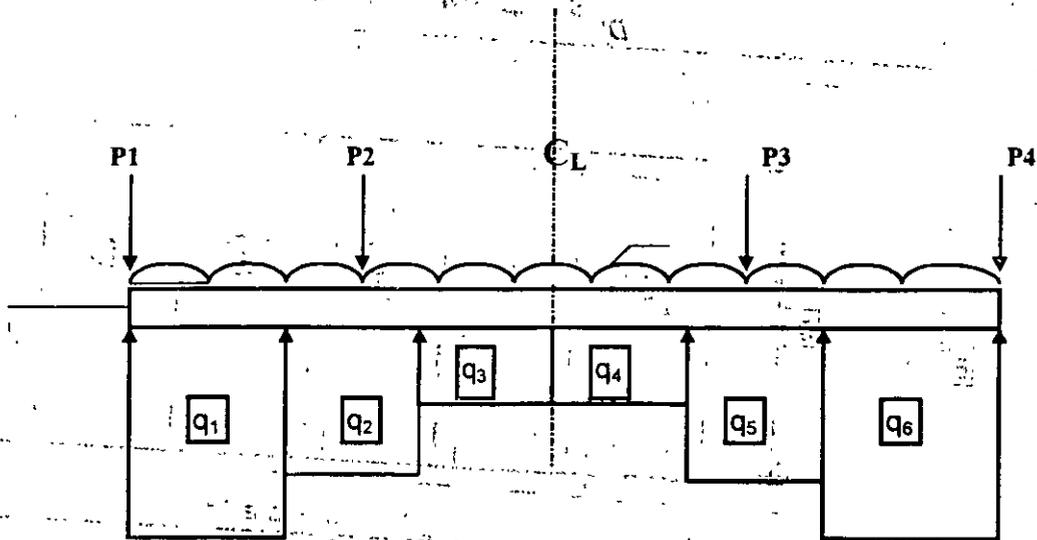
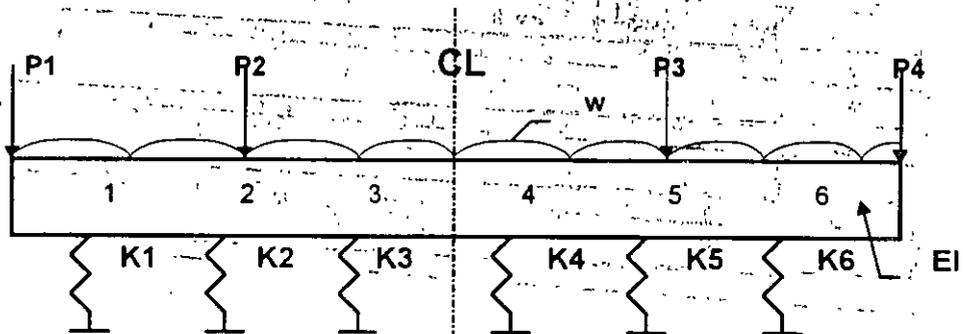


Figura 2.

**PROCEDIMIENTO DE CALCULO EN CIMENTACIONES
SEMIFLEXIBLES DE RIGIDECES (EI)**



Ejemplo de Cálculo

Figura 3.

CLASIFICACIÓN DE LAS CIMENTACIONES

Se le llama cimentación a la base de la estructura que soporta y que transmite 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 LOMAS

ZONA DE TRANSICIÓN - Baja

ZONA DE TRANSICIÓN - Baja

ZONA LACUSTRE - Lago Centro

-Lago Virgen

El sitio donde se vaya a localizar una construcción deberá de 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 (Zapatatas y Losas)

SOMERAS O SUPERFICIALES (Zapatatas y Losas)

COMPENSADAS (SEMIPROFUNDAS) (Cajones de cimentación: semicompensados ó 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.