



Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE INGENIERIA

División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica

29
30

"TEORIA Y PROBLEMAS
RESUELTOS DE CIMENTACIONES"

TESIS PROFESIONAL

Elaborada para obtener el Título de

I N G E N I E R O C I V I L

P o r

JULIO CESAR BRITO ZURITA

México, D. F.

Mayo, 1984



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

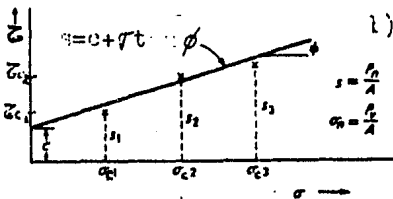
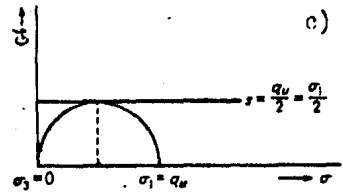
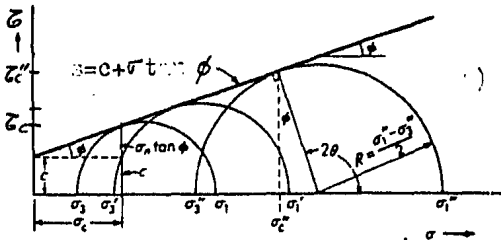
El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

INTRODUCCION

El suelo es un elemento sumamente heterogéneo, variado, discontinuo, complejo, móvil, comparado con el resto de los materiales con que trabaja el ingeniero civil, como el acero, concreto, agua, madera, etc; pero para su estudio y comprensión ha sido necesario introducir muchas simplificaciones y considerarlo en muchas ocasiones como homogéneo, isótropo, continuo, lineal. No obstante lo anterior, existe a la fecha un caudal considerable de información acerca del suelo o los suelos, y su aplicación a los problemas ingenieriles dará resultados seguros.

I FUNDAMENTOS

Los suelos, como la mayoría de los materiales sólidos fallan por tracción o por corte; esta falla comienza en un punto de la masa de suelo cuando en alguna superficie que pasa por dicho punto (conocida como superficie de falla) se alcanza una combinación crítica entre la presión normal, " σ_c ", y la presión tangencial o de corte, " τ_c "; esta combinación y los parámetros " c " (cohesión) y " ϕ " (ángulo de fricción interna o ángulo de resistencia) se determinan usualmente en las pruebas triaxiales, de corte directo o de compresión simple; los datos obtenidos de tales pruebas se grafican y se determina la resistencia al corte, " s ", total o efectiva, la cuál interviene en la mayoría de los problemas de Ingeniería de Suelos. Para fines prácticos un suelo puede ser considerado como puramente friccionante ($c = 0$), puramente cohesivo ($\phi = 0$) o cohesivo-friccionante ($c \neq 0$ y $\phi \neq 0$).



- a) Prueba triaxial
- b) Prueba de corte directo
- c) Prueba de compresión simple

El cálculo de las sobrepresiones verticales, " $\Delta\sigma_z$ ", que las estructuras ocasionan en los puntos de la masa del suelo sobre el cuál se apoyan es necesario para resolver el cálculo de los asentamientos de dichas estructuras y usualmente se soluciona empleando la teoría de Boussinesq, que considera al suelo como un medio seminfinito, homogéneo, isótropo y linealmente elástico; a menudo se emplean las gráficas de Fadum para agilizar el cálculo.

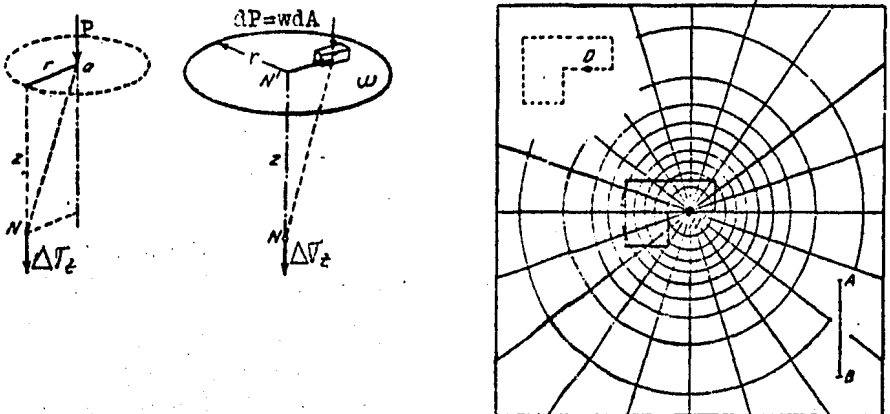
Una carga concentrada "P" ocasiona una sobrepresión sobre un punto de profundidad "z" y distancia "r" radial al eje de la carga, igual a:

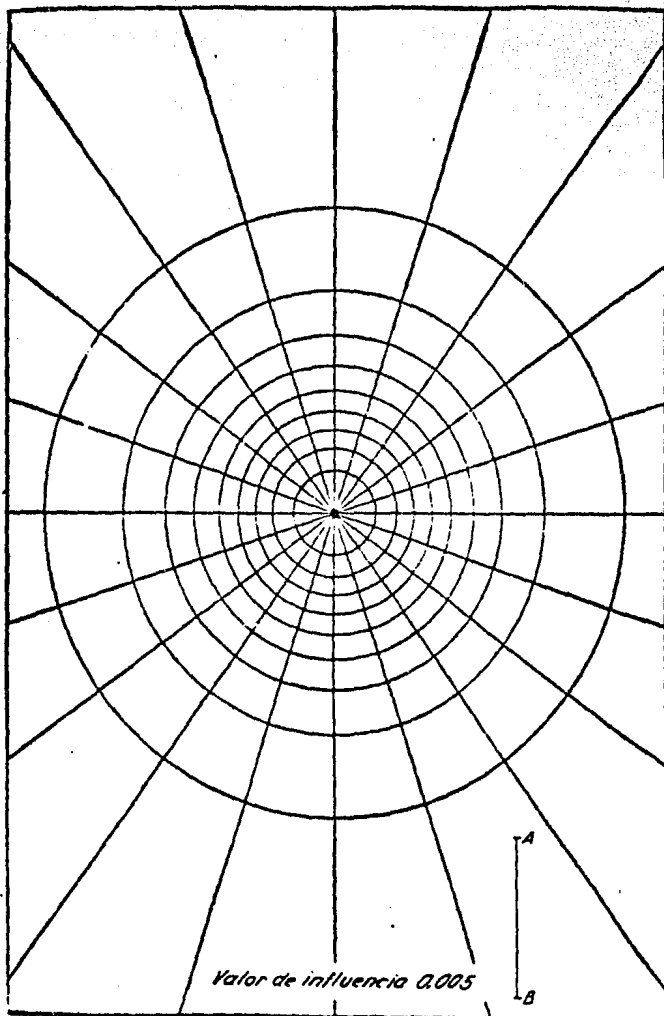
$$\Delta\sigma_z = \frac{P}{z^2} \frac{3}{2\pi} \left[\frac{1}{1+(r/z)^2} \right]^{5/2}$$

Un área circular de radio "r" y uniformemente cargada con una intensidad "w" causa una sobrepresión sobre un punto situado a una profundidad "z" por debajo de su centro igual a:

$$\Delta\sigma_z = w \left[1 - \left[\frac{1}{1+(r/z)^2} \right]^{3/2} \right]$$

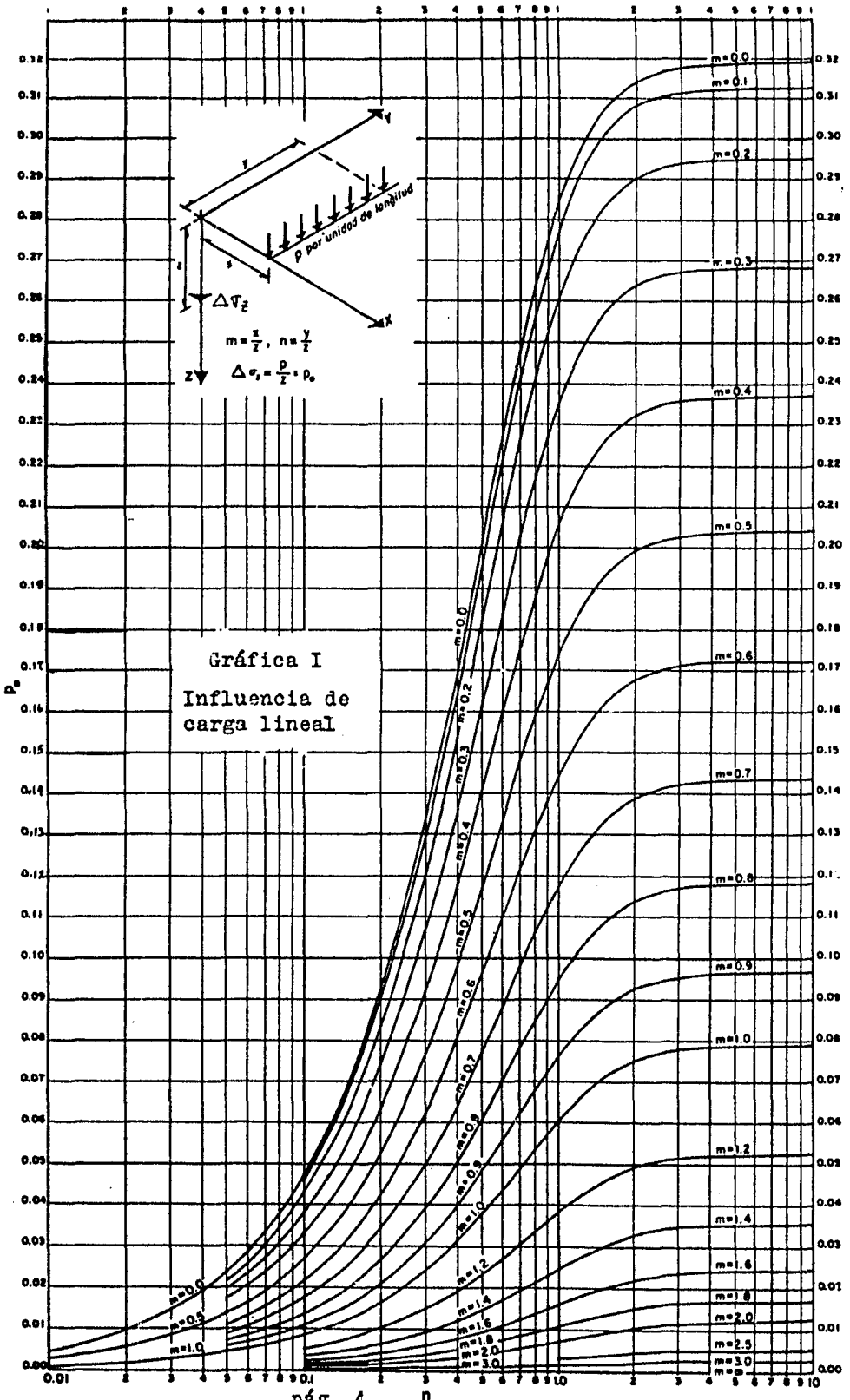
Para diferentes valores de $\Delta\sigma_z/w$ se obtienen los correspondientes valores de r/z que satisfacen la ecuación anterior; con tales valores se construyen las "cartas de Newmark" para obtener gráficamente las sobrepresiones ocasionadas por una estructura de forma y peso dados.

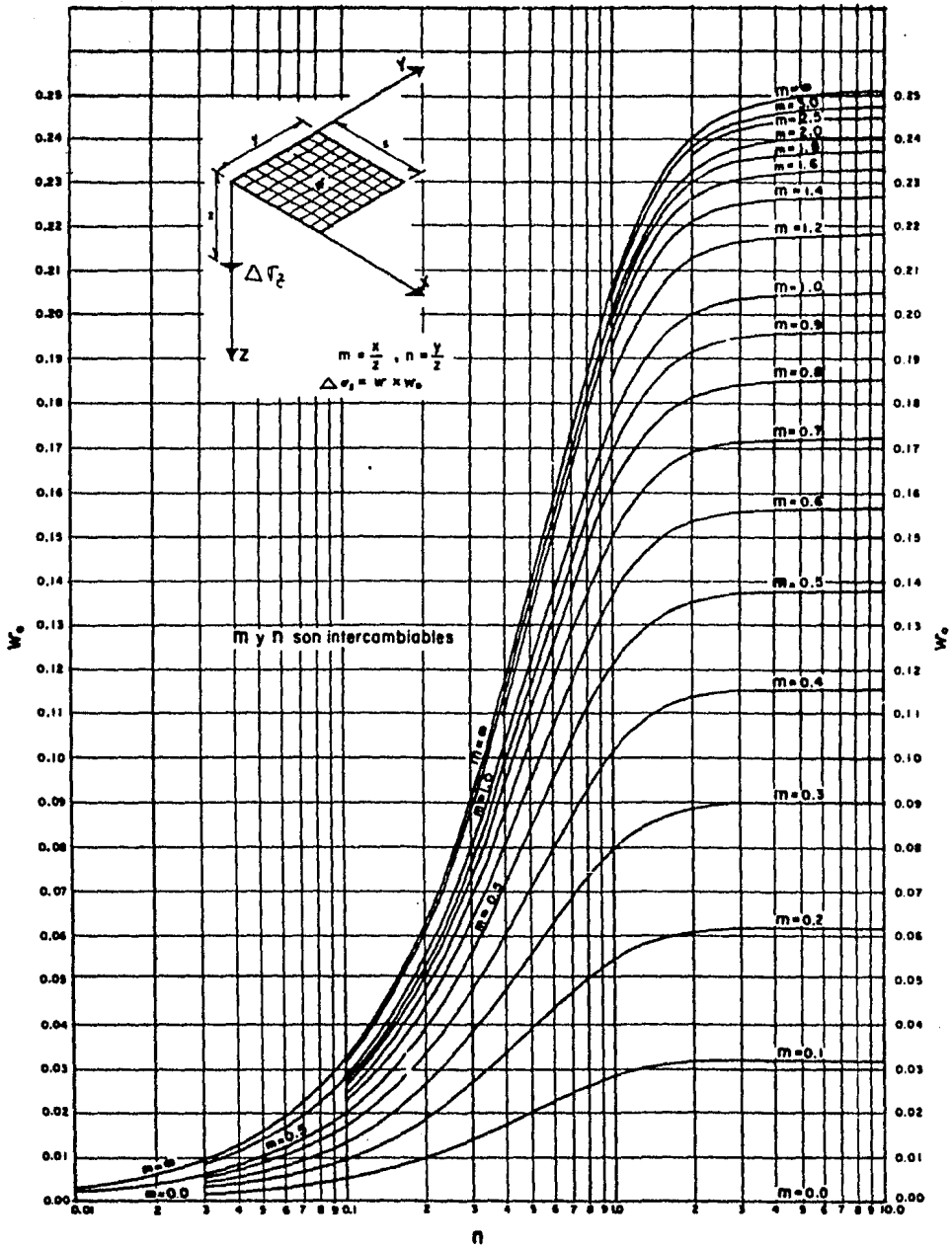




After N. M. Newmark

Gráficos de influencia para la presión vertical.
(Según N. M. Newmark, 1942).





Gráfica II. AREA RECTANGULAR UNIFORMEMENTE CARGADA.

Para estimar la magnitud de los asentamientos de las estructuras debido a la compresión de los estratos del suelo subyacente, el método general consiste en extraer muestras inalteradas a la profundidad media de cada estrato, someterlas a la prueba de compresión confinada y obtener las correspondientes gráficas $e-\log p$. El peso que descarga la cimentación incrementa la presión existente efectiva desde p_0 hasta el valor $p_0 + \Delta p$, y origina una disminución de la relación de vacíos desde e_0 hasta e . Con estos datos, la compresión "g" del estrato, de espesor total H , es:

$$S = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} H \quad \dots \Delta p = \Delta \sigma_z$$

(cuando el estrato es bastante grueso, se subdivide, y para cada subdivisión se calcula su compresión)

El asentamiento será entonces la suma de las compresiones de los estratos considerados.

Para fines prácticos se harán las consideraciones siguientes: si el suelo situado debajo de una estructura contiene capas de arena que alternan con capas de arcilla, la compresibilidad de los estratos de arena puede despreciarse; la compresibilidad de un estrato de arcilla ordinaria (es decir, de sensibilidad menor que cuatro) normalmente consolidada, con un límite líquido (L.L.) conocido puede estimarse en forma aproximada como:

$$S = \frac{H}{1 + e_0} C_c \log_{10} \left[\frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \right] \quad \dots \Delta p = \Delta \sigma_z$$

en donde, C_c (índice de compresión) = $.009(L.L. - 10\%)$; si el suelo está saturado $e_0 = w S_g$ y $\gamma' = (S_g + e_0)/(1 + e_0)$, siendo w el contenido de agua del estrato y S_g su peso específico relativo de la fase sólida.

La compresibilidad de una arcilla preconsolidada depende no sólo de su límite líquido sino también de la relación $\Delta p/(p'_0 - p_0)$, en donde p'_0 es la máxima presión que ha actuado sobre la arcilla (Δp y p_0 ya fueron definidos anteriormente); si esta relación es menor que el 50%, la compresibilidad de la arcilla preconsolidada suele ser del 10 al 25% de la que corresponde a una arcilla similar normalmente consolidada. Al aumentar esta relación el efecto de la preconsolidada

ción se disipa y para valores mayores que el 100% la influencia de la preconsolidación sobre el asentamiento puede despreciarse, a menos que se descargue una estructura muy grande y pesada. Para arcillas extrasensitivas (sensitividad mayor que cuatro) la compresibilidad puede resultar muchas veces superior que la calculada con la fórmula anterior y es aconsejable entonces determinar su compresibilidad con el método general primeramente citado. La estructura de las arenas en la naturaleza puede ser algo diferente de la que adquieren en muestras preparadas en el laboratorio; sin embargo, si la relación de vacíos de arenas idénticas son las mismas en ambos casos, en general, sus compresibilidades son también aproximadamente iguales.

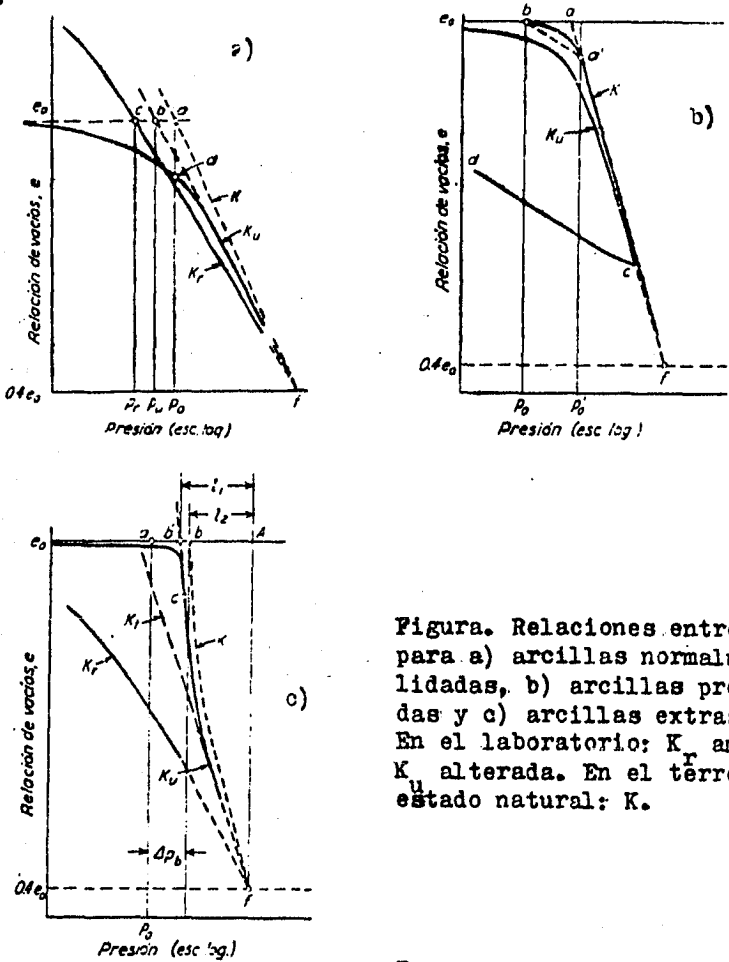


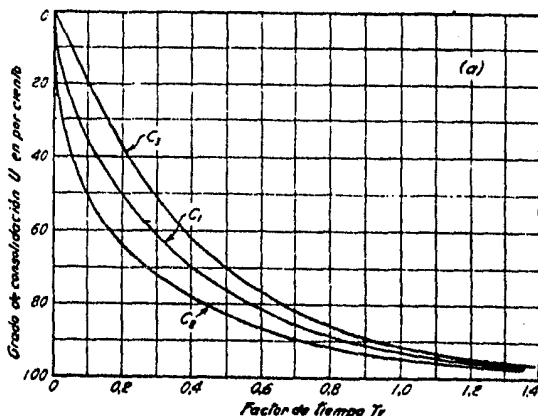
Figura. Relaciones entre e y log P para a) arcillas normalmente consolidadas, b) arcillas preconsolidadas y c) arcillas extrasensitivas. En el laboratorio: K_r amasada, K_v alterada. En el terreno en su estado natural: K.

El cálculo de la velocidad con que se producen los asentamientos de estructuras sobre suelos arcillosos tiene el carácter de una estimación gruesa y se basa en las fórmulas de la teoría de la consolidación de Terzaghi y en la realidad las estructuras se asientan más rápidamente debido a: 1^o, las simplificaciones de la teoría; 2^o, a que no toma en cuenta el asentamiento secundario (entre 3 y 12 mm por año para arcillas normalmente consolidadas) y 3^o, a que en ocasiones existen pequeñas capas continuas de arena y limo situadas dentro del estrato de arcilla que actúan como drenes y aceleran la consolidación. Dichas fórmulas son:

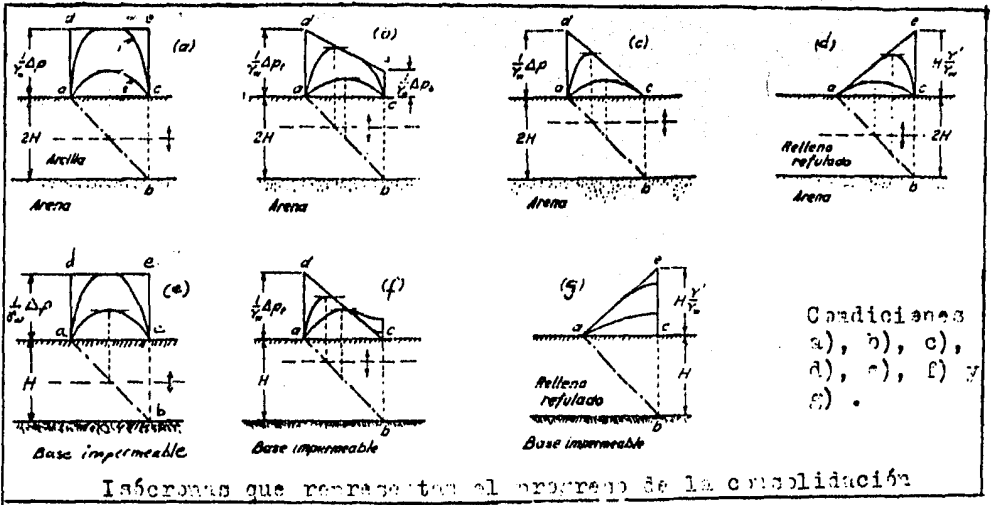
$$U(\%) = \text{función}(T_v) \quad \text{y} \quad T_v = \frac{c_v}{H^2} t$$

en donde, $U(\%)$ = grado de consolidación
 T_v = factor tiempo
 c_v = coeficiente de consolidación
 t = tiempo de consolidación
 H = espesor o semiespesor del estrato, según sea semiabierto o abierto, respectivamente

La siguiente gráfica muestra la relación entre el factor tiempo y el grado de consolidación, para todas las condiciones posibles de drenaje y distribución de la presión vertical de consolidación, de importancia práctica:



La curva C_1 corresponde a las condiciones a), b), c), d) y e). C_2 a la condición f) y C_3 a la condición g).

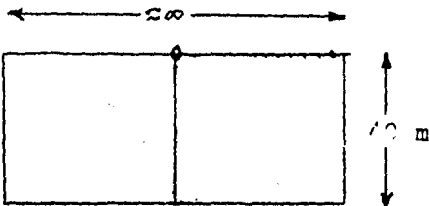


Isócronas que representan el progreso de la consolidación

PROBLEMAS RESUELTOS

1.1 Un edificio de gran longitud tiene un ancho de 40 m y su peso impone al terreno una presión uniforme de 2 kg/cm^2 . El subsuelo está constituido por arena densa, excepto entre 22 y 28 m de profundidad, donde hay una capa de arcilla blanda. Calcular la intensidad de la presión vertical originada por el edificio en los siguientes puntos situados en un plano horizontal en el centro de la capa compresible: directamente debajo del borde del edificio, a 10 m del borde, y en el centro. (Solución: .948, 1.356, 1.488 kg/cm^2)

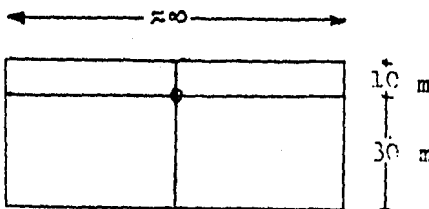
bajo el borde del edificio:



$$\left. \begin{array}{l} m = \infty/25 = \infty \\ n = 40/25 = 1.6 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Con estos valores ent} \\ \text{tramos en la gráfica} \\ \text{II y leemos: } w_0 = .237 \end{array}$$

$$\Delta \sigma_z = 2w \cdot w_0 = 2(2)(.237) = .948 \text{ kg/cm}^2$$

b) a 10 m del borde:



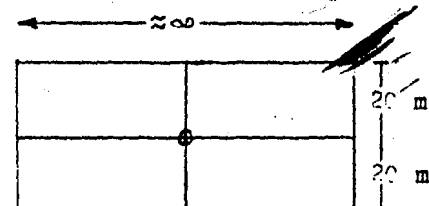
$$\left. \begin{array}{l} m_1 = \infty/25 = \infty \\ n_1 = 30/25 = 1.2 \end{array} \right\} w_{01} = .222$$

$$\left. \begin{array}{l} m_2 = \infty/25 = \infty \\ n_2 = 10/25 = 0.4 \end{array} \right\} w_{02} = .117$$

$$\Delta \sigma_z = 2w(w_{01} + w_{02})$$

$$\Delta \sigma_z = 2(2)(.222 + .117) = 1.356 \text{ kg/cm}^2$$

c) bajo el centro del edificio:

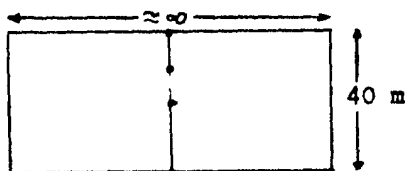


$$\left. \begin{array}{l} m = \infty/25 = \infty \\ n = 20/25 = .8 \end{array} \right\} w_0 = .186$$

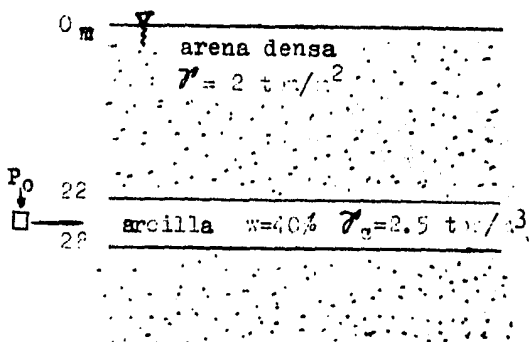
$$\Delta \sigma_z = 4w \cdot w_0 = 4(2)(.186) = 1.488 \text{ kg/cm}^2$$

1.2 La capa de arcilla del problema anterior tiene un contenido natural de agua del 40%, la densidad de las partículas sólidas de arcilla es de 2.5 y el peso volumétrico de la arena densa de 2 t/m^3 . El nivel freático está en la superficie del terreno. De ensayos de límite se ha determinado que $C_c = 0.45$. Calcular los asentamientos en el borde, a 10 m del borde y en el centro del edificio.

(Solución: 19.4, 26, 28 cm)



PLANTA



PERFIL

$$\gamma'_{\text{arena}} = 2 - 1 = 1 \text{ ton/m}^3 \quad e_0 = wS_s = .4(2.5) = 1$$

$$\gamma'_{\text{arcilla}} = \frac{S_s - 1}{1 + S_w} \gamma'_s = \frac{2.5 - 1}{1 + 1} 1 = .75 \text{ ton/m}^3$$

$$P_0 = 22 (\gamma'_{\text{arena}}) + 3 (\gamma'_{\text{arcilla}}) = 22(1) + 3(.75) = 24.25 \text{ ton/m}^2$$

$$P_0 = 2.425 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = H \frac{C_c}{1 + e_0} \log_{10} \left(\frac{P_0 + \Delta \gamma'_z}{P_0} \right)$$

a) asentamiento en el borde:

$$\text{Asentamiento} = A = S = 600 \frac{.45}{1 + 1} \log_{10} \left(\frac{2.425 + .948}{2.425} \right) = 19.4 \text{ cm}$$

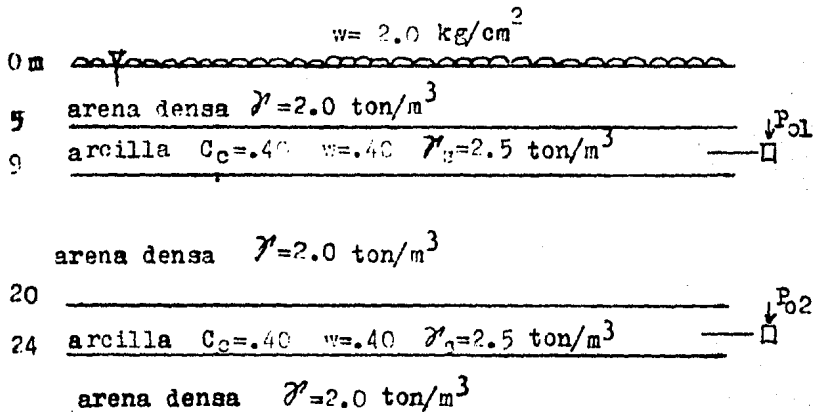
b) a 10 m del borde:

$$A = 600 \frac{.45}{1 + 1} \log_{10} \left(\frac{2.425 + 1.356}{2.425} \right) = 26 \text{ cm}$$

c) en el centro del edificio:

$$A = 600 \frac{.45}{1 + 1} \log_{10} \left(\frac{2.425 + 1.488}{2.425} \right) = 28 \text{ cm}$$

1.3 Sobre la superficie natural del terreno, se halla distribuida, en un área muy grande, una carga de 2 kg/cm^2 . El subsuelo consta de un estrato de arena densa que contiene 2 capas de arcilla de 4 m de espesor. Para ambas C_c vale 0.40, el contenido de agua es del 40% y la densidad de sólidos de 2.5. La primera capa de arcilla empieza a 5 m de profundidad y la segunda a 20 m. El peso volumétrico de la arena es de 2 ton/m^3 , el nivel freático está en la superficie del terreno. ¿Cuál es el asentamiento originado por la carga uniforme? (Solución: 72.48 cm)



$$\gamma'_{\text{arena}} = 2 - 1 = 1 \text{ ton/m}^3$$

$$\gamma'_{\text{arcilla}} = \frac{S_s - 1}{1 + S_w} \gamma'_s = \frac{2.5 - 1}{1 + (2.5 \times .40)} 1 = .75 \text{ ton/m}^3$$

$$e_0 = w S_s = .4(2.5) = 1$$

$$P_{01} = 3(1) + 2(.75) = 6.5 \text{ ton/m}^2 = .65 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{02} = 16(1) + 6(.75) = 20.5 \text{ ton/m}^2 = 2.05 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_1 = 400 \frac{.4}{1+1} \log_{10} \left(\frac{.650 + 2.0}{.650} \right) = 48.83 \text{ cm}$$

$$S_2 = 400 \frac{.40}{1+1} \log_{10} \left(\frac{2.05 + 2.0}{2.05} \right) = 23.65 \text{ cm}$$

$$\text{Asentamiento} = A = 48.83 + 23.65 = 72.48 \text{ cm}$$

II EXCAVACIONES

Siempre que se va a hacer la cimentación de una estructura o edificio será necesario realizar una excavación temporal a cielo abierto, cuyas paredes se harán lo más cerca de la vertical que las condiciones del suelo, el método de excavación y las vibraciones de la maquinaria permitan, sin riesgo de falla del talud, o se hacen completamente verticales y se ademan (mediante tablonos horizontales o verticales) y se apuntalan unas contra otras (ver siguiente figura).

Una vez que la cimentación se ha realizado, se rellenarán los espacios vacíos con material inorgánico y bentonita para aumentar la impermeabilidad, y se compacta con apisonadores, rodillos o barrenas portátiles similares a los aparatos usados para romper pavimentos. Los tablonos del ademe se pueden recuperar previamente o se pueden perder dentro de la excavación, según convenga.

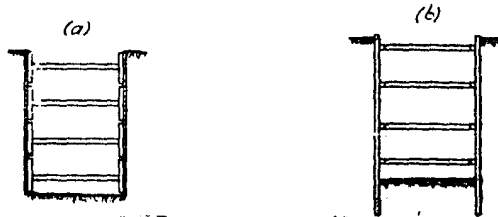
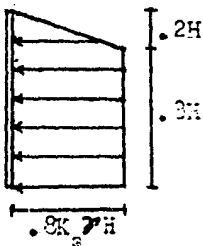


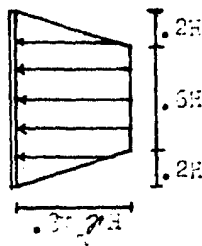
Figura. Ademación de excavaciones mediante a) entablado horizontal, b) con entablado vertical o tablaestacas.

Para calcular el empuje que el ademe deberá soportar, se hará uso de la siguiente información:

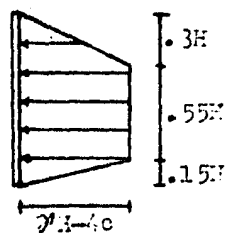
Arena suelta ($c=0$)



Arena compacta ($c=0$)



Arcilla ($\phi=0$)

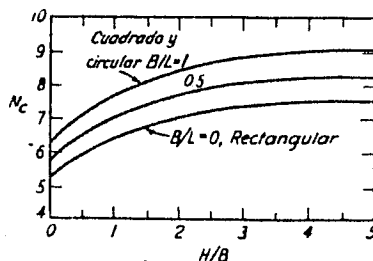
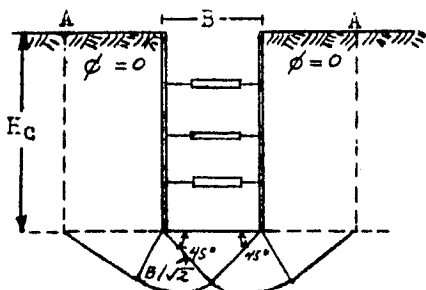


$$K_a = \frac{1 - \text{sen} \phi}{1 + \text{sen} \phi}$$

Para ademar excavaciones con una profundidad menor que 5 m es usual que no se haga cálculo alguno con respecto al empuje; simplemente se utilizan en general dispositivos tipo, cualquiera que sea la clase de suelo en que las mismas se realizan, los puntales se disponen con una separación de unos 2.5 m en sentido horizontal y de 1 a 2 m en sentido vertical.

Cuando los puntales obstruyan las maniobras, los tablonces podrán ser anclados dentro de las paredes de la excavación o apuntalados por vigas de acero o madera contra el suelo de la excavación.

En excavaciones ejecutadas en arcilla blanda existe la posibilidad de que el peso de los bloques de arcilla adyacentes a la excavación desplace el fondo hacia arriba. La profundidad crítica, H_c , más abajo de la cuál se produce la rotura del fondo es:



$P_{za} \text{ actuante} = P_{za} \text{ resistente}$

$$\gamma H \frac{B}{\sqrt{2}} = cN \frac{B}{\sqrt{2}}$$

$$H_c = cN / \gamma$$

Factor de seguridad = F.S. = $cN / \gamma H$

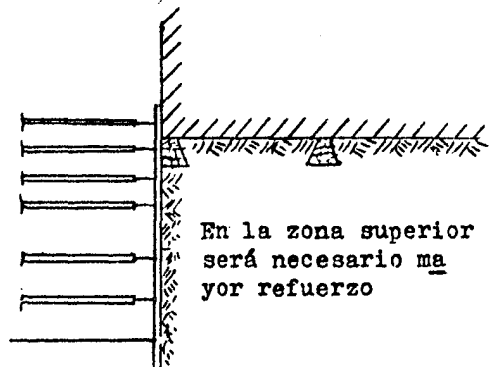
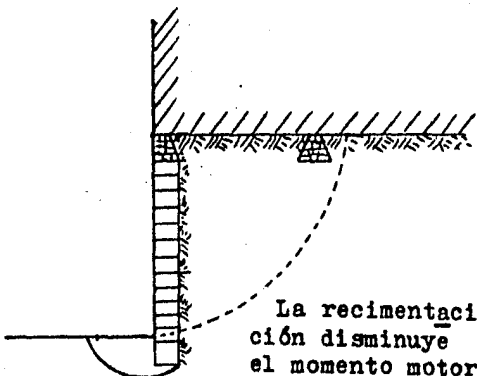
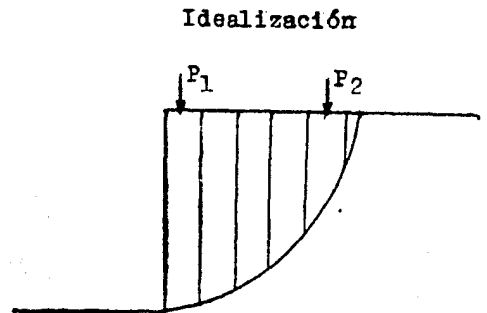
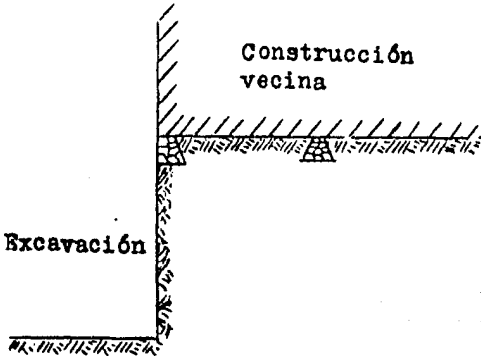
Valores del factor de capacidad de carga N_c para estimar la estabilidad del fondo del corte respecto de un levantamiento

Si un estrato duro se encuentra a corta distancia debajo del fondo de la excavación la tendencia al levantamiento se reduce notablemente aún sin tablaestacas y la efectividad de las tablaestacas (o ademe) aumenta en forma sustancial.

Cuando el piso de la excavación vaya a quedar por debajo del nivel freático, para abatirlo hasta una profundidad dada, será necesario

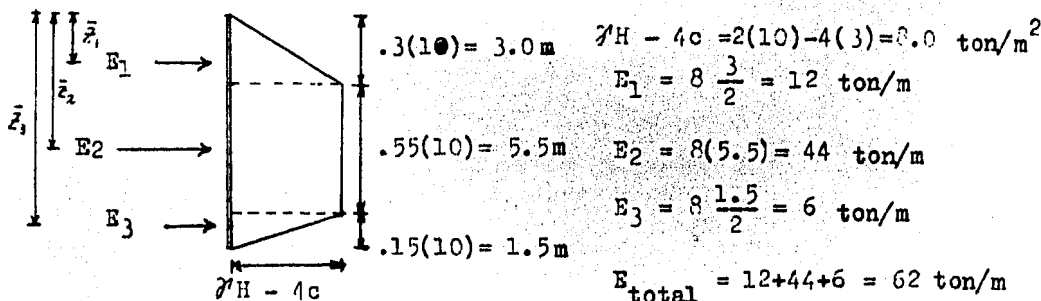
rio establecer por debajo de este nivel un sistema de colectores ubicados dentro de perforaciones, galerías o zanjas; el agua fluirá del suelo hacia los colectores, de los cuales se eliminará por bombeo. Las perforaciones para drenaje van corrientemente protegidas con tubos camisa metálicos, que en su extremo inferior llevan un filtro, que queda en contacto con el estrato acuífero. Si la camisa tiene un diámetro menor de dos y media pulgadas, el pozo se distingue con el nombre inglés "well point"; si el diámetro de la perforación es mayor que 30 cm, recibe el nombre de "pozo filtro".

Cuando se tengan estructuras adyacentes a nuestro terreno será necesario analizar a priori el grado de estabilidad que tendrían como consecuencia de nuestra futura excavación. Si tal grado o factor de seguridad es menor que 1.5, entonces habrá que recimentar las estructuras adyacentes o reforzar los taludes de la excavación:



PROBLEMAS RESUELTOS

2.1 En una arcilla de peso volumétrico de 2 ton/m^3 y cohesión de 3 ton/m^2 se va a realizar una excavación ademada de 10 m de profundidad. Calcular el valor del empuje total y su punto de aplicación. (Solución: 62 ton/m, 5.34 m).



Punto de aplicación de E_{total} , \bar{z} , con respecto a la superficie del terreno:

$$\bar{z} = \frac{E_1(\bar{z}_1) + E_2(\bar{z}_2) + E_3(\bar{z}_3)}{E_{\text{total}}} = \frac{12(2) + 44(5.75) + 6(9)}{62} = 5.34 \text{ m}$$

2.2 Se va a realizar una excavación entibada de 5 m x 50 m en planta, en un espeso depósito de arcilla plástica cuya resistencia al corte no drenado es de 3 ton/m^2 y peso específico de 2 ton/m^3 . El tablaestacado se extiende sólo un metro por debajo del fondo de la excavación, cuya profundidad será de 10 m. ¿Cuál es el coeficiente de seguridad contra el levantamiento del fondo?

(Solución: 1.05, la excavación apenas podría realizarse)

$$F.S. = cN_c / \gamma H$$

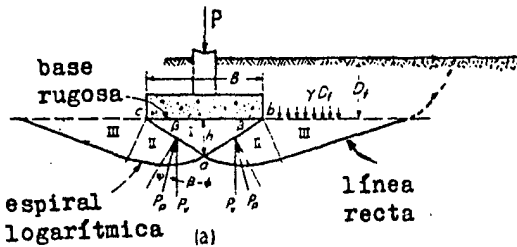
para $B/H = 10/5 = 2$ y $B/L = 5/50 = 0.1$ tenemos que $N_c = 7$

$$F.S. = 3(7) / 2(10) = 1.05$$

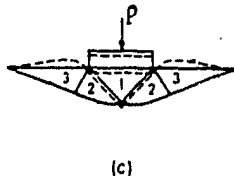
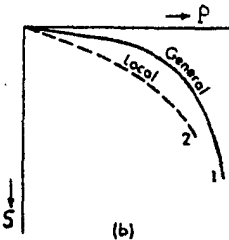
III CIMIENTOS SUPERFICIALES

Desde el punto de vista de la Mecánica de Suelos, las cimentaciones implican dos aspectos fundamentales a considerar, cuyos resultados determinarán el tipo de cimentación: la capacidad de carga de la cimentación y la magnitud de los asentamientos. Si las descargas son relativamente bajas y los asentamientos pequeños la profundidad de desplante de la cimentación no excede unos cuantos metros y estamos hablando de zapatas corridas, rectangulares, cuadradas o redondas, de concreto armado o de mampostería; otro caso es que las descargas sean algo mayores o el suelo sea muy compresible y poco resistente y se requerirá por consiguiente mayor superficie de apoyo, es decir, una losa de cimentación. Tanto las zapatas como las losas son los tipos más frecuentes de cimentaciones superficiales, también llamadas someras o poco profundas.

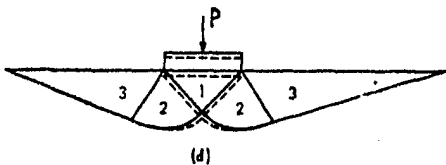
Terzaghi obtuvo una serie de ecuaciones de capacidad para cimientos superficiales que gozan de bastante popularidad, basándose en las ecuaciones propuestas por Prandtl y en las consideraciones que a parecen a continuación:



- a) La carga P tiende a enterrar la cuña abc con un desplazamiento lateral de las zonas II y III, pero este desplazamiento es resistido por los esfuerzos cortantes desarrollados en los planos de deslizamiento, por el peso de estas zonas y por la sobrecarga γd_1 .



- b) Curvas P-S (cargas-asentamientos) para las fallas de tipo general y local.
 c) Desplazamiento del suelo en una falla de tipo general.
 d) En una falla de tipo local no hay abombamiento.



Terzaghi presentó las siguientes ecuaciones:

para zapatas corridas : $q_{ult} = cN_c + \gamma' D_f N_q + .5 \gamma' B N_\gamma$
(L/B > 3 a 5)

zapatas cuadradas: $q_{ult} = 1.3cN_c + \gamma' D_f N_q + .4 B N_\gamma$

zapatas redondas : $q_{ult} = 1.3cN_c + \gamma' D_f N_q + .3 B N_\gamma$

en donde q_{ult} , c , γ' , D_f y B son respectivamente: capacidad de carga última de la zapata, cohesión del suelo, peso vol. efectivo del suelo, profundidad de desplante y ancho de la zapata; N_c , N_q y N_γ son los "factores de capacidad de carga" para las condiciones de falla general (N'_c , N'_q y N'_γ se emplean cuando se presentan las condiciones de falla local) y cuyos valores se presentan tabulados más adelante. Es usual afectar a la capacidad última por un factor de seguridad de 3 para obtener la capacidad de carga admisible ($q_{adm} = q_{ult}/3$).

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5.7	1.0	0.0	5.7	1.0	0.0
5	7.3	1.6	0.5	6.7	1.4	0.2
10	9.6	2.7	1.2	8.0	1.9	0.5
15	12.9	4.4	2.5	9.7	2.7	0.9
20	17.7	7.4	5.0	11.8	3.9	1.7
25	25.1	12.7	9.7	14.8	5.6	3.2
30	37.2	22.5	19.7	19.0	8.3	5.7
34	52.6	36.5	35.0	23.7	11.7	9.0
35	57.8	41.4	42.4	25.2	12.6	10.1
40	95.7	81.3	100.4	34.9	20.5	18.8
45	172.3	173.3	297.5	51.2	35.1	37.7
49	258.3	287.9	780.1	66.8	50.5	60.4
50	347.5	415.1	1.153.2	81.3	65.6	87.1

Tabla I

Una versión más reciente para calcular la capacidad de carga última es $q_{ult} = cN_c \psi_c + \gamma' D_f N_q \psi_q + .5 \gamma' B N_\gamma \psi_\gamma$; los valores de ψ_c , ψ_q , ψ_γ aparecen a continuación (los demás términos ya fueron definidos).

Forma del cimiento	ψ_c	ψ_q	ψ_γ
$(L/B) \geq 5$	1	1	1
$1 < (L/B) < 5$	$1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \frac{B}{L} \tan \phi$	$1 - .4 \frac{B}{L}$
$(L/B) = 1$	$1 + (N_q/N_c)$	$1 + \tan \phi$.50

Tabla II

PROBLEMAS RESUELTOS

3.1 Calcular la capacidad de carga admisible por unidad de área de una zapata cuadrada de 2.5 m de lado, situada sobre una arena densa ($\phi = 35^\circ$), cuando la profundidad de desplante es: 0, .50, 1.5, 3.0 y 4.0 m. El peso volumétrico del suelo vale 2 ton/m^3 . Utilizar la ecuación "reciente":

(Solución: 21.2, 44.7, 91.7, 162.2 y 209.2 ton/m^2)

$$q_{adm} = q_{ult}/3 \quad q_{ult} = cN_c \psi_c + \gamma' D_f N_q \psi_q + .5 \gamma' B N_\gamma \psi_\gamma$$

de las tablas I y II tenemos que:

$$\psi_c = 1 + (41.4/57.8) = 1.7163 \quad N_c = 57.8$$

$$\psi_q = 1 + 0.7 = 1.7 \quad N_q = 41.4$$

$$\psi_\gamma = 0.60 \quad N_\gamma = 42.4$$

$$q_{ult} = 0 + 2D_f(41.4)(1.7) + .5(2)(2.5)(42.4)(.60) = 140.76D_f + 63.6$$

$$q_{adm} = 47D_f + 21.2$$

$$q_{adm_0} = 21.2 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{adm_{0.5}} = 44.7 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{adm_{1.5}} = 91.7 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{adm_{3.0}} = 162.2 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{adm_{4.0}} = 209.2 \text{ ton/m}^2$$

3.2 En la superficie de un depósito de arena sin cohesión, de peso volumétrico 1.75 ton/m^3 se efectuó un ensayo de carga sobre una superficie de .40 m x .40 m. La curva de asentamientos llegó a una tangente vertical al alcanzar la carga un valor de 4.5 ton. ¿Cuál es el valor de ϕ de la arena en cuestión? (emplear la fórmula de Terzaghi; Solución: 40°).

$$q_{ult} = Q_{ult}/\text{Area} = 4.5/ (.4 \times .4) = 28.125 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{ult} = 1.3cN_c + \gamma' D_f N_q + .4 \gamma' B N_\gamma$$

$$q_{ult} = 0 + 0 + .4(1.75)(.4)N_\gamma$$

$$N_\gamma = 28.125/ (.4 \times 1.75 \times .4) = 100.44$$

Para un valor de $N_\gamma = 100.44$ leemos en la tabla I: $\phi = 40^\circ$, que es el valor que satisface la ecuación.

IV CIMIENTOS PROFUNDOS

Son aquellos que reúnen dos condiciones: 1^o, que las dimensiones transversales del elemento sean pequeñas (de 50 cm a 2 m) comparadas con su longitud, y 2^o, que la profundidad de desplante, D_p , sea mayor o igual que siete veces la dimensión transversal menor. En otras palabras, estamos hablando de pilas y pilotes. Los cimientos profundos se usan en las siguientes situaciones:

- en estructuras sobre ríos, como puentes, en donde las avenidas extraordinarias erosionan el fondo del cauce varios metros de profundidad.
- cuando las descargas de las estructuras son muy elevadas y el tamaño de las zapatas sería enorme.
- para soportar cargas horizontales de considerable intensidad (viento, sismo, fuerza centrífuga sobre un puente en curva), en cuyo caso las pilas o pilotes son inclinados.
- para evitar asentamientos fuertes.
- en pantanos, esteros.

Las anclas se usan para soportar cargas en sentido ascendente, como en el caso de edificios esbeltos en los cuales el viento tiende a levantar los cimientos y como en el caso de pasos a desnivel y túneles, sometidos a subpresiones elevadas (nivel freático cerca de la superficie del terreno); en presencia de agua el recubrimiento de las varillas debe ser de varias pulgadas para contrarrestar fenómenos de oxidación y corrosión.

En terrenos muy compresibles, como en la ciudad de México, los pilotes de punta y las pilas se ven sometidos a una carga adicional: la fricción negativa desarrollada a medida que el suelo se consolida.

Si la capacidad de punta es pequeña comparada con la capacidad de fricción, los pilotes se denominan "pilotes de fricción"; en el caso inverso, se denominan "pilotes de punta"; cuando ambas capacidades merecen tomarse en cuenta, se denominan "pilotes de fricción y de punta".

Atendiendo a su fabricación existen dos tipos:

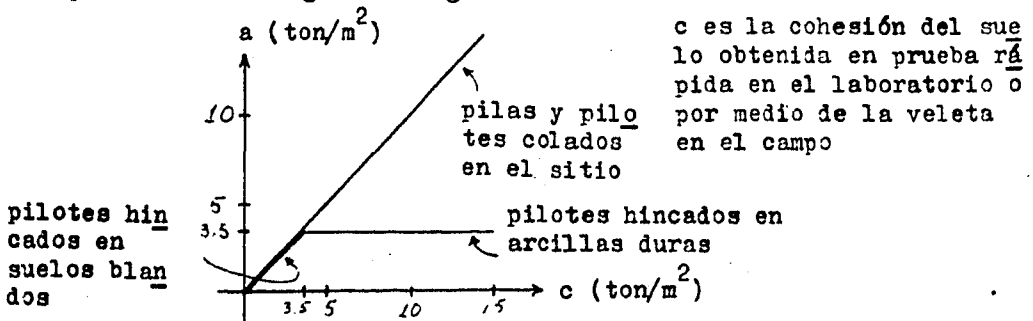
- pilotes precolados: de concreto armado, que se hincan a golpes (método Vulcan, Delmag, etc.), con gatos hidráulicos (método Franki), con vibración potente, por atornillado.
- pilas y pilotes colados en el sitio: se hace una perforación (método Calweld o Williams), se coloca la parrilla y se cuele concreto; la forma acampanada de la base es opcional.

La capacidad por fricción se calcula con la siguiente expresión, en donde el primer término es la contribución friccionante del suelo y el segundo término es la contribución cohesiva:

$$Q_f = \frac{K \pi \gamma}{2} \tan \phi \, dl_f + a \pi dl_c$$

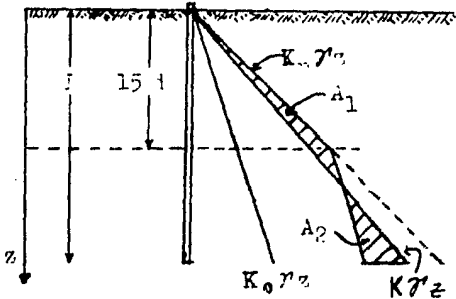
- en donde, Q_f = capacidad por fricción (en unidades de fuerza)
 γ = peso volumétrico efectivo del suelo
 πd = perímetro del pilote (circular); en caso de que el pilote sea cuadrado, el perímetro es 4 veces su lado
 l_f = tramo del pilote que se encuentra en un estrato que posee fricción (ϕ)
 l_c = tramo del pilote que se encuentra en un estrato que posee cohesión (c).
 a = adherencia entre el suelo y el pilote
 ϕ = ángulo de resistencia del suelo, obtenida en prueba rápida o semilenta
 K = coeficiente de empuje del suelo, cuyo rango de valores oscila entre K_a (coeficiente de empuje activo) y K_p (coeficiente de empuje pasivo)

Los valores de Tomlinson para obtener los valores de la adherencia aparecen en la siguiente figura:



Para el caso de pilotes colados en el sitio y para pilotes hincados en una perforación previa de diámetro menor que el diámetro del pilote, K es igual a K_0 (el cual en la mayoría de los casos vale .5).

Para pilotes hincados sin perforación previa, K es igual a K_p , siempre y cuando la profundidad de hincado es menor o igual que 15 veces el diámetro del pilote; si tal profundidad es mayor que 15 veces el diámetro, se grafican los valores de z , d , γ' , K_0 y K_p , y K se obtiene igualando las áreas rayadas A_1 y A_2 :



K_0 es el coeficiente de empuje en reposo

La capacidad por punta, Q_p , de pilotes aislados se estima con la expresión de Terzaghi, pero omitiendo el tercer término e introduciendo los "factores de ajuste" ζ_c y ζ_q ; los valores de N_q comúnmente usados son los obtenidos por Meyerhof o por Vesic ($N_c = (N_q - 1)/\tan\phi$):

$$Q_p = (cN_c \zeta_c + \gamma' D_f N_q \zeta_q) \text{Area}_{\text{punta pilote}}$$

Valores de Meyerhof				"Factores de ajuste"		
ϕ	N_q	ϕ	N_q	ϕ	ζ_c	ζ_q
0	0	20	12.0	<22°	1.20	.80
5	1.7	25	25.0	25°	1.21	.79
8	2.5	28	40.0	30°	1.24	.76
10	3.5	30	58.0	35°	1.32	.68
15	6.0	35	130.0	40°	1.68	.32
18	10.0	37	200.0			

Las fórmulas dinámicas son otro intento por estimar la capacidad de carga de "pilotes de punta" a partir de los datos obtenidos a la hora de hincarlos en el sitio, pero en general podemos decir que sus resultados "nunca fueron satisfactorios"; actualmente se utiliza la "ecuación de onda", teoría que logra resultados precisos pues tiene más relación con la realidad; considera que los golpes de hinca originan una onda de compresión que viaja a lo largo del fuste del pilote y al llegar a su punta provoca la reacción del suelo; el inconveniente de este método es que los resultados se obtienen después del hincado y con la ayuda de una computadora.

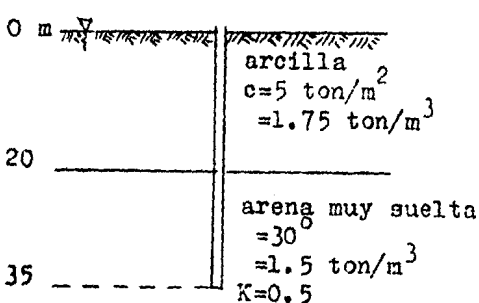
PROBLEMAS RESUELTOS

4.1 Un pilote de concreto reforzado de 0.50m x 0.50m de sección transversal, fue hincado hasta penetrar un metro dentro de un estrato de arena densa, después de haber atravesado un depósito de 20 m de espesor constituido por arena fina suelta y por arcilla blanda. El nivel freático estaba situado muy cerca de la superficie del terreno natural. La arena suelta y la arcilla blanda tenían un peso volumétrico sumergido de .8 ton/m³ y el ángulo de fricción de la arena densa sumergida valía 35°. Calcular la resistencia de punta del pilote. (Solución: 371.28 ton)

$$Q_{punta} = (cN_{cC} + \gamma_f N_{qC}) Area_{punta\ pilote}$$

$$Q_{punta} = 0 + .8(21)(130)(.68) (.5 \times .5) = 371.28 \text{ ton}$$

4.2 Un pilote de fricción, de sección circular de 0.5 m de diámetro y 35 m de longitud está embebido en 2 estratos, el primero llega hasta 20 m de profundidad, es un suelo puramente cohesivo con c=5 ton/m² y peso volumétrico de 1.75 ton/m³; el segundo estrato se extiende desde los 20 m de profundidad y para fines de cálculo su espesor es muy grande, es arena muy suelta (φ=30°), peso volumétrico de 1.5 ton/m³ y K=1. El nivel freático está en la superficie del terreno. Calcular la capacidad del pilote. (Solución: 160.97 ton)



$$Q_f = \frac{K \pi \gamma_f}{2} \tan \phi \, dl^2 + a \pi dl_c$$

$$Q_f = \frac{1}{2} (3.1416) (.5) (.5774) (.5) (15)^2 + 3.5 (3.1416) (.5) (20)$$

$$Q_f = 160.97 \text{ ton}$$

V SONDEOS PARA CIMENTACIONES PROFUNDAS

Introducción.— Sondear significa en Mecánica de Suelos averiguar la naturaleza del subsuelo, es decir, su estratigrafía, su compacidad o consistencia, granulometría, resistencia al esfuerzo cortante, compresibilidad, por medio de variados métodos, dependiendo del perfil del subsuelo y del tamaño de la obra. Para conocer el perfil del subsuelo habrá que: 1^o, revisar la información geológica del sitio y 2^o, realizar unas cuantas perforaciones y obtener muestras para formar dicho perfil. Un perfil es simple y regular cuando los límites entre los estratos son más o menos paralelos, y es errático cuando los límites son irregulares; los estratos individuales pueden ser de dos tipos: 1^o, bastante homogéneos o 2^o, presentar una estructura primaria (llamada estratificación) y, en el caso de arcillas resistentes y otros suelos con gran cohesión, pueden también presentar una estructura secundaria (sistemas de fisuras capilares, grietas, diaclasas y espejos de fricción); la experiencia indica que un programa elaborado de ensayos de suelos se justifica en perfiles simples y en perfiles complejos está fuera de lugar. Si la construcción que se va a realizar es pequeña, la investigación del subsuelo consistirá en un pequeño número de perforaciones de reconocimiento y unos cuantos ensayos de identificación, clasificación y resistencia sobre muestras representativas y se usará un factor de seguridad mayor para cubrir las lagunas en la información. Si en un terreno similar se va a efectuar una construcción grande, las investigaciones minuciosas del subsuelo se justifican plenamente ya que permiten obtener economías considerables comparadas con el costo de la investigación o con los gastos que pudiera ocasionar una falla debida a hipótesis erróneas.

Cimentaciones profundas.— Los sondeos de cimentaciones profundas se dividen en tres grandes grupos: 1^o, los que obtienen muestras alteradas, 2^o, los que obtienen muestras inalteradas, y 3^o, los métodos directos.

El muestreador estándar es una herramienta tosca y con él se obtienen muestras alteradas; se trata de un tubo de pared gruesa de un cuarto de pulgada de espesor, diámetro exterior de dos pulgadas y longitud de 60 cm; contando el número de golpes que se necesitan para hincarlo cada 30 cm en el estrato en estudio se obtiene su grado de compacidad o consistencia:

ARMAS LIMPIAS		
Nº golpes	Compacidad	ϕ
<4	muy suelta	20
4-10	suelta	23-30
10-30	medianamente compacta	30-36
30-50	compacta	36-41
>50 (roca)	muy compacta	41

SUELOS FILOS	
Nº golpes	Consistencia
<2	muy blando
2-4	blando
4-8	mediano
8-15	rígido
15-30	muy rígido
>30 (roca)	duro

Los sondeos que obtienen muestras alteradas son relativamente económicos, rápidos de ejecutar, fáciles; tienen el inconveniente de que las muestras han perdido sus propiedades mecánicas; pero es posible determinar sus propiedades índice como: el contenido de agua (w) la densidad de sólidos (S_g), el límite líquido (L.L.) y el límite plástico (L.P.) en el caso de arcillas, la granulometría para el caso de arenas. Si el material está completamente saturado su relación de vacíos natural será $e_o = wS_g$ y su peso volumétrico será $\gamma' = (S_g + wS_g) / (1 + wS_g)$; además, si el contenido de agua, w , se encuentra en las cercanías del límite plástico, la arcilla seguramente está preconsolidada o fuertemente preconsolidada, si w está cerca del límite líquido se trata de una arcilla sensitiva o extrasensitiva, y si w está en una zona intermedia, la arcilla está normalmente consolidada; para el último caso la compresibilidad será simplemente $C_c = .009(L.L. - 10\%)$ y los asentamientos y compresiones los calcularemos de la manera ya conocida (ver primer capítulo). También cabe decir que en muchas localidades existen correlaciones estadísticas entre el contenido de agua w y la resistencia a la compresión simple, q_u .

Cuando la obra requiere información más fehaciente y precisa que la proporcionada por los tubos de pared gruesa, se utilizan entonces

los tubos de pared delgada con pistón, los cuales tienen diámetros exteriores de dos pulgadas, 1.4 a 1.6 mm de espesor, longitudes entre 75 y 90 cm, su punta posee filo y se lubrica y se hincan a presión, no a golpes. Con ellos se obtienen muestras prácticamente inalteradas o muy poco alteradas, las cuales son ensayadas en el laboratorio y se determinan así las propiedades deseadas, como ser la resistencia al corte, las características de esfuerzo-deformación, compresibilidad, etc. Otro método para obtener las muestras se basa en practicar una excavación a cielo abierto, labrar la muestra de arcilla o arena, envasarla y sellar el envase herméticamente; las muestras que se obtienen de tales excavaciones son al menos potencialmente menos alteradas que las que se recuperan por cualquier otro procedimiento.

Los métodos directos más utilizados son el aparato del cono holandés, el penetrómetro de Santoyo, el presiómetro de Menard y la veta; con ellos no se obtienen muestras sino que directamente en el terreno se miden las propiedades del suelo. El aparato del cono holandés se utiliza para fines de pilotes y consiste básicamente en un tubo exterior y en una barra interior que termina en punta o cono, que se empuja en el terreno por presión por medio de un gato; dicha presión necesaria para penetrar se grafica en función de la profundidad y se obtiene así el perfil de la consistencia del terreno.

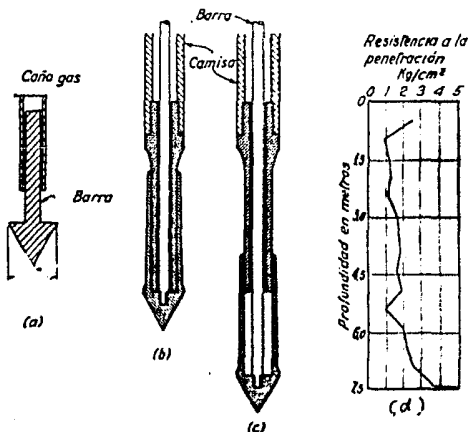


Figura 5.1. a) Cono holandés original; b) y c) cono holandés mejorado con la punta retraída a medida que avanza la camisa y la punta extendida después de haber medido la resistencia; d) variación de la resistencia a la penetración, con la profundidad.

El penetrómetro de Santoyo obtiene resultados similares al aparato holandés, se encuentra a la fecha en fase de experimentación, su punta es como de bala y por medio de un strain gage y un puente de Wheatstone se obtiene una gráfica continua de la presión para penetrar en función de la profundidad.

El presiómetro de Menard se utiliza para obtener la relación entre la presión aplicada y la deformación radial del suelo; para ello se hace una perforación o barreno, se baja la membrana de hule del aparato a la profundidad deseada por medio de las barras del sistema y se inyecta presión, la cuál infla la membrana y la hace presionar contra las paredes de la perforación:

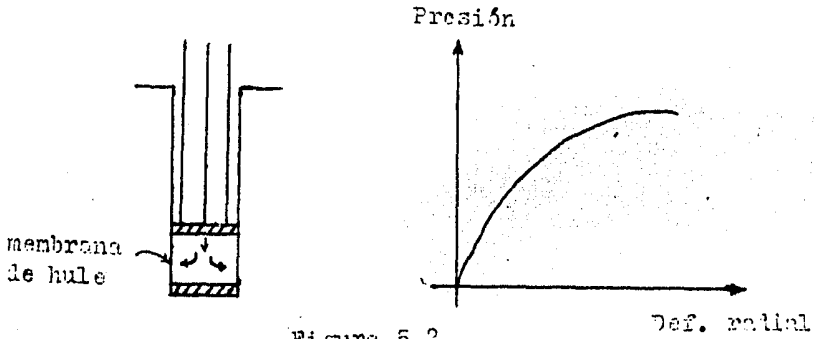


Figura 5.2

La veleta consiste de cuatro hojas unidas al extremo inferior de una barra vertical, conjunto que se introduce por presión manual en el terreno y se hace luego girar para obtener la relación entre el momento aplicado y la rotación angular. Se utiliza para determinar in situ la resistencia al corte no drenada de depósitos de arcilla blanda. Cabe mencionar que los resultados que se obtienen con la veleta son diferentes a los que se obtienen en el laboratorio.

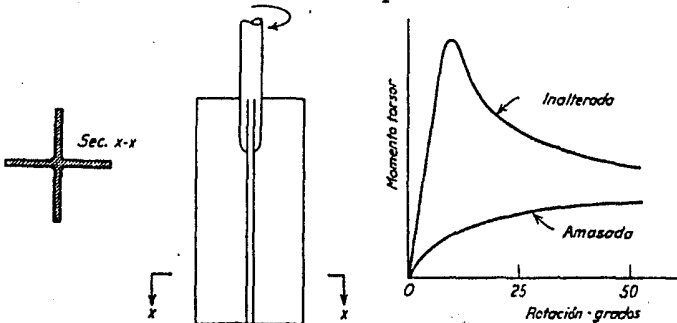


Figura 5.3. a) Veleta simple de 4 aspas; b) curvas momento torsor-rotación típicas para arcilla blanda sensitiva

VI CIMENTACIONES EN EL VALLE DE MEXICO

El subsuelo del Valle de México ha sido dividido en tres zonas, atendiendo principalmente al tipo de material encontrado en los son deos y a sus características de resistencia y compresibilidad. La "zona de lomas" comprende las laderas de la serranía de Las Cruces (formadas por terrenos compactos, arenolimosos con alto contenido de gravas unas veces y otras veces por tobas pumíticas bien ce men ta dos) y el derrame basáltico del Pedregal; presenta generalmente co nd icio nes favorables para cimentar estructuras, la capacidad de carga del terreno es elevada y no existen capas de arcilla compresibles; sin embargo, debido a la explotación de minas de arena y grava, mu ch os predios están cruzados por galerías a diferentes profundidades, las cuales suelen tener un desarrollo muy caprichoso y cuya lo ca liz ac io n puede resultar difícil porque muchas de ellas, a causa de de re ru m b es, están rellenas con material arenoso suelto; otro problema característico de esta zona es la existencia de depósitos eólicos de arena fina y uniforme, hacia el norte de la Ciudad, particularmente en las laderas de la Sierra de Guadalupe; estas formaciones son susceptibles de provocar asentamientos diferenciales erráticos y re qu ie ren un método adecuado de compactación.

Entre las serranías del Poniente y el fondo del lago de Texcoco se localiza la "zona de transición", en donde las condiciones es tra t igr á fi cas del subsuelo varían en forma extraordinaria de un punto a otro; en general se tienen superficialmente los depósitos arcillosos o limosos orgánicos de la formación Becerra, cubriendo a es tra to s de arcilla volcánica muy compresibles y de espesores variables, in ter ca l ad os con capas de arena limosa compacta o arena limpia, los cuales de sc an s sobre potentes mantos en los que el material predominante es la grava y la arena. Los problemas de capacidad portante y de a s en t a m i e n t os diferenciales pueden ser muy críticos, especialmente cuando se trata de construcciones extensas sometidas a condiciones de carga muy diferentes, lo cuál ocurre frecuentemente en esta zona, por corresponder al sector industrial de Atzacapotzalco, Vallejo y

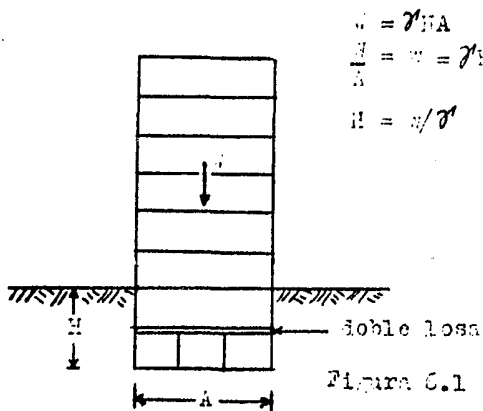
y Guadalupe. La estratigrafía y propiedades de los materiales del subsuelo deben investigarse con detalle para diseñar correctamente las cimentaciones y las estructuras.

La "zona del lago" comprende la formación de la parte centro y oriente de la ciudad; la estratigrafía típica exhibe las siguientes capas, descritas a partir de la superficie del terreno: 1^o, la capa superficial: tiene un espesor de 2 a 5 m, peso volumétrico de aproximadamente 1.5 ton/m^3 , está compuesta de intercalación de vidrios volcánicos, ceniza volcánica y polvo, los cuales forman depósitos arenos arcillosos o limosos; se ha estado formando desde los últimos 10 000 años; 2^o: primera formación compresible: se extiende hasta los 30 m, tiene un peso volumétrico entre 1.1 y 1.3 ton/m^3 y está compuesta de arcillas volcánicas muy compresibles; 3^o, primera capa dura: tiene un espesor de 3m (va de los 30 a los 33 m), se formó hace 25 000 años, probablemente en una época muy seca y fría; mineralógicamente es igual que las arcillas y es un material cementado (en Chalco no se formó la primera capa dura); 4^o, segunda formación compresible: está formada por arcillas volcánicas de características semejantes a las de la primera formación compresible, aunque más comprimidas y resistentes; este manto tiene una potencia entre los 4 y los 14 m; y 5^o, segunda capa dura: está formada por depósitos profundos piroclásticos -cenizas volcánicas, tefras-, granulares, poco compresibles, permeables por fisuración, lo cuál dió origen a los acuíferos que explotamos, cuya recarga actualmente está en retroceso, se están agotando.

En esta "zona del lago" desde siempre ha habido problemas de compresibilidad, rara vez de capacidad de carga: la "Alameda" se ha consolidado 8 m respecto de principios de siglo; en los 60'^s la velocidad promedio de consolidación fue del orden de 15 cm/año, en los 70'^s de 8 cm/año y en los 80'^s será de 4 cm/año. Por otra parte, es frecuente ver en el centro de la ciudad edificios altos, grandes, los cuáles están sobrepiloteados en la primera capa dura generalmente, y "emergen": como ejemplo se pueden citar el edificio "Guardiola", el edificio del cine "Latino", etc. Además se presentan otros fenómenos

COMPENSACION TOTAL

Este sistema fue utilizado por primera vez por el Ing. Cuevas para la cimentación del edificio antiguo de la Lotería Nacional, su comportamiento fue un éxito y desde entonces goza de popularidad y ha sido bastante usado en la zona del lago. Consiste en excavar suelo en peso igual al peso W del edificio por construir, es decir, la carga neta que se aplicará al terreno será nula y por lo tanto también los incrementos de presión y los asentamientos serán nulos, y el edificio no "emergerá" ni se hundirá. El espacio de la excavación será ocupado por un cajón de cimentación —que podrá servir como sóta no para estacionamiento, almacén, cisterna, etc.— y sobre el cuál crecerá el edificio; el peso W será la suma de la carga muerta más las cargas vivas permanentes promedio, las cargas accidentales no intervendrán para determinar la profundidad de excavación, H . Como el nivel freático se encuentra a aproximadamente 2 m de profundidad, se puede presentar el inconveniente de tener que abatirlo, no obstante lo cuál, se puede afirmar que para profundidades de excavación menores o iguales que 4 m, el sistema de compensación total dá muy buenos resultados. Para profundidades mayores que 5 o 6 m se recomienda no emplear este sistema, ya que se presentan muchos problemas: fallas de taludes, demasiado material por excavar, la excavación tiene que hacerse por pedacitos, lo cuál toma de un 30 a un 40% del tiempo total de la construcción de la obra.



- W = carga muerta (incluye el peso de la cimentación) + cargas vivas permanentes promedio
- A = área de contacto entre el suelo y la estructura
= peso volumétrico promedio del terreno o subsuelo
- w = presión o carga por unidad de área que será compensada
- H = profundidad de excavación

COMPENSACION PARCIAL

La compensación parcial es una variante del tipo de cimentación anterior y presenta sólo una ligera diferencia: como su nombre lo indica, se compensará sólo una parte del peso W del edificio o estructura por construir. Con este método se aprovecha la característica que poseen las arcillas del lago, llamada "rigidez electromagnética" o bond strenght -cuyo valor es de aproximadamente 2 ton/m^2 -, la cuál significa que podemos cargarle impunemente 2 ton/m^2 a tales arcillas sin que se produzcan asentamientos. Las ecuaciones que se considerarán en el análisis y diseño de la compensación parcial serán:

$$W = \gamma'HA \quad W/A = w = \gamma'H \quad w-a = \gamma'H' \quad H' = (w-a)/\gamma'$$

en donde,

$w-a$ = es la presión o carga por unidad de área que se va a compensar
 a = es la presión o carga por unidad de área que no se va a compensar, es la carga neta que soportará el terreno, y con la cuál se calcularán capacidades de carga y asentamientos
 H' = profundidad de excavación de la compensación parcial

PILOTES DE FRICCIÓN

Este tipo de cimentación se recomienda cuando el subsuelo no tiene suficiente capacidad de carga o cuando resulta más económico que cualquier otro tipo de cimentación. Como medida sana, el proyecto considerará las siguientes recomendaciones, las cuales no tendrán otro propósito que el de ser simples guías para tomar decisiones con criterio: los pilotes serán tan largos como resulte posible desde el punto de vista económico y de las condiciones del subsuelo; aumentando la longitud se disminuye el número de pilotes necesarios para resistir el peso W de la estructura, se aumenta la capacidad de carga de falla de toda la cimentación y se reducen los asentamientos; los pilotes deberán hincarse todos hasta la misma profundidad, cualquiera que sea el número de golpes que exijan los últimos centímetros de penetración; los tipos cónicos son preferibles a los prismáticos; se recomienda que la distancia mínima de separación entre ejes de pilotes, D , sea $3d$, siendo d el diámetro o el lado de la cabeza del pilote; el cálculo de los momentos flexionantes, M , y las fuerzas cortan

tes, V, que actuarán sobre las zapatas o la losa de cimentación -las cuales formarán los cabezales de los pilotes- se calcularán comúnmente suponiendo que cada pilote soportará la misma carga.

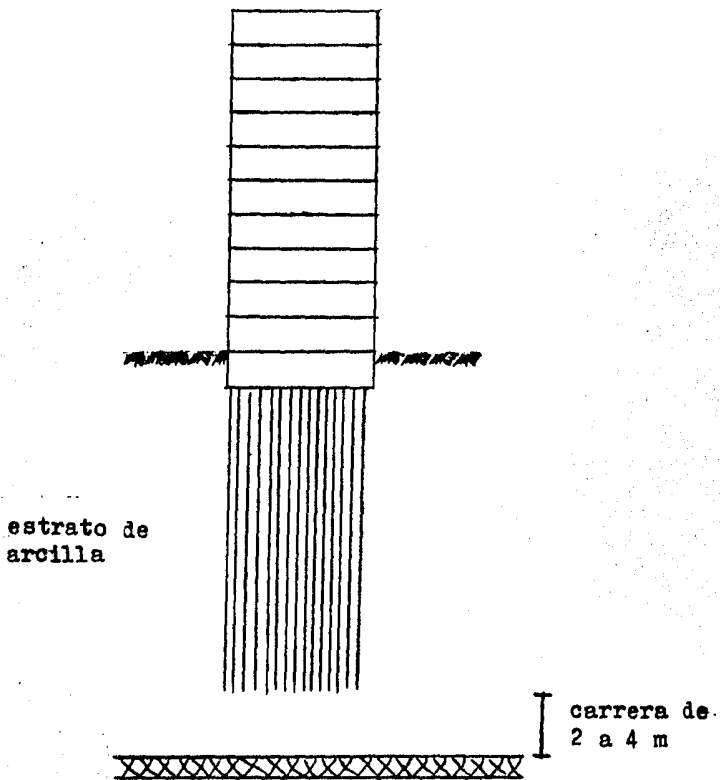


Figura 6.2 capa dura

PILOTES ENTRELAZADOS

Este tipo de cimentación ha sido propuesto por el Ing. Pablo Girault y el conjunto consta de un grupo de pilotes tipo A, los cuáles se unen a la losa de cimentación en su extremo superior, y un grupo de pilotes tipo B, los cuáles se apoyan en la capa dura; a medida que se vaya consolidando el subsuelo por el peso W del edificio o la estructura y por las extracciones de agua, los pilotes A trabajarán por fricción positiva y los pilotes B trabajarán de punta y por fricción negativa; el conjunto reduce de manera notable los asen

tamientos, de modo que su uso está indicado para zonas donde las arcillas sean bastante sensitivas. El análisis de capacidad de carga y asentamientos considerará 3 efectos: la fricción positiva de los pilotes A, y la fricción negativa y la resistencia de punta de los pilotes B.

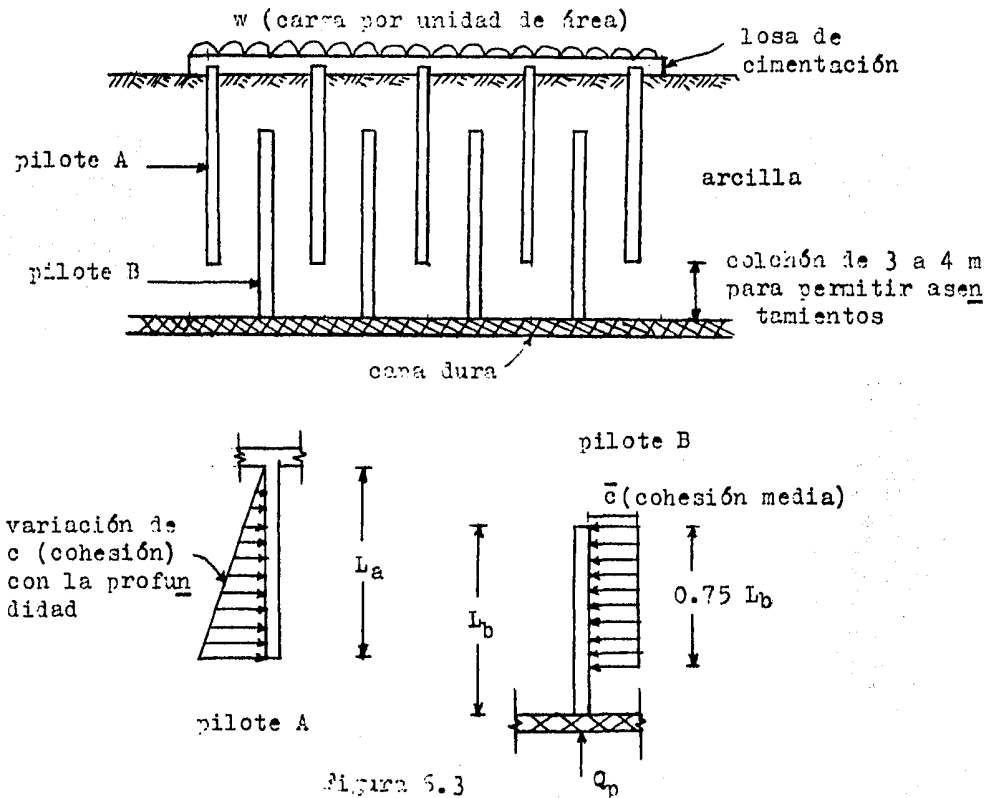


Figura 6.3

PILOTE DE PUNTA PENETRANTE

Este tipo de cimentación ha sido propuesto por el Dr. Daniel Resendiz y se trata de un pilote apoyado en la capa dura y su extremo superior se une a la losa de cimentación; consta de dos tramos, el primero tiene sección transversal normal y longitud varias veces mayor que la longitud del segundo tramo; este segundo tramo tiene sección transversal muy pequeña -de aproximadamente 40 cm^2 - y una longitud o carrera de 2 a 3 m.

Supóngase un edificio cuyo peso W será soportado por la losa y por el pilote: $W = Q_{\text{losa}} + Q_{\text{pilote}}$, en donde Q es la carga o capacidad que tomará la losa o el pilote. El asunto del diseño consistirá en que el pilote se vaya hundiendo en la capa dura a la misma velocidad de consolidación del terreno, para evitar tanto "emersiones" como hundimientos. Tendríamos así un pilote de control automático y nos ahorraríamos los gastos de servicio y mantenimiento que son necesarios en los pilotes de control ortodoxos.

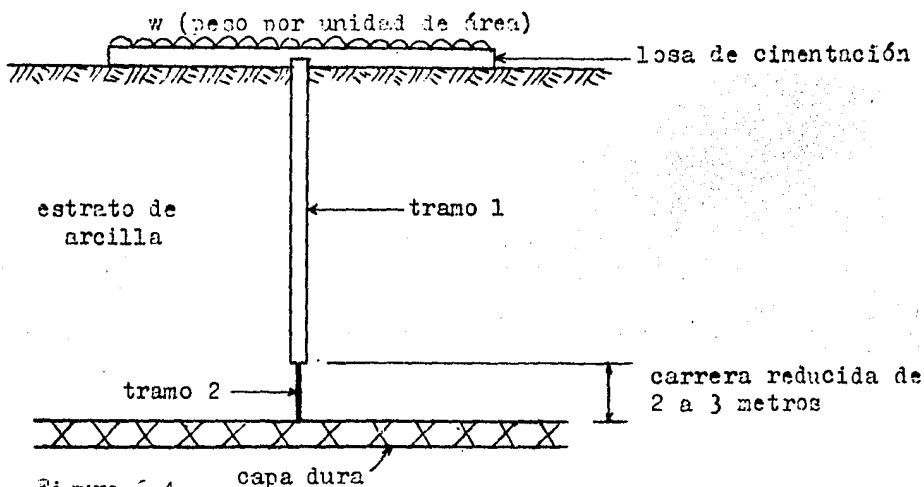


Figura 6.4

Para lograr que el sistema funcione efectivamente, el pilote se diseñará para que desarrolle toda su capacidad, para que falle, es decir, para que vaya penetrando la capa dura. Analíticamente tenemos

$$Q_{\text{pilote}} = Q_{\text{fricción del 1}^{\text{er}} \text{ tramo}} + Q_{\text{punta del 2}^{\text{o}} \text{ tramo}}$$

La ecuación anterior expresa un equilibrio dinámico, no estático; en el supuesto caso de que el pilote no penetrase, se desarrollaría entonces fricción negativa contra el pilote, la cuál lo obligaría a penetrar, ya que el pilote no estará diseñado para soportarla.

En la práctica se presentan varios inconvenientes como: incertidumbre en las cargas de diseño; no existirá sólo un pilote, sino un grupo de ellos -se sugiere que mientras menos pilotes hayan es mejor-, los cuales tomarán distintas cargas y por lo tanto no penetrarán al mismo ritmo; y se presentarían así asentamientos diferenciales. Para contrarrestar todo ésto, la losa de cimentación tendría que ser bastante rígida y por consiguiente resultaría más cara.

PROBLEMAS RESUELTOS

6.1 Si el edificio de la figura 6.1 tiene un área de 20 m x 20 m, un peso por unidad de área de 1 ton/m² por nivel y su cimentación pesa por su parte 1 ton/m² ¿Cuál será la profundidad H que será necesario excavar para compensar totalmente el peso del edificio y cuál será el volumen de excavación? Considere el peso volumétrico promedio del suelo igual a 1.4 ton/m³. (Solución: 5 m; 2000 m³)

$$w = 7(1 \text{ ton/m}^2) = 7 \text{ ton/m}^2$$

$$A = 20 \times 20 = 400 \text{ m}^2$$

$$\gamma' = 1.4 \text{ ton/m}^3$$

$$H = w/\gamma' = 7/1.4 = 5.0 \text{ m (esta profundidad apenas sería recomendable excavar)}$$

$$\text{Vol. excavación} = A \cdot H = 400(5) = 2000 \text{ m}^3$$

6.1 Si queremos excavar como máximo 3.60 m, ¿Qué porcentaje del peso del edificio estaremos compensando, cuál será el volumen de excavación, la carga neta que soportará el terreno y los asentamientos? Considere la rigidez electromagnética del suelo igual a 2 t/m². (Solución: 72%; 1440 m³; 1.96 ton/m²; nulos)

$$w = 7 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma' = 1.4 \text{ ton/m}^3$$

$$H' = 3.60 \text{ m}$$

$$w-a = \gamma' \cdot H' = 1.4(3.60) = 5.04 \text{ ton/m}^2 \text{ (peso por unidad de área que se está compensando)}$$

$$\text{Porcentaje de compensación} = 5.04/7 = 0.72 = 72\%$$

$$\text{Vol. excavación} = 3.60(400) = 1440 \text{ m}^3 \text{ (72\% de 2000 m}^3)$$

$$a = w - 5.04 = 7 - 5.04 = 1.96 \text{ ton/m}^2 \text{ (carga neta aplicada al terreno)}$$

Como la carga neta que soportará el terreno es menor que su rigidez electromagnética, los asentamientos serán nulos.

La conclusión que podemos obtener de los dos ejemplos anteriores es que la compensación parcial dá mejores resultados que la compensación total (en la zona del lago).

VII CIMENTACIONES ESPECIALES

El presente capítulo trata sobre algunos ejemplos reales de cimentaciones poco usuales, efectuadas en diversos lugares y en condiciones desventajosas. El sistema de defensa de los Estados Unidos de Norteamérica utiliza para alojar sus estaciones de radar las "Torres Texasanas" (Texas Towers), cuyas formas y diseños son similares a los de las grandes plataformas marinas para extraer hidrocarburos y para resistir huracanes de 125 m.p.h. La primera torre que se colocó (No. 2) fue en los bancos de arena "George's Banks", a 160 millas al noreste de Boston, Massachusetts, en aguas de 55 pies de profundidad; en planta, la torre es un triángulo equilátero de 180 pies por lado, contiene 2 pisos de 10 pies, en donde están situadas las salas de trabajo y habitaciones para 70 oficiales y subalternos; encima del techo del segundo piso se encuentran el equipo del radar y tres cúpulas de radar (ver figura 7.1):

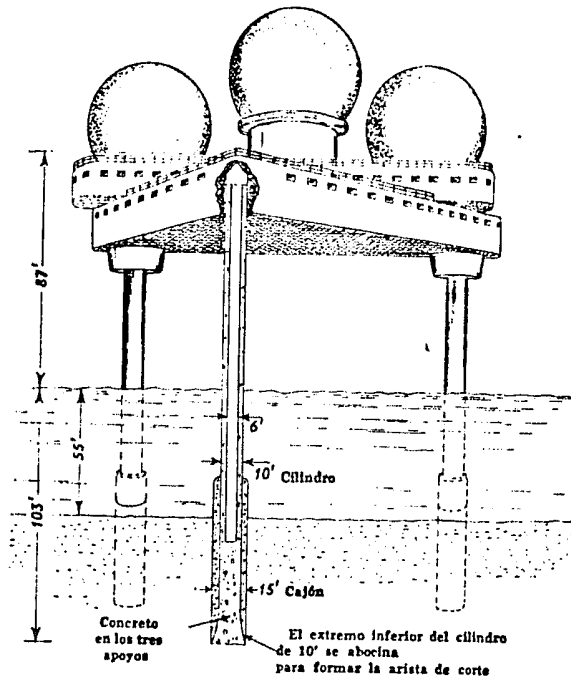


FIG. 7.1. "Torre Tejana" No. 2 de radar, apoyada sobre los "George's Banks".

La torre terminada descansa sobre tres apoyos formados por ci lindros de 10 pies de diámetro, empotrados en cajones de ci mentación de 65 pies de longitud y 15 pies de diámetro, los que a su vez están empotrados dentro de 48 pies del fondo duro de arena; además se soldaron almas verticales formadas por placas, dentro del espa cio anular, para atiesar los apoyos. Con tal tipo de cimentación se consideró innecesario el contraventeo transversal.

La plataforma fue fabricada en los astilleros de barcos de la costa por la Bethlehem Steel Shipbuilding Company y fue transporta da con sus apoyos retraidos por dos remolcadores de 1800 h.p. hasta el sitio de colocación. A partir de entonces empezó su instalación, a cargo de la Raymond Pile Company conjuntamente con la Delong Cor poration:

Cada uno de los apoyos permanentes estuvo provisto de 4 cajones provisionales que se hincaron anticipadamente, gateándolos hacia a bajo, para tomar la carga. En seguida se hincaron los apoyos perma nentes por medio de gatos de aire "DeLong", apoyados en los cajones provisionales, ubicados cerca de los apoyos permanentes. Cada uno de los gatos de aire está formado por un fuelle conectado a 2 suje tadores que se pueden inflar, uno superior y otro inferior. Con el sujetador superior inflado para asir el cajón provisional, el fue lle se infla para bajar el sujetador inferior y una vez que éste es tá agarrado, se desinfla el superior, el fuelle se contrae y mueve hacia abajo el cajón. Este proceso se revite bajando los apoyos per manentes con respecto a la plataforma. Tan pronto como llegaron al fondo los apoyos permanentes, el espacio anular entre los cilindros de 10 y 15 pies se rellenaron de piedras y se inyectó lechada de ce mento para formar cemento Prepakt (se usó agua del mar). A continua ción se forzaron dentro del terreno los apoyos permanentes mientras se excavó la arena por dragado. Una vez que se encontraron coloca dos en su lugar los apoyos permanentes, se efectuó su colado usando pedazos de tubo como cimbra interior. Los 12 cajones provisionales se extra jeron y se llevaron flotando hasta la costa.

El nuevo dique seco en Emden, Alemania, tiene 105 pies de ancho y 715 pies de largo con una losa de piso de 7 pies de espesor, localizada a 27 pies aproximadamente por debajo del N.A.M.E. Se dispusieron 496 anclajes para tomar los empujes ascendentes que se desarrollan cuando se vacía el dique para reparar los barcos, y consisten en cables de acero de 46 mm, provistos en su extremo inferior de bloques de anclaje cruciformes de concreto reforzado y en su extremo superior, de cabezas de tensión. Los anclajes se hundieron hasta su profundidad final dentro de 40 pies dentro de la arena en un cuarto de hora aproximadamente cada uno, utilizando vibradores y chiflones de agua. Después se compactó la arena utilizando vibradores de profundidad. Una vez que el concreto de la losa de piso estuvo suficientemente curado, cada anclaje se presforzó con 95 toneladas. En Karachi, Paquistán Occidental, se hizo una instalación similar.

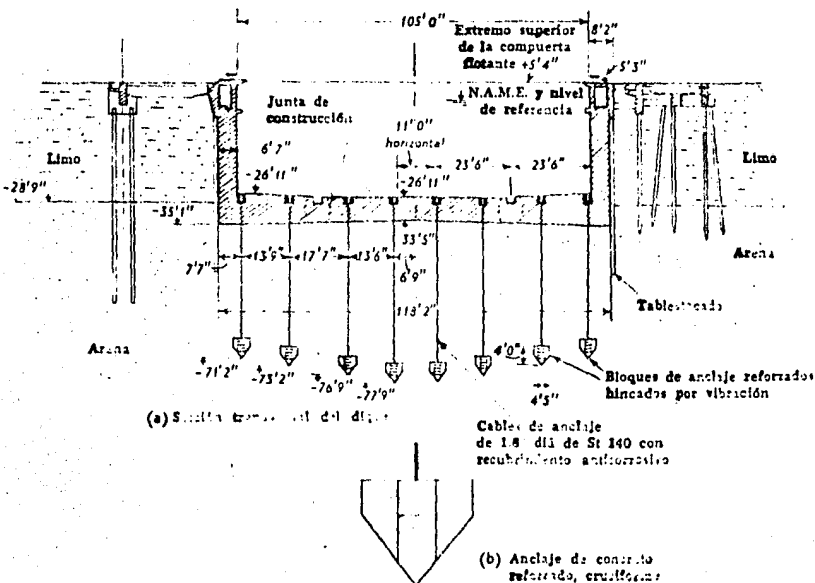
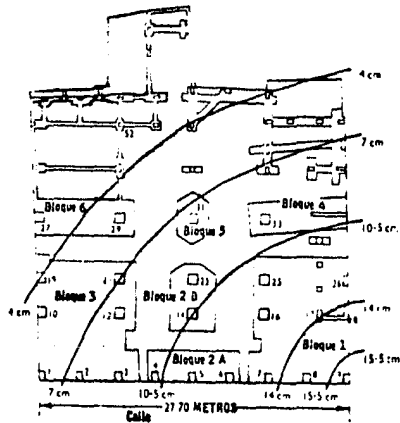


FIG. 72. Nuevo dique seco en Emden con anclajes presforzados

Para la construcción del edificio de la "Compañía Paulista de Seguros" de Sao Paulo, Brasil, la investigación original del terreno no se limitó al hincado de varillas de acero en 5 lugares diferentes para conocer la resistencia del suelo —una de las esquinas del solar no se investigó y después, demasiado tarde, se supo que debajo había arcilla muy suave—. De acuerdo a los resultados se eligieron pilotes Franki para la cimentación, con carga de diseño de 65 toneladas cada uno y se probaron dos de ellos en la forma tradicional; no mostraron nada anormal, no obstante que uno de ellos se probó sobre la arcilla suave.

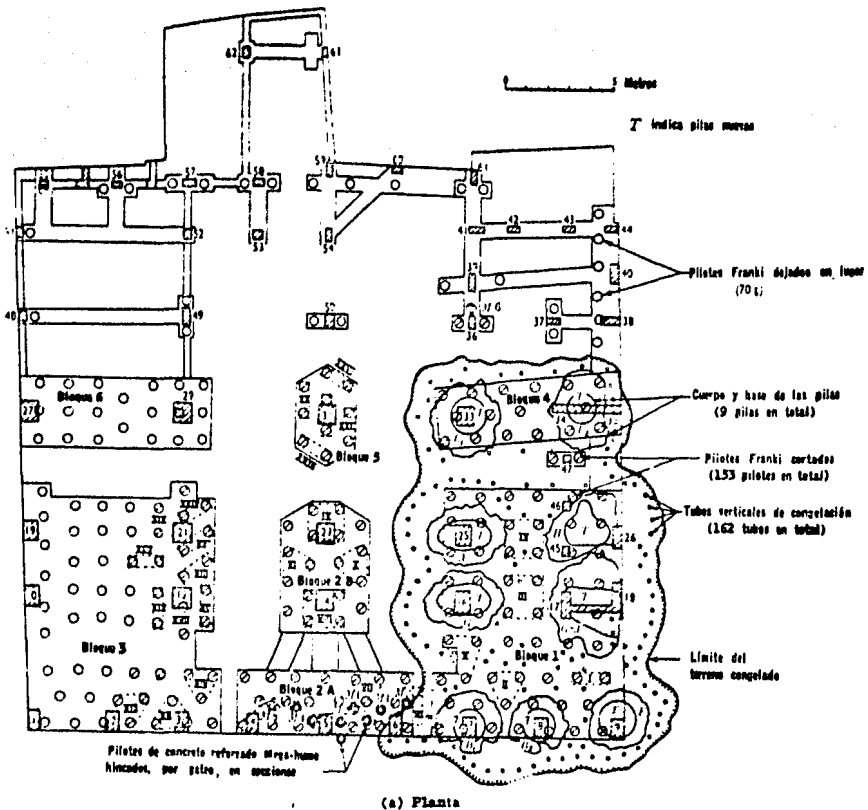
Durante el transcurso de la construcción el edificio estaba teniendo asentamientos diferenciales; para diciembre de 1941 el desplome llegó a 1 en 200 (ver figura 7.3):



Líneas de igual asentamiento en diciembre de 1941

Figura 7.3

Para corregir tal desplome se decidió entonces usar el procedimiento de congelación, iniciado el 9 de febrero de 1942 en la zona más afectada (bloques 1 y 4; ver figura 7.4), mediante el hincado de tubos de hierro galvanizado de 10 cm de diámetro y 14 m de longitud, cerrados en su extremo inferior, y dentro de los cuáles contenían tubos abiertos de 5 cm de diámetro; el frigorífico circulaba por los tubos de 5 cm y regresaba a la superficie por el espacio anular entre los tubos, a -20°C .

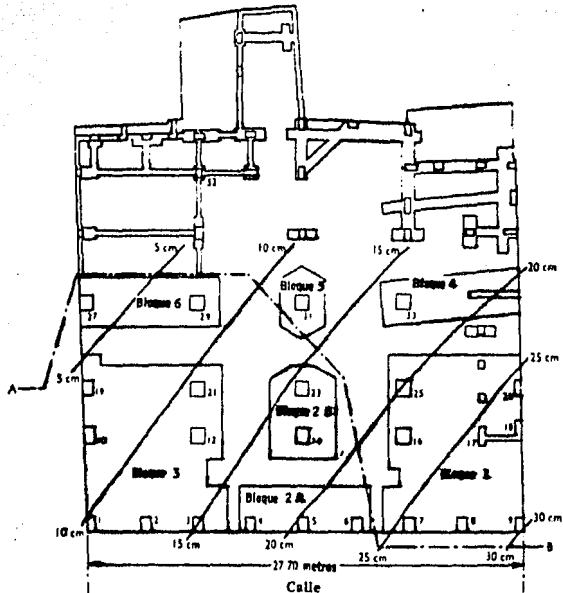


(a) Planta

FIG. 7.4. Edificio C.P.S. Medidas de remedio

Al principio del proceso de congelación los asentamientos aumentaron alarmantemente —hasta 6 mm por día—, pero finalmente disminuyeron y para el 9 de junio cesaron por completo (ver figura 7.5); a partir de esa fecha se produjo en el suelo un proceso de levantamiento y el punto de máximo hundimiento se levantó 10 mm.

El siguiente paso fue la recimentación de la esquina o zona más afectada, mediante la construcción de 9 pilas —para colarlas fue necesario utilizar agua caliente con cloruro de calcio para hacer el concreto—. A continuación se colocaron gatos con capacidad máxima de 1000 toneladas entre el extremo superior de las pilas y la parte inferior de la recimentación y se levantó el edificio (ver figuras 7.6 y 7.7). Posteriormente se recimentaron otras zonas del edificio, hincando por tramos de 80 cm, pilotes de concreto precolados, por medio de gatos (ver figura 7.4).



Planta mostrando las líneas de asentamiento máximas (Junio, 1942)

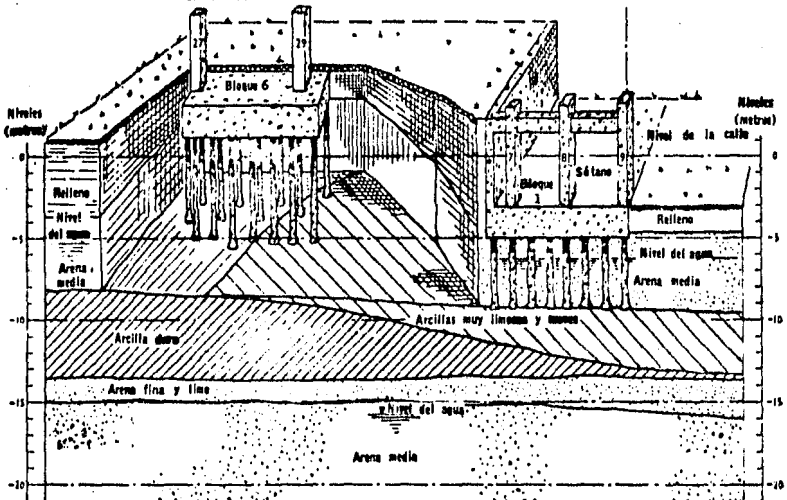
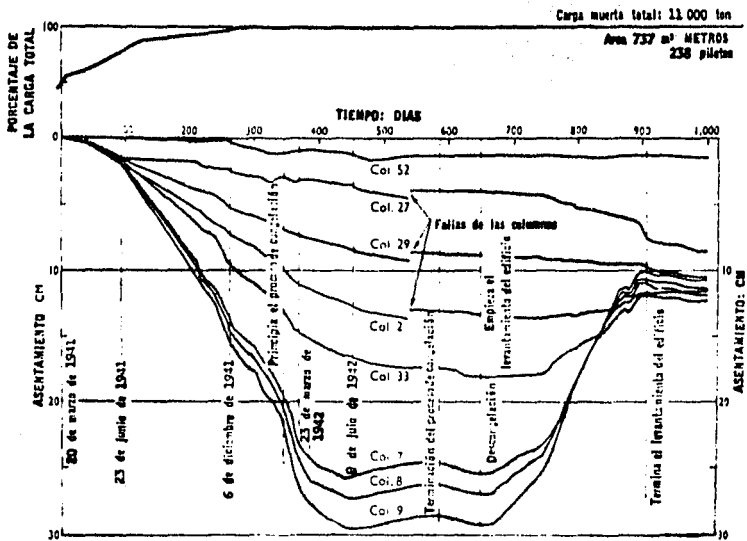


FIG. 7. 5. Edificio de la Compañía Paulista de Seguros, São Paulo, Brasil



(b) Gráfica del asentamiento y levantamiento
 FIG. 7.6. Edificio C.P.S., São Paulo

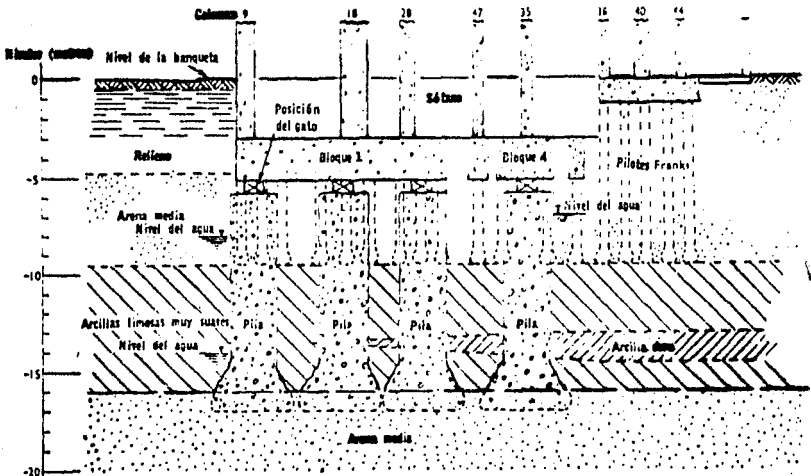
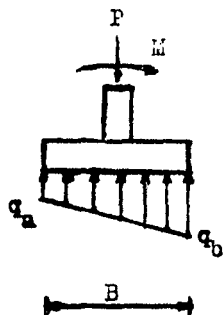


FIG. 7.7. Sección mostrando las nuevas pilas de concreto

VIII INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

En este último capítulo se plantearán los principios teóricos y prácticos para realizar el análisis de vigas flotantes, en otras palabras, evaluaremos los desplazamientos, momentos flexionantes y fuerzas cortantes que actuarán sobre los miembros o elementos de nuestra cimentación como consecuencia de los asentamientos diferenciales y como consecuencia de las presiones y descargas que actuarán sobre ellos. Por principio de cuenta dividiremos los elementos de una cimentación (zapatas, losas, vigas flotantes o contratrabes) en tres tipos, dependiendo del término λL : rígidos, semirígidos y largos (ver páginas siguientes).

Los elementos rígidos son los menos complejos de analizar, ya que su posible asentamiento será uniforme, parejo, cualquiera que sea el tipo de suelo que se encuentre debajo de ellos. El diagrama de presiones que se considerará para el análisis y diseño será invariablymente similar al siguiente, en donde además se muestran 2 ecuaciones producto de la estática ($\Sigma \text{Fuerzas}=0$ y $\Sigma \text{Momentos}=0$).



$$P = \frac{1}{2} B(q_a + q_b)$$

$$M = \frac{B}{12} (q_b - q_a)$$

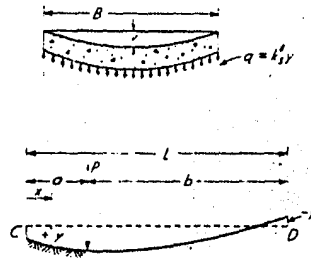
Por nuestro diseño conocemos P, M y B, por tanto podemos calcular q_a y q_b , cuyos valores nunca deberán ser de tensión, como regla; de modo que ya conocemos la geometría y el valor de las fuerzas. Entonces, aplicando los conceptos fundamentales de mecánica de materiales podemos determinar fácilmente los cortantes y momentos flexionantes que actuarán sobre el elemento; como el elemento es rígido, los giros serán nulos y los desplazamientos o asentamientos los calcularemos según ya vimos. Nuestro problema está resuelto.

Comúnmente las cimentaciones son semirígidas o largas, por razones económicas y prácticas. Para el análisis y diseño de elementos semirígidos y largos se recomienda utilizar la solución propuesta por Hetényi, basada en la teoría de las vigas elásticas sobre apoyos continuos elásticos; el considerar que el elemento y los apoyos son elásticos implica que las presiones que actuarán sobre el elemento y el suelo, los harán trabajar en sus rangos elásticos o razonablemente poco por arriba de sus rangos elásticos. La solución es válida para una descarga localizada en cualquier punto del elemento y para un número mayor de cargas simplemente se superpondrán los efectos:

$$y = \frac{P\lambda}{k'_s} A'$$

$$M = \frac{P}{2\lambda} B'$$

$$Q = PC'$$



en donde, P = es la descarga sobre la cimentación. Si actuase también un par, la carga simplemente la moveremos una excentricidad tal que produzca el par
 q = reacción de la subrasante

k'_s = módulo de reacción de la subrasante de Vesic

$$k'_s = 0.65(E_s B^4 / E_b I)^{1/12} [E_s / (1 - \nu^2)]$$

E_s = módulo de elasticidad del suelo; para arcillas es prácticamente independiente de la profundidad; para arenas aumenta con la profundidad y es función de la presión confinante

B = ancho del elemento

E_b = módulo de elasticidad del material de que está hecho el elemento

I = momento de inercia del área de contacto entre el terreno y el elemento, visto en planta

ν = relación de Poisson del suelo; para arcillas vale alrededor de 0.5 y para arenas tiene un valor cercano a cero

Q, M, y = fuerza cortante, momento flexionante y deflexión, en cualquier sección x

$$\lambda = (k'_g/4E_b I)^{1/4}$$

L = longitud del elemento

λL = término que sirve para distinguir el tipo de elemento: si es menor que $\pi/4$ el elemento es rígido; si es mayor que $\pi/4$ pero menor que π , es semirígido; y si es mayor que π , el elemento es largo

A', B', C' = funciones hiperbólicas y trigonométricas de la distancia x y cuyos valores aparecen en la tabla 8.1

El valor de x que deberá ser usado en la tabla 8.1 se mide desde el extremo del elemento hasta el punto donde se desea encontrar la deflexión, el momento y el cortante; si x es menor que la distancia "a", se debe medir x a partir del extremo C; y si x es mayor que la distancia "a", entonces se debe medir x a partir del extremo D. Para valores de L que no aparecen en la tabla se deberá usar interpolación.

Tabla 8.1. Valores de los coeficientes A', B' y C'. Los valores de la distancia x son con respecto a la longitud L del elemento.

Carga a a				Carga a a				Carga a a				Carga a a			
x	A'	B'	C'	x	A'	B'	C'	x	A'	B'	C'	x	A'	B'	C'
0.0	4.0000	0.0000	0.0000	0.0	2.4374	0.0000	0.0000	0.0	2.3751	0.0000	0.0000	0.0	1.9282	0.0000	0.0000
0.1	4.0376	0.0000	0.0000	0.1	2.4925	0.0025	0.0025	0.1	2.4281	0.0025	0.0025	0.1	1.9584	0.0050	0.0050
0.2	4.0752	0.0016	0.0016	0.2	2.5476	0.0100	0.0100	0.2	2.4637	0.0100	0.0100	0.2	1.9886	0.0150	0.0150
0.3	4.1128	0.0048	0.0048	0.3	2.6027	0.0225	0.0225	0.3	2.4993	0.0225	0.0225	0.3	2.0188	0.0300	0.0300
0.4	4.1504	0.0112	0.0112	0.4	2.6578	0.0400	0.0400	0.4	2.5349	0.0400	0.0400	0.4	2.0490	0.0450	0.0450
0.5	4.1880	0.0200	0.0200	0.5	2.7129	0.0625	0.0625	0.5	2.5705	0.0625	0.0625	0.5	2.0792	0.0600	0.0600
0.6	4.2256	0.0312	0.0312	0.6	2.7680	0.0900	0.0900	0.6	2.6061	0.0900	0.0900	0.6	2.1094	0.0750	0.0750
0.7	4.2632	0.0448	0.0448	0.7	2.8231	0.1225	0.1225	0.7	2.6417	0.1225	0.1225	0.7	2.1396	0.0900	0.0900
0.8	4.3008	0.0608	0.0608	0.8	2.8782	0.1600	0.1600	0.8	2.6773	0.1600	0.1600	0.8	2.1698	0.1050	0.1050
0.9	4.3384	0.0896	0.0896	0.9	2.9333	0.2025	0.2025	0.9	2.7129	0.2025	0.2025	0.9	2.1999	0.1200	0.1200
1.0	4.3760	0.1312	0.1312	1.0	2.9884	0.2500	0.2500	1.0	2.7485	0.2500	0.2500	1.0	2.2301	0.1350	0.1350

Tabla 8.1. Continuación. Valores de A', B' y C'.

M = 3.0				M = 4.0				M = 5.0				M = 6.0			
Carga a .3L				Carga a .3L				Carga a .3L				Carga a .3L			
X	A'	B'	C'	X	A'	B'	C'	X	A'	B'	C'	X	A'	B'	C'
0.0	1.1131	0.0000	0.0000	0.0	1.1283	0.0000	0.0000	0.0	1.0018	0.0000	0.0000	0.0	1.2081	0.0000	0.0000
0.1	1.1131	0.0000	0.0000	0.1	1.1343	0.1197	0.3945	0.0	1.0018	0.0000	-1.0000	0.1	1.2081	0.0000	0.4368
0.2	1.1283	-0.3100	-0.6400	0.2	1.1343	0.1197	-0.4154	0.1	1.0051	0.2510	-0.2559	0.1	1.2081	0.0000	-0.5533
0.3	1.1435	-0.6100	-1.1300	0.3	1.1343	0.2394	-0.3203	0.2	1.0051	0.4441	0.0085	0.2	1.2081	0.1337	-0.2490
0.4	1.1587	-0.9100	-1.7400	0.4	1.1343	0.3592	-0.1125	0.3	1.0051	0.6010	0.1711	0.3	1.2081	0.2400	-0.0520
0.5	1.1739	-1.2100	-2.4800	0.5	1.1343	0.4790	0.1199	0.4	1.0087	0.7400	0.2694	0.4	1.1940	0.2441	0.0462
0.6	1.1891	-1.5100	-3.3500	0.6	1.1343	0.5988	0.2701	0.5	1.1000	0.8400	0.1797	0.5	1.0310	0.1099	0.0010
0.7	1.2043	-1.8100	-4.3600	0.7	1.1343	0.7186	0.4633	0.6	1.1307	0.9200	0.1222	0.6	-0.3221	-0.1241	0.0791
0.8	1.2195	-2.1100	-5.5200	0.8	1.1343	0.8384	0.6922	0.7	1.1160	0.9500	0.0000	0.7	-0.0082	-0.0674	0.0000
0.9	1.2347	-2.4100	-6.8300	0.9	1.1343	1.0000	0.9581	0.8	1.0000	0.9140	0.0000	0.8	-0.0502	-0.0281	0.0274
1.0	1.2500	-2.7100	-8.2900	1.0	1.1343	1.2000	1.2655	0.9	0.8307	0.8011	0.0000	0.9	-0.0477	0.0084	0.0169
								1.0	0.6074	0.6000	0.0000	1.0	-0.0367	0.0000	0.0000
Carga a .3L				Carga a .3L				Carga a .3L				Carga a .3L			
X	A'	B'	C'	X	A'	B'	C'	X	A'	B'	C'	X	A'	B'	C'
0.0	0.9100	0.0000	0.0000	0.0	0.9104	0.0000	0.0000	0.0	0.9291	0.0000	0.0000	0.0	0.2158	0.0000	0.0000
0.1	0.9226	0.0001	0.0000	0.1	0.9589	0.0477	0.1413	0.1	0.9213	0.1004	0.2016	0.1	0.3950	0.0428	0.1143
0.2	0.9352	0.1001	0.4000	0.2	0.9973	0.1900	0.2764	0.2	0.9051	0.2028	0.3003	0.2	0.4777	0.1972	0.2120
0.3	0.9478	0.2001	0.8000	0.3	1.0357	0.3201	0.3126	0.3	0.8901	0.3000	0.4000	0.3	0.5533	0.3036	0.3077
0.4	0.9604	0.3001	1.2000	0.4	1.0741	0.4501	0.4074	0.4	0.8777	0.3900	0.4915	0.4	0.6333	0.4072	0.4022
0.5	0.9730	0.4001	1.6000	0.5	1.1125	0.5802	0.4603	0.5	0.8613	0.4800	0.5716	0.5	0.7100	0.4700	0.4969
0.6	0.9856	0.5001	2.0000	0.6	1.1509	0.7103	0.5127	0.6	0.8411	0.5700	0.6494	0.6	0.7877	0.5731	0.5926
0.7	0.9982	0.6001	2.4000	0.7	1.1893	0.8404	0.5652	0.7	0.8210	0.6600	0.7270	0.7	0.8600	0.6771	0.6883
0.8	1.0108	0.7001	2.8000	0.8	1.2277	1.0000	0.6181	0.8	0.8077	0.7500	0.8044	0.8	0.9140	0.7400	0.7840
0.9	1.0234	0.8001	3.2000	0.9	1.2661	1.1600	0.6710	0.9	0.7902	0.8116	0.8773	0.9	0.9552	0.8150	0.8795
1.0	1.0360	0.9001	3.6000	1.0	1.3045	1.3200	0.7239	1.0	0.7703	0.8600	0.9500	1.0	0.9960	0.8900	0.9750
Carga a .3L				Carga a .3L				Carga a .3L				Carga a .3L			
X	A'	B'	C'	X	A'	B'	C'	X	A'	B'	C'	X	A'	B'	C'
0.0	0.7200	0.0000	0.0000	0.0	0.9227	0.0000	0.0000	0.0	0.9197	0.0000	0.0000	0.0	0.1180	0.0000	0.0000
0.1	0.7326	0.0000	0.0000	0.1	1.0023	0.0600	0.2192	0.1	0.9146	0.0900	0.2777	0.1	0.2010	0.0100	0.0174
0.2	0.7452	0.1000	0.4000	0.2	1.0819	0.1400	0.4172	0.2	0.9016	0.1800	0.3731	0.2	0.2840	0.0110	0.0320
0.3	0.7578	0.2000	0.8000	0.3	1.1615	0.2200	0.5152	0.3	0.8900	0.2700	0.4681	0.3	0.3670	0.0120	0.0466
0.4	0.7704	0.3000	1.2000	0.4	1.2411	0.3000	0.6132	0.4	0.8799	0.3600	0.5632	0.4	0.4500	0.0130	0.0612
0.5	0.7830	0.4000	1.6000	0.5	1.3207	0.3800	0.7112	0.5	0.8700	0.4500	0.6583	0.5	0.5330	0.0140	0.0758
0.6	0.7956	0.5000	2.0000	0.6	1.4003	0.4600	0.8092	0.6	0.8611	0.5400	0.7534	0.6	0.6160	0.0150	0.0904
0.7	0.8082	0.6000	2.4000	0.7	1.4799	0.5400	0.9072	0.7	0.8531	0.6300	0.8485	0.7	0.6990	0.0160	0.1050
0.8	0.8208	0.7000	2.8000	0.8	1.5595	0.6200	1.0052	0.8	0.8461	0.7200	0.9436	0.8	0.7820	0.0170	0.1196
0.9	0.8334	0.8000	3.2000	0.9	1.6391	0.7000	1.1032	0.9	0.8401	0.8100	1.0387	0.9	0.8650	0.0180	0.1342
1.0	0.8460	0.9000	3.6000	1.0	1.7187	0.7800	1.2012	1.0	0.8351	0.9000	1.1338	1.0	0.9480	0.0190	0.1488

CONCLUSIONES

En las páginas anteriores he presentado un panorama general de los conocimientos básicos y fundamentales que son necesarios para realizar las cimentaciones. Considero además que no son suficientes, ya que también son muy in dispensables los conocimientos y la experiencia que sólo puede dar el ejercicio profesional, para la feliz realización de las cimentaciones, rama de la Ingeniería Civil de las más interesantes y complejas.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- "Mecánica de suelos en la Ingeniería Práctica"
Karl Terzaghi. Editorial El Ateneo (2^a edición)
- 2.- "Foundation Analysis and Design"
J. E. Bowles. Editorial Mc Graw-Hill (1968)
- 3.- "Cimentaciones"
A. L. Little. Editorial C.E.C.S.A. (1965)

Además hago constar que la mayor parte del trabajo está basado en los apuntes de clase de la materia "Cimentaciones" (semestre 84-1), tanto en su secuencia como en su filosofía. El Ing. Abraham Ellstein Russek impartió la materia y también se preocupó por revisar el manuscrito original.