

187

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO



INGENIERO CIVIL

FELIPE GILBERTO ANDRADE GUTIERREZ



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.

procedimiento de la aplicación del método de
este.

COMPARATIVO

DE

DE

ANALISIS DE ASENTAMIENTOS BAJO DEFORMACION NO LINEAL EN SUELOS ARCILLOSOS. APLICACIONES A LA FORMACION TACUBAYA DEL VALLE DE MEXICO.

Temario.

- 1. INTRODUCCION.**
- 2. ANALISIS DE ASENTAMIENTOS USANDO UNA TEORIA NO LINEAL.**
- 3. APLICACIONES A LA FORMACION TACUBAYA DEL VALLE DE MEXICO.**
 - 3.1 Estratigrafía del subsuelo del Valle de México.**
 - 3.2 Estratigrafía y zonificación del área urbana.**
 - 3.3 Correlaciones estadísticas referidas a la compresibilidad de la Formación Tacubaya del Valle de México.**
 - 3.3.1 Correlaciones referidas a la carga de preconsolidación.**
 - 3.3.2 Correlaciones referidas a los coeficientes de compresibilidad.**
 - 3.4 Calibración de las correlaciones.**

3.5 Pasos a seguir para la aplicación del método propuesto.

4. EJEMPLO COMPARATIVO.

5. RECOMENDACIONES.

6. CONCLUSIONES.

7. BIBLIOGRAFIA

1. ...

2. ...

3. ...

4. ...

5. ...

6. ...

7. ...

8. ...

9. ...

10. ...

1. INTRODUCCION

Un aspecto que ha sido bastante complejo, tanto desde su fundamentación teórica como desde su aplicación práctica, es el que se refiere dentro de la Mecánica de los Suelos al cálculo de los asentamientos que sufrirá una estructura cimentada sobre suelos de mediana a alta compresibilidad.

Aplicando los métodos actuales, los asentamientos calculados difieren significativamente de los reales debido al gran número de variables que intervienen en el fenómeno de la consolidación. La no homogeneidad de la masa del suelo; el que las constantes de laboratorio se supongan en magnitud iguales a las de campo; las hipótesis simplificadoras de los métodos de cálculo de asentamientos, etc., son entre otras, algunas de las causas que propician esta diferencia.

A pesar de no existir el método que prediga satisfactoriamente los asentamientos reales, se puede pensar que si aprovechamos la información de campo y laboratorio que se ha ido recopilando el paso de los años y, desarrollando un método que sea capaz de funcionar en base a esta información, se podrá entonces con un buen nivel de confianza, predecir la magnitud de los asentamientos.

En lo sucesivo se entenderán por "arcillas" a los suelos de mediana a alta compresibilidad.

2. ANALISIS DE ASENTAMIENTOS USANDO UNA TEORIA NO LINEAL

El método que se desarrollará en este capítulo, parte de las siguientes hipótesis:

- a) la deformación del suelo, se debe exclusivamente a cambio de volumen.
- b) el coeficiente de compresibilidad no lineal g' para el cálculo de asentamientos, es una característica del suelo.

En las arcillas la deformación se debe a cambio de volumen y/o de forma.

En la deformación por cambio de volumen, la distancia entre los puntos de la masa del suelo cambia pero mantienen su posición relativa sobre un mismo plano, en tanto que en la deformación por cambio de forma, la distancia entre los puntos no cambia pero su posición relativa sí, sin cambiar el volumen.

Al proceso de disminución de volumen, que tenga lugar en un lapso y , que sea provocado por un incremento de las cargas sobre el suelo se le llama Proceso de Consolidación.

En el caso de la deformación volumétrica en el que el movimiento de las partículas de suelo ocurra sólo en dirección ver-

tical, el proceso recibe el nombre de Consolidación Unidimensional. En la consolidación unidimensional, por lo tanto, el volumen de la masa de suelo disminuye, pero los desplazamientos horizontales de las partículas sólidas son nulos.

El que los desplazamientos horizontales sean o no esencialmente nulos, dependerá de varios factores. Si el estrato de arcilla es relativamente delgado y está confinado entre estratos de arena, grava o de material más rígido o, si el estrato de arcilla aún siendo grueso contiene gran cantidad de capas delgadas de arena, ocurre que la deformación lateral se restringe tanto que puede desprejarse en comparación a la deformación vertical.

En algunos problemas, particularmente en el asentamiento de edificios construidos sobre suelos arcillosos, la deformación debida a cambio volumétrico en los estratos subyacentes es mucho más importante que la deformación debida a cambio de forma. En estos casos, las características de la consolidación de los estratos de arcilla pueden investigarse cuantitativamente con aproximación razonable, realizando en el laboratorio la prueba de consolidación unidimensional sobre especímenes representativos de arcilla.

Tomando en cuenta las consideraciones anteriores, el problema de la compresibilidad de las arcillas será tratado empleando los conceptos derivados de la Ley de los Gases Perfectos sometiendo a la masa del suelo a un estado de esfuerzos isotrópicos.

La ecuación que rige el comportamiento de un gas perfecto a temperatura constante y cuando varían su volumen o el esfuerzo isotrópico aplicado es:

$$VP = \text{constante} \dots\dots\dots (1)$$

donde: **V es el volumen del gas**

y: **P es la presión isotrópica aplicada**

derivando la ecuación (1) se tiene:

$$P.dV + V.dP = 0 \dots\dots\dots (2)$$

de donde:

$$\frac{dV}{V} + \frac{dP}{P} = 0 \dots\dots\dots (3)$$

lo cual indica que la deformación volumétrica instantánea dV/V cuando la presión P varía en un dP es proporcional a la cantidad dP/P .

La ecuación (3) liga dos cantidades adimensionales con lo cual, el coeficiente de proporcionalidad unitario es adimensional. Obsérvese que ni la ecuación (1) ni la ecuación (3) se ligan a condición inicial alguna.

Si se denotan por V_0 y P_0 a las condiciones de un cierto estado arbitrario del gas, el nuevo volumen V a la presión P estará dado por la ecuación:

$$VP = V_0P_0$$

ya que $V_0 P_0$ es en magnitud igual a la misma constante definida por la ecuación (1). Reagrupando y tomando el recíproco del segundo miembro:

$$\frac{V}{V_0} = \left(\frac{P}{P_0} \right)^{-1} \dots \dots \dots (4)$$

podiendo conocer el nuevo volumen V para la presión P usando el estado arbitrario del gas, al cual puede bautizarse con el nombre de "estado inicial".

Considérese ahora una muestra de arcilla a la que se somete a presiones isotrópicas crecientes; ahora, puede postularse una ley de compresibilidad semejante a la ecuación (2) pero con un coeficiente de proporcionalidad "g'" que es el coeficiente de compresibilidad de la arcilla.

$$\frac{dV}{V} = -g' \frac{dP}{P} \dots \dots \dots (5)$$

integrando desde el "estado inicial" hasta un cierto valor de P y suponiendo que el coeficiente de compresibilidad g' es constante:

$$\int_{V_0}^V \frac{dV}{V} = -g' \int_{P_0}^P \frac{dP}{P}$$

$$\ln V \Big|_{V_0}^V = -g' \ln P \Big|_{P_0}^P$$

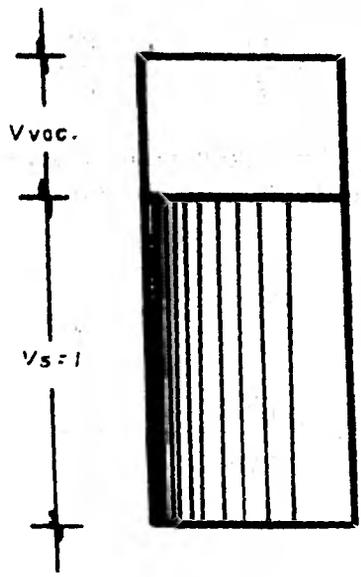
$$\ln \frac{V}{V_0} = -g' \ln \frac{P}{P_0}$$

y, finalmente:

$$g' = - \frac{\text{Ln} \frac{V}{V_0}}{\text{Ln} \frac{P}{P_0}} \dots \dots \dots (6)$$



En Mecánica de Suelos es común expresar los cambios volumétricos en función de la relación de vacíos "e". Considérese una muestra de arcilla cuyo volumen de sólidos "Vs" es unitario y tiene un volumen de vacíos "V". La muestra, representa al "estado inicial" correspondiente a la presión Po.



por definición:
$$e_o = \frac{V_v}{V_s}$$

pero $V_s = 1$, entonces:

$$e_o = V_v$$

y, el volumen total de la muestra estará dado por:

$$V_o = V_v + V_s = 1 + e_o \dots\dots\dots (7)$$

análogamente cuando la presión vale P, el nuevo volumen total de la muestra es:

$$V = 1 + e \dots\dots\dots (8)$$

sustituyendo a las ecuaciones (7) y (8) en la ecuación (6) obtendremos la expresión que nos dará la magnitud del coeficiente de compresibilidad g' en función de P y e:

$$g' = - \frac{\text{Ln} \left(\frac{1 + e}{1 + e_o} \right)}{\text{Ln} \left(\frac{P}{P_o} \right)} \dots\dots\dots (9)$$

En la forma típica de la curva de compresibilidad obtenida de una prueba de consolidación unidimensional, se grafica al logaritmo de la presión P contra la relación de vacíos e. Al graficar los valores obtenidos de la prueba, se definen tres líneas curvas, correspondientes cada una de ellas a la línea de recom-

presión, a la línea virgen y a la línea de descarga (desde este momento sólo haré mención de las dos primeras). Si ahora usamos una nueva forma en la que graficaremos a los mismos valores pero, teniendo como ejes al logaritmo natural de la presión P contra el logaritmo natural de $1 + e$ las curvas previamente mencionadas, pasarán a ser líneas casi rectas. Los dos casos están representados en la figura 1.1.

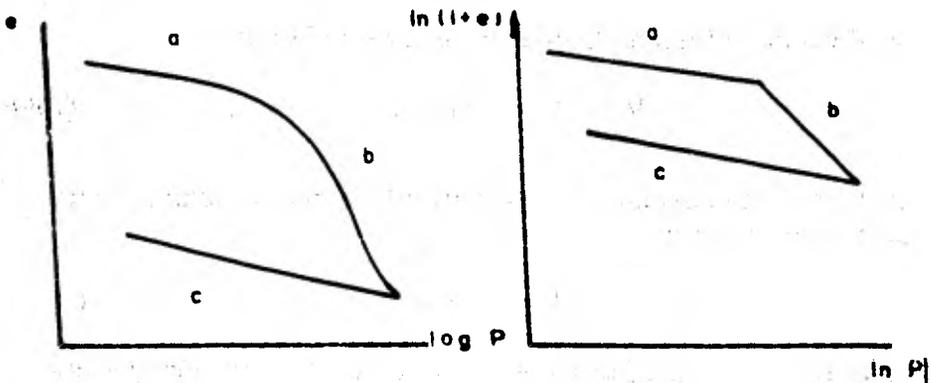


Figura 1.1.

en la figura:

a representa a la línea de recompresión

b representa a la línea virgen

c representa a la línea de descarga

De la geometría analítica sabemos que la pendiente de la línea recta que pasa por los puntos de coordenadas (X_1, Y_1) y (X_2, Y_2) está dada por:

$$m = \frac{Y_2 - Y_1}{X_2 - X_1}$$

las coordenadas de los puntos que están contenidas en el plano $\text{Ln } P, \text{Ln } (1 + e)$ serán:

$$\begin{aligned} X_1 &= \text{Ln } P_1 \\ X_2 &= \text{Ln } P_2 \\ Y_2 &= \text{Ln } (1 + e_2) \\ Y_1 &= \text{Ln } (1 + e_1) \end{aligned}$$

por lo que la pendiente de la recta que pase por esos puntos será:

$$m = \frac{\text{Ln } (1 + e_2) - \text{Ln } (1 + e_1)}{\text{Ln } P_2 - \text{Ln } P_1}$$

que, por propiedades de los logaritmos:

$$m = \frac{\text{Ln} \left(\frac{1 + e_2}{1 + e_1} \right)}{\text{Ln} \left(\frac{P_2}{P_1} \right)} \dots \dots \dots (10)$$

comparando las expresiones (9) y (10) llegamos a la conclusión de que la pendiente de la recta contenida en el plano definido con anterioridad es igual al coeficiente de compresibilidad.

Por facilidad, g_p representará al coeficiente de compresibilidad correspondiente a la línea de recompresión y g representará al coeficiente de compresibilidad correspondiente a la línea virgen.

Obviamente se concluye que los dos coeficientes de compresibilidad g_p y g , son dos valores característicos del suelo, independientemente del nivel de esfuerzos a que se encuentre éste,

en contraposición al tradicional coeficiente de compresibilidad av el cual es un estado transitorio dependiente éste sí, del nivel de esfuerzos a que se encuentre la masa del suelo.

De un sondeo practicado en un suelo arcilloso obtendremos muestras representativas alteradas e inalteradas a las cuales, en el laboratorio se les practicarán pruebas de consolidación y se obtendrán las propiedades índice así como la estratigrafía del suelo.

En seguida, apliquemos a la masa del suelo una sobrecarga que nos producirá incrementos de presiones en ella. Supongamos que estos incrementos rebasan a las cargas de preconsolidación. La figura 1.2 nos muestra el estado de esfuerzos a que se encuentra el suelo, debidos a su peso y a la sobrecarga aplicada; en la figura, ΔP representa a los incrementos de presiones,

La figura 1.3 representa a la curva de compresibilidad obtenida de una prueba de consolidación practicada al nivel z, en la que se observa que el incremento de presión sobrepasa a la carga de preconsolidación y descarga sobre las dos líneas.

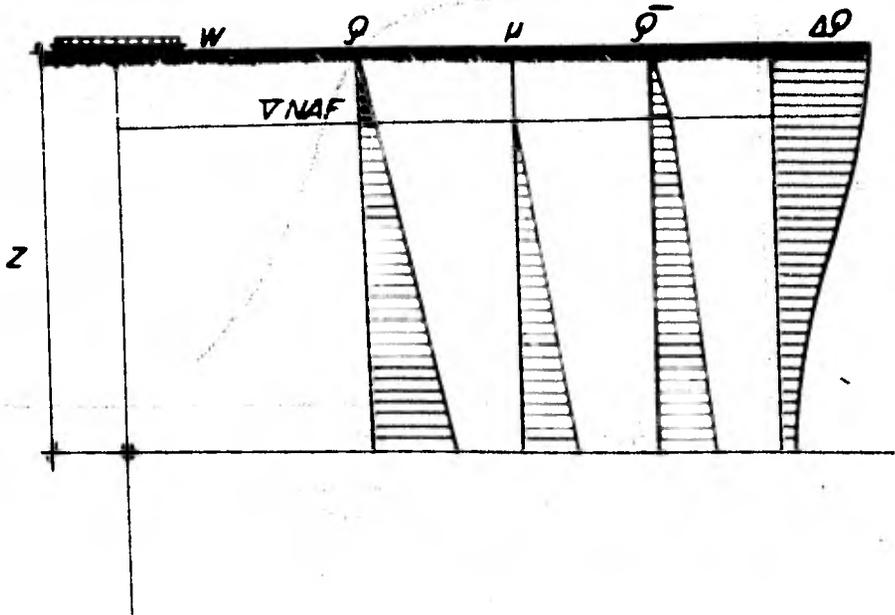
De la figura 1.3 vemos que:

$$\Delta Pr = P_b - P_\sigma \dots\dots\dots (11)$$

$$\Delta Pv = \Delta P - \Delta Pr \dots\dots\dots (12)$$

Como se ha estado hablando solamente de deformación volumétrica y en especial actuando solamente en dirección vertical, valüemos el acortamiento que experimentará un elemento de suelo de longitud $H + \Delta H$ en función del incremento de presión aplicado. Considérese la siguiente figura en la que el elemento es de sección transversal unitaria.

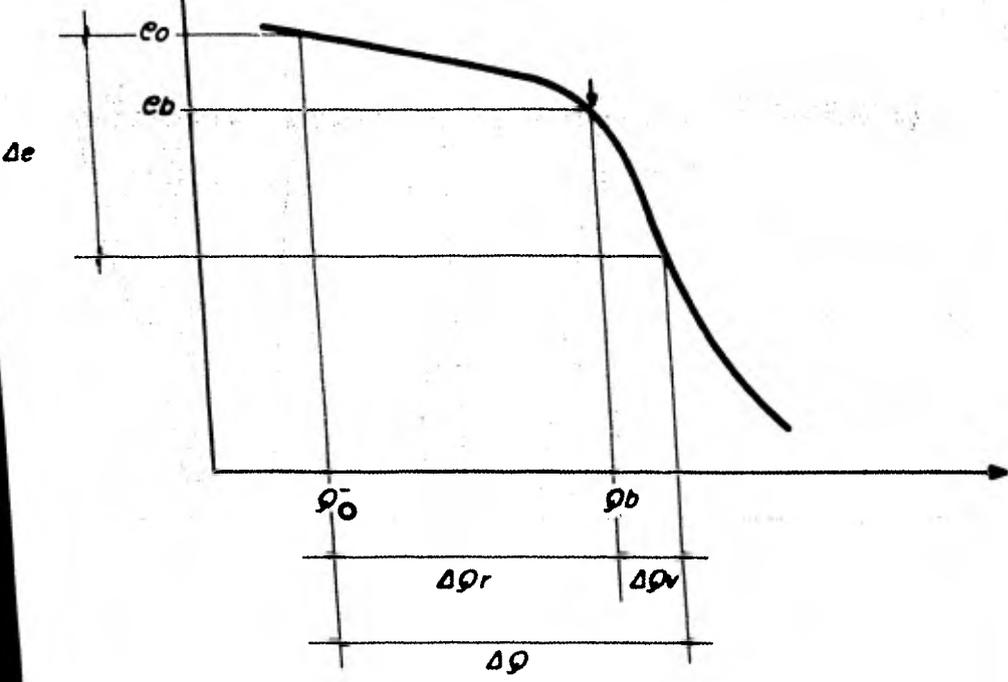
Estado de esfuerzos en la masa del suelo debido a su peso y a la sobrecarga aplicada



- W = SOBRECARGA APLICADA A LA MASA DEL SUELO
- σ = PRESION DEBIDA AL PESO DEL SUELO
- σ' = PRESION EFECTIVA = $\sigma - u$
- u = PRESION EN EL AGUA
- Z = NIVEL DE REFERENCIA
- NAF = POSICION DEL NIVEL DE AGUAS FREATICAS

Fig 1.2

Curva de compresibilidad al nivel Z
 con $\bar{\rho}_0 + \Delta \rho > \rho_b$



e_0 = Relación de vacíos inicial

e_b = Relación de vacíos asociada a la carga de preconsolidación

Δe = Decremento en la relación de vacíos debido al incremento de presión $\Delta \rho$

$\bar{\rho}_0$ = Presión efectiva inicial

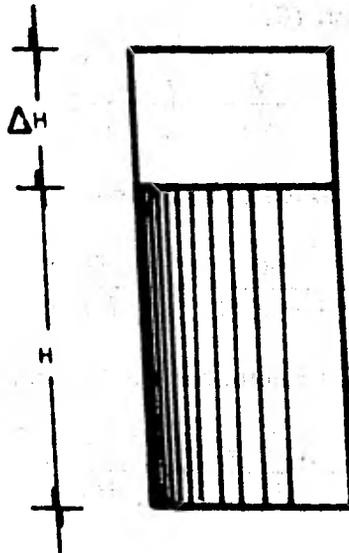
ρ_b = Carga de preconsolidación

$\Delta \rho$ = Incremento de presión debido a la sobrecarga W

$\Delta \rho_r$ = Incremento de presión actuante sobre la línea de recompresión

$\Delta \rho_v$ = Incremento de presión actuante sobre la línea virgen

Fig. 13



Antes de aplicar el incremento de presiones, el volumen de la muestra está dado por:

$$V_0 = \Delta H + H \dots\dots\dots (13)$$

al aplicar el incremento de presiones, la longitud de la muestra decrece en un ΔH quedando el nuevo volumen como:

$$V = H \dots\dots\dots (14)$$

dividiendo a la ecuación (14) entre la ecuación (13):

$$\frac{V}{V_0} = \frac{H}{H + \Delta H} \dots\dots\dots (15)$$

pero, de la ecuación (6)

$$\frac{V}{V_0} = \left(\frac{P}{P_0} \right)^{-g'} \dots\dots\dots (16)$$

igualando las ecuaciones (15) y (16)

$$\frac{H}{H + \Delta H} = \left(\frac{P}{P_0} \right)^{-g'} \dots\dots\dots (17)$$

multiplicando los dos miembros de la ecuación (17) por (-1)

$$\frac{\Delta H + H}{H} = \left(\frac{P}{P_0} \right)^{g'}$$

de donde:

$$\Delta H = \left(\left(\frac{P}{P_0} \right)^{g'} - 1 \right) H$$

como:

$g' = g_p$ en la línea de recompresión
 $g' = g$ en la línea virgen

tendremos que:

$$\Delta H = \left(\left(\frac{P}{P_0} \right)^{g_p} - 1 \right) H + \left(\left(\frac{P}{P_0} \right)^g - 1 \right) H \dots\dots\dots (18)$$

ya que se hizo la suposición de que el incremento de presiones aplicado, actúa sobre las dos líneas en compresión.

Analizando el término $(P/P_o)^{g^P}$ vemos que, sobre la línea de recompresión:

$$P = P\bar{o} + \Delta P_r$$

* ver Figura 1.3.

$$P_o = P\bar{o}$$

tal que:

$$\frac{P}{P_o}^{g^P} = \left(1 + \frac{\Delta P_r}{P\bar{o}}\right)^{g^P} \dots\dots\dots (19)$$

en forma análoga y para el término $(P/P_o)^g$ tendremos que:

$$P = P_b + \Delta P_v$$

* ver Figura 1.3.

$$P_o = P_b$$

tal que:

$$\frac{P}{P_o}^g = \left(1 + \frac{\Delta P_v}{P_b}\right)^g \dots\dots\dots (20)$$

sustituyendo las ecuaciones (19) y (20) en la ecuación (18)

$$\Delta H = \left(\left(1 + \frac{\Delta P_r}{P\bar{o}}\right)^{g^P} - 1 \right) H + \left(\left(1 + \frac{\Delta P_v}{P_b}\right)^g - 1 \right) H \dots\dots\dots (21)$$

expresión que nos dá la magnitud del acortamiento ΔH para un

elemento de suelo de longitud $H + \Delta H$ en función del incremento de presión ΔP inducido.

Generalizando la aplicación de la ecuación (21) a un suelo formado por n estratos de espesor H_i , el acortamiento total que experimentará, debido a los incrementos de presión ΔP_i inducidos por la presencia de la sobrecarga W estará dado por la ecuación:

$$\Delta H_{tot} = \sum_{i=1}^n \left[\left(\left(1 + \frac{\Delta P_{ri}}{P_{oi}} \right)^{g_{pi}} - 1 \right) H_i + \left(\left(1 + \frac{\Delta P_{vi}}{P_{bi}} \right)^{g_i} - 1 \right) H_i \right] \dots \dots (I)$$

Cada uno de los estratos con que se represente al suelo, caerá dentro de uno de los tres siguientes casos:

caso 1) se trata de un estrato normalmente consolidado, en el que:

$$P_{bi} - \overline{P_{oi}} = 0$$

por lo tanto:

$$\Delta P_{ri} = 0$$

$$\Delta P_{vi} = \Delta P_i$$

y, en la aplicación de la ecuación I el término:

$$\left(\left(1 + \frac{\Delta P_{ri}}{P_{oi}} \right)^{g_{pi}} - 1 \right) H_i = 0$$

por no haber carga en la línea de recompresión.

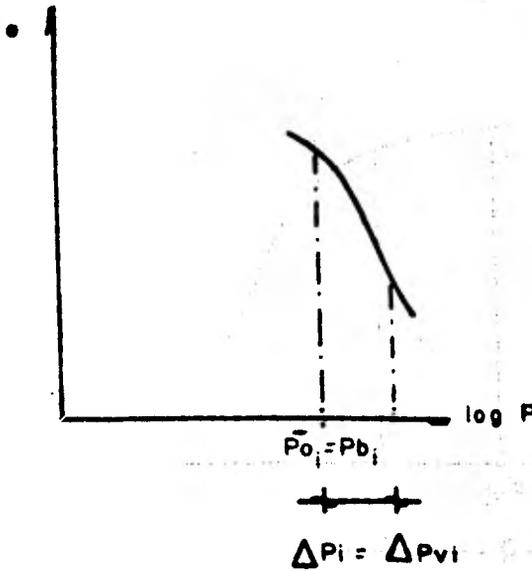


Fig. 1.4

caso 2) se trata de un estrato preconsolidado en el que el incremento de presiones ΔP_i no rebasa a la carga de preconsolidación.

$$P_{b_i} - P_{o_i} \geq P_i$$

por lo tanto:

$$\Delta P_{r_i} = \Delta P_i$$

y el término:

$$\left(\left(1 + \frac{\Delta P_{v_i}}{P_{b_i}} \right)^{g_i} - 1 \right) H_i = 0$$

por no haber carga en la línea virgen.

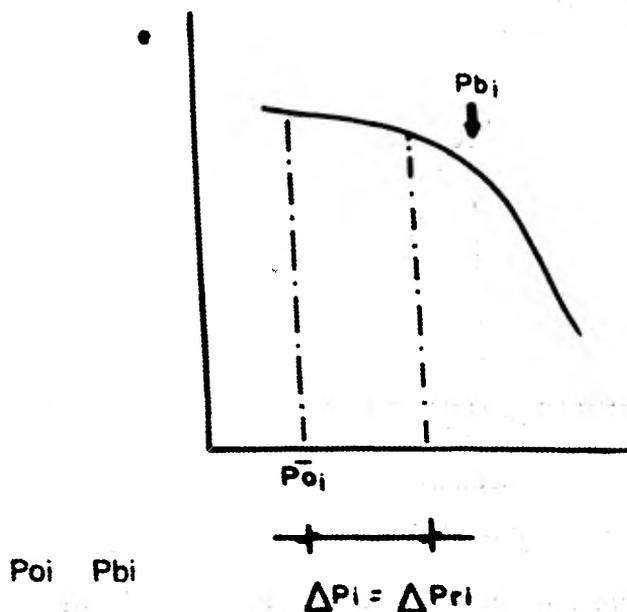


Fig. 1.5.

caso 3) se trata de un suelo preconsolidado en el que el incremento de presiones ΔP_i sí rebasa a la carga de preconsolidación.

$$P_{bi} - P_{oi} > 0$$

y:

$$P_{bi} - P_{oi} > \Delta P_i$$

en este caso, se utiliza la ecuación I sin eliminar términos (ver Figura 1.3).

Hasta este momento, la aplicación de cualquier método o la aplicación de la ecuación I nos darán resultados semejantes al calcular asentamientos. Sin embargo la ecuación I tiene las siguientes ventajas:

- a) se puede introducir en ella al asentamiento real
- b) se puede emplear en forma estadística

Para una estructura determinada, antes de construirla se calculan los asentamientos. Construida la obra y tiempo después se mide el asentamiento real que resulta ser de 2 a 5 veces menor que el calculado (según se ha podido observar en la práctica).

Al introducir al asentamiento real en la ecuación I, se puede calibrar al diagrama de cargas de preconsolidación, al diagrama de los incrementos de presiones inducidas, o a los coeficientes de compresibilidad g y g_p .

Sí tratamos estadísticamente a los resultados de las pruebas de laboratorio y nos referimos a sondeos representativos estaremos entonces en posibilidad de calcular asentamientos tanto a nivel preliminar como en forma definitiva.

De cualquiera de las dos maneras, gracias a las calibraciones que se hagan, se logrará, con un alto nivel de confianza, que los asentamientos calculados coincidan prácticamente con los reales.

3. APLICACIONES A LA FORMACION TACUBAYA DEL VALLE DE MEXICO

El objetivo de este capítulo es el de obtener una serie de funciones estadísticas a partir de pruebas de laboratorio y referirlos a sondeos representativos. Habiendo calibrado a estas funciones con casos reales las podremos emplear junto con la ecuación 1 para predecir, con un alto nivel de confianza, la magnitud de los asentamientos que experimentará una estructura construida sobre suelos arcillosos.

3.1 Estratigrafía del subsuelo del Valle de México

La cuenca del Valle de México está limitada hacia el norte por las Sierras de Tepetzotlán, Tezontlalpan y Pachuca; al este por los Llanos de Apan y la Sierra Nevada; al sur por las Sierras de Cuauhtzin y Ajusco y, al oeste por las Sierras de Las Cruces, Monte Alto y Monte Bajo.

El Valle de México, geológicamente hablando, se ha caracterizado por su gran actividad volcánica.

Hacia el Plioceno Superior, en que predominaba un clima semiárido, lluvias torrenciales erosionaron el relieve abrupto depositando en los flancos oriente y poniente de la Cuenca, extensos abanicos aluviales integrados por fragmentos andésíticos angulosos, arenas y limos, producto de la destrucción de

los complejos volcánicos del Terciario Medio y Superior. Está es la Formación que se denominó Tarango, cuya característica descollante es la ausencia de lava; en consecuencia, se le considera posterior al vulcanismo del Plioceno.

Con posterioridad ocurre una intensa deposición de cenizas volcánicas transportadas por aire o por corrientes de agua hacia los lagos de las regiones bajas. A este periodo que se denota por Tacubaya, siguió otro de clima seco llamado Morales, siendo típicos los suelos cementados con caliche.

Posteriormente apareció la Formación Becerra, constituida por estratos de aluvión y polvo volcánico con alto contenido de fósiles. Un nuevo período árido que se manifiesta por las capas y vetas de caliche, llamado Barrilaco precede a la Formación Totoltsingo integrada por tierras de color café y negro que tienen materia orgánica en cantidad apreciable, y a la época Arqueológica, subdividida en Zacatecano y Azteca, en la que suelos arenosos encierran un gran número de tepalcates, testigos de las diferentes culturas que se desarrollaron en el Valle.

3.2 Estratigrafía y zonificación del área urbana

Mediante exploraciones efectuadas en su mayoría con objeto de estudiar cimentaciones de estructuras dentro de la Ciudad de México, se ha logrado una información bastante precisa de las características estratigráficas y mecánicas que presenta el subsuelo en el área urbana.

Parte de la Ciudad esta asentada en las faldas de la serranía de Las Cruces, formadas por terrenos compactos, arenolimosos con alto contenido de gravas algunas veces, y otros, por tobas pumíticas bien comentadas; al sur, la urbe invade el derrame basáltico de El Pedregal. Esta zona que por su altitud relativa

se denomina ZONA DE LOMAS, presenta generalmente condiciones favorables para cimentar estructuras; la capacidad de carga del terreno es elevada (excepto en las Zonas Minadas y en los derrames basálticos de El Pedregal, en las que existen oquedades y cavernas) y no existen capas de arcilla compresible que puedan ser causa de asentamientos diferenciales de gran magnitud.

Entre las serranías del poniente y el fondo del Lago de Texcoco, se presenta la ZONA DE TRANSICION, en donde las condiciones estratigráficas del subsuelo varían en forma extraordinaria de un punto a otro del área urbanizada. En general se tienen superficialmente los depósitos arcillosos o limosos orgánicos de la Formación Becerra, cubriendo a los estratos de arcilla volcánica de la Formación Tacubaya muy compresibles y de espesores variables, intercalados con capas de arena limosa compacta o arena limpia, los cuales descansan sobre potentes mantos en los que el material predominante es la grava y la arena. Los problemas de capacidad portante y de asentamientos diferenciales pueden ser muy críticos.

Las fronteras interiores de la ZONA DE TRANSICION se han fijado tomando como base la formación típica de la parte centro y oriente de la ciudad construida sobre el fondo del Lago de Texcoco, que para distinguirla de las anteriores, se llamará ZONA DE LAGO. Un sondeo en ella, exhibe los siguientes estratos principales, descritos a partir de la superficie del terreno.

1. Depósitos areno-arcillosos o limosos con abundancia de restos arqueológicos, o bien rellenos artificiales que en algunos puntos de la ciudad llegan hasta 10 metros de profundidad.
2. Arcillas volcánicas extraordinariamente compresibles, de variados colores y consistencias comprendidas entre blanda y media, intercaladas con pequeñas capas o lentes de arena; su potencia total oscila entre 15 y 32 metros.

3. La primera capa dura, de unos tres metros de espesor, constituida por suelos arcillo o limo arenosos, compactos y rígidos. Se encuentra a 33 metros bajo la superficie aproximadamente.

Arcillas volcánicas semejantes a las de la formación superior, aunque más comprimidas y resistentes; este manto tiene una potencia comprendida entre 4 y 14 metros.

5. Depósitos de arena con grava, separados por estratos de limo o arcilla arenosa.

En algunos lugares se ha encontrado una tercera formación compresible, integrada por arcillas volcánicas, a 65 metros de profundidad.

3.3 Correlaciones estadísticas referidas a la compresibilidad de la Formación Tacubaya del Valle de México.

Como se recordará, la razón fundamental por la cual fue escogida la implementación desde el punto de vista estadístico para el cálculo de asentamientos empleando la ecuación 1, es la de calcular estos a nivel preliminar y definitivo a bajo costo y con rapidez.

3.3.1 Correlaciones referidas a la carga de preconsolidación P_b .

La magnitud de la carga de preconsolidación, es función de la historia de cargas, de las presiones de filtración inducidas por el bombeo y de la tixotropía.

El primer aspecto se puede valorar de una manera aproximada conociendo la magnitud de las descargas, previas o existen-

tes en el sitio y colindancias. Las presiones de filtración se pueden valuar mediante la instalación de piezómetros y, conociendo estas dos, el tercer aspecto se puede deducir de una prueba de consolidación.

Dada la complejidad del fenómeno, las correlaciones presentadas distan mucho de resolver el problema pero, para fines prácticos se consideran aceptables.

a) Correlación de la carga de preconsolidación Pb con el contenido natural de agua W.

A continuación, se presentan en forma tabular el conjunto de puntos que se emplearán para obtener esta correlación.

W %	Pb ton/m ²	W %	Pb ton/m ²
259	10	347	9
459	8.5	550	6.8
391	9.6	312	12
263	15	343	6.3
286	14	267	14
408.2	11	410.4	10
218	10	219	17
213	11	225	9.5
129	15	143	14
114	16	173	17
294	14	282	13
277	12	120	19
280	9.5	383	12
230	10	330	11
179	12	351	12
230	13.5	347	13
434.1	9.5	371.4	9
219.3	18	240	16
150	20	170	24

W %	Pb ton/m ³	W %	Pb ton/m ³
180	22	150	24
197	17.5	259	18.6
399.4	7	286.7	9.4
227	23	307.2	13
116	17	371.5	8.8
160	26	333.9	9.6
393	7.4	353.3	16
107	14.2	333.4	14
270	10	305.9	18
258	14.5	320	14
338	16	136.8	28
217	24	422.4	12
243.8	9.8	268.1	10
348.5	12	259	11
463	11	209	9.8
301	13	275	19
320	10	246.6	19
370	12	397	10.5
171	13	442	9.4
302	10	428	11
349	9.4	364	9.4
342	9.4	160	14
333	8.6	208	19.6
279	18	120	28
218	19	120	24
120	24	334	10
140	22	383	9.4
414.4	9.4	261.74	19
342.3	9.6	200	14
180	26	260.5	14
208.7	23	170	20

El mejor ajuste viene dado por una ecuación de tipo exponencial:

$$P_b = 26.54012 e^{-0.002512 W} \quad (II)$$

en donde:

P_b se obtiene en ton/m²

W se ingresa en %

y:

$$e = 2.7183$$

Para los 100 elementos de la muestra que se emplearon, se obtuvo un coeficiente de correlación igual a -0.695 el cual nos indica una correlación aceptable.

Las expresiones que se emplearon son las siguientes:

$$P_b = a e^{bW}$$

$$b = \frac{(\sum W_i \ln P_{bi} - (\sum W_i) (\sum \ln P_{bi})/n)}{\sum W_i^2 - (\sum W_i)^2/n}$$

$$a = \exp \left((\sum \ln P_{bi} - b \sum W_i)/n \right)$$

$$r^2 = \frac{(\sum W_i \ln P_{bi} - (\sum W_i \sum \ln P_{bi})/n)^2}{(\sum W_i^2 - (\sum W_i)^2/n) (\sum (\ln P_{bi}) - (\sum \ln P_{bi})^2/n)}$$

siendo: a, b coeficientes de la curva de correlación dada por el método de los mínimos cuadrados.

r^2 es el coeficiente de correlación, cuyo signo depende del signo de b.

b) Correlación de la carga de preconsolidación P_b con la resistencia al corte del suelo dada por la prueba de la "veleta".

A continuación se presentan en forma tabular el conjunto de puntos que se emplearán para obtener esta correlación.

S_v ton/m ²	P_b ton/m ²	S_v ton/m ²	P_b ton/m ²
2.75	9	2.55	9
2.83	10	2.56	7.2
5.58	14.5	2.75	9
3.14	8.6	4.13	11.5
6.29	15	6.73	18
2.78	9.2	2.33	7.4
3.54	8.8	4.40	8.6
3.54	12.5	1.99	6.4
2.75	8.8	3.14	8.4
3.14	9.9	3.54	15
5.5	13	7.46	19
3.14	6	4.32	12
4.24	11.5	2.75	9.8
3.14	13.5	4.32	19
3.35	10	5.5	19
4.09	9.4	3.14	9
2.77	10.5	3.14	10
2.36	9.5	5.03	18.5
3.93	10	2.75	7.8
2.36	5.6	2.83	9.4
4.13	9	3.14	9.5
3.35	9.2	5.5	18
7.54	25		

El mejor ajuste viene dado por una ecuación de tipo lineal:

$$P_b = - 2.3806 + 3.6529 S_v \dots\dots (III)$$

en donde: P_b y S_v estan dados en ton/m²

Para los 45 elementos de la muestra que se emplearon, se obtuvo un coeficiente de correlación igual a 0.7864 el cual nos indica una muy buena correlación.

Las expresiones que se usaron son las siguientes:

$$b = \frac{\sum S_{vi} P_{bi} - (\sum S_{vi} \sum P_{bi})/n}{\sum S_{vi}^2 - (\sum S_{vi})^2/n}$$

$$a = (\sum P_{bi} - b \sum S_{vi})/n$$

$$r^2 = \frac{(\sum S_{vi} P_{bi} - (\sum S_{vi} \sum P_{bi})/n)^2}{(\sum S_{vi}^2 - (\sum S_{vi})^2/n) (\sum P_{bi}^2 - (\sum P_{bi})^2/n)}$$

a) Correlación de la carga de preconsolidación P_b con la presión efectiva inicial P_0 correspondiente a la condición normalmente consolidada.

A continuación se presentan en forma tabular el conjunto de puntos que se emplearán para obtener esta correlación.

P_0 ton/m ²	P_b ton/m ²	P_0 ton/m ²	P_b ton/m ²
3.1	5.3	3.5	5.3
4.25	6.98	5	8
5.3	10.4	5.75	7.6
6	12	9	15.9

Pb ton/m ³	Pb ton/m ³	Pb ton/m ³	Pb ton/m ³
6.5	8.4	6.7	8.7
7	9	7	9.2
6.8	9.2	7.2	9.55
6.9	10.1	6.7	10.6
7.5	9.4	7.55	9.5
7.2	11	7.3	11
7.8	11.5	7.95	8.2
8.1	8.6	7.9	9
8.1	9	8.2	9
8	10	7.4	10
8.25	10	8.35	9.6
8.55	10	8.95	9.7
9	10	9.2	9.4
9.8	10.1	8.3	12
8.75	12	8.9	12
8.5	12.5	7.99	10.4
8.1	10.6	8.3	10.4
8.5	10.6	9.5	12.55
9.7	12.55	9.9	12.55
9.5	11.5	8.4	13.8
8.9	13.1	9	13
10	13	10	13
10.5	12	8.8	14.8
9.25	14	9.25	14.6
9.9	18	10.1	16.1
10.2	15.8	10.6	16.8
10.8	13.7	10.8	14.1
10.8	15.75	10.8	16.1
11	17	11.2	13.75
11.3	14.1	11.4	16.75
11.5	15	11.9	19.8

P ₀ ton/m ²	P _b ton/m ²	P ₀ ton/m ²	P _b ton/m ²
12	13.55	12	14.7
12	14.8	12	18.1
12	18.4	12	19.6
12.3	15	12.3	17.6
12.6	16.1	12.6	19.1
13	15	13	17.1
13	19.1	13	20.7
13.2	16.1	13.2	17.5
13.2	18	13.2	22.3
13.5	23	13.5	21.1
13.7	19.55	14	20.2
14	22.9	14.1	17.5
14.1	20.1	14.1	21
14.5	19	14.6	19.55
14.5	20.1	14.5	21
14.9	21	15	19
15	17.2	15.75	24.4
16	23.98	16	25
16	22.98	16.95	25
16.95	26.96	17.3	26.15
17.1	25	18.1	25
17.95	29	18.98	24
18.1	23.2	19.3	25
19	29.55	20	23
19.3	29.55	20	23
21.98	27.5	28	31

El mejor ajuste viene dado por un intervalo definido por el cociente entre la carga de preconsolidación y la presión efectiva inicial:

$$1.359 \leq P_b/P_0 \leq 1.417 \dots \dots \dots (IV)$$

Las expresiones que se usaron son las siguientes:

$$\overline{Pb/P\bar{o}} = \sum_{i=1}^n (Pb/P\bar{o})_i / n$$

$$S = \left(\sum_{i=1}^n ((Pb/P\bar{o})_i - \overline{Pb/P\bar{o}})^2 / n \right)^{1/2}$$

tomando a la desviación estándar de la muestra como un estimador de la desviación estándar de la población:

$$\sigma = \frac{S}{\sqrt{n}}$$

Suponiendo que la muestra sigue una distribución normal, en prueba de dos colas con la variable normal standarizada "z" igual a 1.76 y, para una región de rechazo "α" de 10%, se obtuvo el intervalo de confianza dado por la ecuación IV. La desviación estándar de la población para un conjunto de 120 valores fue igual a 0.0176.

3.3.2 Correlaciones referidas a los coeficientes de compresibilidad

En el anexo 1 se muestra la variación del coeficiente de compresibilidad g con el contenido natural de agua W y la relación de vacíos inicial e_o.

Para obtener el coeficiente de compresibilidad g_p se sigue un procedimiento alterno. Al graficar los resultados de una prueba de consolidación en el plano Ln P, Ln (1 + e) se definen dos líneas rectas correspondientes a la recompresión y el tramo virgen. Denotando por φ' al ángulo de intersección entre estas dos líneas, por geometría se deduce la expresión para obtener a g_p en función de g y φ'.

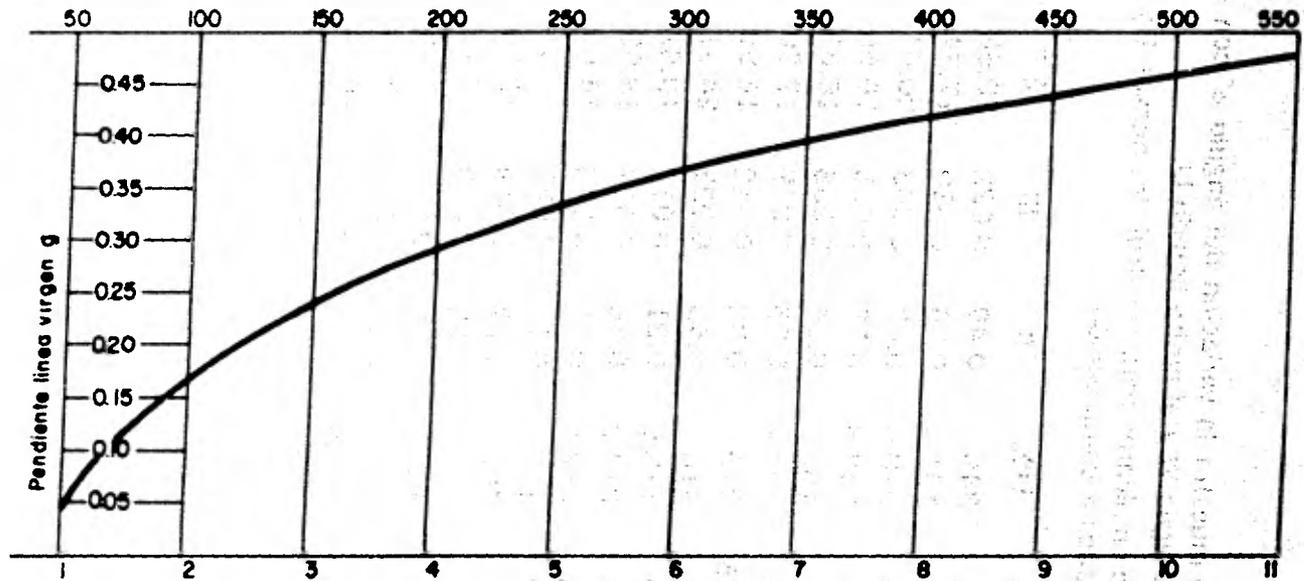
$$g_p = \tan (\text{ang tan } g - \phi') \dots \dots \dots (V)$$

En el anexo 2 se muestra la variación del ángulo ϕ' con el contenido natural de agua W y el límite líquido LI.

Los valores que se emplearon para construir los anexos 1 y 2 se encuentran tabulados a continuación.

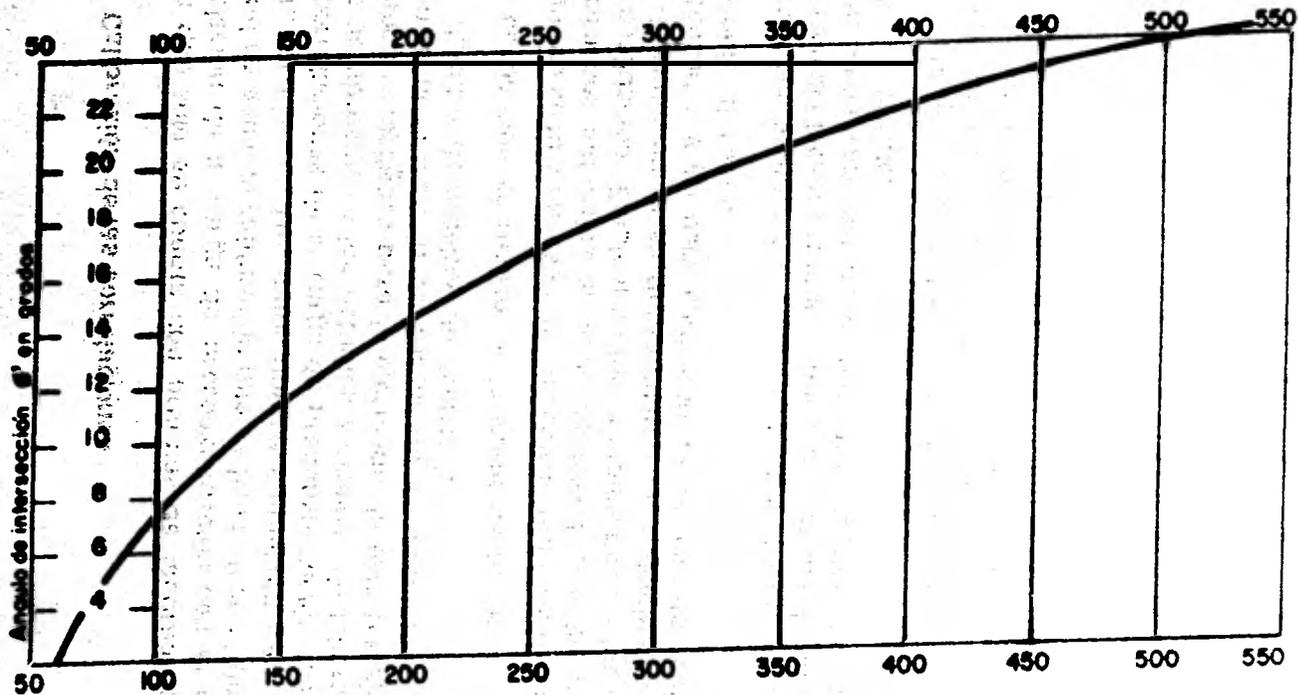
e.	W%	LI%	g	gp	ϕ'
5.998	240.5	346	0.40	0.022	20.68
4.642	204	131.3	0.29	0.030	17.84
8.537	356.9	270.6	0.43	0.043	20.64
3.360	149.2	248.8	0.33	0.025	16.66
5.870	263	162	0.34	0.038	16.80
6.337	268.3	297.7	0.35	0.029	17.60
6.170	273.25	319.9	0.32	0.012	16.88
8.450	353.4	418	0.48	0.023	24.31
3.181	145.2	118.9	0.21	0.017	10.87
8.413	350.2	274.9	0.36	0.017	18.95
5.730	272.6	362.5	0.31	0.046	14.65
3.311	129.2	127	0.16	0.021	7.8
7.490	342.5	407.5	0.27	0.019	13.89
2.251	87.4	117.2	0.08	0.009	4.11
3.618	153.3	183.3	0.19	0.034	8.55
9.306	411.8	362.5	0.38	0.044	18.44
2.877	107.1	213.5	0.23	0.033	10.93
3.530	147.9	203.8	0.16	0.015	8.10
6.838	296	345	0.44	0.020	22.49
3.443	138.8	189.5	0.32	0.020	16.44
7.760	361	386	0.40	0.033	19.65
5.649	228.6	319.2	0.31	0.021	15.97
4.637	174.2	202.7	0.41	0.037	19.97

Contenido natural de agua W %



Relación de vacíos inicial E_o

Contenido natural de agua W %



Limite líquido LI %

3.4 Calibración de las correlaciones

Ya que solo se cuenta con pruebas de laboratorio para la correlación de la carga de preconsolidación con el contenido natural de agua, la calibración que se haga afectará únicamente a esta correlación. Los datos que se emplearon para las otras dos correlaciones de la carga de preconsolidación fueron obtenidas de libros y, en los estudios y pruebas de laboratorio que se tienen recopilados para la ejecución de este trabajo, no son evidentes ni la historia de cargas de los predios ni se tienen datos directos de pruebas de "veleta".

La calibración se realizó de la siguiente manera.

Primero se tomó el caso de una estructura cuyos incrementos de presiones inducidos al suelo no excedían a las cargas de preconsolidación. Empleando los nomogramas de los anexos 1 y 2 y la ecuación IV se determinaron los coeficientes de compresibilidad g y g_p para cada uno de los estratos con que se representó al suelo.

Se verificó al aplicar la ecuación II que ninguna de las cargas de preconsolidación estimadas fuese menor que la suma de las presiones efectivas más los incrementos de presiones para cada uno de los estratos.

Se sustituyeron los datos y cálculos anteriores, así como el asentamiento real en la ecuación I. Para lograr la coincidencia entre asentamientos, se aplicó un factor de corrección a todo el diagrama de coeficientes de compresibilidad g_p cuyo valor es:

$$f.c. g_p = 0.75 \dots\dots\dots (VI)$$

En seguida de la primera corrección, se tomó otra estructura cuyos incrementos de presiones sí excedían a las cargas de pre-

consolidación. Pensando que la variación del coeficiente de compresibilidad g no es significativa para contenidos de agua grandes y, aplicando la corrección de los coeficientes g_p , se corrigió a la correlación entre la carga de preconsolidación y el contenido natural de agua, logrando así la semejanza deseada entre asentamientos. El factor de corrección es:

$$f.c. P_b = 0.0148 (W - 350) + 0.8 \dots\dots (VII)$$

introduciendo a W en %

3.5 Pasos a seguir para la aplicación del método propuesto

a) En el sitio en que se desplantará la estructura y, que sea francamente un suelo arcilloso, practíquese la ejecución de sondeos representativos y, si se cuenta con ella, hágase unas pruebas de "veleta".

La profundidad a que se llevarán los sondeos será función de la magnitud de los incrementos de presiones inducidos por la sobrecarga aplicada.

b) Las muestras obtenidas servirán para definir la estratigrafía y los espesores de los estratos con que será representado el colchón compresible. Así mismo, estas muestras servirán para obtener las siguientes cantidades:

- b.1 propiedades índice:
 - contenido natural de agua
 - relación de vacíos inicial
 - peso volumétrico natural
- b.2 límites de plasticidad:
 - límite líquido
- b.3 posición del nivel de aguas freáticas NAF

c) Tracense los diagramas de presiones totales, presiones en el agua y presiones efectivas.

d) Usando cualquiera de los métodos con que cuenta la Mecánica de los Suelos (el que se adapte al caso en cuestión), calcúlese y tracese el diagrama de incrementos de presiones. Para valuar la magnitud de estos incrementos, deberá descontarse al peso de la estructura el peso del material excavado, si es que se piensa llevar a cabo una compensación parcial de la estructura.

e) Obténgase para cada estrato, los valores medios de los contenidos naturales de agua, de los límites y de las relaciones de vacíos iniciales.

f) Con los valores medios de el contenido natural de agua y de la relación de vacíos inicial, empleando el nomograma del anexo 1, determinese los coeficientes de compresibilidad g para cada estrato. La forma de utilizar el nomograma es la siguiente. Entre cada par de valores W_e , tracese una línea recta, la cual cortará a la curva que define la variación, del coeficiente de compresibilidad g ; el punto de corte, corresponde con el valor del coeficiente buscado.

g) Con los valores medios del contenido natural de agua y del límite líquido, empleando el nomograma del anexo 2 determinese los valores del ángulo ϕ' para cada estrato. El nomograma del anexo 2 se usa de manera similar al del anexo 1.

Sustituyendo los valores de los ángulos ϕ' y de los coeficientes de compresibilidad en la ecuación V, se determina para cada estrato al valor del coeficiente de compresibilidad g_p .

h) Si se conoce la historia de cargas del sitio, empléese la ecuación IV para valuar las cargas de preconsolidación de tal manera que la diferencia entre las presiones efectivas iniciales

y estas más los incrementos debidos a la presencia de las cargas preexistentes, se adicionarán a las cargas de preconsolidación estimadas. Al tomar el menor valor del intervalo dado por la ecuación IV, se estarán valuando asentamientos más grandes, siempre y cuando los incrementos de presiones propios de la estructura rebasen a las cargas de preconsolidación estimadas.

i) Si no se conoce la historia de cargas ni se practicó la prueba de la "veleta", empléese la ecuación II para calcular las cargas de preconsolidación. Si para un estrato se obtiene una carga de preconsolidación menor que la presión efectiva en ese estrato, trátase a este como a un caso normalmente consolidado.

j) Si se llevó a cabo la prueba de la "veleta", calculense las cargas de preconsolidación aplicando la ecuación III.

k) Con la ecuación VI corrija-se a los coeficientes de compresibilidad g_p .

l) Si se empleó la ecuación II para valuar las cargas de preconsolidación, corrija-se su valor aplicando la ecuación VII.

m) Por último, aplíquese la ecuación I para calcular los asentamientos, recordando que su correcta aplicación dependerá de en que caso (de los indicados al final del capítulo 2) se encuentre cada uno de los estratos.

4. EJEMPLO COMPARATIVO

En un predio de la Ciudad de México el cual ocupa una superficie de 15 m. por 30 m., se pretende construir un edificio que constará de estacionamiento 6 plantas tipo y azotea, el cual ocupará toda el área del predio y será destinado en 5 de sus 6 plantas a almacenar papelería.

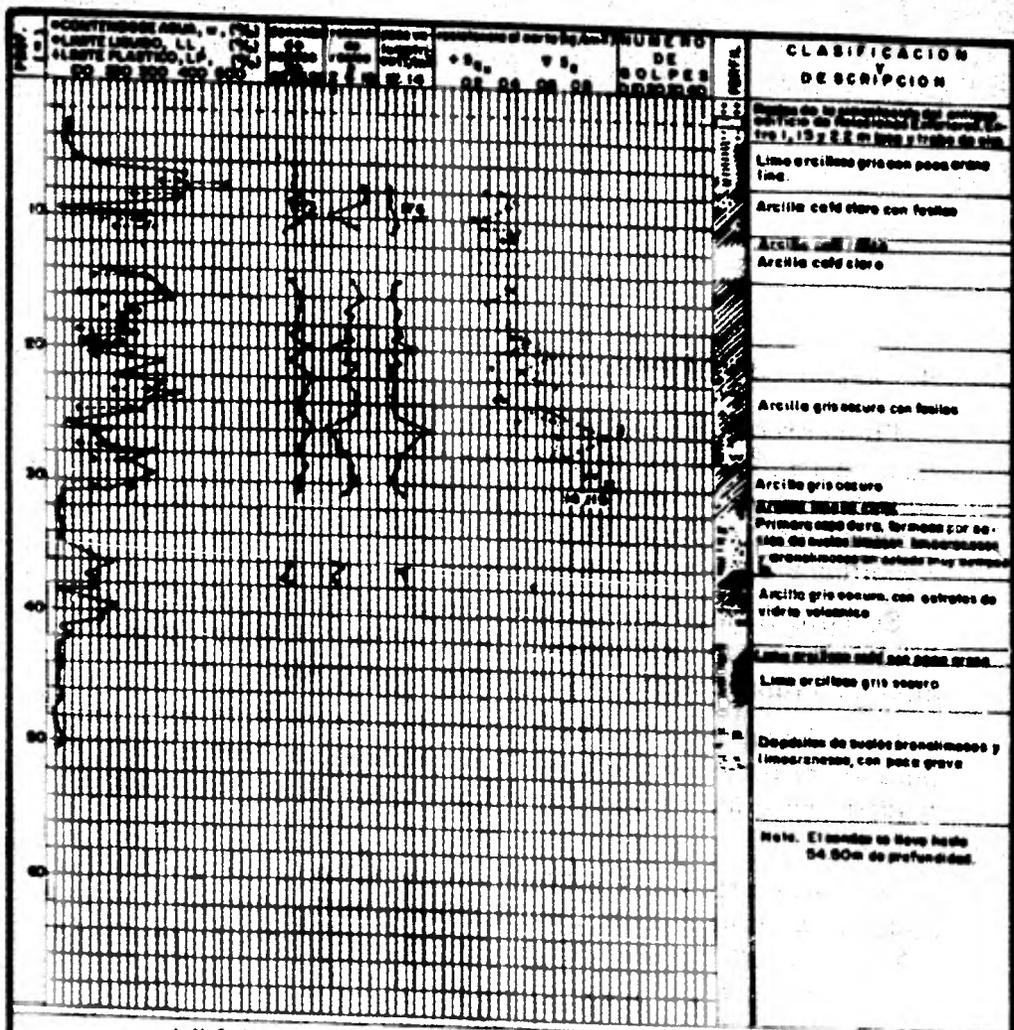
Se llevó a cabo un sondeo bajo el centro del predio hasta 37.67 metros de profundidad, del cual se obtuvieron muestras alteradas representativas y muestras inalteradas.

En el laboratorio se realizaron sobre los especímenes recuperados pruebas de contenido natural de agua, límites de plasticidad, densidad de sólidos, relaciones de vacíos, consolidaciones, etc...

Los resultados de la exploración de campo y de los ensayos de laboratorio se muestran en el perfil estratigráfico de la figura 1.5. Los resultados de las pruebas de consolidación aparecen en las figuras 1.6 a 1.11.

Se pretende calcular la magnitud de los asentamientos con el fin de precisar si es necesaria la parcial compensación de la estructura.

- a) empleando la teoría tradicional
- b) empleando el método propuesto



- LEYENDA**
- Arcilla
 - Limo
 - Arena
 - Pasillos
 - Vidrio volc.
- RESISTENCIA**
- S_u Resistencia al corte en compresión no confinada
 - S_v Resistencia al corte en compresión triaxial no confinada, no drenada
 - S_v Resistencia al corte "in situ" (Tipo I de I.U.N.A.M.)

Fig. 1.6

CONSOLIDACION

CURVAS $e - \log p$

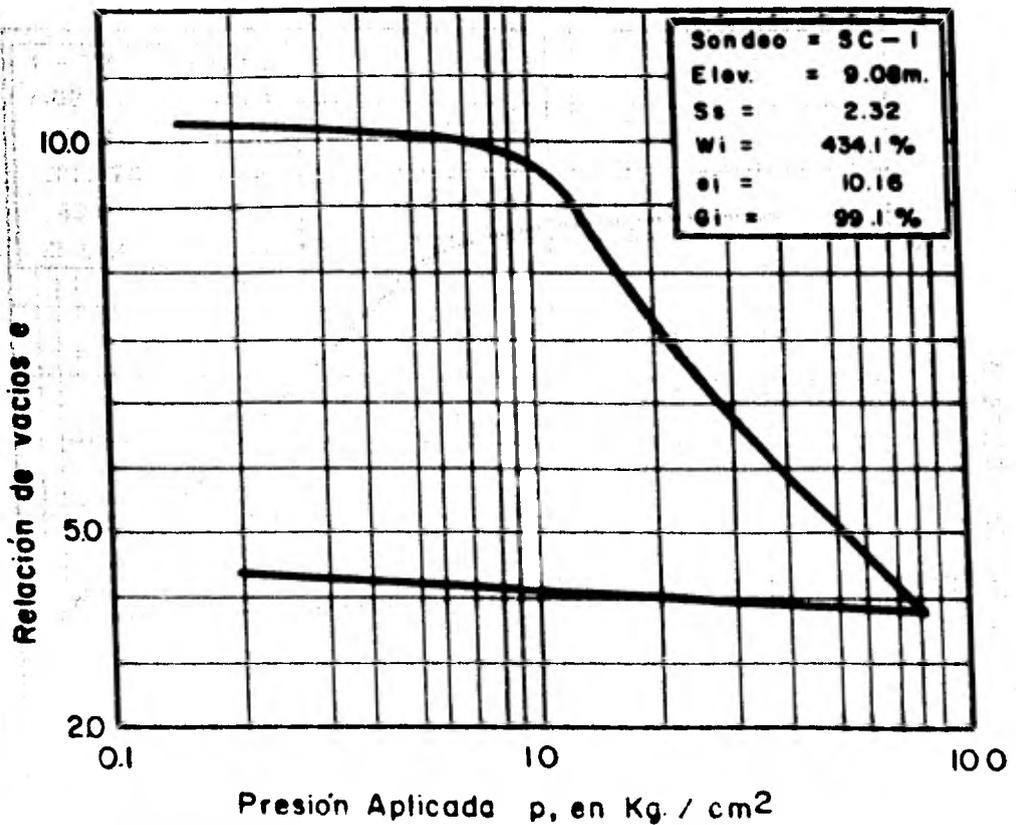


Fig. 1.7

CONSOLIDACION

CURVAS $e - \log p$

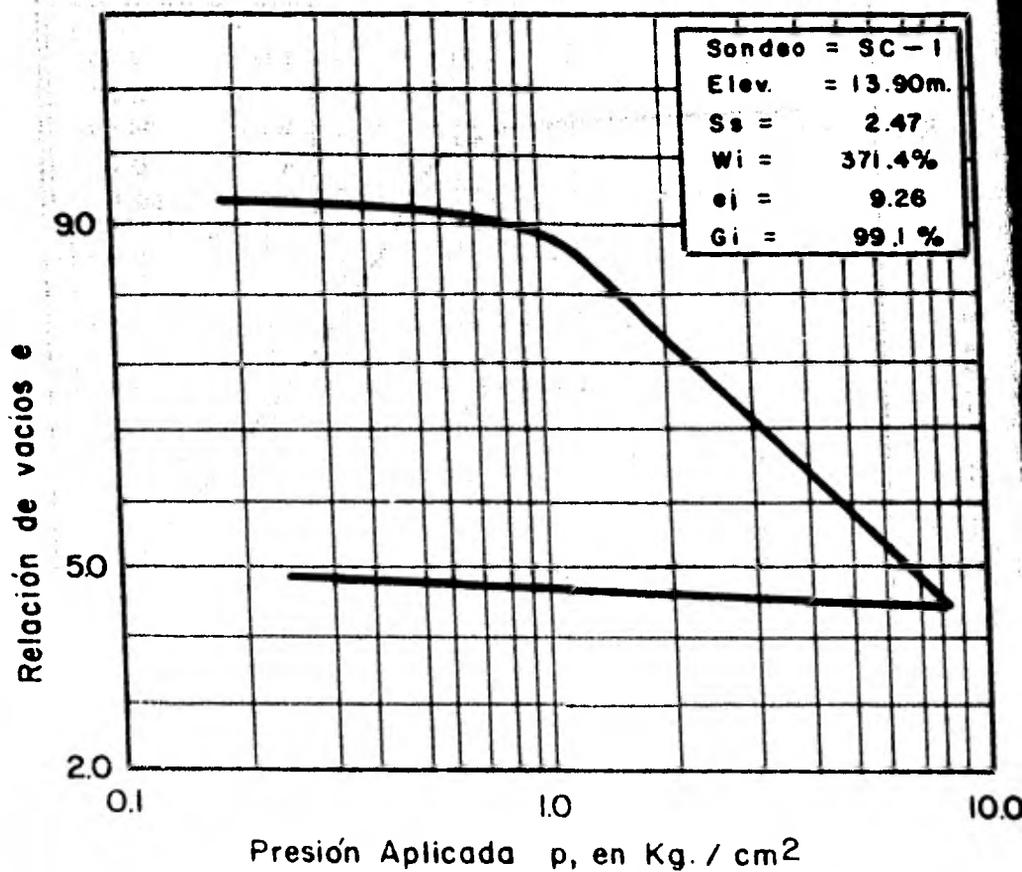


Fig. 1.8

CONSOLIDACION

CURVAS $e - \log p$

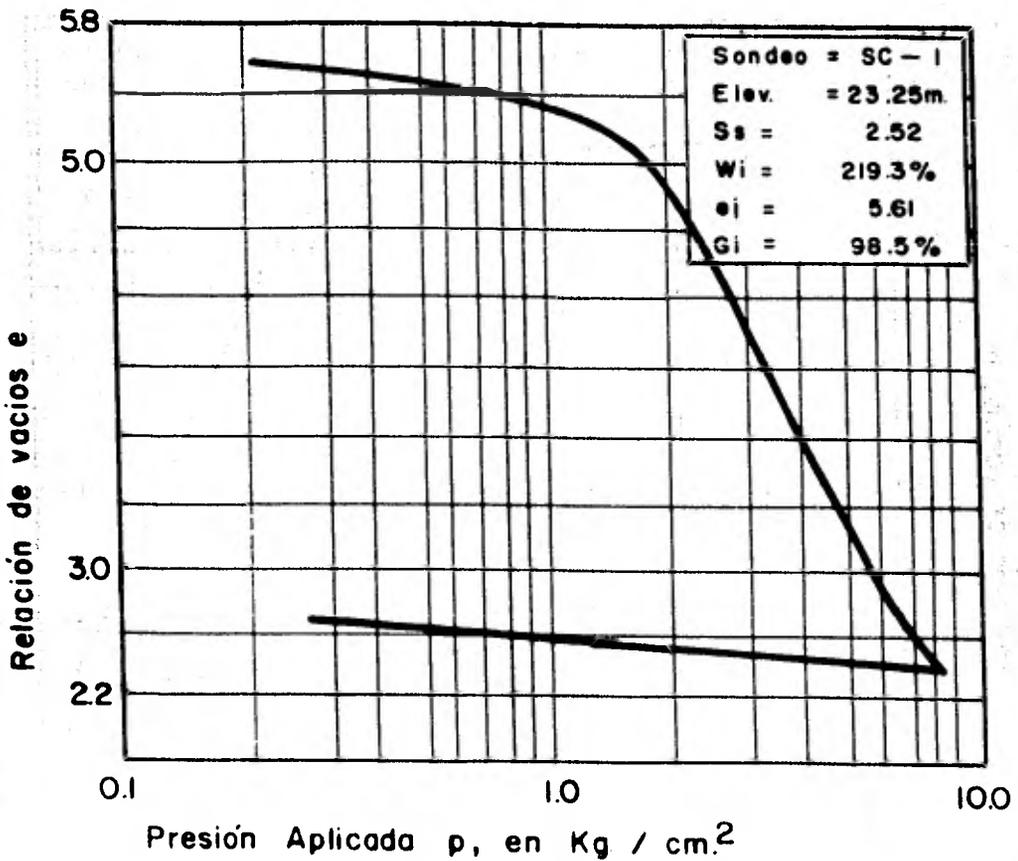


Fig. 1.9

CONSOLIDACION

CURVAS $e - \log p$

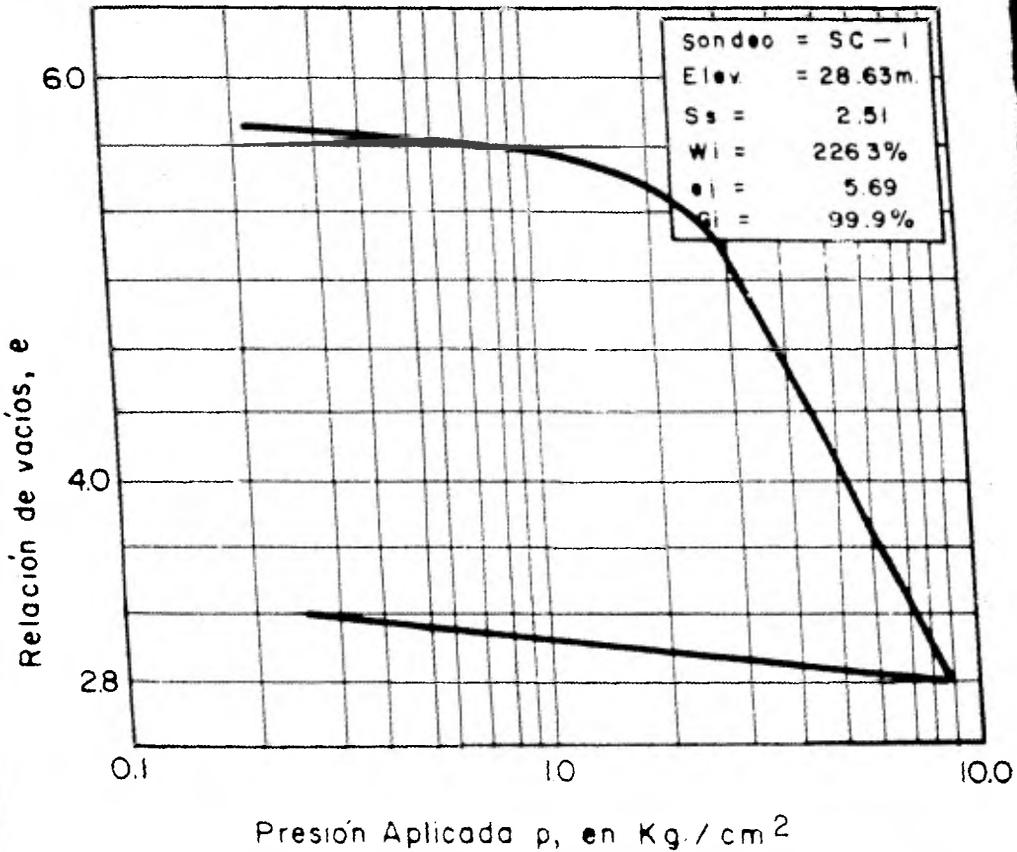


Fig. 1.10

CONSOLIDACION

CURVAS $e - \log p$

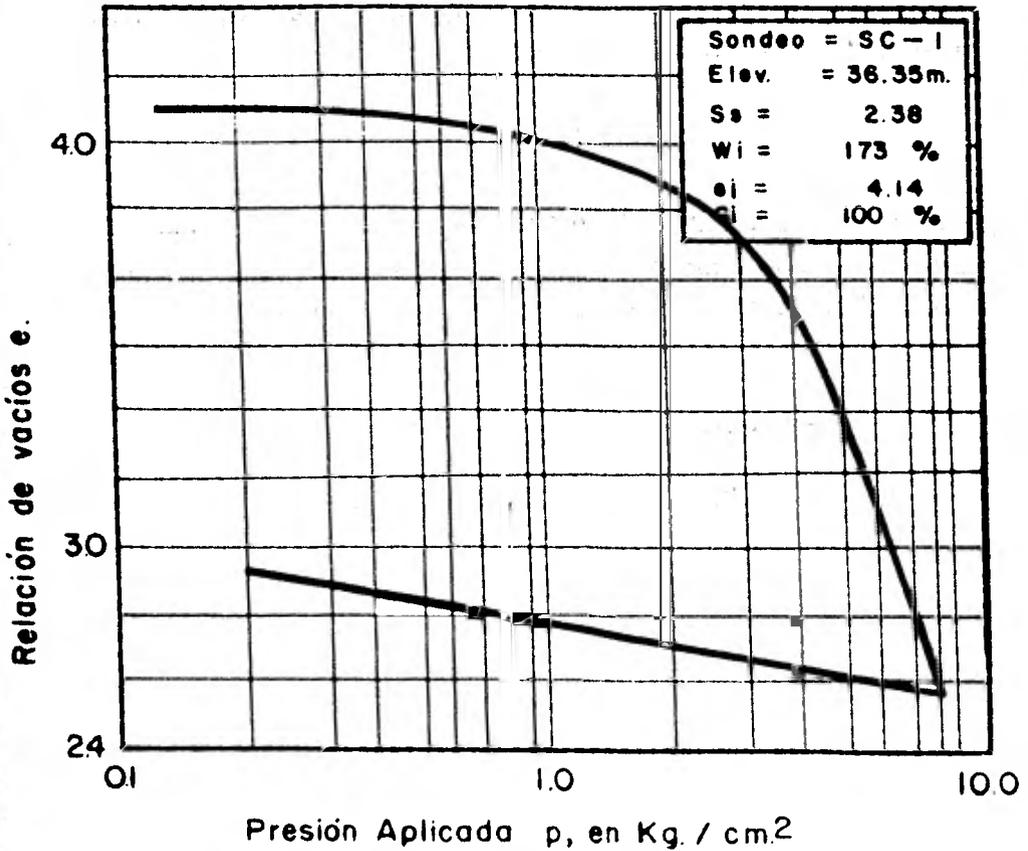


Fig. 1.11

Solución.

1) Suponiendo una carga por nivel de 400 kg/m^2 debida esta al almacenaje de papelería y 500 kg/m^2 por peso muerto de cada nivel, la descarga al suelo será de:

$$W = 8 \times 500 + 6 \times 400 = 6000 \text{ kg/m}^2$$

2) Análisis de los incrementos de presiones inducidos por la sobrecarga W . Se calcularán al centro del área cargada empleando la solución de Boussinesq.

$$\Delta P_i = 4\sigma_{zi}$$

siendo: σ_{zi} el esfuerzo debido a un cuarto del área cargada.

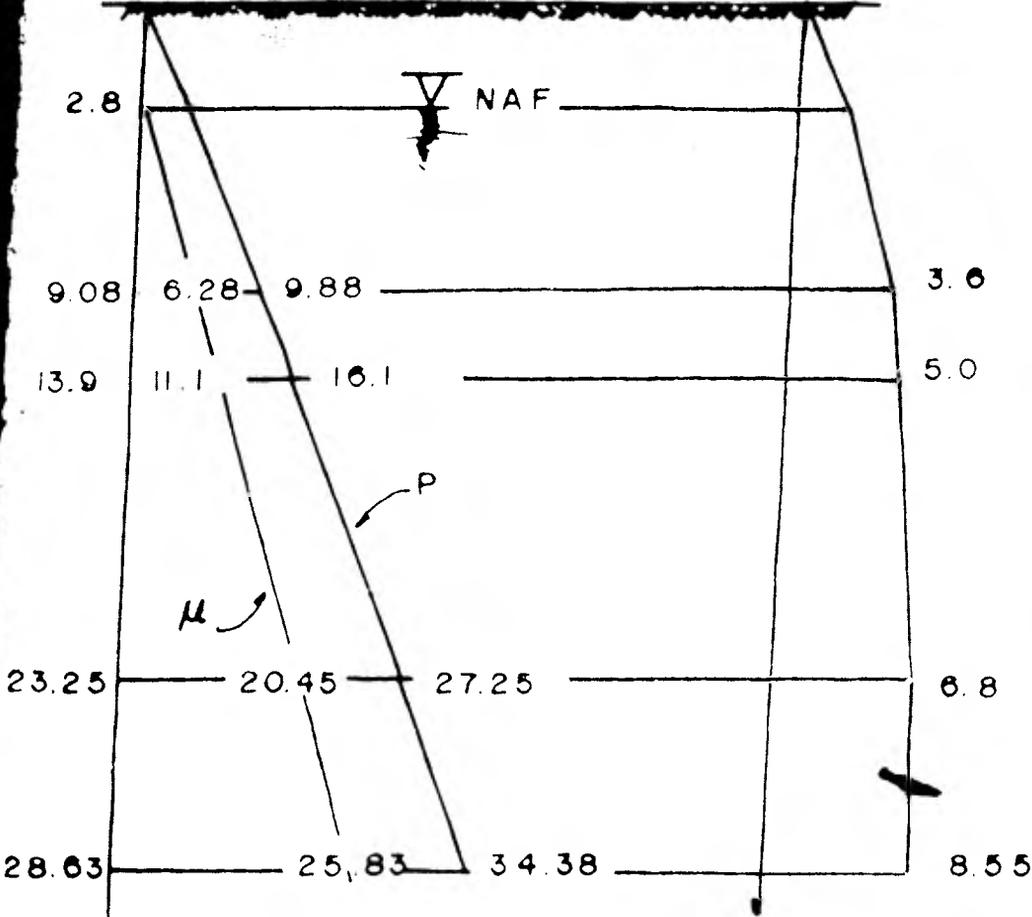
Para las profundidades especificadas en las curvas de compresibilidad, se obtuvieron los siguientes resultados:

z (metros)	ΔP_i (ton/m ²)
9.08	4.34
13.9	3.11
23.25	1.68
28.63	1.23

3) Cálculo de las presiones efectivas. Por facilidad sólo se mostrarán los resultados en los diagramas respectivos.

$P; \mu$ (ton/m²)

$\bar{P} = P - \mu$ (ton/m²)



Z (metros)

a) A partir de los cálculos asentados en los diagramas y de las curvas de compresibilidad, construimos la siguiente tabla:

estrato	Hi (m)	Po _i (ton/m ²)	e _i	Po _i + ΔPi	e _i
1	11.49	3.60	10.16	7.94	9.83
2	7.09	5.60	9.18	8.11	9.00
3	7.36	6.80	5.45	8.48	5.40
4	4.86	8.55	5.56	9.78	5.54

aplicando la ecuación:

$$\Delta H_{tot} = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\Delta e_i}{(1 + e_{o_i})} \right) H_i$$

estrato	ΔHi (metros)
1	0.39
2	0.13
3	0.10
4	0.01

del Reglamento de las Construcciones para el Distrito Federal:

$$\Delta H \text{ permisible} = 0.30 \text{ metros}$$

∴ se hace necesario compensar.

b) Los subincisos a) a d) del punto 3.5 capítulo 3 ya han sido calculados.

e) de la estratigrafía se forma la siguiente tabla.

estrato	W%	LI%	e.
1	434	355	10.16
2	371	240	9.26
3	219	275	5.61
4	226	212	5.69

f) de el nomograma del anexo 1:

estrato	g
1	0.435
2	0.408
3	0.324
4	0.329

g) de el nomograma del anexo 2 y aplicando la ecuación V.

estrato	ϕ'	gp
1	22.6	0.0159
2	20.4	0.0313
3	16.2	0.0306
4	15.3	0.0509

i) empleando la ecuación II, ya que se desconoce la historia de cargas del predio y no se practicó la prueba de la "veleta".

estrato	Pb (ton/m ²)
1	8.92
2	10.45
3	15.31
4	15.04

k) aplicando la ecuación VI.

estrato	gp corregida
1	0.0119
2	0.0235
3	0.0230
4	0.0382

i) aplicando la ecuación VII.

estrato	Pb corregida (ton/m²)
1	10.96
2	11.56
3	14.17
4	14.00

m) estimación de los incrementos de presiones correspondientes a las líneas de recompresión y virgen.

estrato	ΔP_{ri} (ton/m²)	ΔP_{vi} (ton/m²)
1	4.34	0.0
2	3.11	0.0
3	1.68	0.0
4	1.23	0.0

* Nótese que en ninguno de los cuatro estratos existe descarga a la línea virgen, lo cual coincide con el caso 2) de las mencionadas en el capítulo 2.

* Con carácter meramente de aplicación, se ha supuesto que el primer estrato mide 11.49 metros.

Aplicando la ecuación 1, caso 2) a cada estrato:

estrato	ΔH_i (metros)
1	0.11
2	0.08
3	0.04
4	0.03

$$\Delta H_{tot} = 0.25 \text{ metros}$$

\therefore no se requiere compensar.

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

1950

CHICAGO, ILL.

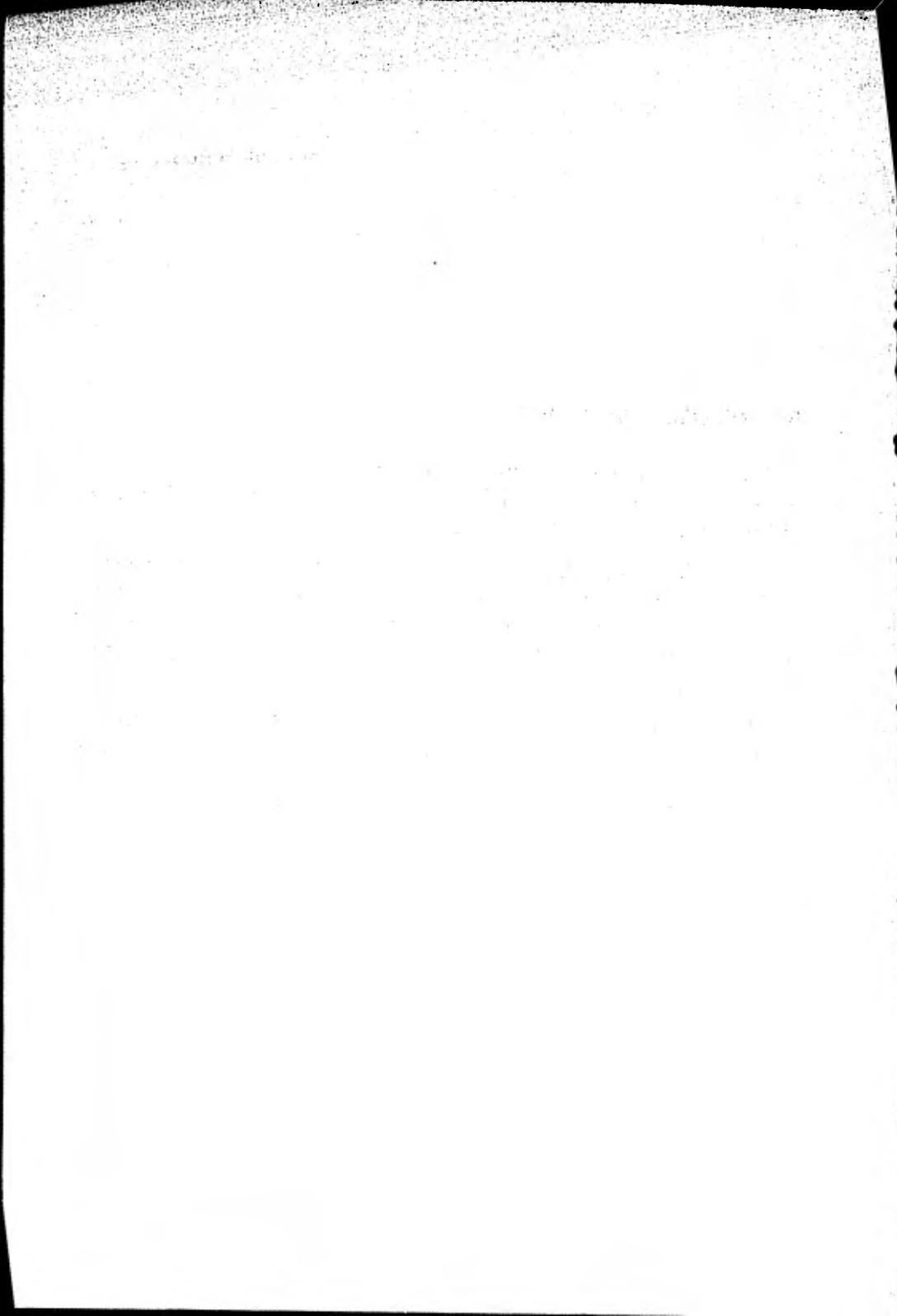
1950

5. RECOMENDACIONES

Para la correcta aplicación del método propuesto, con su aplicación a la Formación Tacubaya del Valle de México, consúltese el punto 3.5 del capítulo 3.

A aquella o aquéllas personas que se interesen en utilizar el método antes descrito, les recomiendo que en lo posible, lleven un registro de los asentamientos totales de sus obras, con el fin de comprobar la bondad del método o, en su caso, proponer las debidas correcciones.

Sería conveniente que en lo posible, la información que se vaya recopilando sea tratada estadísticamente a fin de mejorar las correlaciones y los nomogramas obtenidos ya que toda información que no se trate, anula una posibilidad.



6. CONCLUSIONES

Como se habrá visto, éste método no pretende resolver el problema de la compresibilidad pero, es importante hacer notar que este es un procedimiento calibrado con casos reales, debido a lo cual, se esta en la posibilidad de predecir asentamientos con una alta probabilidad de coincidencia con los asentamientos reales.

En este trabajo se ha correlacionado a la carga de preconsolidación con tres propiedades del suelo y se ha buscado la variación de los parámetros de consolidación con otras pero, el lector podrá idear otro procedimiento para valuarlas.

7. BIBLIOGRAFIA

Juárez Badillo, Rico Rodríguez. "MECANICA DE SUELOS", tomo I, capítulos X y XII, 2a. edición, Ed. Limusa, México.

Zeevaert Leonardo. "FOUNDATION ENGINEERING FOR DIFFICULT SUBSOIL CONDITIONS", figura 9-V-3, Van Nostrand Reinhold Company, 1973.

Miller I., Freund J., "PROBABILITY AND STATISTICS FOR ENGINEERS". Prentice Hall, 1965.

Marsal R., Mazari M., "EL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MEXICO". 'Contribución del Instituto de Ingeniería al Primer Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos y Cimentaciones'. Capítulos I y X, México, UNAM, 1959.

Demenghi A., "SOBRE EL EMPLEO DE CORRELACIONES EN MECANICA DE SUELOS".

Las pruebas de laboratorio que se usaron para la elaboración de los nomogramas y la correlación de la carga de preconsolidación con el contenido natural de agua fueron generosamente obsequiadas por las compañías de Mecánica de Suelos SOLUM y GEOTEC.