

01163
Zej.
1

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO

COMPRESIBILIDAD Y CALCULO DE ASENTAMIENTOS
EN SUELOS GRANULARES,
BAJO CARGA ESTATICA

por

RICARDO CANO TRUEBA

T E S I S

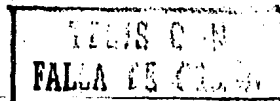
que presenta como parte de los requisitos para obtener
el grado de

MAESTRO EN INGENIERIA

Mecánica de Suelos

México, D. F.,

Junio de 1980.





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 está 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.

1.	GENERALIDADES	1
1.1	Introducción	1
1.2	Contenido	3
2.	COMPRESIBILIDAD	6
2.1	Mecanismos de la deformación	6
2.2	Factores que afectan la compresibilidad	8
2.2.1	El tamaño y la forma de los granos	8
2.2.2	Resistencia individual de los granos	10
2.2.3	Granulometría	12
2.2.4	Relación de vacíos	12
2.2.5	Presión de confinamiento	14
2.2.6	Precompresión	15
2.3	Dilatancia	17
2.4	Compresibilidad en pruebas de compresión de laboratorio	19
2.4.1	Compresibilidad en compresión isotrópica	19
2.4.2	Compresibilidad en compresión confinada	21
2.4.3	Compresibilidad en compresión triaxial	24
2.4.4	Diferencias entre las pruebas	25
2.5	Módulo de compresibilidad	27
2.6	Deformación-tiempo	31
2.7	Conclusiones	31
3.	CALCULO DE ASENTAMIENTOS	33
3.1	Introducción	
3.2	Métodos para estimar asentamientos basados en la prueba de placa	34
3.3	Métodos para estimar asentamientos basados en la prueba de penetración estándar	36
3.3.1	Método de Terzaghi y Peck	37
3.3.1A	Modificación de Peck, Hanson y Tornburn	39
3.3.1B	Modificación de Gibbs y Holtz	40
3.3.1C	Modificación de Meyerhof	41
3.3.1D	Modificación de Peck	42
3.3.2	Método de Alpan	43
3.3.3	Método de D'Appolonia	44
3.3.4	Método de Parry	45

3.4	Métodos para estimar asentamientos basados en la prueba del cono holandés	47
3.4.1	Método de Buisman-De Beer	47
3.4.1A	Modificación de Meyerhof	48
3.4.2	Método de Schmertmann	48
3.5	Métodos para estimar asentamientos basados en pruebas de laboratorio	51
3.5.1	Método de trayectoria de esfuerzo (Lambe)	52
3.5.2	Método de Zeevaert	54
3.5.3	Método de Gutiérrez	58
3.6	Método del elemento finito	62
3.7	Comparación de las estimaciones de asentamiento con mediciones de campo	66
4.	COMENTARIOS	70
5.	REFERENCIAS	77
6.	FIGURAS Y TABLAS	82

1. GENERALIDADES

1.1 Introducción

Las propiedades de compresibilidad en los suelos granulares es uno de los temas en la mecánica de suelos más descuidados, esto hasta épocas relativamente recientes; debido a que antes las construcciones sobre suelos granulares eran ligeras, y para efectos prácticos se consideraba a este tipo de suelo como incompresible. Pero en épocas recientes las construcciones que se cimentan sobre suelos granulares son pesadas y además son tipos de construcciones que tienen permitidos muy pequeños asentamientos diferenciales. Así gracias a la construcción de grandes presas de tierra sobre depósitos aluviales o la construcción de grandes tanques en las costas sobre suelos de origen deltáico o sobre médanos, han hecho que los investigadores se empiezen a preocupar

por las propiedades de compresibilidad de los suelos granulares. Así para construir las presas hay que estudiar la compresibilidad de los depósitos sobre los cuales se van a cimentar estas, y no solo del terreno de cimentación, sino también las propiedades de compresibilidad de los grandes enrocamientos que las conforman.

El problema de la compresibilidad en los suelos granulares hasta la fecha no ha sido satisfactoriamente resuelto, debido a la gran cantidad de variables que están involucradas en el problema; además la forma de atacar el problema de parte de los investigadores ha sido errónea, pues casi todos trabajan a base de correlaciones empíricas, en lugar de atacar el problema desde el fondo, científicamente, buscando el por qué, el cómo, y la fenomenología real del problema, lo cual ha evitado que se avance realmente sobre el tema. Otro de los grandes vicios que se cometen dentro de este tema es el de irse por el camino fácil del comportamiento lineal, lo cual es erróneo a altos niveles de esfuerzo, afortunadamente a últimas fechas se han realizado investigaciones y desarrollos científicos e ingenieriles, los cuales demuestran la necesidad de considerar el suelo granular como un material no lineal.

La diferencia fundamental entre el comportamiento de los

suelos granulares con respecto a los cohesivos, estos últimos ampliamente estudiados, es el hecho de que en las arcillas las partículas sólidas prácticamente no están en contacto en cambio en los suelos granulares si, por lo tanto el comportamiento mecánico de una masa de suelo granular está altamente influenciado por el comportamiento mecánico de las partículas sólidas individuales que lo forman, lo cual como primer paso convierte al problema de compresibilidad en un problema de difícil solución pues, para empezar, el comportamiento dependerá de la composición mineralógica de las partículas. Otro aspecto importante entre los suelos cohesivos y los granulares, es que en los suelos cohesivos los movimientos laterales no tienen gran influencia en los movimientos verticales y en los suelos granulares el confinamiento tiene una importancia fundamental en el fenómeno; aparte hay muchos otros factores implicados en el comportamiento mecánico de los suelos granulares de los cuales se hablará en las siguientes secciones.

1.2 Contenido

Este trabajo tratará exclusivamente sobre suelos granulares o sea, todos aquellos suelos compuestos por partículas mayores de 0.074 mm, desde arenas hasta enrocamientos. Se abordará el tema de la compresibilidad y el cálculo de asen

tamientos bajo carga estática únicamente, no por quitarle importancia al fenómeno de compresibilidad ante carga dinámica, sino porque el tema está circunscrito a cargas estáticas.

Para desarrollar el tema el trabajo se ha dividido en seis partes. En la primera llamada Generalidades se hace una breve introducción al tema y se trata de explicar el contenido. En la segunda parte se desarrolla el tema de la compresibilidad; tratándose de explicar el por qué del fenómeno de deformación y los factores que lo afectan, todo esto desde un punto de vista totalmente físico, procurándose explicar de una manera sencilla el por qué de las cosas; también se aborda el fenómeno de la dilatancia tratando de resaltar su importancia en los movimientos verticales, después se hace una breve explicación sobre la compresibilidad de los suelos granulares en las más usadas pruebas de laboratorio, todo esto pensando en que se comprenda mejor la fenomenología del problema, también se menciona la forma en que algunos investigadores han tratado de evaluar la compresibilidad de los suelos granulares, finalmente se menciona el tema de la variación de la deformación con el tiempo en los suelos granulares.

En la tercera parte se trata el tema del cálculo de los

asentamientos, se mencionan algunos de los métodos existentes para el cálculo de los asentamientos en arenas, tratándose de explicar las ideas en las cuales se basan dichos métodos, destacando lo que puede considerarse como una contribución importante sobre el tema, después se hace una comparación entre algunos de los métodos presentados, con mediciones de campo y comparándolos también entre ellos mismos. En la cuarta parte se hacen algunos comentarios finales sobre el tema en general. En la quinta parte se presentan las referencias y en la sexta se presentan las figuras y tablas.

Cabe aclarar que lo que se presenta aquí no es todo lo que existe acerca del tema, pues existen muchos trabajos y publicaciones que no estuvieron al alcance del autor; lo que se comenta en este trabajo es en base al criterio proprio del autor y al que se formó al leer la bibliografía que estuvo a su alcance.

2. COMPRESIBILIDAD

2.1 Mecanismos de la deformación

Las deformaciones en una masa de suelo granular, bajo una carga inducida, son esencialmente la consecuencia de tres mecanismos:

- a) La deformación de las partículas sólidas individuales
- b) La ruptura de los granos
- c) Los deslizamientos y giros relativos entre los granos

De los cuales, el primero es de tipo elástico (recuperable al descargar), y los dos últimos de tipo plástico (no recuperable al descargar); "sin embargo, existe realmente un cierto deslizamiento inverso entre las partículas al descargar" (ref 1).

Los tres mecanismos mencionados, ocurren simultáneamente; claro que siendo alguno más importante que los otros, en el proceso de deformación de la masa, dependiendo del nivel de esfuerzos, la mineralogía de las partículas, la forma de las partículas, su relación de vacíos inicial, etc.

Los mecanismos son dependientes unos de otros, para entender mejor esto observemos la fig 2.1; en la parte a) de la figura, se puede ver un conjunto de partículas confinadas entre dos placas rígidas, sobre las cuales actúa una fuerza F_1 ; en la parte b) se observa que se incrementó la fuerza a un valor F_2 , y que ocurrió un movimiento relativo ρ entre las placas; este fue debido a que las partículas se deformaron, algunas se deslizaron y una se rompió. Analizando detenidamente la figura, vemos que la partícula B tuvo un movimiento relativo con respecto a la partícula C, esto pudo haber provocado que la partícula D quedara en una posición inestable y esta giró a una posición más estable, lo cual provocó a su vez que la partícula A se deslizará y tuviera menos puntos de contacto, y por lo cual aumentaron las presiones de contacto, causando que esta se rompiera, moviéndose los fragmentos A_1 y A_2 a posiciones más estables; ahora bien, para que ocurran deslizamientos, fracturas y giros en los

granos, primero deben presentarse deformaciones en estos; lo cual conduce a que todos los mecanismos están íntimamente ligados.

El que estos mecanismos actúen en la forma descrita anteriormente y que además dependan de otros factores involucrados en un proceso de deformación, factores, los cuales a su vez varían según progresa dicho proceso, convierten al problema de compresibilidad en suelos granulares, en un problema muy complejo.

2.2 Factores que afectan la compresibilidad

Es de gran importancia en suelos granulares, para comprender mejor su comportamiento, el análisis de los factores que afectan su compresibilidad, así como la forma en que influyen en dicha propiedad.

Se verá cómo estos factores están interrelacionados y cómo varían según se desarrolla el proceso de deformación.

2.2.1 El tamaño y forma de los granos

La forma de los granos tiene gran influencia sobre la compresibilidad de los suelos granulares dependiendo del ni-

vel de esfuerzos. Así, si hablamos de niveles de esfuerzo donde ya sea importante la fractura de granos, se puede decir que un suelo con granos de forma angulosa es más compresible que uno con granos de forma redondeada; esto es, porque en los primeros existe una mayor concentración de esfuerzos de contacto en sus vértices angulosos, y estos se rompen y trituran reacomodándose los fragmentos en los huecos que tiene la masa de suelo.

Si hablamos de niveles de esfuerzo más bajos, donde el mecanismo de deformación más importante sea los deslizamientos relativos entre los granos, el suelo con granos de forma redondeada será más compresible que el suelo con granos de forma angulosa, debido a que en los segundos, las partículas por su misma forma tienden a resistir mejor el deslizamiento, que los granos de forma redondeada.

El tamaño de los granos en la masa también influye en su compresibilidad. Debido a que los procesos naturales de trituración son poco efectivos, los granos mayores son más fáciles de triturar que los más pequeños, lo anterior se debe a que los granos pequeños deslizan y escapan a la trituración. También a mayor tamaño de partícula mayores son las presiones de contacto para una misma presión actuando sobre la masa de suelo, pues a mayor tamaño de

grano menor será el número total de puntos de contacto, entonces la carga total tiene un número de puntos donde distribuirse. La influencia del tamaño de grano sobre el valor de las presiones de contacto se puede observar en la tabla 2.1 obtenida por Marsal.

"En arena de Ottawa se ha encontrado que el efecto de trituración es importante cuando las presiones superan 35 kg/cm^2 , en cambio en el caso de enrocamientos de gran tamaño se ha encontrado que es importante la fracturación para presiones de 10 kg/cm^2 " (ref 1). En la fig 2.2 se pueden observar graficados los resultados (deformación vertical-presión vertical) de pruebas de compresión confinada para varias arenas, se verá que entre estas hay incluidas dos curvas de arena con granos de cuarzo, y que la diferencia entre ellas es el tamaño de los granos, una está compuesta de granos de 0.15 a 0.48 mm y la otra de granos de 0.84 a 0.42 mm, vemos que la arena con granos mayores es más compresible que la compuesta por granos de menor tamaño.

2.2.2 Resistencia individual de los granos

La resistencia de los granos está íntimamente ligada con su composición mineralógica, también la resistencia de estos dependerá de los poros, grietas y humedad que tengan. Para comprender mejor cómo varía la resistencia de

los granos con su composición mineralógica, veamos la tabla 2.2, donde se observan los resultados obtenidos en una prueba realizada por Marsal (ref 4), en la cual sometió fragmentos de roca a estados de esfuerzo similares a los que se presentan dentro de una masa de suelo granular. La prueba consiste en aplicar una cierta carga P mediante una placa de acero a tres granos del mismo diámetro aproximadamente. Al aplicar la carga P se produce la rotura del primer grano; si llamamos N_c al número de puntos de contacto, se podrá obtener la relación P/N_c la cual será el valor P_a denominado carga de ruptura del grano (o roca). Se obtuvieron resultados de 10 determinaciones, pero como los valores de P_a varían considerablemente debido a las variables involucradas en cada serie de pruebas, se cuantificó un valor medio $\bar{P}_a$ y su correspondiente desviación estándar. En la tabla se puede ver la diferencia que hay en la resistencia a la fractura de los distintos tipos de granos ensayados.

En la fig 2.2 se puede observar que incluidas entre las curvas esfuerzo-deformación, hay dos para arenas con el mismo tamaño de partículas, una curva está obtenida para arenas con granos de cuarzo y la otra para arenas con granos de feldespato; claramente se ve que la arena con granos de cuarzo es menos compresible que la arena con granos de feldespato. Es de notarse que no sólo la resistencia de los gra-

nos influye en la compresibilidad a niveles de esfuerzo donde se produce la ruptura de granos, sino durante todo el proceso de deformación como se ve en la figura. Así entonces a mayor resistencia individual de los granos menor compresibilidad.

2.2.3. Granulometría

Este es un factor importante, pues las fuerzas de contacto son menores en un material bien graduado que en uno uniforme, puesto que en el primero hay un mayor número de contactos, además en este mismo caso había un mejor ajuste entre las partículas, en cambio en un suelo de granulometría uniforme tendrá un menor número de puntos de contacto y por lo tanto habrá una mayor facilidad para el deslizamiento y la ruptura de los granos. Así entonces una masa compuesta de una granulometría uniforme será más compresible que una compuesta de materiales bien graduados.

2.2.4 Relación de vacíos

A mayor relación de vacíos inicial tenga una masa de suelo, esta será más compresible, debido a que se tendrá un número menor de puntos de contacto por partícula; "el número de puntos de contacto por partícula varía entre 3 y 15, promediando 6 para muestras sueltas y 8 para muestras compactas", Marsal (ref 2); también a mayor relación de vacíos, los gra-

nos se encontrarán en una posición más inestable, por tener una estructura más abierta, y tienen mayores oquedades donde desplazarse.

En la fig 2.3 se pueden observar varias curvas log presión isotrópica-relación de vacíos para pruebas de compresión isotrópica en una misma arena, con diferentes relaciones de vacíos iniciales; en esta figura se ve claramente que conforme se aumenta la presión isotrópica se obtienen relaciones de vacíos menores, siendo mayor la disminución de la relación de vacíos cuando más grande sea la relación de vacíos inicial.

Schultze y Moussa (réf 4) realizando pruebas de compresión confinada, aplicando presiones de 10 kg/cm^2 para distintas arenas y variando la relación de vacíos inicial de cada una, encontraron que graficando los resultados en escala doblemente logarítmica (deformación unitaria-relación de vacíos inicial) (fig 2.4), se obtenía una línea recta para cada arena, encontrando que para una misma carga P , la deformación unitaria ϵ_p , para una relación de vacíos inicial e_i , está dada por:

$$\epsilon_p = m e_i^n$$

donde m es igual a ϵ_p para una $e_i = 1$ y n es la pendiente

de la recta en escala doblemente logarítmica (fig 2.5).

2.2.5 Presión de confinamiento

Este factor con el anteriormente explicado son los que más influyen en la compresibilidad de una masa granular. En la fig 2.6 se ve la relación entre los esfuerzos, deformaciones y cambios de volumen, obtenidos de una serie de pruebas triaxiales para una misma arena en estado denso y suelto, variando la presión confinante. Observando la parte superior de la figura se ven dos familias de curvas graficadas en términos de deformación axial-relación de esfuerzos σ_A/σ_r (σ_r = presión confinante, σ_A = presión axial), en la parte a) se tiene la arena en estado denso y en la parte b) en estado suelto, se aprecia en la figura rápidamente la gran influencia de la presión de confinamiento en la compresibilidad de la masa; se puede notar que al aumentar la presión de confinamiento, la compresibilidad disminuye debido a que la rigidez crece y hay menos deslizamientos entre los granos aumenta la resistencia a la fricción entre ellos.

También es atribuible la influencia de la presión de confinamiento en la compresibilidad de los suelos granulares a los esfuerzos cortantes que se generan; pues a mayor esfuerzo cortante existen mayores deslizamientos y mayor ruptura de granos.

En la fig 2.7, se puede observar la curva granulométrica para una arena uniforme y suelta, después se aprecian tres curvas más, una obtenida después de efectuar en la misma arena una prueba de compresión isotrópica (línea punteada) y las otras dos obtenidas después de efectuar pruebas triaxiales de compresión hasta la falla, se ve que, aunque haya niveles de presiones menores, es mayor la degradación granulométrica que se produce en las pruebas triaxiales donde hay mayor generación de esfuerzos cortantes en la masa de suelo.

2.2.6 Precompresión

En los suelos granulares hay diferencia en la compresibilidad si este fue precargado estática o dinámicamente; principalmente, debido al arreglo de los granos que se obtiene en cada caso.

El suelo granular compactado dinámicamente es más comprensible que el compactado estáticamente a una misma relación de vacíos; la gran resistencia a la compresibilidad en el último se debe a que se obtiene en la precarga un mejor encaje entre los granos, en cambio en el otro se rompe la fricción intergranular por la precarga dinámica y al volverlo a cargar tiene que haber deslizamientos relativos entre las partículas para desarrollar la resistencia a la fricción.

En la fig 2.8 se observan las curvas relación de vacíos-esfuerzo, para una misma arena, en una prueba de compresión confinada, partiendo de la misma relación de vacíos, pero en una, dicha relación de vacíos inicial fue obtenida por carga estática y en la otra por carga dinámica. También se puede ver la curva esfuerzo-relación de vacíos para obtener por carga estática la relación de vacíos inicial; claramente se ve que la compresibilidad es mayor para la arena precargada dinámicamente.

Análizando detenidamente se observa que el comportamiento inicial esfuerzo-deformación en la arena precargada dinámicamente es semejante al de la curva esfuerzo-deformación de la precarga estática, dicho comportamiento en las dos, es atribuible a la deformación necesaria para que se desarrolle la resistencia a la fricción intergranular. Al cargar la precargada estáticamente se ve que la deformación inicial es pequeña pues las partículas han desarrollado ya anteriormente la resistencia a la fricción.

Casi todos los factores mencionados anteriormente varían con el proceso de deformación, variando así la compresibilidad del material a cada momento; así si cargamos una cierta masa de suelo granular veremos que para deformarse irá cambiando su relación de vacíos, debido al deslizamiento y fractura de

los granos, también cambiará la granulometría del material al irse fracturando los granos, estos también cambiarán de forma debido al desgaste producido con los deslizamientos, todo esto hará que el suelo sea, al avanzar el proceso de deformación, menos compresible.

2.3 Dilatancia

Durante el proceso de deformación de un suelo granular compacto en pruebas triaxiales, ocurre un claro aumento de volumen, a este efecto se le ha dado el nombre de dilatancia.

En la fig 2.9 d) se observa un elemento unitario de esferas rígidas de una agrupación compacta, si aplicamos una compresión veremos que solo se pueden producir deformaciones si las esferas C y D se desplazan lateralmente, al desplazarse estas la esfera superior desciende, y se tendrá entonces un acortamiento vertical pero habrá ocurrido un aumento de volumen. El aumento de volumen será mayor o menor, dependiendo de la facilidad con que se desplacen lateralmente las esferas, o sea que a mayor presión de confinamiento menor desplazamiento lateral y por lo tanto menor aumento de volumen.

Cuando el nivel de esfuerzos aplicado es bajo con respecto

a la resistencia individual de las partículas el aumento de volumen en suelos densos es notorio; si se aplica un nivel de esfuerzos mayor el volumen aumenta menos, pero si se alcanza la resistencia individual de las partículas, el material denso tendrá el mismo comportamiento de una arena suelta.

Para ilustrar mejor lo anterior veamos la fig 2.6, en la parte a) se observa el comportamiento de una arena densa y es notorio cómo a una mayor presión de confinamiento es menor la dilatación, y que para presiones de 20 kg/cm^2 el comportamiento es más semejante al de una arena suelta, el cual se observa en la parte b) de la figura. Se ve también que en la arena suelta para presiones de confinamiento bajas ($1 \text{ y } 2 \text{ kg/cm}^2$) hay dilatación, notándose claramente la gran influencia de la presión de confinamiento en este fenómeno. También se puede ver en las figuras que al dilatarse el material su resistencia a la deformación disminuye.

Finalmente, se puede concluir que a mayor densidad relativa, para la misma presión de confinamiento, mayor será el incremento de volumen que se producirá; por lo tanto la disminución de la resistencia a la deformación será más marcada en muestras compactas.

2.4 Compresibilidad en pruebas de compresión de laboratorio

En esta parte se verá cómo se comportan los suelos granulares en pruebas de laboratorio, para así entender cuál puede ser su comportamiento en el campo; y al final se tratará de diferenciar el comportamiento entre las distintas pruebas, tratándose de dar una explicación del por qué de las diferencias en el comportamiento.

2.4.1 Compresibilidad en compresión isotrópica

La prueba de compresión isotrópica consiste en aplicar una presión igual a todas direcciones a una muestra de suelo; debido a lo anterior se podría pensar que dentro de la muestra existen solo esfuerzos normales de compresión, sin embargo se producen deformaciones volumétricas durante la prueba, debido a que se producen una serie de colapsos en la estructura del suelo, lo cual crea rodaduras y deslizamientos relativos entre los granos que hayan quedado en posiciones más desfavorables, tendiendo la estructura del suelo a una posición más estable. Lo anterior es resultado de las fuerzas tangenciales que se originan en los puntos de contacto, y que al estabilizarse la estructura, la resultante de estas fuerzas sobre un plano cualquiera es nula, aunque existen fuerzas tangenciales en determinados contactos individuales.

Otra componente de la deformación volumétrica durante esta prueba es la deformación de las partículas; si en esta prueba el nivel de esfuerzos llega a un valor tal, que las fuerzas de contacto alcancen la resistencia de los minerales de los granos, a partir de este punto la ruptura de los granos contribuirá a la deformación total, el producto de la ruptura de los granos irá ocupando los espacios vacíos de la estructura original; haciéndose la masa de suelo granular menos compresible a los incrementos subsecuentes de esfuerzos isotrópicos, debido a que disminuye la relación de vacíos y el tamaño de los granos, aumenta el número de puntos de contacto etc..

El problema del cálculo de la deformación unitaria de suelos granulares bajo compresión isotrópica, ha sido estudiada por varias personas, unos de los primeros en estudiar esto fueron Wilson y Sutton, asumiendo simplifícadamente que la arena consiste en un conjunto de bolas esféricas perfectamente elásticas y encontraron la siguiente expresión:

$$\epsilon = c \sigma^{2/3}$$

donde ϵ es la deformación unitaria, c una constante y σ el esfuerzo tangencial. Posteriormente Jakobson (ref 6) partiendo de la expresión anterior pero no suponiendo que las bolas esféricas eran perfectamente elásticas, obtuvo la

siguiente relación:

$$\epsilon = c \sigma^a$$

donde a y c son constante, la última expresión da una aproximación bastante buena con las curvas experimentales. Un ejemplo es el visto en la fig 2.10, en la cual se puede observar una curva esfuerzo normal-deformación unitaria para una arena en una prueba isotrópica de compresión, los valores experimentales están marcados con los círculos pequeños, por medio de los cuales se pueden evaluar las constantes c y a , que en este caso particular valen:

$$c = 0.608 \times 10^{-3}$$

$$a = 0.612$$

por lo que la ecuación será:

$$\epsilon = 0.608 \times 10^{-3} \sigma^{0.612}$$

de esta ecuación se pueden obtener, para la misma arena, los valores de la deformación unitaria ϵ para cualquier valor de esfuerzos normal σ en pruebas de compresión isotrópica.

2.4.2 Compresibilidad en compresión confinada

La prueba de compresión confinada ha sido más estudiada que la de compresión isotrópica, porque las relaciones volumétricas esfuerzo deformación son semejantes en las dos

pruebas, y es más fácil de realizar la prueba de compresión confinada, además se juzga de mayor interés práctico esta última, pues la compresión confinada es un caso muy común en la naturaleza, en casos tales como la deformación que sufre un suelo durante su proceso de formación por sedimentación, o cuando se aplican cargas verticales de gran extensión a los estratos de suelo.

En la fig 2.11 se puede ver el comportamiento típico esfuerzo-deformación de una arena cuarzosa uniforme, de tamaño de grano de medio a grueso, en un consolidómetro. Las deformaciones unitarias representan a la vez las volumétricas debido a que no se permiten deformaciones laterales, el esfuerzo es la presión vertical. En las partes a) y b) de la figura se ve que al aumentar las presiones, las curvas presentan una concavidad hacia arriba, así pues, la disminución de volumen va siendo menor, debido a que la relación de vacíos va disminuyendo debido al colapso de las agrupaciones inestables dentro del suelo, hasta que se llega a una fase en la cual las partículas se comprimen fuertemente produciéndose rupturas en los puntos de contacto y permitiendo así un cierto deslizamiento adicional.

En la parte c) de la figura se nota que la prueba fue llevada a niveles más altos de esfuerzo, se ve que la curva toma

otra configuración; para bajas presiones sigue un comportamiento semejante al de las curvas a) y b), pero para presiones del orden de 250 kg/cm² se presenta una curvatura inversa, con su concavidad hacia el eje de deformaciones, la explicación de esta irregularidad, esta en, que para este nivel de esfuerzos ha adquirido importancia en el proceso de deformación, la fractura de los granos, lo que permite grandes movimientos relativos entre ellos, debido a que los granos producto de la fracturación se deslizan hacia los espacios que quedaban en la masa de suelo. Al seguir aumentando las presiones se ve que la curva retorna a su forma típica, esto se debe a que se ha reducido la relación de vacíos y ha cambiado la granulometría del suelo al disminuir las partículas de tamaño, por lo tanto, a mayor presión menor disminución de volumen.

Schultze y Moussa (ref 4) realizando pruebas de compresión confinada en una misma arena con diferentes relaciones de vacíos iniciales, encontraron que graficando los resultados en escala doblemente logarítmica (fig 2.12), se obtenía para cada relación de vacíos inicial una línea recta, la cual satisface la ecuación:

$$\epsilon = a p^k$$

donde ϵ es la deformación unitaria, P el esfuerzo, y a y k

son constantes para cada relación de vaños inicial, donde $a = \varepsilon_1$ y $k = \alpha$ (fig 2.13).

2.4.3 Compresibilidad en compresión triaxial

La presión de compresión triaxial es la más representativa de los fenómenos que ocurren en las obras prácticas, también es interesante por qué esta prueba nos permite ver las dos componentes en la deformación de un suelo, el cambio de volumen y el cambio de forma.

Se hablará aquí de la prueba triaxial de compresión tradicional, o sea aquella en la cual se incrementa la carga axial. Al aumentar dicha carga después de someter a la muestra a una componente de esfuerzo isotrópico, se inducen en la muestra esfuerzos cortantes, y a su vez a una componente isotrópica de deformación, provocando esto un cambio de forma y una disminución de volumen respectivamente, aunque la disminución de volumen es poca relativamente. Los esfuerzos cortantes inducidos en la muestra perturban su estructura; si la arena está idealmente suelta, esto provocará una disminución de volumen, sin embargo, esta disminución de volumen tiene un límite a partir del cual la muestra cambia de forma a volumen constante y a esfuerzo desviador también constante. Si a la misma arena, ahora en estado compacto, se le inducen esfuerzos cortantes esta aumenta de volumen (se pro

duce dilatación, y como ya se dijo antes esto depende del nivel de esfuerzos), y sabemos que al incrementarse el volumen la resistencia a la deformación disminuye, por lo tanto después de un cierto valor máximo, el esfuerzo necesario para proseguir la deformación disminuye, tendiendo al mismo valor de esfuerzo desviador que en la arena suelta, debido a que el encaje entre las partículas ha disminuido a un punto tal que la deformación puede proseguir sin posterior aumento de volumen. La relación de vacíos en esta fase es independiente de la relación de vacíos inicial, y es constante para un mismo material, esto siempre y cuando el estado de esfuerzos al que se haya sometido este, y el método para llegar a él sea el mismo; a esta relación de vacíos se le llama relación de vacíos crítica.

En la fig 2.13 se pueden observar curvas esfuerzo-deformación, para una misma arena en estado suelto y compacto, colocadas de tal forma que se puede apreciar claramente lo anteriormente explicado. En la parte a) se ve como las dos arenas al final se deforman a un mismo esfuerzo desviador constante, en la parte c) se puede notar cómo ambas tienden a la misma relación de vacíos sin importar su relación de vacíos inicial.

2.4.4 Diferencias entre las pruebas

Como se ha visto el comportamiento no es igual en las tres

pruebas anteriormente mencionadas, a pesar de que en la compresión isotrópica y en la confinada se obtienen comportamientos semejantes, tal como se ve si se comparan la relación dada por Jakobson con la obtenida por Schultze y Moussa, las cuales son muy semejantes; es lógico pensar que si incrementamos el esfuerzo vertical en la prueba de compresión isotrópica, la suma de los esfuerzos principales será mayor en esta que en la confinada, lo que dará una deformación volumétrica mayor en la isotrópica. También si comparamos la deformación vertical en las dos pruebas para un mismo esfuerzo vertical (fig 2.15) veremos que la deformación es mayor para una prueba de compresión confinada que la obtenida en la prueba de compresión isotrópica, debido a que en la isotrópica los esfuerzos de confinamiento son mayores. En la fig 2.15 se puede ver que el comportamiento deformación vertical-esfuerzo vertical en las tres pruebas es muy semejante a niveles de esfuerzo bajos, pero después en la prueba triaxial se tiene un comportamiento muy distinto, no solo en este tipo de deformación, sino en su comportamiento de deformación volumétrica, como se ve en la fig 2.16, donde se puede apreciar la gran influencia del esfuerzo cortante en la compresibilidad de una arena suelta.

2.5 Módulo de compresibilidad

En las secciones anteriores se ha visto cuales son los mecanismos de deformación y los factores que afectan la compresibilidad; ahora el problema es, ¿Cómo cuantificar la compresibilidad? después viene otra pregunta ¿Cómo cuantificar la forma en que se ve alterada la compresibilidad por los distintos factores antes mencionados? las preguntas anteriores han encontrado varias respuestas, quizás erróneas, pero estas se mencionaran aquí.

La forma más popular de cuantificar la compresibilidad de un suelo granular es por medio del módulo de Young.

$$E = \frac{\sigma_z}{\epsilon_z}$$

llamado por algunos autores módulo de compresibilidad, el llamarlo así es altamente criticable, debido a que entre más alto es el valor del módulo de Young menos compresible será el suelo.

El módulo de Young es utilizado para suelos granulares en dos versiones, una como módulo tangente:

$$E_s = \frac{d\sigma}{d\epsilon}$$

y como módulo secante:

$$E_s = \frac{\Delta \sigma}{\Delta \epsilon}$$

El uso del módulo tangente es muy criticable pues el valor de este varía para cada punto de la curva esfuerzo-deformación.

Los autores que trabajan con el módulo secante, lo definen como la secante a partir de un esfuerzo desviador nulo hasta un esfuerzo desviador igual a 1/2 o 1/3 del esfuerzo desviador máximo; este concepto de módulo secante ya se puede considerar un poco más lógico para uso práctico, pues da la idea del rango de deformación de un suelo granular para un cierto intervalo de esfuerzos, sin embargo es criticable en el aspecto de que esta restringido a un solo rango de incrementos de esfuerzos, y que en una masa de suelo granular los esfuerzos antes de aplicar la carga no son isotrópicos, sino que ya existe un cierto esfuerzo desviador.

Zeevaert (ref 7) define, para medir la compresibilidad de un suelo granular, el módulo de deformación unitaria como:

$$M_z = \frac{\Delta \epsilon_z}{\Delta \sigma_z}$$

Este módulo tiene la ventaja de que da directamente la idea de la deformabilidad de un suelo para un determinado incremento de esfuerzo, y no queda restringido a un solo rango de esfuerzo desviador, como el anterior, sino que su valor

variará dependiendo del esfuerzo desviador que tenga el suelo *in situ* y el incremento de esfuerzos que se le de, como se ve en la fig 2.18.

Se han obtenido también expresiones para E secante, en función de la presión de confinamiento, la más conocida es:

$$E = c \sigma_c^n$$

donde σ_c es la presión de confinamiento, c y n son constantes las cuales dependen de σ_v/σ_c y la densidad relativa; Sowers (ref 8) dice que los valores típicos de n varían entre 0.8 y 0.5, y Lambe (ref 1) dice que varían entre 0.4 y 1, siendo un valor medio razonable 0.5.

Una relación semejante a la anterior es obtenida por Gutiérrez (ref 9), investigando en arenas de Cancún, dicha relación es la siguiente:

$$MS = a_0 \sigma_c^{a_1}$$

donde MS es el módulo secante definido anteriormente, a_0 y a_1 son función de la relación de vacíos inicial, cuyos valores coinciden con los propuestos por Sowers, el valor de a_0 y a_1 está dado para arenas de Cancún por los siguientes polinómios:

$$a_0 = 3.198 \times 10^3 e_m - 1.577 \times 10^4 e_m^2 + 2.182 e_m^3$$

$$a_1 = 1.095 \times 10^1 e_m - 5.711 \times 10^1 e_m^2 + 8.354 e_m^3$$

donde $e_m = (e - 0.58)$ e = relación de vacíos inicial

El encontró también una expresión para MS, pero no el definido anteriormente sino uno para encontrar el módulo secante, para un incremento de esfuerzo desviador, siendo el esfuerzo desviador inicial diferente de cero, la expresión es la siguiente:

$$\overline{MS} = \frac{a_0}{a_1 + 1} \left[\sigma_{c1}^{a_1+1} - \sigma_{c0}^{a_1+1} \right]$$

donde σ_{c1} y σ_{c0} son los esfuerzos de confinamiento final e inicial respectivamente, y a_0 y a_1 son las mismas funciones de la relación de vacíos inicial definidas antes.

Zeevaert (ref 7) también da una expresión para su módulo de deformación unitaria en función del confinamiento, la cual es la siguiente:

$$M_z = c_0 \sigma_c^{-n}$$

donde c_0 y n son constantes y sus valores dependen de la densidad relativa; valores típicos de estas constantes se pueden ver en la tabla 2.3; de esa tabla se puede concluir que un valor promedio para n es 0.5, en lo cual coincide con Lambe.

2.6 Deformación-tiempo

En la mayoría de los problemas de ingeniería, los efectos del tiempo carecen de importancia significativa, pero es interesante mencionarlo. El efecto del tiempo en la deformación es importante relativamente, cuando se trabaja con altas presiones y es importante el efecto de la fractura de las partículas; en las arenas el retraso en la deformación es causado debido a un fenómeno de falla progresiva tal como se explicó al principio de este capítulo.

El efecto del tiempo en la deformación será más marcado, entre las cargas aplicadas sean mayores y las partículas que formen el suelo sean menos resistentes a la rotura. En la fig 2.19 se ve una curva típica deformación-tiempo.

2.7 Conclusiones

De todo lo que se ha hablado en esta sección, se puede concluir que es clara la gran influencia de la presión de confinamiento y la relación de vacíos inicial en la compresibilidad de los suelos granulares; aunque es de observarse que la relación de vacíos inicial pierde importancia cuando el nivel de esfuerzos es muy alto.

También esta claro la gran contribución de las deformaciones

laterales sobre la deformación axial. Otro aspecto importante es la gran influencia de los esfuerzos cortantes sobre el efecto de la fractura de los granos, lo que lleva a pensar en la posibilidad de llegar a poder separar el fenómeno de deformación en sus dos componentes, la volumétrica y la distorsional, para así lograr una mejor comprensión del problema.

3. CALCULO DE ASENTAMIENTOS

3.1 *Introducción*

El cálculo de asentamientos en suelos granulares se puede decir que es hasta la fecha un problema no resuelto, debido a la gran cantidad de variables que entran en juego, como se vio antes, en el proceso de deformación de la masa. En el campo el problema se complica más, pues las condiciones de confinamiento varían con la profundidad, además el muestreo inalterado de suelos granulares es materialmente imposible; aunque se han desarrollado métodos ingeniosos para solucionar el problema pero se trata de técnicas muy costosas y la inalterabilidad es muy relativa. El problema del muestreo se complica aún más cuando se trabaja bajo el nivel freático.

Los métodos para estimar asentamientos se basan todos en correlaciones empíricas, así unos se basan fundamentalmente en ensayos de penetración, ya sea estática o dinámica, otros se basan en pruebas de placa, y otros establecen las propiedades del suelo granular en ensayos de laboratorio, aunque estos últimos necesitan ensayos de penetración para obtener la densidad relativa del material ya sea para reconstruir las muestras, o para obtener el valor del módulo de deformación o el secante *in-situ*.

Los métodos más populares son los basados en ensayos de penetración, en América se trabaja mucho con el penetrómetro estándar y en Europa con el cono Holandés, con base en cada uno de estos ensayos se han desarrollado muchos métodos e hipótesis para el cálculo de asentamientos y una gran cantidad de factores de corrección, como se verá más adelante.

3.2 Métodos para estimar asentamientos basados en la prueba de placa

El ensayo de placa consiste en fundamentalmente en reproducir a menor escala, en el campo por medio de una placa rígida generalmente de 1 pie x 1 pie o un diámetro de 30 pulg lo que va a causar el prototipo que se desea diseñar, después se interpolan los resultados a la escala de este último. La influencia de la medida de la cimentación en el asenta-

fue primeramente estudiada por Terzaghi y Peck (1948), quienes encontraron la siguiente relación:

$$S = S_1 \left(\frac{2B}{B + 1} \right)^2$$

donde S y S_1 son el asentamiento de una cimentación de ancho B y los de una placa de 1 pie x 1 pie respectivamente, esta para una presión de contacto igual en ambas.

Bond (1961) también proporcionó una relación para pruebas de placa, pero para placas de cualquier tamaño, esta relación es:

$$\frac{S_a/B_a}{S_p/B_p} = \left(\frac{B_a}{B_p} \right)^n$$

donde S_a y S_p son el asentamiento de la cimentación (el deseado), y el de la placa (el medido) respectivamente, B_a y B_p son el ancho de la cimentación y el de la placa respectivamente y n es un coeficiente, el cual depende del tipo de suelo y sus valores son los siguientes:

Para arenas densas:	0.4 a 0.5
Para arenas de densidad media:	0.25 a 0.35
Para arenas sueltas:	0.20 a 0.25

Este valor de n se puede estimar, realizando varias pruebas con placas de distintos tamaños.

La prueba de placa presenta varias desventajas; la primera es que solo es utilizable en suelos no estratificados, pues puede pasar, lo que se ve en la fig 3.1, que la zona activa de la placa no toca el estrato inferior en cambio la zona activa del prototipo sí, lo que ocasiona un error considerable en la estimación del asentamiento. Otra desventaja del utilizar pruebas de placa en suelos granulares, aunque estos no estén estratificados, es que como en ellos la presión de confinamiento se incrementa con la profundidad y por lo tanto disminuye la compresibilidad de este con la profundidad, entonces si las dimensiones del prototipo son varias veces mayores que las de la placa, los asentamientos pueden diferir notablemente de los reales.

3.3 Métodos para estimar asentamientos basados en la prueba de penetración estándar

La idea original de relacionar el número de golpes (N), obtenidos de este prueba, con los asentamientos fue propuesta por Terzaghi y Peck; posteriormente esta ha sufrido muchas modificaciones a través de los años, hechas estas por el mismo Peck y varios investigadores más. Las modificaciones esenciales han sido hechas al número de golpes obtenidos en la prueba de penetración, debido a que este número de golpes depende de muchos factores tales como el nivel de aguas,

la presión de confinamiento etc. En los párrafos siguientes se van a explicar los métodos que han sido propuestos para el cálculo de los asentamientos en los suelos granulares, basándose la estimación de estos en la prueba de penetración estándar.

3.3.1 Método de Terzaghi y Peck

El método desarrollado por Terzaghi y Peck no fue obtenido con el fin de calcular asentamientos sino con el fin de determinar la presión admisible en arenas, la cual ellos definen como la presión para la cual se producirá un asentamiento de 2.5 cm; para ello realizaron un gran número de ensayos de placa (1 pie x 1 pie) comparando estos con el número de golpes que obtenían de las distintas pruebas de penetración estándar, en el mismo lugar en el cual se realizaron las pruebas de placa, todo esto lo hicieron en arenas secas o húmedas, pero no en saturadas. De su investigación obtuvieron el gráfico que se ve en la fig 3.2.

Para calcular asentamientos por medio de la fig 3.2 se debe proceder de la siguiente forma: Si se tiene una cimentación de ancho B y el promedio pesado del número de golpes N obtenido de la prueba de penetración estándar, y la presión de contacto neta al nivel de desplante ΔP . Primero se entra a la gráfica de la fig 3.2 con el valor de B hasta tocar la

curva con el número de golpes N que se tenga, con ello se obtiene la presión de contacto admisible ΔPa para que se produzca un asentamiento de 2.5 cm, entonces haciendo una regla de tres:

$$\begin{aligned}\Delta P &= S \\ \Delta Pa &= 2.5\end{aligned}$$

Entonces se tendrá que:

$$S = \frac{\Delta P}{\Delta Pa} 2.5$$

donde S es el asentamiento en centímetros de una cimentación de ancho B . Todo lo anterior es válido solo para arenas secas o húmedas. En el caso de arenas saturadas Terzaghi y Peck dicen que si la relación D_f/B (D_f = Profundidad de desplante de la cimentación) es pequeña, el valor de la presión admisible debe reducirse a la mitad, y si dicha relación es cercana a la unidad se pueden tolerar 2/3 del valor de la presión admisible.

Bazaraa encontró una expresión aproximada con la cual se puede calcular el asentamiento esto con base en las curvas de la fig 3.2, la expresión es la siguiente:

$$S = \frac{3\Delta P}{N} \left(\frac{2B}{B+1} \right)^2$$

La cual es para el caso de arenas secas o húmedas, en caso de saturación se deberá tomar en cuenta la corrección propuesta por Terzaghi.

3.3.1A Modificación de Peck, Hanson y Tornburn

Peck, Hanson y Tornburn se dieron cuenta que en el caso de arenas finas o limos arenosos situados bajo el nivel freático, el número de golpes obtenido de la prueba de penetración estándar era mayor que el que se obtendría si estuvieran secas, debido a la baja permeabilidad de estas, lo cual impide que el agua emigre a través de los huecos al producirse el impacto, para corregir esto ellos propusieron que, para un suelo como el descrito anteriormente, si $N > 15$ se corrija el número de golpes con la relación siguiente:

$$N_c = 15 + \frac{1}{2} (N - 15)$$

También observaron que el nivel de desplante de la cimentación afecta los asentamientos producidos, pues a mayor profundidad son menores estos, para ello propusieron curvas como las que se muestran en la fig 3.3 donde relacionan la presión admisible, ya definida anteriormente, con el ancho de la cimentación y su profundidad de desplante y el número de golpes obtenido de la prueba de penetración estándar; encontrando una curva para cada relación D_f/B , siendo estas curvas válidas para cuando el nivel freático se encuentra a gran profundidad con respecto al nivel de desplante.

También notaron que la profundidad a la cual se encuentra el nivel freático afecta la estimación de los asentamientos y

propusieron el siguiente factor de corrección:

$$c_w = 0.5 + 0.5 \frac{D_w}{D_f + B} \quad \text{para } D_w < D_f + B$$

$$c_w = 1 \quad \text{para } D_w \geq D + B$$

donde D_w es la profundidad a la cual se encuentra el nivel freático. Así tomando en cuenta las correcciones anteriores, y aplicando la ecuación de Bazaraa, la relación para el cálculo de los asentamientos quedará como:

$$S = \frac{c_d}{c_w} \frac{3\Delta P}{N_c} \left[\frac{2B}{B+1} \right]^2$$

donde c_d es el coeficiente de corrección que es función de la profundidad de desplante y posee los siguientes valores:

$$c_d = 1 \quad \text{para } D_f/B = 0$$

$$c_d = 0.75 \quad \text{para } D_f/B = 1$$

también se puede calcular el asentamiento en base a la obtención del valor de la presión admisible de las curvas de la fig 3.3, tomando los valores de la gráfica que corresponda a la relación D_f/B que se tenga y haciendo la corrección del número de golpes para entrar en la gráfica así entonces:

$$S = \frac{2.5}{c_w} \frac{\Delta P}{\Delta P_a}$$

3.3.1B Modificación de Gibbs y Holtz

Gibbs y Holtz notaron que la resistencia a la penetración

está afectada por el esfuerzo efectivo, además de la densidad relativa, entonces propusieron una corrección del número de golpes N obtenido de la prueba de penetración estándar. Esta corrección se hace por medio de la fig 3.4; si llamamos N' al número de golpes corregido entonces N_c quedará como:

$$N_c = 15 + 1/2 (N' - 15) \quad N' > 15$$

esto como ya se dijo antes es válido para arenas finas y limos arenosos situadas bajo el nivel freático, todo lo demás quedará como en la ecuación anterior:

$$S = \frac{c_d}{c_w} \cdot \frac{3\Delta P}{N_c} \left\{ \frac{2B}{B+1} \right\}^2$$

3.3.1C Modificación de Meyerhoff

Meyerhoff encontró que el método propuesto por Terzaghi y Peck, es muy conservador y propuso que la presión admisible obtenida de la fig 3.2 debería ser incrementada en un 50% y que la presencia del nivel freático debería ser despreciada, debido a que su efecto está reflejado en el número de golpes N de la prueba de penetración estándar. Tomando en cuenta lo propuesto por Meyerhof y basándonos en la expresión obtenida por Bazaraa para las curvas de la fig 3.2 entonces tendremos que el asentamiento estará dado por:

$$S = \frac{2\Delta P}{N} \left\{ \frac{2B}{B+1} \right\}^2$$

donde N es igual al medido en la prueba de penetración estándar.

Sin aplicar la fórmula obtenida por Bazaraa, sino utilizando la gráfica de la fig 3.2, la fórmula para calcular el asentamiento tomando en cuenta lo expuesto en esta sección será:

$$S = \frac{2.5}{1.5} \frac{\Delta P}{\Delta P_a}$$

3.3.1D Modificación de Peck

Peck considera válido lo expresado por Meyerhoff, pero propone una corrección por presión efectiva al número de golpes N obtenido de la prueba de penetración estándar, así la expresión para este factor de corrección será la siguiente:

$$c_N = 0.77 \log_{10} \frac{20}{\bar{\sigma}} \quad \bar{\sigma} < 0.25 \text{ ton/pie}^2$$

$$c_N = > \text{graf. fig 3.5} \quad \bar{\sigma} > 0.25 \text{ ton/pie}^2$$

donde $\bar{\sigma}$ es la presión efectiva al nivel donde se efectuó la prueba de penetración estándar; también se debe considerar el factor de corrección c_w encontrado por Peck, Hanson y Tornburn, y para obtener la presión admisible se deberá utilizar la figu 3.3 considerando la relación D_f/B que tenga la cimentación en el campo, y el valor de N corregido por c_N entonces se obtendrá que:

$$S = \frac{2.5}{1.5} \frac{\Delta P}{c_w \Delta P_a}$$

3.3.2 Método de Alpan

Alpan diseñó un procedimiento para el cálculo de asentamientos en arenas haciendo las siguientes hipótesis:

- a) La cimentación es flexible
- b) El suelo de cimentación es homogéneo
- c) El suelo de cimentación es un medio continuo elástico e isotrópico
- d) El rango lineal de una curva de asentamiento se extiende aproximadamente proporcional a su respectiva carga de falla.

Lo anterior se debe a que la base teórica de su procedimiento es teoría elástica.

En el procedimiento se requiere conocer la profundidad de desplante D_f , el peso volumétrico de la arena γ_m , el número de golpes N de la prueba de penetración estándar al nivel de desplante, y la carga total Q que va a transmitir el cimiento cuadrado ($Q = \Delta P \cdot B^2$).

Se calcula la presión efectiva al nivel de desplante, con este dato y el número de golpes N , se obtiene el valor corregido de N' por presión efectiva de la gráfica dada por Gibbs y Holtz (fig 3.4); con el valor de N' se entra en la gráfica de la fig 3.6 y se obtienen los valores de N_γ y N_q .

y ellos se sustituyen en la ecuación de capacidad de carga:

$$q_u = 0.4 B \gamma_m N_\gamma + \gamma_m D_f N_q$$

Si se toma un factor de seguridad F (mínimo 2.5) se tendrá que:

$$\frac{Q}{B^2} = \frac{1}{F} [0.4 B \gamma_m N_\gamma + D_f N_q \gamma_m]$$

Despejando el valor de B de la expresión anterior y evaluando la presión de contacto $q_a = Q/B^2$, con este último valor obtenido se entra en la gráfica de la fig 3.7, se comprueba que la carga esté dentro del rango lineal y se obtiene el valor de α_0 , y de la gráfica 3.8 con el valor de B se obtiene la relación α_B/α_0 de donde se puede despejar que:

$$\alpha_B = \left(\frac{\alpha_B}{\alpha_0} \right) \alpha_0 q_a \quad \text{donde: } S = q_a \alpha_B$$

Alpan da otra relación para el cálculo del asentamiento teniendo la carga Q que va a transmitir la cimentación, conociendo el ancho B de esta y el número de golpes se debe corregir por efecto de la presión efectiva; y los valores de α_0 se obtienen de la fig 3.7, la expresión para calcular el asentamiento es la siguiente:

$$S = \frac{4 \alpha_0 Q}{(B+1)^2}$$

3.3.3 Método de D'Appolonia

D'Appolonia propone una expresión para calcular los asenta-

mientos en suelos granulares, en la cual interviene el valor de E (módulo de Young), el cual él relaciona con el número de golpes N de la prueba de penetración estándar de la siguiente forma:

$$E = 196 + 7.9 N \text{ (ton/pie}^2\text{)} \quad \text{arenas sueltas}$$

$$E = 416 + 10.9 N \text{ (ton/pie}^2\text{)} \quad \text{arenas densas}$$

En estas expresiones D'Appolonia ignora la presencia del nivel freático asumiendo que la presencia de este se refleja en la medición de N . El propone la siguiente expresión para el cálculo de asentamientos.

$$S = \frac{\Delta P B}{M} U_0 U_t$$

donde

$$M = \frac{E}{1-\nu^2} \quad \text{para } \nu = 0.25$$

El valor de M se puede obtener directamente de la gráfica en la fig 3.8, U_0 y U_t son factores en función de la influencia del ancho del cimiento y la profundidad de desplante, así como el espesor H del estrato compresible, estos factores se pueden evaluar por medio de las gráficas de las figs 3.9 y 3.10.

3.3.4 Método de Parry

Parry propuso una expresión semejante a la de D'Appolonia, pero Parry toma en cuenta en su expresión la elevación del

nivel freático con respecto a la profundidad de desplante y establece que para el cálculo de E se debe tomar N como un valor promedio a la profundidad $3/4$ de B y propone para el cálculo de E la siguiente relación:

$$E = 50N \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Parry propone para el cálculo de los asentamientos la expresión siguiente:

$$S = \frac{\Delta P \cdot B}{M} c_d c_w c_t$$

donde

$$M = \frac{E}{1 - \nu^2} \quad \nu = 0.25$$

c_d y c_t son factores adimensionales que dependen del ancho B del cimientto, la profundidad de desplante D_f y el espesor del estrato compresible T, sus valores se pueden obtener de las figs 3.11 y 3.12.

El valor del coeficiente c_w depende de la posición del nivel freático y su valor está dado por las siguientes relaciones:

$$c_w = 1 + \frac{D_w}{D_f + \frac{1}{4} B} \quad \text{para } 0 < D_w < D_f$$

$$c_w = \frac{1 + D_w (2B + D - D_w)}{2B (D + 0.75 B)} \quad \text{para } 0 < (D_w - D_f) < 2B$$

3.4 Métodos para estimar asentamientos basados en la prueba del cono Holandés

La utilización de este ensaye de penetración estática ha sido ampliamente usado en Europa, y el primero en utilizarlo para el cálculo de asentamientos en suelos granulares fue De Beer, aunque el primero en relacionar la resistencia q_c a la penetración con la compresibilidad de las arenas fue Buisman en 1940, para lo cual él expreso que:

$$c = \frac{2}{3} \frac{q_c}{\sigma_0}$$

Varios métodos han sido desarrollados posteriormente del de De Beer, tales como el de Schmertmann, hay otros menos conocidos como el de Webb y el de Thomas los cuales no se mencionarán aquí, también Meyerhof hizo una corrección al método de Buisman-De Beer como se verá en las secciones siguientes.

3.4.1 Método Buisman-De Beer

Este método propuesto por De Beer basado en la expresión obtenida por Buisman para la compresibilidad en arenas, presenta una ventaja que no dan los anteriores y es que considera los distintos estratos en la masa de suelo, la expresión que propone De Beer es la siguiente:

$$s = \sum_0^n \frac{2.3}{c} \log_{10} \left[\frac{\bar{\sigma}_{oi} + \Delta \bar{\sigma}_i}{\bar{\sigma}_{oi}} \right] \Delta H_i$$

Donde ΔH_i es el espesor del estrato i , c es el coeficiente de compresibilidad definido por Buisman, $\bar{\sigma}_{0i}$ es la presión efectiva en el estrato i a la profundidad que fue realizado el ensayo de penetración estática.

En cada estrato se realizan tres ensayos de penetración estática, obteniéndose tres valores de c para cada estrato, un máximo, uno mínimo y uno medio, luego se calcula el asentamiento promedio y el rango de variación para cada estrato. De Beer recomienda que los valores de $\Delta \bar{\sigma}_i$ (incremento de esfuerzos efectivos) se obtengan a partir de la distribución de esfuerzos propuesta por Boussinesq.

3.4.1A Modificación de Meyerhof

Meyerhof propuso una modificación al valor de c propuesto por Buisman, basándose en los datos dados por De Beer (ref 12) al comparar los asentamientos medidos con los predichos con su método, así entonces Meyerhof propuso la expresión siguiente para el cálculo de c :

$$c = 1.9 \frac{q_c}{\bar{\sigma}_0}$$

3.4.2 Método de Schmertmann

Schmertmann haciendo estudios en modelos elásticos, tomando resultados de mediciones de campo, y empleando el método del elemento finito para realizar simulaciones por medio

de la computadora; encontró que las deformaciones en una masa de suelo granular no iban disminuyendo con la profundidad, sino que a una determinada profundidad se producía la deformación unitaria vertical máxima, no como se pensaba antes, que esta ocurría inmediatamente debajo del nivel de desplante de la cimentación.

El encontró que la profundidad a la que ocurre esta deformación es aproximadamente $0.5B$, variando hacia arriba o hacia abajo según la densidad relativa de la masa de suelo, así entre más suelta esta profundidad será más abajo, si es densa la deformación unitaria máxima estará más arriba y la distribución de las deformaciones unitarias con la profundidad será un poco más uniforme; en la fig 3.13a) se puede observar esto claramente. También notó que dentro de una profundidad de $4r$ ocurren aproximadamente el 90% de todas las deformaciones.

Con base en lo anterior propuso una distribución del factor de influencia de deformación I_z como la de la fig 3.13b) ($2B-0.6$) la cual es una envolvente de las curvas de influencia de deformación que él encontró analítica y experimentalmente.

También él propuso cambios a lo propuesto por Buismann con

respecto al coeficiente de compresibilidad. Así Schmertmann propuso calcular el módulo de Young E_s correlacionando el valor de este con la resistencia q_c a la penetración obtenida de una prueba con el cono Holandés, así él propuso la relación siguiente:

$$E = 2q_c$$

La cual es más conservadora que la propuesta por Buismann. La fórmula que él propone para el cálculo de asentamientos es la siguiente:

$$S = c_1 c_2 \Delta P \sum_0^{2B} \left(\frac{I_z}{E_s} \right) \Delta H$$

donde c_1 es un factor de sobrecarga que depende de la profundidad a la cual se encuentre desplantada la cimentación así entonces:

$$c_1 = 1 - 0.5 \left(\frac{\bar{\sigma}_0}{\Delta P} \right)$$

$\bar{\sigma}_0$ = esfuerzo efectivo a la profundidad de desplante

c_2 es un factor que toma en cuenta la influencia del tiempo, que como ya se mencionó, en la segunda sección del trabajo, en arenas también hay un fenómeno de deformación con el tiempo, así este factor estará dado por:

$$c_2 = 1 + 0.2 \log \left(\frac{t}{0.1} \right) \quad t = \text{tiempo en años}$$

I_z es el valor del factor de influencia en la parte media

del estrato considerado, y ΔH es el espesor de dicho estrato.

Como se ve este método también presenta la ventaja de poderse utilizar en suelos estratificados o en suelos homogéneos suponiendo un número suficiente de estratos para obtener una mayor aproximación en el cálculo.

3.5 Métodos para estimar asentamientos basados en pruebas de laboratorio

Estos métodos son bastante criticables, a pesar de ser los más racionales; pero el problema que es más vulnerable a las críticas, es el relacionado con el muestreo, debido a la gran dificultad existente para extraer muestras inalteradas; aunque se han desarrollado métodos muy ingeniosos, tal como el de congelar el suelo para extraer ejemplares inalterados, pero sabemos que el agua se expande al congelarse, y las muestras obtenidas tendrán una mayor densidad relativa. Así entonces para la utilización de estos métodos se tienen que reconstruir las muestras en el laboratorio y realizar las pruebas que el método recomienda para evaluar los parámetros. Algunos métodos recomiendan usar triaxiales y otras pruebas de compresión isotrópica.

Para todos los métodos basados en pruebas de laboratorio se necesita realizar un sondeo auxiliar de penetración es-

tándar para poder determinar la densidad relativa *in situ* y así después poder reproducirla en el laboratorio.

3.5.1 Método de trayectoria de esfuerzos (Lambe)

El método propuesto por Lambe es muy sencillo en su base racional, la cual consiste en simular el estado de esfuerzos, al cual se va a someter el suelo en el campo, por medio de pruebas triaxiales. Para ello introduce el concepto de trayectoria de esfuerzos; lo cual consiste en representar sobre un mismo diagrama los resultados de diversas pruebas; en la fig 3.14 se puede observar en la parte a) los círculos de Mohr obtenidos de una triaxial donde se mantuvo σ_3 constante y se fue incrementando σ_1 , en la parte b) se puede ver la trayectoria de esfuerzos para dicha prueba, se puede ver que se grafica p-q estos puntos p y q que nos representan la parte más alta del círculo de Mohr, se pueden evaluar de la siguiente manera:

$$p = \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2}$$

$$q = \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2}$$

donde σ_v y σ_h son los esfuerzos efectivos vertical y horizontal respectivamente, como vemos en este método es necesario estimar K_0 , conocido como coeficiente de presión lateral en reposo y Lambe propone que en arenas K_0 varía entre 0.4 y 0.5.

El procedimiento propuesto por Lambe para estimar los asentamientos es el siguiente:

- a) Elegir varios puntos bajo el nivel de desplante de la cimentación, en caso de suelo estratificado elegir el centro de cada estrato, o si se quiere mayor precisión elegir varios puntos por estrato (debe tenerse en cuenta que cada punto que se elija implica realizar una prueba triaxial) (fig 3.15).
- b) Estimar en cada punto la trayectoria de esfuerzos para la carga aplicada por la cimentación, tal como se ve en la fig 3.16, también si se realiza una excavación se hace la trayectoria de esfuerzos para la descarga y después partiendo del último punto (p-q) de la descarga, se traza la trayectoria de esfuerzos para la carga.
- c) Se realizan las pruebas triaxiales en el laboratorio para los especímenes reconstruidos representativos de cada punto, siguiendo la trayectoria de esfuerzos respectiva.
- d) Las deformaciones unitarias medidas en las pruebas anteriores se grafican como se ve en la fig 3.17, el área de esta gráfica será el asentamiento total bajo el punto estudiado de la cimentación.

Este método presenta la ventaja de que se puede estudiar cualquier punto de la cimentación pudiendo calcular asentamientos diferenciales, en la fig 3.17 se puede ver como varían las deformaciones unitarias con la profundidad y se puede observar claramente que esto se asemeja mucho con lo estudiado por Schmertmann.

De este método otra cosa que puede ser criticable, además de la reconstrucción de los especímenes en el laboratorio, es la evaluación de K_0 pues realmente no se puede saber qué valor tiene en un momento dado.

3.5.2 Método de Zeevaert

El método se basa en datos obtenidos de pruebas de compresión isotrópica para definir el valor de M_z en función de la presión de confinamiento; el procedimiento de la prueba consiste en realizar varios incrementos de la presión isotrópica y calcular para cada incremento el valor de M_z , estando los incrementos dentro del rango de esfuerzos al cual se va a trabajar. Así entonces se procederá de la manera siguiente:

$$\text{1er. incremento} \quad \sigma_{c1} \rightarrow \Delta\sigma_{c1} \rightarrow \frac{\Delta\sigma_{c1}}{\Delta\epsilon_1} = M_1$$

$$\text{2o. incremento} \quad \sigma_{c1} + \Delta\sigma_{c1} \rightarrow \Delta\sigma_{c2} \rightarrow \frac{\Delta\sigma_{c2}}{\Delta\epsilon_2} = M_2$$

Con esto se puede calcular n y c_o que son las constantes ya definidos anteriormente.

$$n = - \frac{\log \frac{M_2}{M_1}}{\log \frac{\sigma_{c2}}{\sigma_{c1}}}$$

$$c_o = \frac{M_1}{\sigma_{c1}^{-n}}$$

El procedimiento para el cálculo de los asentamientos es el siguiente:

- a) El área cargada se divide en N áreas iguales, como se ve en la fig 3.19a)
- b) Se divide en estratos la masa de suelo debajo de la cimentación.
- c) Por medio de la aplicación de la teoría de Fröhlich, con una carta de influencia de esfuerzos para $\chi = 4$, se evalúan los factores de influencia de cada una de las áreas cargadas sobre sí mismas y sobre las demás, en los puntos en el centro de cada estrato escogido situados bajo el centro de las áreas cargadas como se ve en la fig 3.19b).

De lo anterior se forma una matriz llamada de Influencia por cada área cargada, estas matrices de influencia nos repre-

sentan el incremento de esfuerzos en la masa de suelo por incremento de una carga unitaria en una de las áreas cargadas, así entonces tendremos N matrices donde N es el número de áreas cargadas de $N \times T$, donde T es el número de estratos, a esta matriz se le simbolizará de ahora en adelante como:

$$[I_{ij}]^N$$

- d) Se calcula la presión de confinamiento inicial al centro de cada estrato de la manera siguiente:

$$|\sigma_{oc_i}| = \frac{1}{3} (1 + 2 K_o) |\sigma_{oi}|$$

donde $|\sigma_{oc_i}|$ es la matriz de presiones de confinamiento iniciales, K_o es la relación entre la presión vertical y la horizontal, y $|\sigma_{oi}|$ son los esfuerzos efectivos verticales iniciales; Zeevaert considera que para arenas 0.4 puede tomarse como un valor promedio de K_o .

- e) Se multiplica cada una de las matrices de influencia traspuestas por la matriz de incremento de esfuerzos de cada área:

$$|\Delta\sigma_i|^N = [I_{ij}]^N{}^T |\Delta q_i|$$

obteniéndose la matriz de incrementos de esfuerzo en el centro de los estratos bajo el centro del área

cargada a la cual corresponda la matriz de influencia, con todas las matrices de incremento de esfuerzo se puede formar una matriz total de incrementos de esfuerzo:

$$[\Delta\sigma_{ij}]$$

- f) Multiplicando la matriz que se obtuvo de incremento de esfuerzo por $1/3 (1+2 K_o)$ se obtendrá la matriz de incremento de esfuerzos de confinamiento.

$$[\Delta\sigma_{1ci}] = \frac{1}{3} (1+2 K_o) [\Delta\sigma_{ij}]$$

Con base en esta matriz se podrá calcular un valor de M_z para cada punto, pero para facilitar el cálculo es mejor nada más trabajar con los valores de $\Delta\sigma_{1c}$ bajo el área cargada central.

- g) Se procede a calcular los valores de M_z para cada estrato así entonces se le llama σ_{0ci} a los valores de la presión de confinamiento inicial y σ_{1ci} a los valores de la presión de confinamiento final, así entonces se tendrá que:

$$|\sigma_{1ci}| = |\sigma_{0ci}| + \frac{1}{2} |\Delta\sigma_{1ci}|$$

entonces

$$M_{zi} = c_o \frac{\sigma_{1ci}^{1-n} - \sigma_{0ci}^{1-n}}{(1-n) (\sigma_{1ci} - \sigma_{0ci})}$$

y

$$\alpha_i = M_{zi} d_i$$

donde d_i es el espesor del estrato i .

- h) Finalmente se multiplica la matriz de incremento de esfuerzo traspuesta por la matriz de α obteniéndose así los asentamientos bajo el centro de las áreas cargadas.

$$|S_i| = [\Delta\sigma_i]^T |\alpha_i|$$

Claramente se ve la ventaja de este método con el cual se pueden calcular rápidamente los asentamientos diferenciales de una manera sencilla.

Lo único criticable en este método, además de lo ya comentado anteriormente, es que se basa en pruebas de compresión isotrópica en las cuales no se permite la deformación lateral y ya se ha visto aquí la importancia de dichas deformaciones en la deformación vertical.

3.5.3 Método de Gutiérrez

Este método se basa en la realización de tres pruebas triaxiales de compresión en especímenes reconstruidos, una para el material en estado suelto, otra en estado medio y una última para estado compacto; en cada una de las tres pruebas se in-

crementará dos veces la presión de confinamiento calculando el módulo secante para cada una de ellas así entonces se tendrá:

Estado suelto: e_s

$$\sigma_{c1} \rightarrow MS_{1s} \rightarrow MS_{1s} = a_{0s} \sigma_{c1}^{a_{1s}}$$

$$\sigma_{c2} \rightarrow MS_{2s} \rightarrow MS_{2s} = a_{0s} \sigma_{c2}^{a_{1s}}$$

Estado medio: e_M

$$\sigma_{c1} \rightarrow MS_{1M} \rightarrow MS_{1M} = a_{0M} \sigma_{c1}^{a_{1M}}$$

$$\sigma_{c2} \rightarrow MS_{2M} \rightarrow MS_{2M} = a_{0M} \sigma_{c2}^{a_{1M}}$$

Estado compacto: e_c

$$\sigma_{c1} \rightarrow MS_{1c} \rightarrow MS_{1c} = a_{0c} \sigma_{c1}^{a_{1c}}$$

$$\sigma_{c2} \rightarrow MS_{2c} \rightarrow MS_{2c} = a_{0c} \sigma_{c2}^{a_{1c}}$$

donde:

$$\sigma_{ci} = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3}$$

Como se puede ver, para cada relación de vacíos inicial se tiene un sistema de 2 ecuaciones con dos incógnitas, así para cada relación de vacíos se tendrá un valor para a_0 y a_1 , ahora bien Gutiérrez (ref 9) define los valores de a_0 y a_1

en función de la relación de vacíos inicial:

$$\begin{aligned} a_0 &= b_1 e_m - b_2 e_m^2 + b_3 e_m^3 \\ a_1 &= c_1 e_m - b_2 e_m^2 + c_3 e_m^3 \end{aligned} \quad (3.1)$$

donde

$$e_m = (e - 0.58)$$

Entonces si sustituimos los valores de a_0 , a_1 y e en las ecuaciones anteriores se tendrá:

$$a_{0s} = b_1 e_{ms} + b_2 e_{ms}^2 + b_3 e_{ms}^3$$

$$a_{0M} = b_1 e_{mM} + b_2 e_{mM}^2 + b_3 e_{mM}^3$$

$$a_{0c} = b_1 e_{mc} + b_2 e_{mc}^2 + b_3 e_{mc}^3$$

$$a_{1s} = c_1 e_{ms} + c_2 e_{ms}^2 + c_3 e_{ms}^3$$

$$a_{1M} = c_1 e_{mM} + c_2 e_{mM}^2 + c_3 e_{mM}^3$$

$$a_{1c} = c_1 e_{mc} + c_2 e_{mc}^2 + c_3 e_{mc}^3$$

se obtienen dos sistemas de tres ecuaciones con tres incógnitas donde los valores de b y c son constantes, resolviendo se encontrarán los valores de dichas constantes con lo que se podrá calcular el valor de MS para cualquier confinamiento y relación de vacíos inicial, siempre y cuando se trate del mismo material.

El procedimiento para calcular los asentamientos es el siguiente:

- a) Se divide la masa de suelo bajo la cimentación en estratos dependiendo estos de la homogeneidad con respecto a la relación de vacíos inicial de cada estrato (estimada de los datos de penetración estándar).
- b) Se calculan los esfuerzos efectivos verticales iniciales en los puntos medios de cada estrato, y con ellos se calcula la presión de confinamiento inicial con la siguiente relación:

$$\bar{\sigma}_{c0} = \bar{\sigma}_0 \frac{(1 + 2 K_0)}{3}$$

- c) Se calculan los incrementos de esfuerzo en el centro de cada estrato considerado, por medio de la teoría de Fröhlich con $\chi = 4$; y con los incrementos se calcula el incremento de la presión de confinamiento.

$$\Delta\sigma_{c1} = \Delta\sigma_1 \left(\frac{1 + 2 K_0}{3} \right) \quad \Delta\sigma_1 = \text{incremento de esfuerzos verticales}$$

y

$$\sigma_{c1} = \bar{\sigma}_{c0} + \Delta\sigma_{c1}$$

- d) Se calculan las constantes a_0 y a_1 , con la relación de vacíos media para cada estrato, por medio de las relaciones 3.1.

- e) Se calcula el módulo secante para el intervalo de esfuerzos, que corresponda a cada punto medio de los estratos estimados, con la relación siguiente:

$$\overline{MS} = \frac{a_0}{a_{1+1}} [\sigma_{c1}^{a_{1+1}} - \sigma_{c0}^{a_{1+1}}]$$

- f) Se calculan los asentamientos en cada estrato de la forma siguiente:

$$S = \frac{1}{\overline{MS}} d \Delta \sigma_1 \quad d = \text{espesor del estrato}$$

La suma de los asentamientos de cada estrato nos dará el asentamiento total bajo el punto considerado.

3.6 Método del elemento finito

Este método fue desarrollado originalmente para el análisis elástico de estructuras, por la industria aeronáutica; posteriormente ha tenido un desarrollo en las demás ramas de la ingeniería, debido a la facilidad con que se adopta este método a la computadora; lo que permite realizar por medio de ella simulaciones de lo que puede pasar en el campo bajo unas ciertas condiciones dadas.

Este método presenta la ventaja de que con él se puede analizar la masa de suelo bajo la cimentación aunque la estrati

grafía de este tenga formas geométricas caprichosas, además nos permite conocer el comportamiento de cualquier punto dentro de la masa de suelo. Para el análisis de asentamientos granulares ha tenido su mayor aplicación en los enrocamientos.

El concepto básico del método de elemento finito es la idealización de un continuo elástico como un ensamble de elementos discretos conocidos como elementos finitos; para el análisis de esfuerzo-deformación en un problema de suelos Clough y Richard (ref 17) recomiendan el uso de elementos triangulares planos para la idealización.

Se asume que las deformaciones dentro de cada elemento varían linealmente en las direcciones vertical y horizontal, con base en esta asunción es posible calcular las propiedades de rigidez de los elementos (relaciones fuerza-deformación en los nodos), finalmente, las rigideces del ensamble estructural completo es obtenida por la superposición de los coeficientes de rigidez apropiados de los elementos individuales conectados a cada punto nodal.

Si el vector de todos los desplazamientos de los puntos nodales es designado como $\{\delta\}$, el vector correspondiente de la fuerza nodal es $\{R\}$ y la matriz de rigidez de la estructura es $[K]$ (la cual es obtenida de la superposición de

rigideces de los elementos finitos) se puede expresar que:

$$\{\delta\} = [K]^{-1} \{R\}$$

El orden de estas matrices es de $2N$, donde N es el número de puntos nodales, y para cada nodo se pueden encontrar los desplazamientos vertical y horizontal en el plano escogido.

Para una mejor comprensión de los mencionado antes, se ponen a continuación los pasos para realizar el análisis con elemento finito:

- a) Dividir el medio en elementos finitos, en el caso de un medio estratificado nunca deberá estar un elemento en dos o más estratos al mismo tiempo. El número de elementos en el cual se va a dividir al medio dependerá de la capacidad de la computadora que se utilice para el análisis, claro que entre mayor número de elementos mayor aproximación.
- b) Se evalúa para cada elemento la matriz de rigideces, la cual depende solo de la geometría del elemento finito, y de los parámetros elásticos del material que lo compone, y se obtiene una matriz cuadrada de un orden igual al número de grados de libertad que existen en el elemento.

- c) Se ensambla la matriz de rigideces $[K]$ de toda la estructura.
- d) Se establecen la matriz $\{R\}$ y la matriz $\{\delta\}$; al establecer la matriz $\{R\}$ se deben despreciar las fuerzas de cuerpo, esto último es con el fin de evitar que en los desplazamientos calculados se incluya el debido al peso propio del material.
- e) Se establece y se resuelve, el sistema de ecuaciones, encontrándose los desplazamientos en cada punto nodal.

A pesar de las grandes ventajas que presenta el método, también tiene sus limitaciones como son que el método está desarrollado para el análisis lineal, y los suelos tienen un comportamiento no lineal, como ya se ha visto a lo largo de este trabajo, por lo que el método está limitado al rango lineal de esfuerzo deformación, aunque se ha recurrido a realizar iteracciones para corregir los parámetros elásticos a cada nivel de esfuerzos; en la ref 18 se puede obtener mayor información al respecto; y se ha obtenido con este procedimiento en materiales no lineales que las predicciones están muy aproximadas a las mediciones de campo, la desventaja de las iteracciones es la gran cantidad de tiempo máquina que se ocupa para ello, lo cual incrementa grandemente el costo del análisis.

Otra limitación importante es que el método está sujeto a errores considerables, si se alcanzan niveles de esfuerzo por encima del esfuerzo máximo de la curva esfuerzo-de formación.

También se puede considerar como limitante de este método las limitaciones que tenga el método por el cual se hayan obtenidos los parámetros elásticos utilizados para el cálculo de las matrices de rigidez.

3.7. Comparación de las estimaciones de asentamientos con mediciones de campo

D'Appolonia (ref 19) realizó algunos estudios acerca de la aproximación de algunos de los métodos para estimar asentamientos con las mediciones de campo, él realizó este estudio en cimentaciones sobre dunas formadas por arenas cuarzosas, mal graduadas, con granos de angulosos a subangulosos, con una densidad relativa promedio de un 75%, los resultados de este estudio se encuentran resumidos en la tabla 3.1.

En la tabla se puede observar en una columna el valor medio de la relación del asentamiento estimado (S_p) entre el medido (S_m), y la desviación estándar, rápidamente se puede apreciar lo sobrestimado de los valores obtenidos por el

método de Terzaghi y Peck, y que el método de Meyerhof con la corrección de Gibbs y Holtz al número de golpes resultó el más aproximado; el método de Terzaghi y Peck sin considerar el nivel de agua dio una mayor aproximación que aquel en el cual si se tomó en cuenta.

El método de trayectoria de esfuerzos (Lambe) resultó, a pesar de dar una subestimación, bastante aproximado al valor real, aunque quizás si se hubieran tomado un mayor número de puntos bajo la cimentación estudiada hubiera dado una mayor aproximación. En realidad para comparar la efectividad del método recomendado por Lambe habría que medir la deformación unitaria a las profundidades para las cuales se realizaron las pruebas triaxiales.

La prueba de placa fue la que dio una subestimación bastante grande por lo cual no es muy recomendable su uso.

Del estudio anterior D'Appolonia sacó las siguientes conclusiones:

- a) La predicción de asentamientos, basada en la prueba de penetración estándar sin corregir, está sobrestimada por lo cual sus resultados pueden ser usados con confianza.
- b) Cuando la prueba de penetración estándar es

corregida por sobrecarga, el método de Meyerhof predice el asentamiento con bastante aproximación.

- c) Los resultados de la prueba de placa deben ser interpretados cuidadosamente, pues sus valores son subestimados.
- d) El método de trayectoria de esfuerzos da valores muy aproximados de los asentamientos, tendiendo estos a ser subestimados.

Schmertmann (ref 14) comparó los resultados de los asentamientos medidos, en varias cimentaciones de distintos lugares, con los estimados por su método, el de De Beer-Buisman, y la modificación al anterior dada por Meyerhof. Los resultados se pueden ver en la tabla 3.2 (para mayor información acerca de las cimentaciones de la tabla ver ref 14) y sacó en conclusión que el asentamiento de pequeñas cimentaciones se sobrestima y para cimentaciones grandes se subestima, en lo que respecta a la modificación de Meyerhof; también concluye que el método de Buisman-De Beer es bastante conservador, la relación entre los asentamientos estimados y los medidos es aproximadamente 2; y a su método lo coloca con una aproximación semejante a la modificación de Meyerhof, aunque el suyo es más conservador.

Es de llamar la atención en los datos de la tabla 3.2, la

gran diferencia entre los resultados obtenidos por los tres métodos, y que no hay congruencia siquiera entre ellos pues de pronto el que da mayor asentamiento es el de De Beer y en otra cimentación es el que da el menor valor y el mayor es el dado por el método de Meyerhof.

4. COMENTARIOS

A través del trabajo se va uno dando cuenta de lo que se dijo en la introducción del mismo, "no se ha resuelto satisfactoriamente el problema de la compresibilidad de suelos granulares", ni en pruebas controladas y menos en el campo; que el problema se ha tratado de solucionar con base en procedimientos rudimentarios, y lo más curioso es que todos los autores hablan de la deformación y los factores que la afectan pero casi nadie habla, en la bibliografía consultada por el autor, acerca de la enorme importancia de los esfuerzos cortantes en el fenómeno de deformación de los suelos granulares; por ejemplo en su artículo Schmertmann (ref 14) habla de la variación de la deformación unitaria con la profundidad, pero en ningún momento menciona que en la zona de deformación máxima lo que puede estar ocurriendo es que en ella se están

generando los mayores esfuerzos cortantes. Un investigador japonés estudiando muestras en pruebas triaxiales, formadas estas por suelos granulares, encontró que, después de cargar las muestras, había una disminución mayor de la relación de vacíos en la zona donde se inducía el mayor esfuerzo cortante, que en las demás zonas de la muestra; lo que indica claramente la importancia de los esfuerzos cortantes en la compresibilidad de los suelos granulares.

La mayoría de las investigaciones han sido encausadas hacia el comportamiento en pruebas isotrópicas o confinadas, pero nadie ha encontrado la forma de separar la componente isotrópica de la distorsional en la prueba triaxial, lo cual es muy importante para comprender mejor el comportamiento de los suelos granulares. En la forma de pensar del autor, el día que se encuentre el comportamiento del suelo bajo esfuerzo cortante puro se habrá solucionado el problema de la compresibilidad de los suelos granulares.

En lo que respecta al cálculo de asentamientos se vio que la mayoría de los métodos están basados en correlaciones empíricas, y estos no tienen ninguna base teórica, por lo que son muy criticables, además estas correlaciones la mayoría están realizadas para su utilización en teoría lineal, otro concepto erróneo tratándose de suelos. Aparte de lo

mencionado antes estos métodos están desarrollados para un cierto tipo de suelos granulares, pero se ha llegado al extremo de utilizarse en un suelo que no tiene nada que ver con aquel para el cual se realizó la investigación para correlacionar, ya sea el número de golpes de la prueba de penetración estándar o la resistencia del cono holandés con el cálculo de asentamientos esperados, y ya se vio al principio de este trabajo que no se pueden comparar las propiedades de compresibilidad de dos suelos con distinta composición mineralógica, distinta forma de grano, estructura distinta, distintas condiciones de confinamiento etc., punto el cual no aclaran los autores al presentar los métodos que proponen, Terzaghi y Peck son los únicos que si toman en cuenta lo anterior, y recomiendan que su método empírico debe ser checado con la experiencia local y ser modificado si es necesario.

O sea que no es que los métodos empíricos sean malos sino es mala la forma de utilizarlos indiscriminadamente en cualquier suelo, y se llega al extremo de que si alguien hace una modificación y reporta que al utilizarlo le dio muy buenos resultados, la mayoría de los ingenieros empieza aplicarlo sin ponerse a pensar en que tipo de suelo dio buenos resultados.

Así por ejemplo en la sección 2.7 se presenta la investiga-

ción de D'Appolonia, según la cual el método de Meyerhof con la modificación de Gibbs y Holtz da una muy buena aproximación, pero se aclara que la investigación se llevó a cabo en arenas densas, y según Zolkov y Wiseman (ref 20) la presencia del nivel freático se debe despreciar en suelos densos y es muy importante considerar la corrección por sobrecarga dada por Gibbs y Holtz, o sea que hay que adecuar el método empírico a las condiciones del suelo granular en el cual se está trabajando.

De todos los métodos para el cálculo de asentamientos comentados aquí, que se basen en ensayos de campo, el que tiene el fundamento más racional es el método de Schmertmann el cual consideró muchas condiciones para desarrollarlo, y consideró que es entre los demás métodos de este tipo el más versátil y que se puede usar en gran variedad de suelos granulares.

Pero entre todos los métodos mencionados el que se puede considerar tiene fundamentos más racionales es el de trayectoria de esfuerzos y según parece da muy buenos resultados.

De los métodos basados en pruebas de laboratorio el de Zeevaert puede ser cuestionado únicamente en el aspecto de

que se basa en una prueba de compresión isotrópica por lo demás se puede considerar como aceptable, el método de Gutiérrez es bueno pero no se han hecho estudios acerca de su efectividad. Claro que todos los métodos basados en pruebas de laboratorio son criticables en el aspecto de la reconstrucción de las muestras.

Al método del elemento finito debe considerársele como una poderosa herramienta matemática para la solución de problemas de asentamiento en suelos granulares y la precisión de los resultados obtenidos por este método dependerán grandemente de los avances teóricos en el problema de la compresibilidad de dichos suelos, el problema hasta la fecha por lo cual no se puede utilizar este método a su máxima capacidad es el gran atraso que existe en la solución teórica del problema, sin embargo, puede considerarse que en el futuro este método será casi indispensable para la solución de problemas de asentamiento, pues la precisión del método depende como ya se dijo antes de los datos con los cuales se le alimenta.

Una pregunta final que se puede hacer uno es: ¿Cuál de todos los métodos es el mejor?, esta pregunta solo se puede contestar de una manera, el escoger el método que mejor resultado puede dar depende de el tipo de suelo, la preci

sión que se quiera obtener, disponibilidad de equipo de campo, número de pruebas de laboratorio que se puedan hacer, de la estratigrafía, etc.

Así por ejemplo si se quiere obtener un valor aproximado del asentamiento y que este sea conservador es indiscutible que el método a escoger sería el de Terzaghi y Peck sin correcciones si se dispone de un penetrómetro estándar, si se dispone de un cono holandés sería recomendable usar el de De Beer y Buisman.

Si se desea una buena aproximación y no se desean realizar pruebas de laboratorio, sería el más recomendable el método de Schmertmann; ahora bien, también se puede utilizar cualquiera de los otros métodos existentes, siempre y cuando se tenga bastante información del método escogido acerca de que si ha dado buenos resultados en el tipo de suelo en estudio, bajo condiciones muy semejantes; por ejemplo, si el suelo en estudio fuera una arena densa, se podría utilizar el método de Meyerhof con la corrección de Gibbs y Holtz.

Ahora bien, si se tiene un suelo granular estratificado y se tiene un amplio programa de pruebas triaxiales, el método más recomendable sería el de trayectoria de esfuerzo, o

si el programa está limitado a una sola prueba por estrato, el más recomendable sería el de Zeevaert.

Si se tiene un estrato de gran potencia de un mismo material pero con gran variedad de relaciones de vacíos con la profundidad, y se desean realizar muy pocas pruebas de laboratorio el más viable a utilizar sería el método de Gutiérrez.

Si se tiene una estratigrafía muy caprichosa y se desea una gran precisión en los cálculos de los asentamientos diferenciales el método más recomendable sería el del elemento finito.

Como un último comentario el autor solo quiere mencionar el hecho, de que hace falta todavía llevar a cabo mucha investigación en este campo de los suelos granulares, para proveer a los ingenieros de mejores armas para la solución satisfactoria de los problemas que se presentan en la ingeniería práctica.

5. REFERENCIAS

1. Lambe, T W. y Whitman, R. V. (trad: Jiménez Salas, J. A. y Rodríguez, J. M.) "Mecánica de suelos", Limusa-Wiley, México, D. F., 1972
2. Marsal, R. J., "A statistical model of granular materials", Contribution and discussions on mechanical properties of rockfill and gravel materials", VI International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Specialty Session No 13, publicación del Instituto de Ingeniería, UNAM, El, México, D. F. agosto 1969
3. Harr, M. E. "Mechanics of particulate media", Mc Graw Hill Book Inc. 1977
4. Schultze, E. y Moussa, A., "Factors affecting the compressibility of sand", Procs. V International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol 1, París, 1961, p 335

5. Marsal, R. J., "Resistencia y compresibilidad de enrocamientos y gravas", Instituto de Ingeniería, UNAM, No 306, México, D. F., agosto 1972
6. Jakobson, B., "Some fundamental properties of sand", Procs., IV International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol 1, London, 1957, p 167
7. Zeevaert, L., "Foundation engineering for difficult subsoil conditions", Van Nostrand Reinhold Company, New York, 1973
8. Bowles, J. E., "Physical and geotechnical properties of soil", Mc Graw Hill Book Co, New York, 1979
9. Gutiérrez, M., "Aproximación analítica de curvas esfuerzo-deformación en arenas". Tesis para obtener el grado de maestro en Ingeniería, UNAM, México, D. F., Mar 1980
10. Bowles, J. E., "Foundation Analysis and design", second edition, Mc Graw-Hill Kogakusa, LTD., Tokyo, 1977
11. Terzaghi, K. y Peck, R. B., (Trad: Moreto, O.) "Mecánica de suelo en la Ingeniería Práctica", segunda edición. Editorial el Ateneo, Buenos Aire, 1973
12. De Beer, E. y Marterns, A., "Method of Computation of an upper limit for the influence of the heterogeneity of sand layers on the settlements of bridges", Procs, IV International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol 1, London, 1957, p 275
13. Winterkorn, H.F. Y Fang, H. (editores) "Foundation Engineering Handbook", Van Nostrand Reinhold Co, New York, 1974

14. Schmertmann, J. H., "Static cone to compute static settlements over sand", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol 96, SM3, May 1970, p 1011
15. Alpan, I. "Estimating the settlements of foundation of sands", Civil Engineering and Publics Works Review, Vol 59, Nov 1964, p 1415
16. Uzomaka, O. J., "A review of most recent theories for estimating settlements of foundations on cohesionless soils", Civil Engineering and Publics Works Review, Vol 62, Sep 1967, p 999
17. Clough, R. W. y Woodward, R. J. III. "Analysis of embankment stresses and deformations", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol 93, SM4, Jul 1967, p 529
18. Girjavallabhan, C. V. y Reese, L. C., "Finite-element method for problems in soil mechanics", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol 94, SM2, Mar 1968, p 473
19. D'Appolonia, J. D., D'Appolonia, E. D. y Brissette, R.F., "Settlements of spread footings on sand", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, V-1 94, SM3, May 1968, p 735
20. Zolkov, E. y Wiseman, G., "Engineering properties of dune and beach sands and the influence of stress history", Proc, VI International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol 1, Montreal, 1965, p 134

21. Lambe, T. W., "Methods of estimating settlement", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol 90, SM5, Sep 1964, p 43
22. Schultze, E. y Melzer, K. J., "The determination of the density and the modulus of compressibility of non-cohesive soils by soundings", Procs., VI International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol 1, Montreal, p 354
23. Webb, D. L. y Melvill, A. L., Discusión "Static cone to compute static settlement over sand", Journal of the soil mechanics and foundation division, ASCE, Vol 97, SM3, Mar 1971, p 587
24. De Beer, E., "Settlement records on bridges founded on sand", Proc II International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Vol 2, Rotterdam, 1948, p 111
25. Sowers, G. B. y Sowers, G. F. (Trad. Menéndez, J.) "Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones", editorial Limusa, S. A., México, D. F., 1975
26. Juárez B., E. y Rico R., A., "Mecánica de Suelos", Tomo I, tercera edición. Editorial Limusa, México, D. F., 1975
27. Juárez B., E. y Rico R., A. "Mecánica de suelos", Tomo II, Editorial Limusa, México, D. F., 1975
28. Zeevaert, L., "Apuntes del curso de cimentaciones I", impartido en la DEPMI de la UNAM, 1er. semestre 1980.
29. Cruz, B., "Estudio crítico del cálculo de asentamientos", Trabajo de examen, para aspirar al grado de Maestro en Ingeniería, UNAM, sep 1979

30. Chaplin, T. K., "Compressibility of sands and settlements of model footings and piles in sand", Procs., V International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol 2; París, 1961, pp 33
31. Meigh, A. C. y Nixon, I. K., "Comparison in situ test for granular soils", Procs., V International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol 1, París, 1961, p 499
32. Schultze, E. y Mensenbach, E., "Standard penetration test and compressibility of soils", Procs., V International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol 1, París, 1961, p 527
33. Peck, R., Hanson y Tornburn, "Foundation engineering", Wiley and Sons, Inc., New York, 1952

6. FIGURAS Y TABLAS

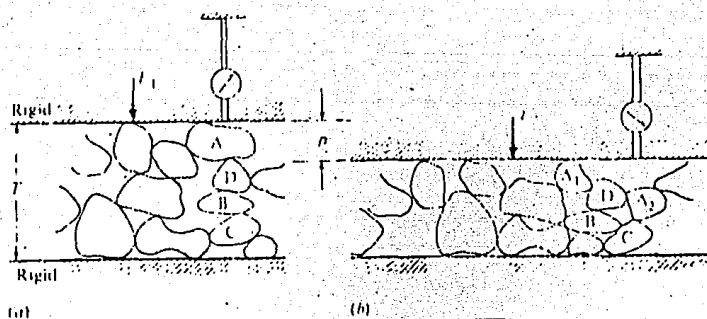


Fig. 2.1

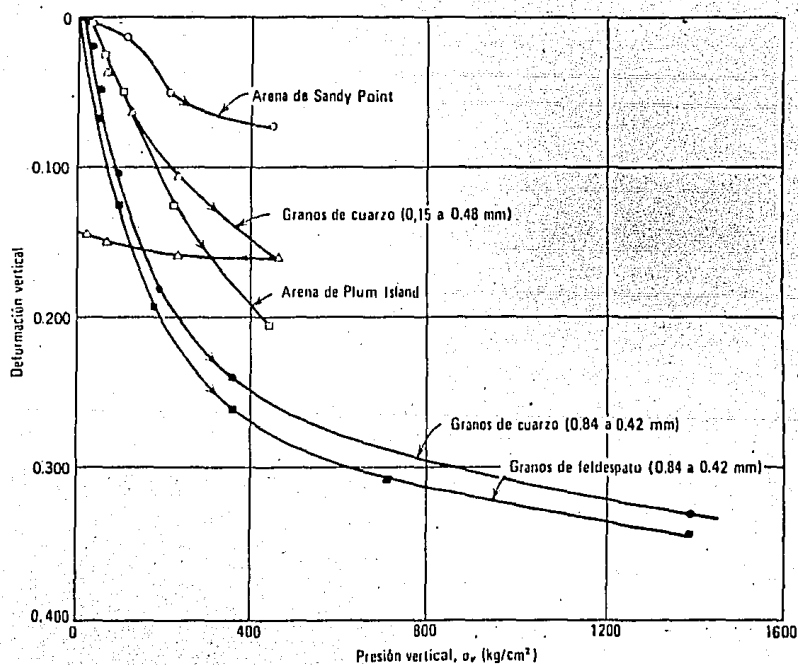


Fig. 2.2

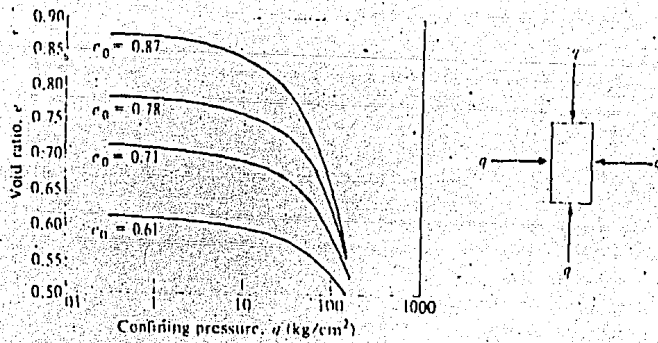


Fig 2.3

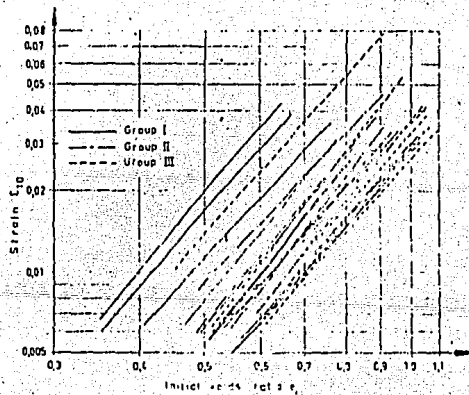


Fig 2.4

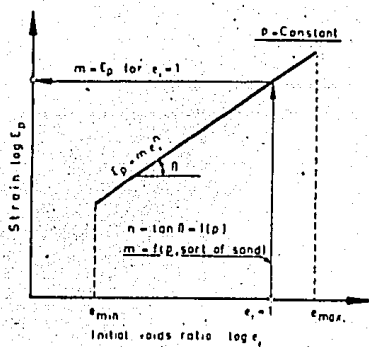


Fig 2.5

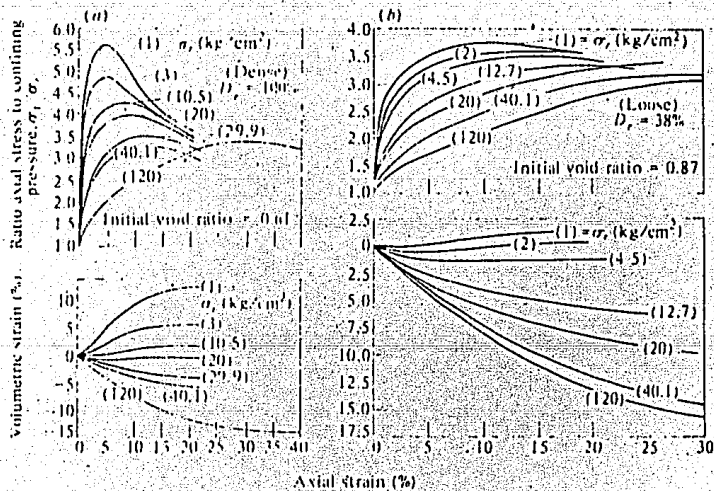


Fig 2.6

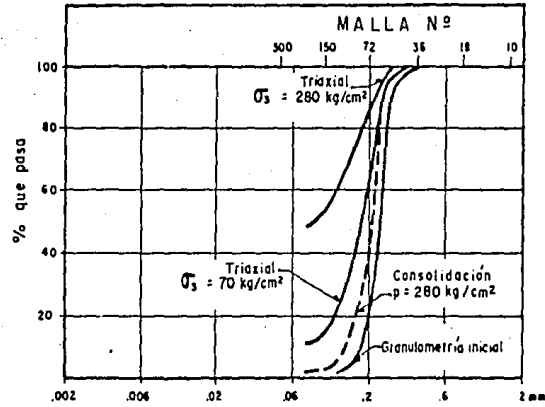


Fig 2.7

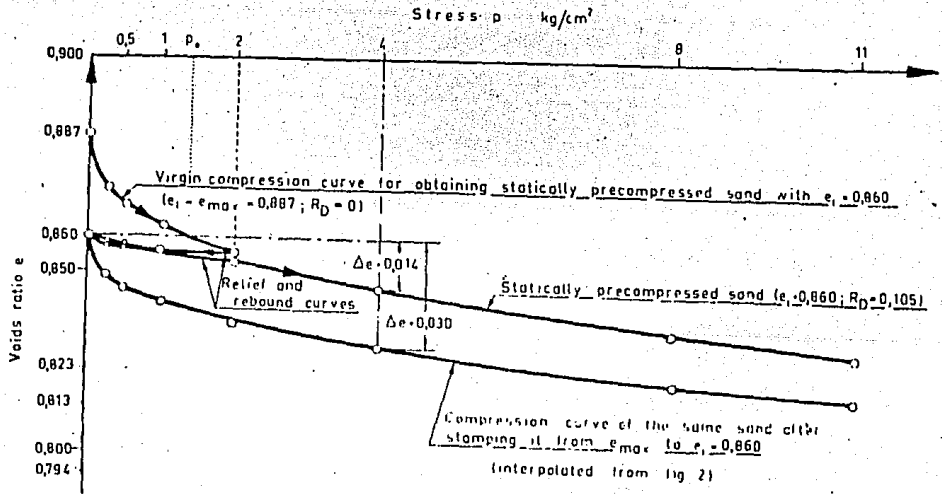


Fig 2.8

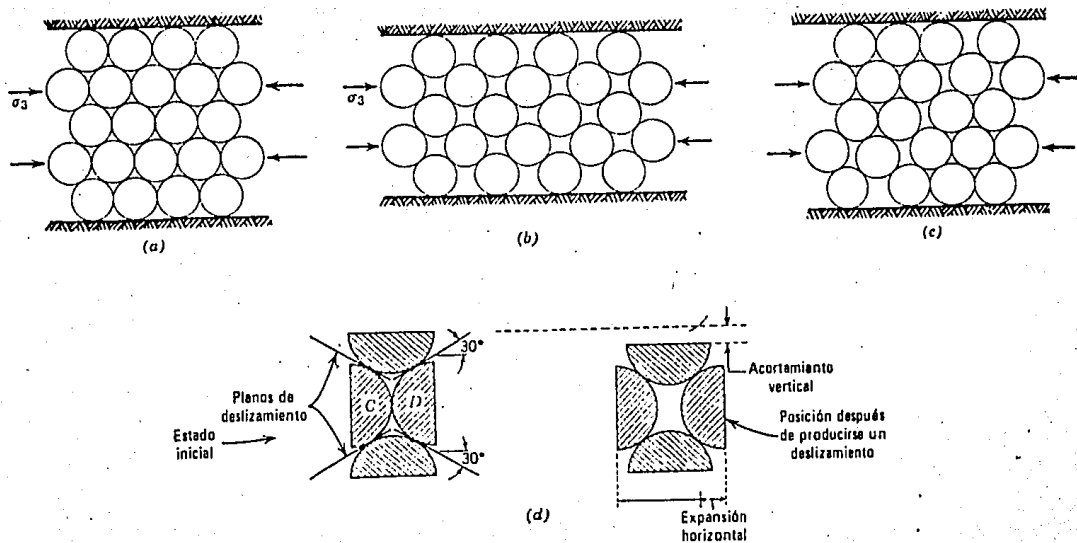


Fig 2.9

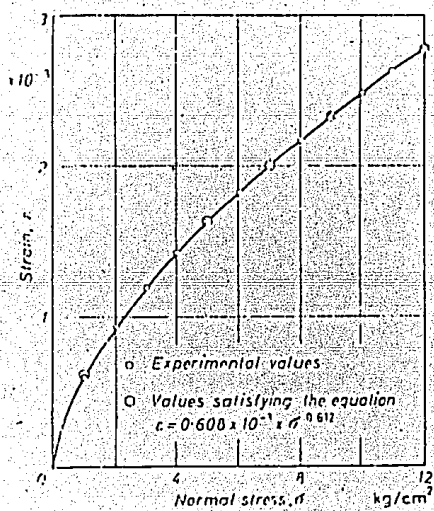


Fig 2.10

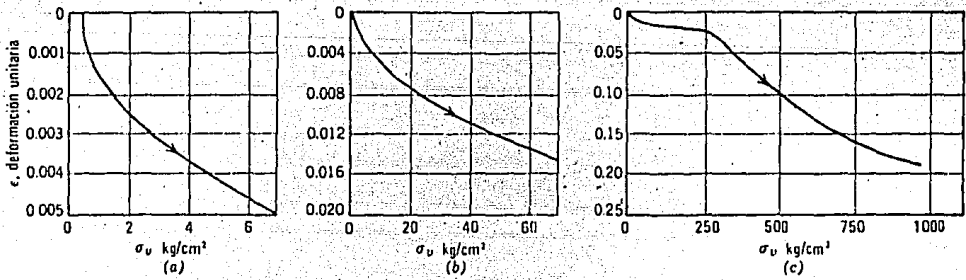


Fig 2.11

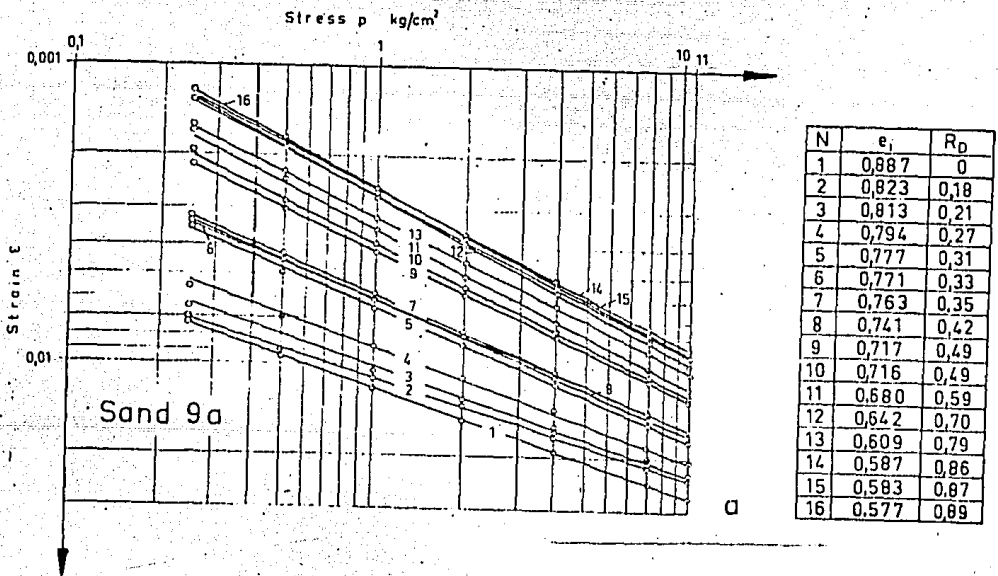


Fig 2.12

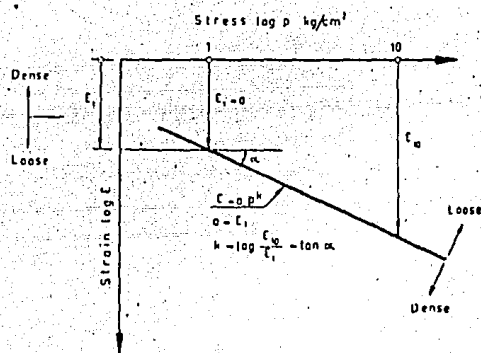


Fig 2.13

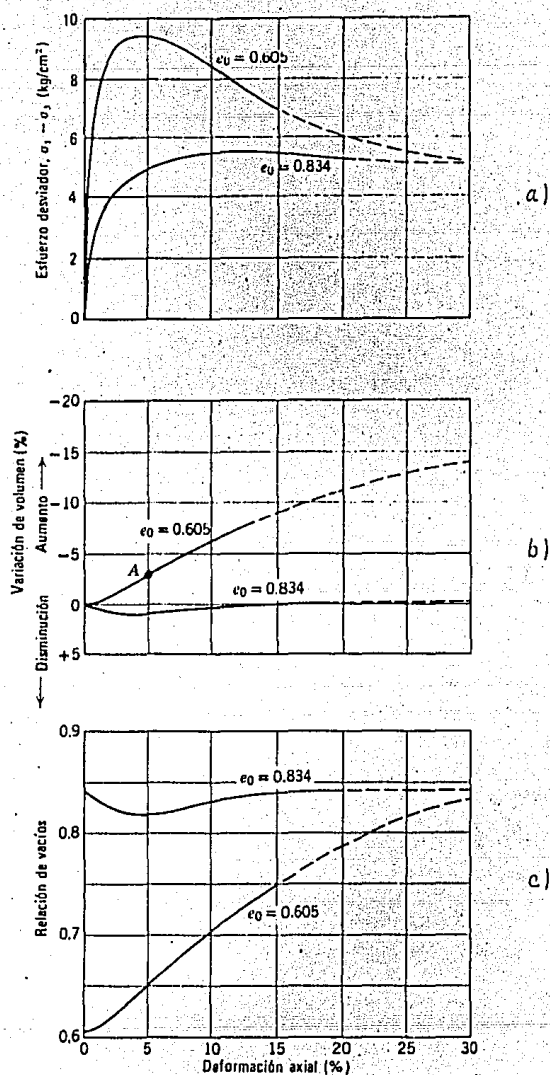


Fig 2.14

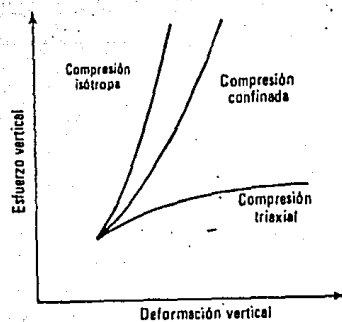


Fig 2.15

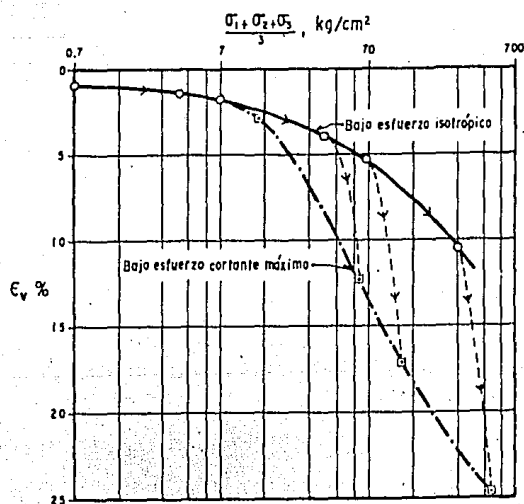


Fig 2.16

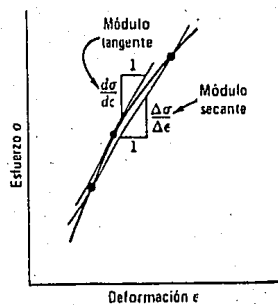


Fig 2.17

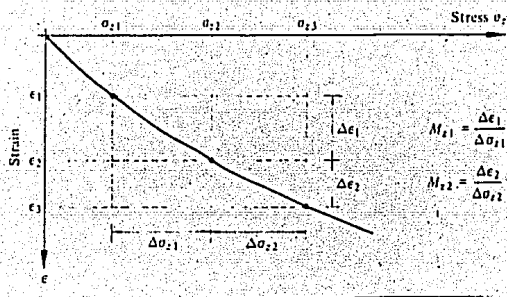


Fig 2.18

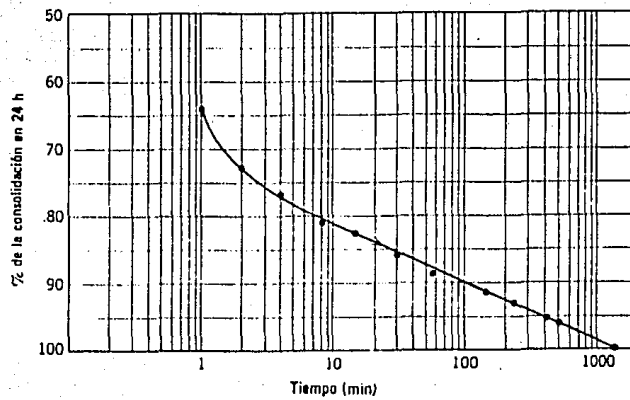


Fig 2.19 .

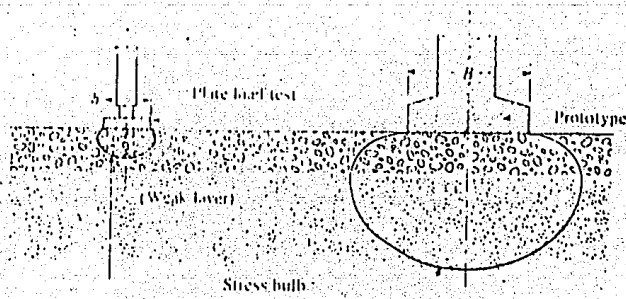


Fig 3.1

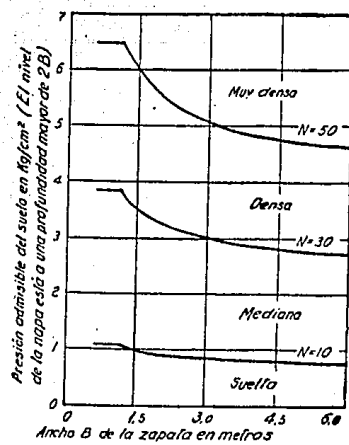


Fig 3.2

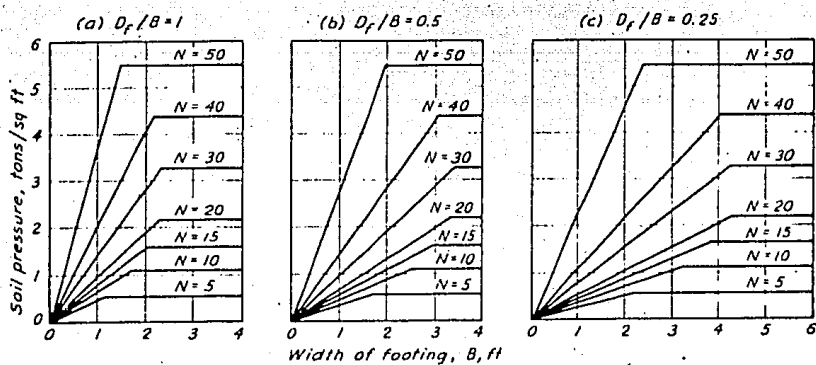


Fig 3.3

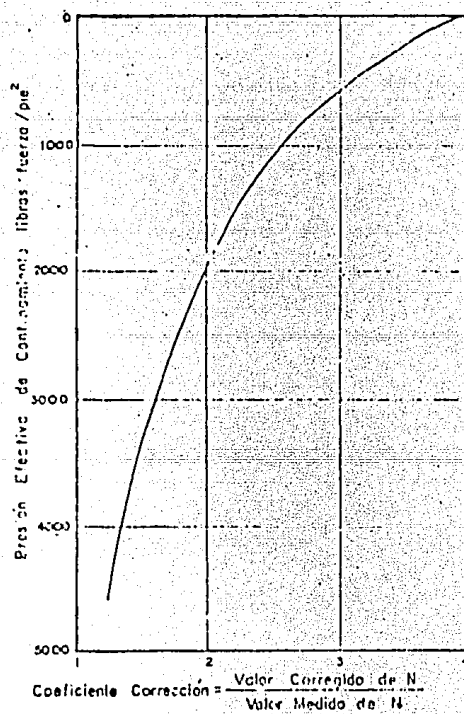


Fig 3.4

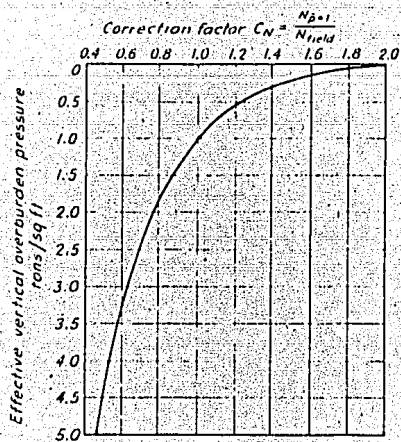


Fig 3.5

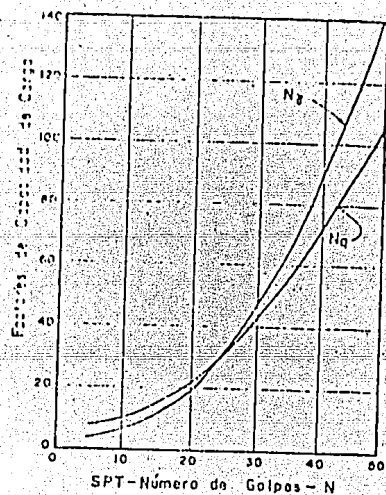


Fig 3.6

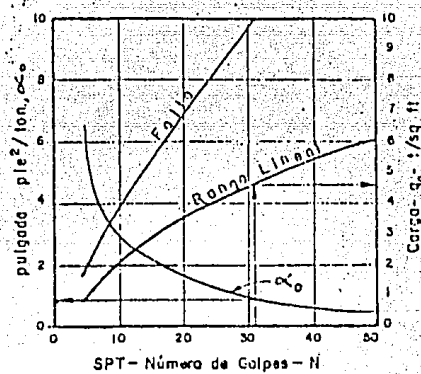


Fig 3.7

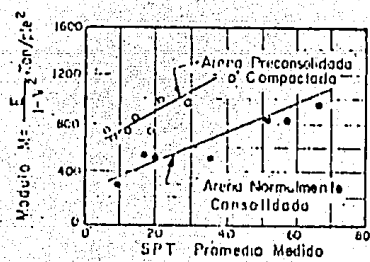


Fig 3.8

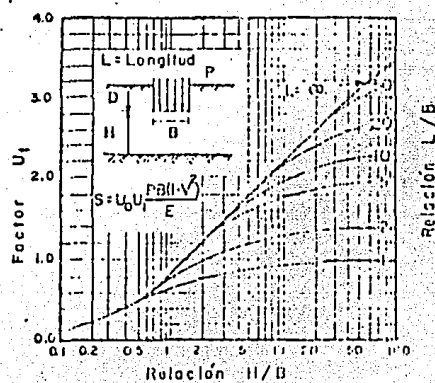


Fig 3.9

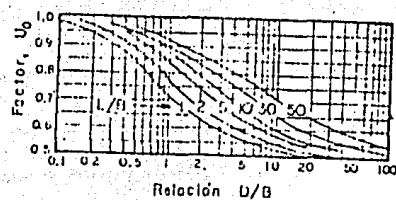


Fig 3.10

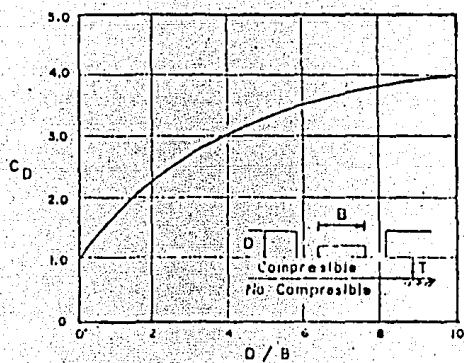


Fig 3.11

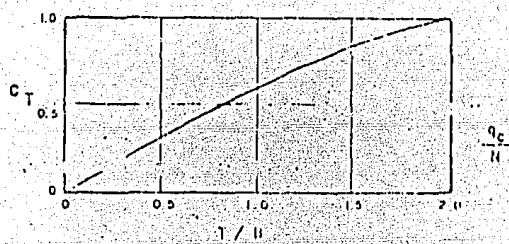


Fig 3.12

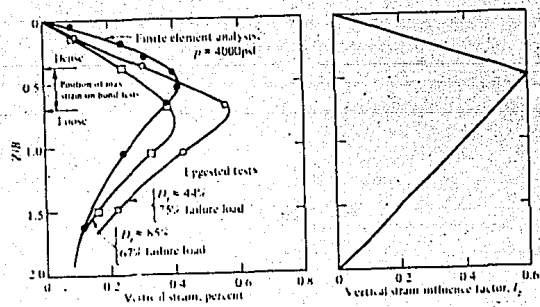


Fig 3.13

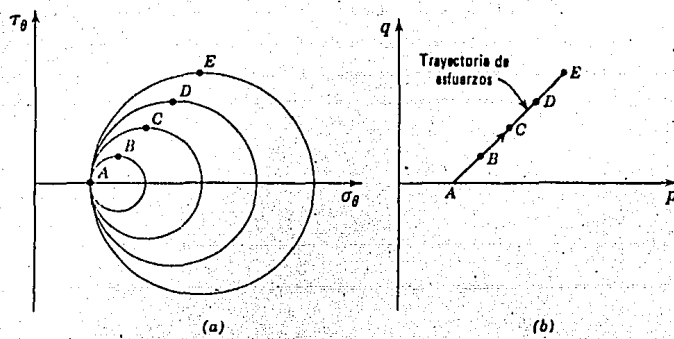


Fig 3.14

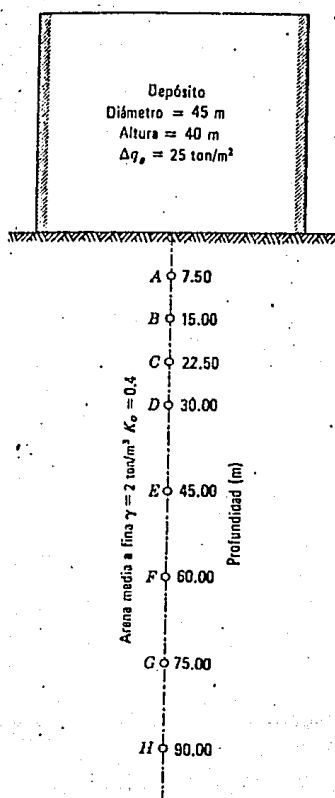


Fig 3.15

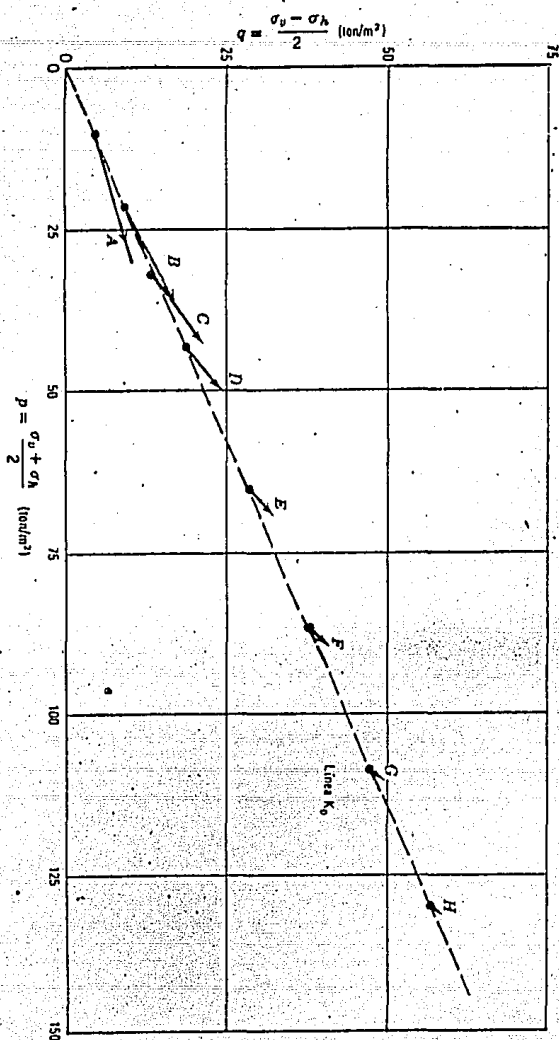


Fig 3.16

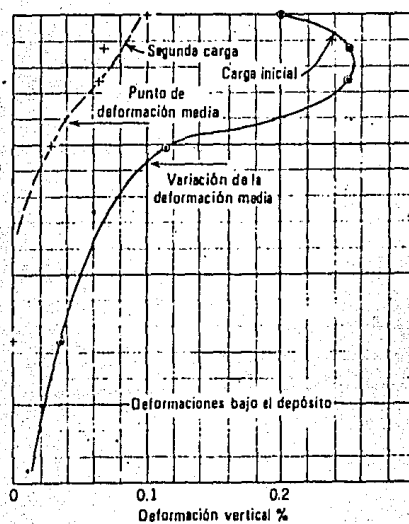


Fig 3.17

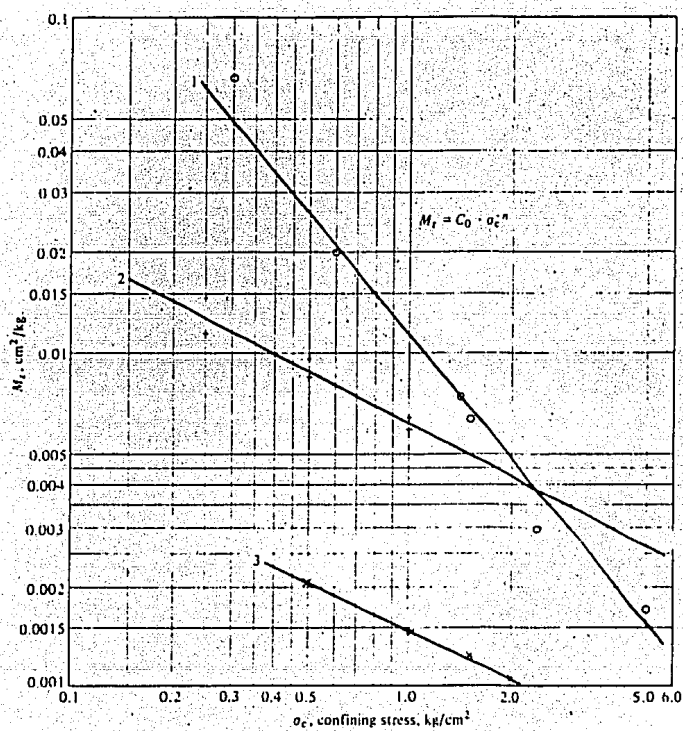


Fig 3.18

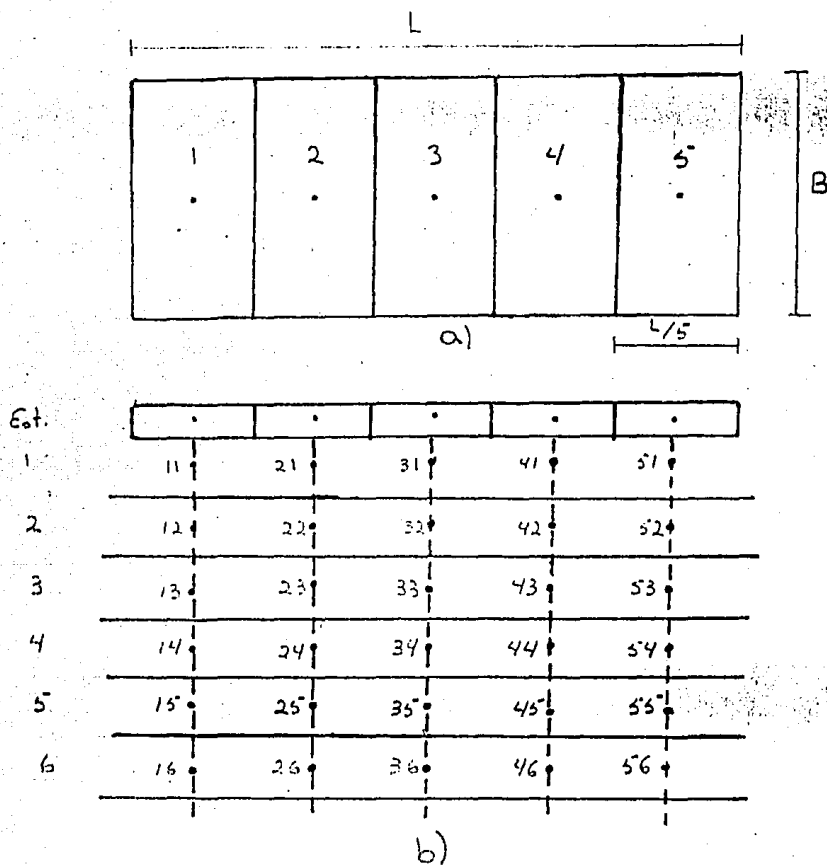


Fig 3.19

TABLA 2.1

Tipo de suelo	Diámetro de las partículas, mm.	Fuerza media de contacto (gr) para un esfuerzo macroscópico de		
		1 kg/cm ²	10 kg/cm ²	100 kg/cm ²
Grava	60	3	30	300
	2.0	0.003	0.03	0.3
Arena	0.06	3×10^{-4}	3×10^{-5}	3×10^{-4}
Limo	0.002	3×10^{-9}	3×10^{-8}	3×10^{-7}

TABLA 2.2

Material	Diámetro nominal d_n	Dimensión promedio d_m	Resistencia a la ruptura P_k (t ²)	Desviación estándar de P_k
	cm	cm	kg	kg
Grava de Pinzandarán	2.5	2.1	439	123
	5.0	4.0	1 090	191
	10	7.9	3 490	620
Dreusa de El Indignillo	2.5	2.2	349	73
	5.0	4.2	793	108
	10	6.7	1 300	392
	2.5	2.2	294	78
	5.0	4.4	670	214
	10	7.4	1 860	449
Basalto de San Francisco	2.5	2.1	364	94
	5.0	4.3	1 140	439
	10	7.3	2 080	503
	2.5	2.1	282	60
	5.0	4.5	1 220	325
	10	7.7	2 200	516
Gneis granítico de Mica	2.5	2.1	209	33
	5.0	4.0	603	98
	10	7.8	1 790	475
	2.5	2.2	157	26
	5.0	4.1	580	71
	10	7.3	1 510	387
Pizarra de El Granero	1.9	1.9	197	67
	3.1	3.8	605	167
	6.6	6.1	1 360	594
	10	9.3	5 890	2 030
Filita de Chivor	1.9	1.4	144	27
	2.5	2.2	406	130
	6.3	4.9	1 211	213
	12.7	9.4	5 710	2 685
Caliza de La Angostura	1.9	1.7	134	29
	2.5	2.0	179	41
	6.6	5.6	647	140
	12.7	9.4	2 220	472
Caliza de La Angostura	1.9	0.87	19.3	4.8
	2.5	2.1	76	33
	6.3	5.2	768	172
Grava y arena de La Angostura	1.9	1.6	225	73
	2.5	2.2	360	62
	6.3	5.0	1 872	802
	12.7	8.7	4 993	1 990
	1.9	1.2	170	53
	2.5	2.2	423	98
	6.3	5.5	1 757	651
Toba volcánica de Las Piedras	1.9	1.4	68	19
	3.8	2.9	163	87
	6.3	5.4	435	123
	12.7	10.8	753	151

TABLA 2.3

Estado de compactación	D_r	$C_o \times 10^{-3}$	n
Muy suelta	0.2	10	0.65
Suelta	0.2-0.4	10-6.0	0.65-0.60
Semicompacta	0.4-0.6	6.0-3.0	0.60-0.50
Compacta	0.6-0.8	3.0-2.0	0.50-0.45
Muy compacta	>0.8	<2.0	0.45

TABLA 3.1

Método de predicción	Medio s_p/s_m	Desviación estándar aproximada
Terzaghi y Peck	5.0	2.70
Terzaghi y Peck (sin influencia del nivel freático)	3.6	2.10
Meyerhof	2.1	1.40
Meyerhof (PPE corregida)	1.0	0.45
Método de trayectoria de esfuerzo	0.9	0.45
Prueba de placa (extrapolación de Terzaghi y Peck)	0.3	0.10
Prueba de placa	0.6	0.15

TABLE 3.2

Case Number	Measured Settlement, in inches				Computed Settlement Estimate, in inches				
	Time	Minimum	Average	Maximum	Notes	Meyerhof	B-DeBeer	Schmertmann	Using Δp , in tons per square foot
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
1	5 yr	1.02		1.53		2.05	2.70	1.60	1.54
2	7 yr	0.78		0.90	Nearby fill	0.46	1.28	0.78	1.67
3	3 yr	0.24		0.32				0.44	2.43
	5 yr	0.35		0.39		0.54	0.62	0.46	2.43
4	several months				Cone data				
	2-1/2 yr	0.43	1.10	0.47	85 ft from pier	0.67	1.79	0.96	1.78
								1.10	1.78
5	400 days			2.48	Nearest q_c (250 ft)	0.76	3.79	3.60	0.78
					q_c average 2 near	0.97	4.28	3.91	0.78
6	2 yr		10.6			1.2	8.6	5.7	2.07
7	V	Assumed	0.142			0.62	0.130	0.159	2.05
	VI	1 day	0.157			1.02	0.126	0.130	2.05
	XI	for all	0.264			1.54	0.154	0.193	3.07
	VIII, IX	load	0.173			1.02	0.236	0.237	5.16
	X, XII	tests	0.165			1.18	0.213	0.156	5.16
	XVI, XVIII		0.102			0.75	0.35	0.184	2.56
	XXXVII		0.236			5.2	0.528	0.590	3.07
	XXXVIII		0.185			4.4	0.437	0.499	2.56
	XXXIX		0.138			1.53	0.303	0.187	1.53
8-No. 5	Assumed		0.27		1 load cycle	1.90	0.46	0.31	1.14
8-No. 6	1 day		0.50		1 load cycle	2.95	0.69	0.40	1.95
8-No. 7	for all		0.30		1 load cycle	2.00	0.60	0.46	1.20
8-No. 8	tests		0.25		1 load cycle	1.28	0.59	0.28	0.90
8-No. 9			0.51		1 load cycle	1.89	0.83	0.65	1.82
8-No. 9			0.66		6 load cycles	1.89	0.83	0.65	1.82
8-No. 10			0.50		1 load cycle	2.61	1.16	0.79	2.35
8-No. 10			0.56		several cycles	2.61	1.16	0.79	2.35
9a	Assumed 1 yr	3.0		3.7		0.9	11.3	6.2	3.1
9b	Assumed 3 days		0.36			1.6	1.10	0.28	3.2
10	1.7 yr		0.95 (0.38)		Not all settlement sand	0.32	1.37	0.79	1.42
11	Assumed 4 days			3.25		5.2	4.79	4.32	2.0
12-III	2 yr	1.97			Corner building	0.30	0.85 (corner stress)	2.21	0.68
12-IV	2 yr			3.54	Opposite corner	0.42	1.69 (corner)	3.70	0.68
							6.04 (rigid)		
13	0.3 yr		1.46		Measured around		7.9 (center)	1.55	1.23
	2 yr		1.73			0.5	6.6 (rigid)	1.79	1.23
	7 yr		2.91				4.0 (perimeter)	1.94	1.23
14	5 days	4.9	6.3	7.4	Measured around	1.1	8.4 (rigid)	5.6	1.33
							5.5 (perimeter)		1.33
15	4 months	0.04		0.09	2 footings $N = 13$	0.31	0.19	0.07	1.0
					$N = 21$	0.19	0.12	0.04	1.0
16	3-1/2 yr	0.1	0.32	0.6	Over 300 footings	1.05	1.22	0.97	1.70

Página 1, párrafo 1

1.1 Introducción

La compresibilidad en los suelos granulares es uno de los temas en la mecánica de suelos que han sido menos estudiados (continúa como en original).

Página 2, párrafo 2

El problema de la compresibilidad en los suelos granulares hasta la fecha no ha sido satisfactoriamente resuelto, debido a la gran cantidad de variables que están involucradas en el problema; además la forma de atacar el problema de parte de los investigadores ha sido errónea, pues casi todos trabajan a base de correlaciones empíricas, en lugar de atacar el problema desde el fondo, científicamente, buscando el por qué, el cómo, y la fenomenología real del problema, lo cual ha evitado que se avance realmente sobre el tema. Otro de los grandes vicios dentro de este tema es el de irse por el camino fácil del comportamiento lineal, lo cual es erróneo a altos niveles de esfuerzo; afortunadamente, a últimas fechas, se ha realizado investigaciones y desarrollos, los cuales demuestran la necesidad de considerar el suelo granular como un material no lineal.

Página 11, párrafo 1

los granos con su composición mineralógica, veamos la tabla 2.2, donde se observan los resultados obtenidos en una prueba realizada por Marsal (ref. 5), con la cual trató de estimar la resis-

tencia individual de los granos (Continúa como en el original).

Página 15, párrafo 2

2.2.6 Precompresión

En los suelos granulares hay diferencia en la compresibilidad si este fue precomprimido estática o dinámicamente; principalmente, debido al arreglo de los granos que se obtiene en cada caso.

El suelo granular compactado dinámicamente es más compresible que el compactado estáticamente a una misma relación de vacíos; la mayor resistencia a la compresibilidad en el último se debe a que se obtiene en la precompresión un mejor encaje entre los granos y una mejor distribución granulométrica; en cambio en el primero se rompe la fricción intergranular por la precompresión dinámica, además de que continua con la misma granulometría inicial; y al cargarlo se presentan deformaciones causadas por los deslizamientos necesarios para desarrollar la resistencia a la fricción y por la rotura de granos.

En la fig 2.8 se observan las curvas relación de vacíos-esfuerzo, para una misma arena, en una prueba de compresión confinada partiendo ambas de la misma relación de vacíos inicial, pero en una, dicha relación de vacíos fue obtenida estáticamente y en la otra dinámicamente. También se puede ver la curva esfuerzo-relación de vacíos para obtener por carga estática la relación de vacíos inicial; claramente se ve que la compresibilidad es mayor para la arena precomprimida dinámicamente.

Analizando detenidamente la figura anterior se observa que el comportamiento inicial esfuerzo-deformación en la arena precomprimida dinámicamente es semejante al de la arena precargada estáticamente. Dicho comportamiento es atribuible en ambos casos a la deformación necesaria para que se desarrolle la resistencia a la fricción intergranular, y para que se reacomoden las partículas producto de la fracturación de los granos. Al cargar la arena precargada estáticamente se ve que la deformación inicial es pequeña pues los efectos antes mencionados ya ocurrieron.

Página 20, párrafo 2

La deformación unitaria en suelos granulares bajo compresión isotrópica, ha sido estudiada por varias personas. Fueron Wilson y Sutton unos de los primeros en estudiar este problema, considerando en forma simplificada que la arena... (Continúa como en original).

Página 25, párrafo 1

duce dilatancia, y como ya se dijo antes esto depende del nivel de esfuerzos), y sabemos que al incrementarse el volumen la resistencia a la deformación disminuye, por lo tanto, después de un cierto valor máximo, el esfuerzo desviador necesario para que prosiga la deformación disminuye, tendiendo al mismo valor que en la arena suelta, debido a que el encaje entre las partículas ha disminuido a un punto tal que la deformación puede proseguir sin posterior aumento de volumen. La relación de vacíos en esta

fase es independiente de la relación de vacíos inicial, y es constante para un mismo material, siempre y cuando el esfuerzo de confinamiento sea el mismo; a esta relación de vacíos se le llama relación de vacíos crítica.

En la fig. 2.14 se pueden..(Continúa como en original)

Página 62, 63, 64, 65, 66.

Se elimina toda la sección 3.6 (Método del elemento finito) del original.

Cambiar del texto original:

Densidad relativa	por	compacidad relativa
Tornburn	por	Thornburn

LISTA DE FIGURAS

Fig.	Titulo
2.1	Mecanismos de la deformación (Ref. 3)
2.2	Resultados de pruebas odometricas con altas presiones en diversas arenas (Ref. 1)
2.3	Curvas típicas esfuerzo - deformación para arenas del rio Sacramento (Ref. 3)
2.4	Relaciones entre la deformación y la relación de vacios inicial, para una presión de 10 Kg/cm^2 (Ref. 4)
2.5	Relación entre la relación de vacios inicial e y la deformación unitaria para un cierto esfuerzo aplicado en una arena (Ref. 4)
2.6	Relaciones entre esfuerzo, deformación unitaria y cambio de volumen para arena del rio Sacramento (Ref. 3)
2.7	Cambios en la granulometría de una arena despues de pruebas de laboratorio (Ref. 26)
2.8	Efecto del tipo de precompresión en la compresibilidad (Ref. 4)
2.9	Deformaciones en una agrupación regular de esferas (Ref. 1)
2.10	La deformación unitaria como una función de el esfuerzo normal en una prueba isotrópica (Ref. 6)

- 2.11 Curvas esfuerzo deformación, en compresión confinada, arena de Ottawa (Ref. 1)
- 2.12 Curvas esfuerzo - deformación en escala doblemente logaritmica, para una misma arena, con diferentes relaciones de vacios iniciales (Ref. 4)
- 2.13 Curva esfuerzo - deformación en escala doblemente logaritmica (Ref. 4)
- 2.14 Curvas esfuerzo - deformación para muestras sueltas y compactas de arena (Ref. 1)
- 2.15 Comparación entre las curvas esfuerzo-deformación para tres tipos de compresión (Ref. 1)
- 2.16 Influencia de la acción de los esfuerzos cortantes en la compresibilidad de una arena suelta (Ref. 26)
- 2.17 Distintos tipos de módulos (Ref. 1)
- 2.18 Variación del modulo de deformación unitaria (Ref. 7)
- 2.19 Curva típica deformación-tiempo en una prueba bajo elevadas presiones, para arenas (Ref. 1)
- 3.1 Comparación entre la prueba de placa y la cimentación, para un suelo estratificado (Ref. 3)
- 3.2 Gráfica para determinar la presión admisible del suelo para zapatas en arena, en función de los resultados de la prueba de penetracion estandar (Ref. 11)

- 3.3 Gráfica para determinar la presión admisible del suelo para zapatas en arena, en función de los resultados de la prueba de penetración estandar, para varias relaciones D/B (Ref. 33)
- 3.4 Gráfica para corregir el número de golpes de la prueba de penetración estandar, por la influencia de la presión de confinamiento (Ref. 29)
- 3.5 Gráfica para corregir el número de golpes de la prueba de penetración estandar, por la influencia de la sobrecarga (Ref. 33)
- 3.6 Gráfica para obtener los factores de capacidad de carga, en función de los resultados de la prueba de penetración estandar (Ref. 29)
- 3.7 Gráfica para obtener los valores de σ_v , en función de los resultados de la prueba de penetración estandar (Ref. 15)
- 3.8 Gráfica para obtener los valores de M , en función de los resultados de la prueba de penetración estandar (Ref. 29)
- 3.9 Gráfica para obtener el valor de U
- 3.10 Gráfica para obtener el valor de U
- 3.11 Gráfica para obtener el valor de C
- 3.12 Gráfica para obtener el valor de C
- 3.13 Distribución de la deformación unitaria vertical para asentamientos en suelos granulares (Ref. 14)
- 3.14 Gráfica de trayectoria de esfuerzos (Ref. 1)
- 3.15 Puntos donde se calculará la trayectoria de esfuerzos para calcular asentamientos (Ref. 1)

- 3.16 Trayectoria de esfuerzos para el ejemplo de la fig. 3.15
- 3.17 Gráfica de deformación unitaria vertical contra profundidad obtenida para el ejemplo de la fig. 3.15, cuya area nos da el asentamiento total (Ref. 1)
- 3.18 Variación del modulo de deformación unitaria con la presión de confinamiento, en suelos granulares (Ref. 7)
- 3.19 Método de Zeevaert (Ref. 28)

LISTA DE TABLAS

Tabla	Título
2.1	Valores estimados de fuerzas de contacto medias entre partículas de arena (Ref. 26)
2.2	Resistencia individual de partículas (Ref. 5)
2.3	Valores típicos de C y n
3.1	Comparacion entre predicciones y mediciones de asentamientos en suelos granulares (Ref. 19)
3.2	Comparación entre predicciones y mediciones de asentamientos (Ref. 14)