



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA  
DE MÉXICO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL,  
TOPOGRÁFICA Y GEODÉSICA**

**“ANÁLISIS COMPARATIVO DE MÉTODOS  
PARA EL CÁLCULO DE DEFORMACIONES EN  
SUELOS FRICCIONANTES”**

**T E S I S**

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL  
PRESENTA:**

**HERNÁNDEZ TÉLLEZ BENJAMÍN**



**DIRECTOR:**

**M.I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA**

**CIUDAD UNIVERSITARIA, MARZO 2006**



## INTRODUCCIÓN

La construcción de cimentaciones es una labor de primordial importancia, que inclusive autores se han referido a ella como “una de las artes más antiguas de la humanidad”.

Aunque el término *cimiento* no se alude en el título de este escrito, es manifiesto que el concepto está implícito, y además, será la base en esta investigación.

Cuando una carga, como es el peso de una estructura, se coloca sobre la superficie de una masa de suelo, el suelo se *deforma*, produciéndose el *asentamiento* de la estructura.

El párrafo precedente contiene dos conceptos fundamentales para el desarrollo de este estudio. Primero, la deformación se refiere al desplazamiento relativo entre 2 puntos de un cuerpo. En el razonamiento perseguido aquí, se relaciona con la alteración que se genera en el suelo debido a la carga que le transmite la estructura de cimentación. Y segundo, el asentamiento trata del descenso de la estructura (ya sea la de cimentación o la superestructura) con respecto a determinado nivel de comparación. A lo largo de este documento, se utilizan ambos conceptos como si fueran sinónimos, ya que uno conlleva al otro.

El estudio del asentamiento de una estructura es esencial por tres razones: por simple aspecto, por condiciones de servicio y por daños a la estructura. Más aún, con frecuencia es el factor predominante en el proyecto de cimentaciones.

Otro elemento principal de este ensayo, es el suelo. Básicamente, podemos clasificar al suelo en dos categorías: suelos cohesivos y suelos friccionantes. En México, existe un extenso conocimiento de los primeros, debido al desarrollo de la Ciudad de México sobre la arcilla de mayor compresibilidad que existe en cualquier parte del mundo. Con respecto a los segundos, su estudio ha evolucionado simultáneamente en distintas partes del globo.

Indiscutiblemente, en México existen asentamientos humanos constituidos sobre suelos friccionantes, algunos ejemplos son las zonas costeras y la zona poniente de la Ciudad de México. Es por esto, que el trabajo está encauzado a su estudio, con énfasis en las arenas.

Desde el advenimiento de la Mecánica de Suelos, numerosos ingenieros han tratado de predecir o pronosticar el asentamiento, a través del desarrollo de muy variados métodos de cálculo. Aquí se exponen sólo algunos de ellos de manera abreviada, procurando instruir tanto las bases teóricas, como su aplicación en la práctica por medio de ejemplos.

Se ha procurado incorporar los métodos de cálculo cronológicamente, con la intención de que el lector se de cuenta de la evolución que se ha tenido al respecto.

Los ejemplos que se presentan, utilizan el cimiento más simple: una zapata aislada, pero algunos de ellos se pueden aplicar a otro tipo de cimentaciones. Además, están enfocados al cálculo del asentamiento inmediato o instantáneo, para propiciar la comparación entre ellos.

Por lo anterior manifestado, el fin de este estudio es realizar un análisis comparativo de los métodos citados bajo las condiciones seleccionadas, averiguar su grado de reserva, y poder así, recomendar cuales de ellos son convenientes y en que circunstancias.

Asimismo, se promueve la actualización del conocimiento en este campo.

## CONSIDERACIONES

Los métodos han sido nominados con respecto a los autores que los desarrollaron o, en su caso, proporcionaron las teorías que permitieron su implementación.

Es necesario tener en mente, que aunque aquí se aplican los métodos al caso de una zapata aislada, no todos los procedimientos se desarrollaron específicamente para este tipo de cimiento.

Como se mencionó, existe una gran cantidad de métodos y sería sumamente complicado realizar un estudio con estas características que los incluya a todos. Se han dejado fuera de estudio métodos completos de autores a los que aquí se hace referencia, tal es el caso de Denver y Zeevaert.

Del mismo modo, no fue factible realizar los ejemplos bajo condiciones estrictamente reales. Por esto, el lector debe tener presente que la información utilizada en los ejemplos, aunque está basada en la experimentación de los distintos autores, no es la correspondiente a un problema verídico.

A lo largo del trabajo, se asume que la cimentación cumple por capacidad de carga contra la falla por cortante.

También, es importante tener presente que el análisis de la cimentación se realiza para solicitaciones estáticas. El caso dinámico requiere del estudio del fenómeno de licuación y está más allá del alcance de este trabajo.

Finalmente, se invita al lector a que consulte las referencias y tenga presente cada una de las consideraciones hechas por los diferentes artífices de estos métodos.

I      MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DE DEFORMACIONES  
         EN SUELOS FRICCIONANTES

## I.1 TERZAGHI Y PECK

El paso más importante en el diseño de una zapata de cimentación es la evaluación de la presión máxima que se puede aplicar al suelo por debajo de las zapatas sin causar la falla del suelo cargado o un asentamiento excesivo. Antes de la llegada de la Mecánica de Suelos, los métodos para elegir dicha presión se basaban en la experiencia y en un conocimiento inadecuado de las propiedades y comportamiento de los suelos (*Terzaghi y Peck, 1967*).

El asentamiento de una zapata en arena seca o húmeda depende principalmente del ancho de la zapata  $B$  y de la densidad relativa  $D_R$  de la arena.

Para poder determinar esta propiedad del suelo (la cual tiene una influencia decisiva en el ángulo de fricción interna  $\phi$  y en la forma de la curva carga-asentamiento) es necesario realizar pruebas, una de las más comunes, debido a su simplicidad y economía (*Zekkos et al, 2004*), es la Prueba de Penetración Estándar (SPT). En ésta es necesario que entre el nivel de desplante de la zapata  $D_f$  y una profundidad igual a  $B$  se realice un ensayo por cada 0.76m ( $2\frac{1}{2}'$ ) de profundidad, además, si las pruebas en distintas perforaciones proyectan valores promedio diferentes para  $N$  se debe de utilizar el valor más bajo para diseño.

Debido a que la mayoría de las estructuras ordinarias pueden tolerar un asentamiento diferencial entre columnas adyacentes de aproximadamente 19mm ( $\frac{3}{4}"$ ), éste no se excederá si se selecciona la presión neta  $q_n$  de tal manera que, la zapata de mayor tamaño se asiente 25.4mm (1").

En ese sentido, Terzaghi y Peck<sup>1</sup> proporcionan un diagrama (Fig. 1.1) en donde se puede estimar la presión admisible para zapatas en arena con base en la SPT, de tal manera que se cumpla el requisito anterior. Se utiliza esta herramienta en sentido inverso para poder determinar el asentamiento de una zapata desplantada en arena una vez que se ha calculado la carga neta.

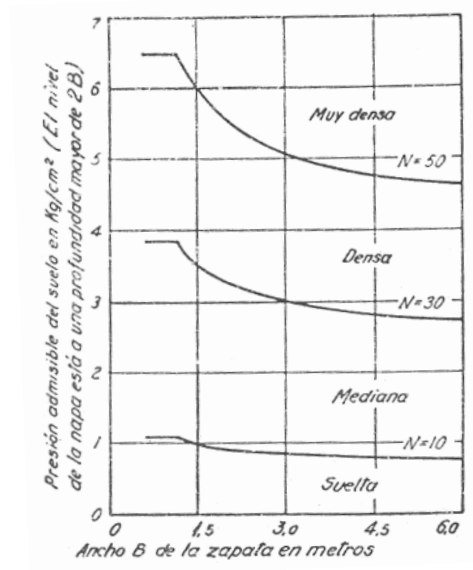


Fig. 1.1 Diagrama para estimar la presión admisible en el suelo para zapatas en arena, basado en los resultados de la SPT

## MÉTODO

Primero, como pasos precedentes, se propone un ancho de zapata  $B$  y se calcula la carga neta  $q_n$ .

Enseguida, se localiza en la figura 1.1 la curva que corresponda al número de golpes  $N$  que resultó del estudio geotécnico. Para valores distintos de 10, 30 y 50 se realizará una interpolación lineal entre las curvas.

A continuación, se ubica en el eje de las abscisas el ancho  $B$  correspondiente y se interseca la curva del número de golpes, en este punto encontraremos en el eje de las ordenadas la carga necesaria para producir un asentamiento de 25.4mm.

Finalmente, se calcula el asentamiento  $\delta$  para la carga neta  $q_n$  de la zapata, usando una interpolación lineal.



1.2 SCHLEICHER-DENVER

Si el factor de seguridad de una masa de suelo con respecto a la falla por flujo plástico excede un valor cercano a 3, el estado de esfuerzo en el suelo es probable que sea más o menos similar al estado de esfuerzo calculado bajo la suposición de que el suelo es perfectamente elástico. Por lo tanto, el estado de esfuerzos en una masa de suelo bajo la influencia de un esfuerzo moderado se puede estimar mediante la teoría de la elasticidad (*Terzaghi, 1943*).

En el desarrollo de esta teoría se asume que el suelo sigue estrictamente la ley de Hooke, por lo que la importancia del error en los resultados depende principalmente del grado en que las relaciones reales esfuerzo-deformación se desvían de esta ley. Para tener una idea de esta desviación se pueden trazar los resultados de una prueba de compresión traxial en diagramas similares a los que representan la relación entre esfuerzos principales y cambio de volumen unitario (*Rendulic, 1937; Casagrande, 1936*).

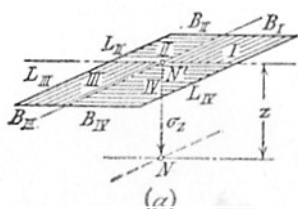


Fig. 2.1

La ecuación (2.2) proporciona el asentamiento de la superficie de un sólido semi-infinito, debido a una carga vertical flexible sobre un área finita. El término *flexible* indica que no está insertada ninguna estructura rígida, como una zapata, entre la carga y la superficie. Se calculará el desplazamiento vertical del

punto  $N'$ , localizado dentro del área rectangular de la figura 2.1. Existe sobre el área una sobrecarga uniformemente distribuida  $q$  por unidad de área. El desplazamiento vertical  $d\zeta_0$  del punto  $N'$  debido a una sobrecarga  $dQ = qdxdy$  actuando a una distancia arbitraria  $r$  (Fig. 2.2) se determina por (*Boussinesq, 1885*):

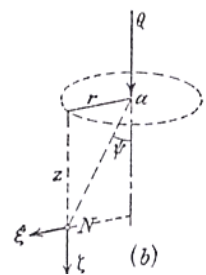


Fig. 2.2

$$\zeta_0 = \frac{Q}{\pi r} \frac{1 - \mu^2}{E} \quad (2.1)$$

donde:

$\mu$ : relación de Poisson

Al integrar sobre un área rectangular de ancho  $B$  y largo  $L$ , se obtiene la ecuación para el asentamiento de las esquinas del área cargada (Schleicher, 1926):

$$\Delta\rho = qB \frac{1-\mu^2}{E} \frac{1}{\pi} \left[ l \log \frac{1+\sqrt{l^2+1}}{l} + \log(l+\sqrt{l^2+1}) \right] \quad (2.2)$$

donde:

$$l = \frac{L}{B} \quad (2.3)$$

Sustituyendo:

$$I_\rho = \frac{1}{\pi} \left[ l \log \frac{1+\sqrt{l^2+1}}{l} + \log(l+\sqrt{l^2+1}) \right] \quad (2.4)$$

se obtiene:

$$\Delta\rho = qB \frac{1-\mu^2}{E} I_\rho \quad (2.5)$$

El valor  $I_\rho$  determina la influencia de una sobrecarga uniforme cubriendo un área rectangular sobre el asentamiento de las esquinas de esta área. La base del logaritmo es el número  $e$ . La figura 2.3 muestra la relación entre  $I_\rho$  y la relación  $l$ .

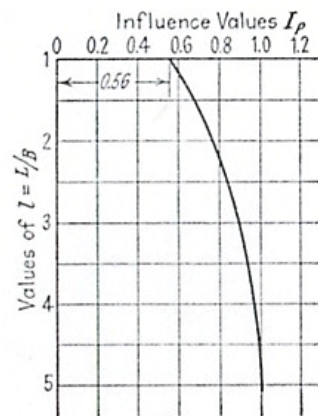


Fig. 2.3 Valores de influencia para calcular el asentamiento en una esquina de un área rectangular cargada sobre la superficie de un sólido semi-infinito

## MÉTODO

Para determinar el asentamiento del punto  $N'$  se calculan los valores de  $l$  para cada uno de los rectángulos I a IV. Del diagrama anterior se obtienen los valores  $I_\rho$

correspondientes. El asentamiento total es:

$$\rho = q \frac{1-\mu^2}{E} (B_I I_{\rho I} + B_{II} I_{\rho II} + B_{III} I_{\rho III} + B_{IV} I_{\rho IV}) \quad (2.6)$$

Como se mencionó anteriormente, este resultado está basado en la suposición de que el suelo sigue estrictamente la ley de Hooke. Entonces una modificación del método es utilizar un valor  $E_s$  equivalente para el tipo de suelo que se trate. Para suelos friccionantes, Denver<sup>2</sup> propone dos relaciones para obtener de manera sencilla la compresibilidad del suelo, en donde los módulos de elasticidad fueron determinados por pruebas con el presiómetro y pruebas de placa helicoidal, y fueron comparados con los resultados de la SPT y la CPT. En función de la resistencia a la penetración del cono  $q_c$  se tiene que:

$$E_s = F \sqrt{\frac{q_c}{q_0}} \quad (2.7)$$

donde:

$$F = 8 \text{ MPa} \quad ; \quad q_0 = 1 \text{ MPa}$$

y en función del número de golpes  $N$  es:

$$E_s = C \sqrt{N} \quad (2.8)$$

donde:

$$C = 7 \text{ MPa}$$

Ambas ecuaciones proporcionan una mejor correlación con los valores reales de  $E$  que relaciones lineales.

Para el caso de interés, que corresponde al asentamiento en el centro de un área rectangular (zapata rectangular) sobre arena, la ecuación quedaría

$$\rho = q \frac{1-\mu^2}{E_s} (4BI_{\rho}) \quad (2.9)$$

El valor  $I_{\rho}$  también se puede obtener directamente de la ecuación 2.4 de manera rápida si se programa en hoja de cálculo.

### I.3 STEINBRENNER-DENVER

La base para un pronóstico confiable del asentamiento de una estructura es la determinación de los esfuerzos bajo tierra causados por la carga (*Steinbrenner, 1936*).

Por lo que para realizar esta predicción en cada punto del cimiento, se debe conocer la función que representa la variación del esfuerzo normal vertical  $\sigma$  con la profundidad. Realizado esto, Steinbrenner<sup>3</sup> define al asentamiento como:

$$s = \int \frac{a}{1 + \varepsilon} \sigma dz \quad (3.1)$$

donde:

$z$ : profundidad bajo la base del cimiento

$\frac{a}{1 + \varepsilon}$ : coeficiente empírico determinado en el laboratorio

Para el caso del asentamiento provocado por una zapata o losa de cimentación, Steinbrenner encontró una solución aproximada que es lo suficientemente precisa para propósitos prácticos (*Terzaghi, 1943*). El autor del método, calculó el asentamiento  $\Delta\rho$  de las esquinas de un área rectangular uniformemente cargada en la superficie horizontal de una masa semi-infinita. Después computó el desplazamiento vertical  $\Delta\rho'$  de los puntos localizados a una profundidad  $D$  debajo de estas esquinas y asumió que el asentamiento  $\Delta\rho_D$  de las esquinas del área cargada en la superficie de un estrato elástico de espesor  $D$  es igual a la diferencia, es decir:

$$\Delta\rho_D = \Delta\rho - \Delta\rho' \quad (3.2)$$

o bien:

$$\Delta\rho_D = q \frac{B}{E} \left[ (1 - \mu^2) F_1 + (1 - \mu - 2\mu^2) F_2 \right] \quad (3.2)$$

donde:

- $q$ : carga unitaria
- $B$ : ancho del área
- $E$ : módulo de elasticidad del estrato
- $\mu$ : relación de Poisson

Los factores  $F_1$  y  $F_2$  se definen como sigue:

$$F_1 = \frac{l}{\pi} \left[ l \log \frac{(1 + \sqrt{l^2 + 1})\sqrt{l^2 + d^2}}{l(1 + \sqrt{l^2 + d^2 + 1})} + \log \frac{(l + \sqrt{l^2 + 1})\sqrt{1 + d^2}}{l + \sqrt{l^2 + d^2 + 1}} \right] \quad (3.3)$$

$$F_2 = \frac{d}{2\pi} \tan^{-1} \frac{l}{d\sqrt{l^2 + d^2 + 1}} \quad (3.4)$$

siendo:

$$l = \frac{L}{B} \quad (2.3)$$

$$d = \frac{D}{B} \quad (3.5)$$

Originalmente de la figura 3.1 se estimaban los valores estos factores para distintas relaciones largo-ancho. Bowles<sup>4</sup> los presentó mas recientemente de manera tabulada, con intervalos y rangos más convenientes. En este trabajo se sugiere manejar las ecuaciones a través de una hoja de cálculo.

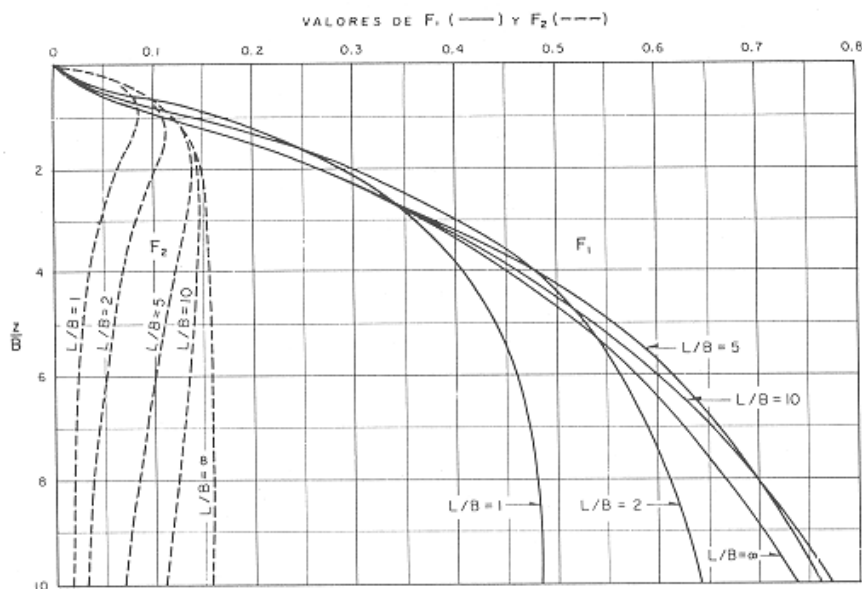


Fig. 3.1 Gráfica para estimar el asentamiento de una esquina de un área rectangular cargada en la superficie de un estrato elástico con una base rígida

El valor

$$I_{\rho} = (1 - \mu^2)F_1 + (1 - \mu - 2\mu^2)F_2 \quad (3.6)$$

aproximadamente determina la influencia de una sobrecarga rectangular que se apoya en la superficie de una estrato elástico de espesor  $D$  sobre el asentamiento de las esquinas del área. Para diferenciar este factor de influencia del introducido en la sección anterior (Schleicher) lo designaremos con  $I_{\rho D}$ .

### MÉTODO

De manera similar al procedimiento descrito en la sección anterior, para determinar el asentamiento del punto  $N$  (Fig. 3.2) se calculan los valores de  $l$  y  $d$  y se determinan los correspondientes valores de influencia  $I_{\rho D}$  de la figura 3.1 para cada uno de los rectángulos  $I$  a  $IV$ .

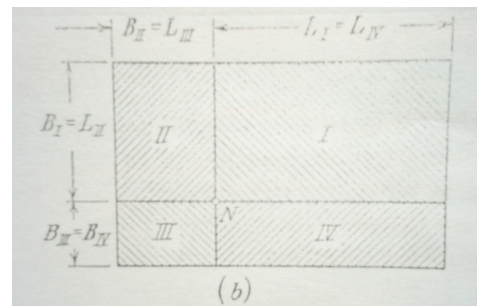


Fig. 3.2

El asentamiento total es:

$$\rho = \frac{q}{E} (B_I I_{\rho DI} + B_{II} I_{\rho DII} + B_{III} I_{\rho DIII} + B_{IV} I_{\rho DIV}) \quad (3.7)$$

Para la determinación de  $E_s$  se utiliza la ecuación (2.8) dada por Denver, a recordar:

$$E_s = C\sqrt{N} \quad (2.8)$$

donde:

$$C = 7 \text{ MPa}$$

Mediante la ec. (3.7) se obtiene el asentamiento en el centro del área cargada:

$$\rho = 4 \frac{q}{E_s} (BI_{\rho D}) \quad (3.8)$$

El valor  $I_{\rho D}$  se puede obtener a partir de la Fig. 3.1, de la tabla en la referencia 6 o al programar la ecuación (3.6) en hoja de cálculo.

Fox (1948), debido a que los factores de Steinbrenner son para un cimiento en la superficie, sugiere un factor  $I_f$  para justificar la reducción del asentamiento cuando la base del cimiento está a una profundidad de desplante  $D$ . Éste es función de  $\mu$ ,  $l$  y  $d$ . Bowles (1987) proporciona una tabla de estos valores.

## 1.4 HOOKE-DENVER

El ingeniero trabaja con ciertos modelos que simplifican el comportamiento de los materiales, pero que son útiles por su sencillez y por que posteriormente se pueden modificar para adaptarlos al cálculo de casos prácticos de ingeniería. (Deméneghi, 1999). Entre éstos se encuentra el cuerpo de Hooke.

Consideremos un cuerpo que se deforma al ser sometido a un cierto sistema de fuerzas. Si removemos las fuerzas que actúan sobre el cuerpo, y éste recupera totalmente su forma inicial, se dice que el cuerpo es perfectamente elástico (Deméneghi, 1999) y es elástico lineal cuando su deformación unitaria longitudinal  $\varepsilon$  es linealmente proporcional al esfuerzo normal  $\sigma$ .

$$\varepsilon \propto \sigma \quad (4.1)$$

La ley de Hooke establece que la relación entre un esfuerzo lineal  $\sigma$  y la correspondiente deformación lineal  $\varepsilon$  es una constante

$$\frac{\sigma}{\varepsilon} = E \quad (4.2)$$

llamada el *módulo de elasticidad* o *módulo de Young*.

En una prueba de compresión simple, la deformación vertical positiva producida por una presión vertical está asociada con una deformación horizontal negativa  $\varepsilon_l = \Delta d/d$ . El valor absoluto de la relación entre las deformaciones  $\varepsilon_l$  y  $\varepsilon$

$$\nu = \frac{\varepsilon_l}{\varepsilon} \quad (4.3)$$

se llama *relación de Poisson*. Si ambas ecuaciones (4.2) y (4.3) son válidas la deformación producida por un estado de esfuerzo compuesto es igual a la suma de las deformaciones producidas por cada uno de los esfuerzos individualmente. Esta relación se conoce como la *ley de superposición* (Terzaghi, 1943) y permite llegar a la siguiente expresión, la cual será útil en el cálculo de la deformación vertical de un suelo:

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] \quad (4.4)$$

Ésta es válida cuando las deformaciones son pequeñas y los correspondientes desplazamientos no afectan la acción de las fuerzas externas.



## MÉTODO

Primero, se define el espesor de los estratos en donde se desea calcular el asentamiento. Se mencionó que, por ejemplo, esta división puede ser en función de un perfil de resistencia al cono. También se calcula la profundidad media de cada estrato  $z$ . Además se necesitarán los valores de los pesos específicos del suelo  $\gamma$  y el ángulo de fricción interna  $\phi$ .

Después, se necesitan calcular los coeficientes de presión en reposo (*Mitchell, 1993*).

$$K_o = (1 - \text{sen}\phi) \cdot OCR^{\text{sen}\phi} \quad (4.5)$$

donde:

**OCR:** relación de preconsolidación del suelo

y la relación de Poisson  $\nu$  en los estratos del suelo de manera aproximada con:

$$\nu = \frac{K_o}{1 + K_o} \quad (4.6)$$

Posteriormente, se calculan tanto el esfuerzo normal vertical como los esfuerzos normales horizontales. Para este procedimiento se han propuesto las siguientes expresiones (*Damy, 1985; Dashkó y Kagán, 1980*), las cuales proporcionan los esfuerzos bajo la esquina de un rectángulo, y son válidas para un rectángulo sometido a carga uniformemente repartida  $q$ , apoyado sobre un medio linealmente elástico, semi-infinito, homogéneo e isótropo:

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[ \left( \frac{1}{x^2 + z^2} + \frac{1}{y^2 + z^2} \right) \frac{xyz}{B} + \tan^{-1} \frac{xy}{zB} \right] \quad (4.7)$$

$$\sigma_x = \frac{q}{2\pi} \left[ \frac{\pi}{2} - \frac{xyz}{(y^2 + z^2)B} - \tan^{-1} \frac{zB}{xy} + (1 - 2\nu) \left( \tan^{-1} \frac{x}{y} - \tan^{-1} \frac{xB}{yz} \right) \right] \quad (4.8)$$

$$\sigma_y = \frac{q}{2\pi} \left[ \frac{\pi}{2} - \frac{xyz}{(x^2 + z^2)B} - \tan^{-1} \frac{zB}{xy} + (1 - 2\nu) \left( \tan^{-1} \frac{y}{x} - \tan^{-1} \frac{yB}{xz} \right) \right] \quad (4.9)$$

$$B = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2} \quad (4.10)$$

Los valores de  $x$  y  $y$  se toman como la mitad de la longitud correspondiente a cada dirección (seccionamiento de la zapata), debido a esto, los resultados se multiplican por cuatro para obtener el valor de los esfuerzos bajo el centro de la zapata.

En seguida, se obtendrá el modulo de elasticidad del suelo para cada estrato, como se citó anteriormente, en función de la resistencia a la penetración del cono  $q_c$  o del número de golpes  $N$  a partir de las relaciones propuestas por diferentes autores. En la aplicación de este método se ha elegido utilizar la ecuación (2.8) propuesta por Denver.

Por último, se calcula la deformación unitaria vertical con la expresión (4.4) y el asentamiento de cada estrato con:

$$\delta_z = \varepsilon_z h_0 \quad (4.11)$$

donde:

$h_0$ :        espesor del estrato

Se debe realizar el mismo procedimiento para cada estrato hasta la profundidad que se desee calcular el asentamiento total, el cual evidentemente es la sumatoria de los asentamientos producidos en cada estrato.

## I.5 SCHMERTMANN

Los ingenieros utilizan diversos procedimientos para calcular o estimar el asentamiento a través de la arena (*Schmertmann, 1970*).

Para caracterizar el suelo es necesario realizar pruebas al mismo. Existen tanto pruebas de laboratorio como pruebas *in situ*. Las primeras tienen varias desventajas, requieren tiempo y gasto considerable, pero sobre todo existe el gran problema de no poder obtener muestras inalteradas. Las últimas pueden representar ahorro en tiempo y costo, pero algunas tienen bases empíricas, tal es el caso de las pruebas de penetración.

A través de la evolución de la mecánica de suelos, se han destacado dos pruebas de penetración en campo, debido a la investigación desarrollada en torno a ellas y su gran aceptación en la práctica común. Una de ellas es la ya mencionada Prueba de Penetración Estándar (SPT) usada en los Estados Unidos de América desde 1950, de naturaleza empírica, y recientemente demostrada como confiable para el diseño de cimentaciones superficiales (*Zekkos et al, 2004*). La otra, la que se utiliza en el método descrito enseguida, es la Prueba Estática de Penetración de Cono (CPT), de gran uso en Europa por más de 60 años, y que tiene bases teóricas y experimentales.

El asentamiento de una zapata aislada, rígida y cargada concéntricamente en un suelo no cohesivo está dado por (*Schmertmann, 1970*)

$$\rho = C_1 C_2 \Delta p \sum_0^{2B} \left( \frac{I_z}{E_s} \right) \Delta z \quad (5.1)$$

donde:

$C_1$ : factor de corrección para aproximadamente tomar en cuenta

efectos de la profundidad de desplante,  $1 - 0.5 \left( \frac{p_0}{\Delta p} \right) \geq 0.5$

$C_2$ : factor de corrección para aproximadamente tomar en cuenta el

asentamiento tipo consolidación secundaria,  $1 + 0.2 \log_{10} \left( \frac{t_{\text{años}}}{0.1} \right)$

$\Delta p$ : incremento medio de presión neta a nivel de desplante

- $I_z$ : factor de influencia de deformación vertical
- $E_s$ : módulo de elasticidad equivalente para suelos granulares en compresión
- $\Delta z$ : espesor del estrato con misma resistencia a la penetración del cono holandés

Debido a que la incrustación del cimiento en el terreno de cimentación puede enormemente reducir el asentamiento bajo una carga dada, el autor de este método propone el factor de corrección  $C_1$ . Asimismo, se ha observado que en muchos de los registros publicados sobre asentamiento, se presenta un fenómeno parecido a la compresión secundaria en arcillas, es por esto que se incluye el factor de corrección  $C_2$ .

El factor de influencia de deformación vertical  $I_z$  es una aproximación que se deriva de resultados teóricos, de modelación, experimentales y de simulación en computadora, para representar de manera única el comportamiento de la deformación vertical  $\varepsilon_z$ . La distribución es triangular, y fue presentada por Schmertmann<sup>5</sup> originalmente como se muestra en la siguiente figura.

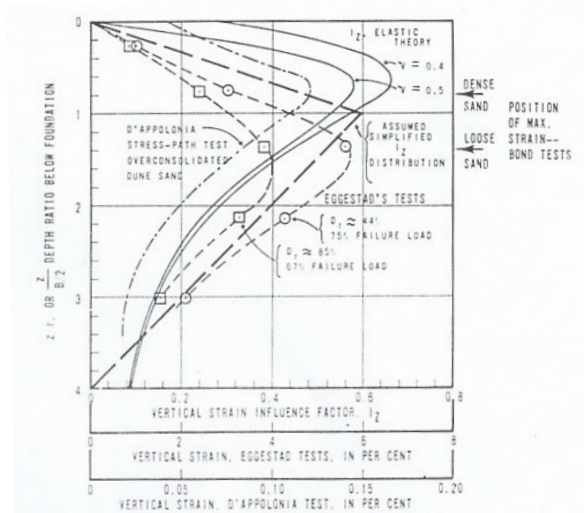


Fig. 5.1 Distribuciones teóricas y experimentales de la deformación vertical bajo el centro de un área cargada

Años después, a partir de estudios realizados con el método del elemento finito y pruebas de modelos en arena, Schmertmann, Hartman y Brown<sup>6</sup> presentan una modificación para el factor de influencia de deformación vertical, en el sentido de usar dos distribuciones distintas para zapatas cuadradas y zapatas corridas (Fig. 5.2). Además proponen un valor máximo que se incrementa si la presión neta también lo hace.

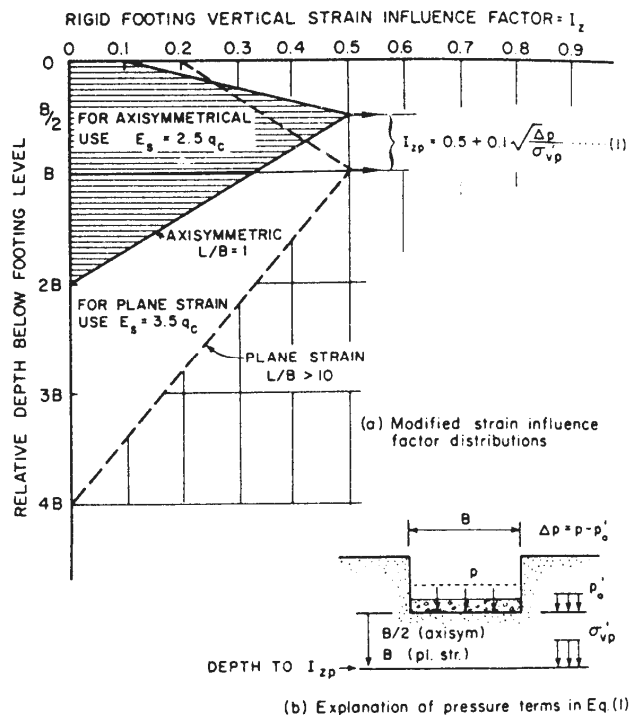


Fig. 5.2 Valores recomendados modificados para el factor de influencia de deformación vertical y módulos de la arena coincidentes.

Para la determinación de la compresibilidad del suelo, representada por  $E_s$ , se podría realizar una prueba de placa helicoidal, pero requiere de tiempo considerable. Por esto se relacionó la compresibilidad obtenida con esta prueba con la resistencia a la penetración del cono  $q_c$  de manera aceptable y económica, por lo que inicialmente se propuso la siguiente relación:

$$E_s = 2q_c \quad (5.2)$$

pero también se encontró que las siguientes relaciones igualmente cumplían razonablemente bien:

$$E_s = 2.5q_c \quad (5.3)$$

para zapatas cuadradas, y

$$E_s = 3.5q_c \quad (5.4)$$

para zapatas corridas. Para casos intermedios se usa una interpolación entre ambas.

Debido a las dificultades que representa el uso de la CPT, se ha correlacionado a esta prueba con la de mayor uso (SPT). Aunque el autor del método recomienda una determinación directa de  $q_c$ , proporciona las siguientes relaciones, las cuales son conservativas y a la vez independientes de la profundidad, la densidad relativa y las condiciones del agua.

Tipo de suelo	$q_c / N$ ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )
Limos, limos arenosos, mezclas de limo-arena poco cohesivas	2.0
Arenas limpias de finas a medias y arenas poco limosas	3.5
Arenas gruesas y arenas con poca grava	5
Gravas arenosas y grava	6

Tabla 5.1 Relaciones entre la resistencia a la penetración del cono y el número de golpes en la SPT

Finalmente, el espesor del estrato  $\Delta z$  se debe de elegir de tal manera que en tal se tenga la misma resistencia a la penetración del cono. Aunque el desarrollo de este estudio se realizó con base en un material de cimentación homogéneo, esta característica permite considerar suelos que varíen en resistencia y compresibilidad de manera aceptable para casos generales. De cualquier forma es necesario que el lector consulte ésta y otras consideraciones de manera fidedigna en la publicación original, la cual también contiene un ejemplo sobre el cómputo del asentamiento.

## MÉTODO

Primero se debe de obtener un perfil de la resistencia a la penetración del cono  $q_c$ , o del número de golpes  $N$  si es el caso, hasta una profundidad  $2B$ , además del ancho de la zapata, la profundidad de desplante y la presión de contacto promedio

## 1.6 HOOKE-ZEEVAERT

El ingeniero en cimentaciones debe pronosticar asentamientos totales y diferenciales después de que ha logrado exitosamente asignar una capacidad de carga segura al suelo (Zeevaert, 1983).

A partir de la aplicación de la ley de Hooke, se puede llegar a la siguiente conclusión: la deformación lineal es directamente proporcional al esfuerzo aplicado, es decir:

$$\varepsilon = M\sigma \quad (6.1)$$

donde:

$M$ : módulo de deformación lineal

El módulo de deformación lineal se representa por la tangente a la curva esfuerzo-deformación y está asociado con la compresibilidad del suelo. La relación entre el módulo de deformación lineal y el módulo de elasticidad lineal simplemente es:

$$M = \frac{1}{E} \quad (6.2)$$

La determinación de esta propiedad mecánica se logra en el laboratorio en muestras representativas del suelo con la cámara de compresión triaxial.

Como se vio, uno de los problemas del cálculo de asentamientos es la determinación de la compresibilidad del suelo, que en este método está representada por el módulo de deformación lineal  $M$ . Para suelos sin cohesión Zeevaert<sup>7</sup> representa la variación del módulo de deformación lineal con el esfuerzo de confinamiento  $\sigma_c$  en una escala doble logarítmica (Fig. 6.1), de donde se deriva la siguiente ley para el cálculo de las deformaciones verticales:

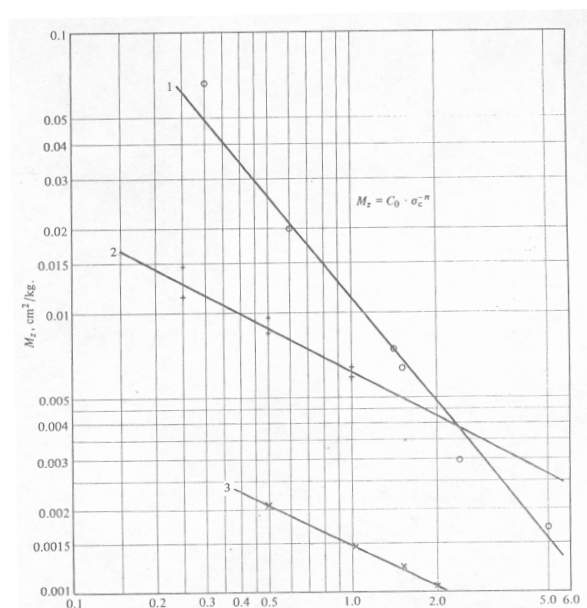


Fig. 6.1

$$M_z = C_0 \cdot \sigma_c^{-n} \quad (6.3)$$

Para arenas bien graduadas y distintos grados de compactación se tienen los siguientes valores promedio:

Grado de compactación	$D_r$	$C_0 \times 10^{-3}$	$n$
Muy suelto	0.2	10	0.65
Suelto	0.2-0.4	10-6.0	0.65-0.60
Semicompacto	0.4-0.6	6.0-3.0	0.60-0.50
Compacto	0.6-0.8	3.0-2.0	0.50-0.45
Muy compacto	>0.8	<2.0	0.45

Tabla 6.1 Valores promedio para las constantes  $C_0$  y  $n$

Aunque la deformación del suelo está además en función del tiempo, aquí únicamente se toma en cuenta la deformación inmediata para comparar los resultados de los ejemplos que se presentan más adelante.

## MÉTODO

Al igual que para cualquier otro método son antecedentes necesarios los valores del ancho  $B$  y la profundidad de desplante  $D_f$  para calcular la carga neta.

Después, se necesitará el perfil estratigráfico del suelo, que generalmente se obtiene de la SPT. Para cada estrato se obtendrá el ángulo de fricción interna  $\phi$ . Badillo y Rico<sup>8</sup> presentan la siguiente correlación entre el número de golpes y el ángulo de fricción interna.



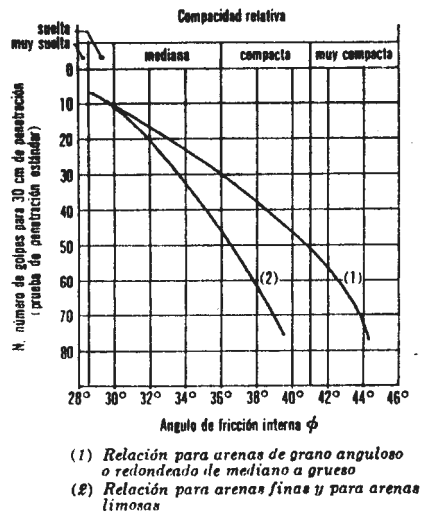


Fig. 6.2 Relación entre  $N$  y  $\phi$

En seguida, se necesita calcular el coeficiente de presión en reposo  $K_0$  que está dado por la ec. (4.5) y se calcula la relación de Poisson  $\nu$  dada por la ec. (4.6) para cada estrato. Asimismo, se deben de calcular las presiones verticales iniciales  $P_{v0}$  y los esfuerzos o presiones de confinamiento  $P_{c0}$  equivalentes por medio de:

$$P_{c0} = \frac{1 + 2K_0}{3} P_{v0} \quad (6.4)$$

Posteriormente, se calculan los esfuerzos bajo el centro de la zapata con las ecs. (4.6), (4.7), (4.8) y (4.9).

A continuación, se calcula el incremento en la presión de confinamiento con:

$$\Delta P_c = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3} \quad (6.5)$$

También Se utiliza un valor medio entre la presión de confinamiento inicial  $P_{c0}$  y la presión de confinamiento final  $P_{cf}$ :

$$P_c = P_{c0} + \frac{\Delta P_c}{2} \quad (6.6)$$

Más adelante, se necesita tener la compacidad relativa  $D_r$ . Meyerhof<sup>7</sup> correlacionó a ésta tanto con el número de golpes  $N$  de la SPT, como con la resistencia al cono  $q_c$  de la CPT (Tabla 6.2).

Muy suelto	<0.2	<4	<20
Suelto	0.2-0.4	4-10	20-40
Semicompacto	0.4-0.6	10-30	10-120
Compacto	0.6-0.8	30-50	120-200
Muy compacto	>0.8	>50	>200

Tabla 6.2 Correlaciones entre parámetros de pruebas y la densidad relativa

Después, se calcula el módulo de deformación unitaria vertical  $M_z$  con ayuda de la ec. (6.3), y a partir de las ecs. (4.4) y (6.2) se obtiene la deformación unitaria vertical:

$$\varepsilon_z = M_z [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] \quad (6.7)$$

Finalmente, se calcula el asentamiento de cada estrato con la ec. (4.11) y se suman estos valores para obtener el asentamiento total bajo el centro de la zapata.

## I.7 BURLAND Y BURBIDGE

Numerosos métodos de predicción de asentamientos de cimientos en arenas y gravas han sido publicados-muchos más que para arcillas. La razón se encuentra en la dificultad extrema de obtener muestras inalteradas para la determinación en el laboratorio de la compresibilidad bajo condiciones apropiadas de esfuerzo y de su historia de cargas. Por lo tanto se ha recurrido a la interpretación de pruebas de campo in situ, tal y como la prueba de penetración estándar (SPT), la prueba de penetración con cono y la prueba de carga de placa, y mucha de la literatura ha sido dedicada a tales interpretaciones (*Burland y Burbidge, 1985*).

El resultado del análisis estadístico de más de 200 casos de asentamientos en estructuras reales llevó a Burland y Burbidge<sup>9</sup> a presentar un método simple y directo de predicción de asentamientos en arenas y gravas.

La esencia del método es la relación empírica que se estableció entre la pendiente de la relación presión-asentamiento para el cimiento ( $\Delta\rho_i/\Delta q'$ ), el ancho del cimiento  $B$  y del número de golpes promedio  $\bar{N}$  de la SPT a lo largo de la profundidad de influencia del cimiento. La cantidad  $\Delta\rho_i/\Delta q'$  es definida por los autores como el *subgrado* de compresibilidad del cimiento  $a_f$  para arenas y gravas normalmente cargadas. La relación referida se muestra en la figura 7.1.

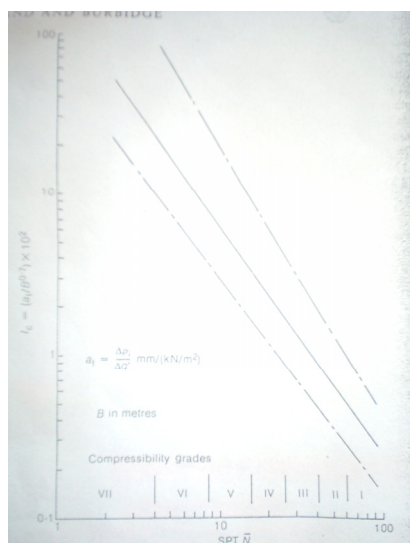


Fig. 7.1 Relación entre la compresibilidad  $I_c$  y el número de golpes promedio  $\bar{N}$

La cantidad  $a_f/B^{0.7}$  se denota como  $I_c$ , el índice de compresibilidad. Las líneas punteadas se aproximan a dos desviaciones estándar por encima y debajo de la media, y representan los probables límites para la aplicación del método. Matemáticamente la línea de la regresión está dada por:

$$I_c = \frac{1.71}{\bar{N}^{1.4}} \quad (7.1)$$

con un coeficiente de correlación de 0.848. El valor de  $\bar{N}$  debe ser la media aritmética de los valores  $N$  observados a lo largo de la profundidad de influencia. El valor de este parámetro no se corrige por presión de sobrecarga efectiva, pero se le asigna un grado de compresibilidad a partir de una nueva clasificación (Tabla 7.1).

Grado de compresibilidad	No. de golpes $N$
VII	<4
VI	4-8
V	9-15
IV	16-25
III	26-40
II	41-60
I	>60

Tabla 7.1 Clasificación de compresibilidad en arenas y gravas normalmente cargadas con el número de golpes de la SPT sin corregir

Para una arena normalmente cargada el asentamiento promedio inmediato  $\rho_i$  al término de la construcción, correspondiente a la presión efectiva promedio del cimiento, está dado por:

$$\rho_i = q' \times B^{0.7} \times I_c \quad (7.2)$$

donde  $\rho_i$  está dado en  $mm$ ,  $q'$  en  $kN/m^2$  y  $B$  en  $m$ .

En una arena precargada para la que la máxima sobrecarga de presión efectiva es  $\sigma'_{v0}$ , el asentamiento promedio al fin de la construcción  $\rho_i$  correspondiente a la

presión efectiva bruta promedio  $q'$  (donde  $q' > \sigma'_{v0}$ ) se conforma de dos componentes como sigue:

$$\begin{aligned}\rho_i &= \sigma'_{v0} \times B^{0.7} \times \frac{I_c}{3} + (q' - \sigma'_{v0}) \times B^{0.7} \times I_c \quad mm \\ &= \left( q' - \frac{2}{3} \sigma'_{v0} \right) \times B^{0.7} \times I_c \quad mm\end{aligned}\quad (7.3)$$

Cuando  $q'$  es menor que  $\sigma'_{v0}$  la expresión anterior se convierte en:

$$\rho_i = q' \times B^{0.7} \times \frac{I_c}{3} \quad mm \quad (7.4)$$

A partir del análisis estadístico, se encontró que hay una correlación significativa entre el asentamiento y  $L/B$  (la relación largo-ancho del cimiento). El factor de corrección  $f_s$  es bastante pequeño y se expresa como:

$$f_s = \left[ \frac{1.25 L/B}{(L/B) + 0.25} \right]^2 \quad (7.5)$$

donde  $\rho_i(L/B > 1) = f_s \rho_i(L/B = 1)$ . También se recomienda una corrección  $f_1$  cuando  $H_s$  (espesor del estrato de arena) es menor que  $z_1$  (la profundidad de influencia), tal que:

$$f_1 = \frac{H_s}{z_1} \left( 2 - \frac{H_s}{z_1} \right) \quad (7.6)$$

También se concluyó que el efecto del NAF por debajo del nivel de desplante no necesita de un factor de corrección, ya que este efecto se refleja en el conteo de golpes.

Aunque está más allá del alcance de este trabajo, es importante recordar que los cimientos exhiben asentamientos que dependen del tiempo. Cimientos sujetos a cargas fluctuantes exhiben asentamientos dependientes del tiempo mucho más largos que aquellos sujetos únicamente a cargas estáticas. Los resultados sugirieron un factor de corrección por tiempo  $f_t$  para el asentamiento ( $\rho_i$ ) para cualquier tiempo  $t$ , cuando  $t$  es 3 años o más después del término de la construcción:

$$f_t = \frac{\rho_t}{\rho_i} = \left( 1 + R_3 + R_t \log \frac{t}{3} \right) \quad (7.7)$$

donde,  $R_3$  es el asentamiento dependiente del tiempo durante los primeros 3 años después de la construcción y  $R_t$  es el asentamiento dependiente del tiempo que ocurre cada ciclo logarítmico de tiempo después de 3 años.

En resumen, el asentamiento promedio de un cimiento al final de la construcción y después en cualquier tiempo  $t$ , 3 ó más años después de la conclusión de la construcción, puede ser expresado por las siguientes ecuaciones:

$$\rho_i = f_s \times f_1 \times \left[ \left( q' - \frac{2}{3} \sigma'_{v0} \right) \times B^{0.7} \times I_c \right] \text{ mm} \quad (7.8)$$

$$\rho_t = f_t \times \rho_i \quad (7.9)$$

donde  $q'$  es la presión efectiva bruta promedio aplicada ( $kN/m^2$ ),  $\sigma'_{v0}$  es la presión efectiva de sobrecarga máxima previa ( $kN/m^2$ ),  $B$  es el ancho en metros,  $I_c$  es el índice de compresibilidad obtenido de la Fig. 7.1 o la ecuación (7.1),  $f_s$  es un factor de corrección de forma dado por la ecuación (7.5),  $f_1$  es un factor de corrección por el espesor del estrato de arena dado por la ecuación (7.6) y  $f_t$  es un factor de tiempo proporcionado por la ecuación (7.7).

## MÉTODO

Básicamente éste se ha descrito paso a paso en la sección anterior, pero de cualquier manera se recordará.

Primero, se deben de calcular  $B$  y  $q'$ .

Después con el número de golpes promedio  $\bar{N}$  obtenido a lo largo de la profundidad de influencia se calcula el índice de compresibilidad  $I_c$ . Si la compresibilidad está en función de la resistencia el cono, en el artículo original se presenta una relación entre  $q_c/N$  y el tamaño del grano.

Finalmente, se calculan cada uno de los factores de corrección, en caso de que apliquen y se obtiene la predicción del asentamiento.

## I.8 DEMÉNEGHI-FÓRMULA DE PREDICCIÓN

Debido a que el procedimiento anterior únicamente contempla el asentamiento medio como resultado de una regresión lineal, Deméneghi<sup>10</sup> vislumbró la necesidad de, a través de los datos contenidos en el Apéndice 1 del escrito de Burland y Burbidge, realizar un nuevo análisis estadístico con el objetivo de encontrar predicciones individuales, más que valores medios.

El resultado de este análisis presenta la siguiente ecuación para la estimación del asentamiento inmediato medio en suelos friccionantes:

$$\delta = 1.338q_n B^{0.7} N^{-1.369} \quad (8.1)$$

Es obvio que esta ecuación presenta gran similitud con la ec. (7.2), pero como se indicó, el interés está en predecir valores individuales desfavorables del asentamiento y para ello se propone la siguiente *fórmula de predicción*:

$$\delta' = 1.338q_n B^{0.7} N^{-1.369} \times e^{\left[0.7844t_\alpha \sqrt{1.007576 + 0.01518(\ln N - 2.9765)^2}\right]} \quad (8.2)$$

donde  $t_\alpha$  es una variable aleatoria con distribución  $t$  de Student y cuyos valores se presentan en la siguiente tabla.

Nivel de confianza $\alpha$ (%)	$t_\alpha$
2.5	1.9784
5	1.6567
10	1.2881
15	1.0406
20	0.8444
25	0.6764
30	0.5257
40	0.2539
50	0

Tabla 8.1 Variable aleatoria  $t_\alpha$  para  $n-2=130$  grados de libertad

El nivel de confianza es seleccionado de acuerdo con el criterio del diseñador. Cabe destacar que en la práctica conviene utilizar un valor alejado de 50% para tomar en cuenta la dispersión de los datos estadísticos.

## MÉTODO

Primero, se definen los valores de  $q_n$ ,  $B$  y  $N$ ; tal y como se hace para el proceso de la sección anterior.

Luego, se designa el valor de  $\alpha$ . Éste representa la probabilidad de que el asentamiento resulte mayor al que se calcule. De la tabla 8.1 se elige el valor para  $t_\alpha$  deseado.

Finalmente, se sustituyen todos los valores reunidos en la ec. (8.2) y se obtiene el asentamiento  $\delta'$ .



## I.9 DEMÉNEGHI-NO LINEAL

Con los datos del sistema de cargas sobre el cimiento y las propiedades mecánicas del terreno de cimentación, se procede a revisar la seguridad del terreno de cimentación, tanto de capacidad de carga por resistencia al corte como por deformación del mismo. Esta revisión se debe hacer para condiciones a corto y largo plazos, bajo acciones accidentales, u otras que pudieran provocar problemas de estabilidad del subsuelo (*Deméneghi, 1999*).

La deformación de un suelo se debe tanto al reacomodo de sus partículas como a una deformación de los granos. La primera provoca un cambio de volumen y la segunda un cambio de forma. Por lo tanto, la deformación de un suelo es la suma de las deformaciones provocadas por ambas causas. Para el caso de interés, en el cual se pretende de pronosticar el asentamiento del suelo  $\delta_z$  bajo un cimiento, se tiene:

$$\delta_z = \delta_{vz} + \delta_{fz} \quad (9.1)$$

donde:

$\delta_{vz}$ : deformación vertical por cambio de volumen

$\delta_{fz}$ : deformación vertical por cambio de forma

A partir de la idea anterior, Deméneghi<sup>10</sup> descompone el tensor de incremento de esfuerzo  $\underline{S}$  en un tensor de incremento de esfuerzo confinante  $\underline{S}_c$  y en un tensor de incremento de esfuerzo desviador  $\underline{S}_d$  (Fig. 9.1), los cuales provocarían compresiones por cambio de volumen y de forma, respectivamente.

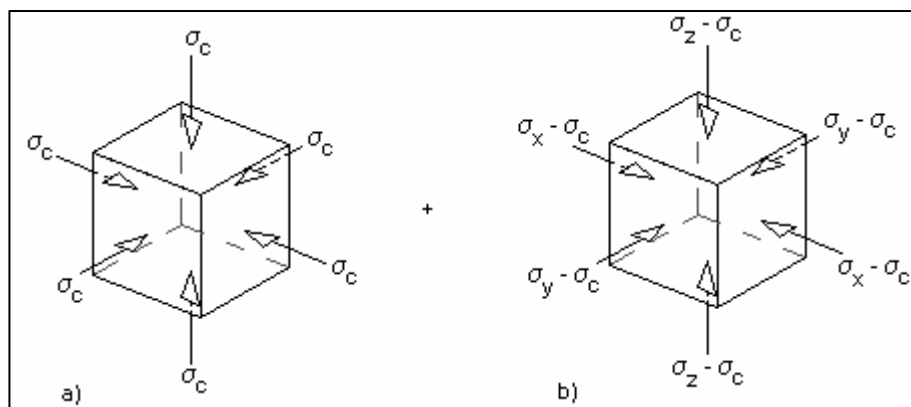


Fig. 9.1 Separación de los incrementos de esfuerzos en un elemento de suelo

Matemáticamente tenemos:

$$\underline{S} = \underline{S}_c + \underline{S}_d = \begin{bmatrix} \sigma_c & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_c & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_c \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \sigma_z - \sigma_c & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_x - \sigma_c & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_y - \sigma_c \end{bmatrix} \quad (9.2)$$

donde:

$\sigma_c$ : incremento de presión de confinamiento, dado por la ec. (6.5)

La compresión por cambio de volumen se obtiene a partir de la ecuación para la deformación volumétrica de los materiales (Juárez y Rico, 1965):

$$\frac{dV}{V} = -\gamma \frac{d\sigma}{\sigma} \quad (9.3)$$

en donde:

$\gamma$ : parámetro que mide la compresibilidad volumétrica del material

$\sigma$ : esfuerzo isotrópico sobre el elemento del suelo

Para el elemento de la figura 9.1 a) se considera que la compresión volumétrica está dada por:

$$\frac{dV}{V} = -\frac{1}{A_v} \frac{d\left(\frac{\sigma_c}{p_a}\right)}{\left[\frac{(p_{be} + \sigma_c)}{p_a}\right]^{s_v}} \quad (9.4)$$

donde:

$p_a$ : presión atmosférica = 101.3 kPa

$A_v$ : módulo de rigidez del suelo

$p_{be}$ : presión de confinamiento inicial,  $p_{cie} + p_{co}$

$s_v$ : módulo que toma en cuenta la variación de la compresibilidad del suelo en función de la presión de confinamiento

Existen dos soluciones a la ec. (9.4), una para  $s_v = 1$  y otra, la que es de interés, para  $s_v \neq 1$  en suelos friccionantes, la cual nos lleva a la deformación unitaria de un elemento de suelo sometido a un incremento de presión de confinamiento igual a:

$$\varepsilon_v = 1 - e^{\left[ \frac{(p_{be} + \sigma_c)^{1-s_v} - p_{be}^{1-s_v}}{(1-s_v)A_v p_a^{1-s_v}} \right]} \quad (9.5)$$

Además, se debe tomar en cuenta que:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_{vz} + \varepsilon_{vx} + \varepsilon_{vy} \quad (9.6)$$

y al aplicar una compresión isotrópica, es decir  $\varepsilon_{vx} = \varepsilon_{vz} = \varepsilon_{vy}$ , se tiene:

$$\varepsilon_{vz} = \frac{1}{3} \varepsilon_v \quad (9.7)$$

Para la deformación por cambio de forma, con base en la figura 9.1 b), se propone la siguiente ecuación constitutiva para la deformación vertical:

$$\frac{dh}{h} = -\frac{1}{A_f} \frac{(f\sigma_z / p_a)^r d(f\sigma_z / p_a)}{(p_{be} / p_a)^{s_f}} \quad (9.8)$$

donde:

$A_f$ : módulo de rigidez del suelo

$f$ : factor,  $\frac{1+\nu_f}{3} \left( 2 - \frac{\sigma_x + \sigma_y}{\sigma_z} \right)$

$r$ : módulo que toma en cuenta la forma de la curva esfuerzo-deformación unitaria

$s_f$ : módulo que toma en cuenta la variación de la compresibilidad del suelo en función de la presión de confinamiento

Al integrar la ec. (9.8) y recordando la definición de deformación lineal unitaria se obtiene:

$$\varepsilon_{fz} = 1 - e^{\left[ \frac{(f\sigma_z)^{1+r}}{(1-r)A_f p_{be}^{s_f} p_a^{1+r-s_f}} \right]} \quad (9.9)$$

## MÉTODO

Primero, se necesitan los mismos parámetros ya descritos en los otros métodos. Se definen los espesores de los estratos.

Después, es necesario definir el nivel de confianza  $\alpha$  (probabilidad de que los valores en campo de  $A_v$  y  $A_f$  sean menores que los dados por las ecuaciones) que se desee, el autor recomienda un valor no mayor de 30%. Una vez realizado esto, se

toma el valor correspondiente a la variable aleatoria con distribución T de Student de la tabla 8.1.

Se calculan los valores de los módulos de rigidez del suelo con:

$$A_v = 7.09N^{1.302} e^{-0.7844t_\alpha \sqrt{1.007576+0.01518(\ln N-2.9765)^2}} \quad (9.10)$$

$$A_f = 663N^{1.159} e^{-0.7844t_\alpha \sqrt{1.007576+0.01518(\ln N-2.9765)^2}} \quad (9.11)$$

También se calculan los módulos  $s_v$  y  $s_f$  con:

$$s_v = 0.663 - 0.00326N \quad (9.12)$$

$$s_f = 1.717 - 0.00435N \quad (9.13)$$

Se debe computar el coeficiente de presión en reposo  $K_0$  con la ec. (4.5), y a partir de éste, la relación de Poisson  $\nu$  utilizando la ec. (4.6). Además, la presión vertical inicial  $P_{v0}$  y la presión de confinamiento  $P_{c0}$  aplicando la ec. (6.4).

Del mismo modo que para otros métodos, se calculan los esfuerzos bajo el centro de la zapata con las ecs. (4.6), (4.7), (4.8) y (4.9). Y a partir de estos resultados se calcula el incremento en la presión de confinamiento con la ec. (6.5).

En seguida, se calcula la presión de confinamiento inicial  $P_{be}$ .

Finalmente, se calcula la deformación por cambio de volumen con las ecs. (9.5) y (9.7) y el asentamiento que provoca aplicando la ec. (4.11), y la deformación por cambio de forma con la ec. (9.9) y el asentamiento que produce con la ec (4.11). El asentamiento total a la profundidad elegida, será como lo indica la ec. (9.1).

II EJEMPLO DE APLICACIÓN:  
CÁLCULO DEL ASENTAMIENTO DE UNA ZAPATA RECTANGULAR AISLADA

Dentro de este capítulo, se realiza la aplicación de los métodos de predicción de asentamientos introducidos, a través de un ejemplo sencillo e ilustrativo. Para llevar a cabo tal empresa, es necesario tener en mente la siguiente observación hecha por Sutherland (citado por Burland y Burbidge):

“Antes de que un diseñador se enrede en los detalles para predecir asentamientos (en arena) debe de convencerse a él mismo si un problema real verdaderamente existe, e indagar que ventajas y ahorros pueden resultar de mejoras en la predicción de asentamientos.”

Debido a que la esencia de este trabajo es de carácter académico, el planteamiento del problema a resolver es en base a los estudios hechos por los diversos autores aludidos y sustancialmente, en base a la experiencia de Deméneghi\*. Cuando se trate una cuestión *real* se debe tener el cuidado necesario para que la información que se tenga represente lo mejor posible al problema.

En el presente estudio no se realizaron ni pruebas de campo, ni de laboratorio. Las propiedades y parámetros necesarios, aunque basados en la experiencia, son supuestas y por lo tanto el lector no las debe considerar como únicas para un problema particular. Se utiliza la geometría de una zapata sencilla, comúnmente utilizada y los resultados que se originen pertenecerán particularmente a tal zapata, por lo que, para cualquier situación distinta se deberán hacer los ajustes correspondientes.

---

\* M. en I. Agustín Deméneghi Colina

Profesor del Departamento de Geotecnia, Facultad de Ingeniería, UNAM.

## II.1 DESPLANTADA SOBRE SUELO HOMOGÉNEO

A continuación se presenta un esquema simplificado de la zapata que se utiliza para ejemplificar los métodos y se definen los parámetros del problema.

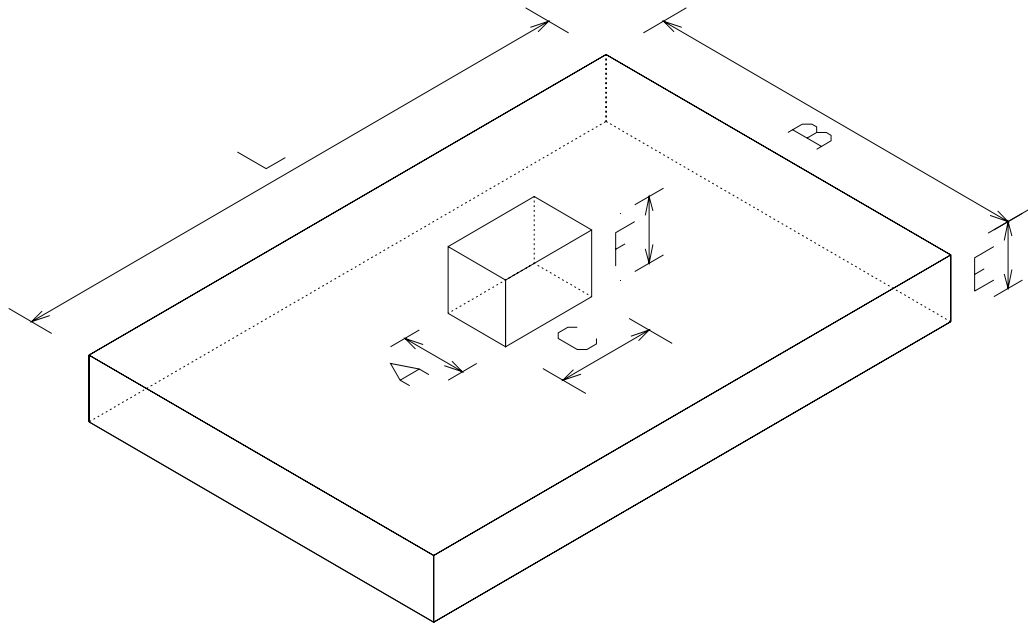


Fig. 1 Esquema de zapata rectangular y nomenclatura de acotaciones usadas

Para este primer caso se designa a la zapata como ZA-1H. Algunas características relevantes se presentan en la figura.

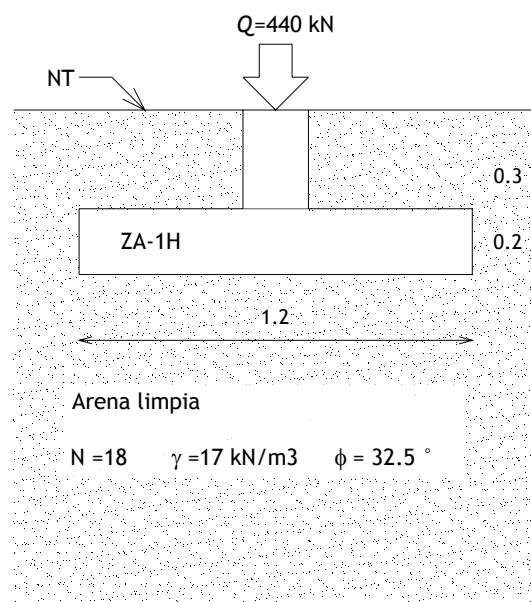


Fig. 2 Perfil del cimiento. Acotaciones en metros

Además, la arena se considera como medianamente compacta. A continuación se presenta el conjunto de dimensiones:

$B =$	1.2	$m$
$L =$	1.8	$m$
$A =$	0.25	$m$
$C =$	0.3	$m$
$F =$	0.3	$m$
$E =$	0.2	$m$
$D_f =$	0.5	$m$

### CÁLCULOS PREVIOS

Antes de aplicar cualquier método, se deben determinar las cargas existentes. La carga neta  $q_n$ , es la diferencia entre la presión de contacto entre la estructura de cimentación y el terreno de cimentación  $q$  y la presión total previamente existente al nivel de desplante  $p_{vd}$ , es decir:

$$q_n = q - p_{vd} \quad (1)$$

Con base en las figuras 1 y 2, se calcula la presión de contacto:

$$q = \frac{[Q + ACF\gamma_c + BLE\gamma_c + (BL - AC)F\gamma]}{BL} \quad (2)$$

donde:

$\gamma_c$ : peso volumétrico del concreto armado,  $\approx 23.544 \text{ kN/m}^3$

Sobre los términos en el numerador en la ecuación anterior, el primero de ellos corresponde a la carga que se transmite a la zapata a través de la columna, y su valor se obtiene del análisis estructural correspondiente; para este ejemplo se ha considerado igual a 440 kN; el segundo y tercer término pertenecen al peso del dado y de la losa de la zapata, respectivamente y el último toca a el peso del material sobre la cimentación.

A continuación se presentan los resultados obtenidos con una hoja de cálculo.



$\gamma_c =$	23.544	$kN/m^3$
$ACF\gamma_c =$	0.5297	$kN$
$BLE\gamma_c =$	10.1710	$kN$
$(BL-AC)F\gamma =$	10.6335	$kN$
$q =$	213.5807	$kN/m^2$

La presión total previamente existente al nivel de desplante es:

$$P_{vd} = \gamma \cdot D_f \tag{3}$$

e igual a

$$P_{vd} = 8.5 \quad kN/m^2$$

Por lo tanto, la carga neta es:

$$q_n = 205.0807 \quad kN/m^2$$

### II.1.a TERZAGHI Y PECK

Con base en lo descrito en el capítulo anterior, para aplicar este método, se necesita el ancho de la zapata:

$$B = 1.2m$$

Entonces, en la figura 1.1 se localiza este valor y se interseca la curva de número de golpes, en este caso  $N = 18$ . Como se mencionó, es preciso hacer una interpolación. Aproximadamente se percibe un valor de  $2.3 \text{ kg/cm}^2$  ó  $23 \text{ t/m}^2$  para la presión admisible en el suelo, el cual corresponde a un asentamiento de 25.4mm o una pulgada.

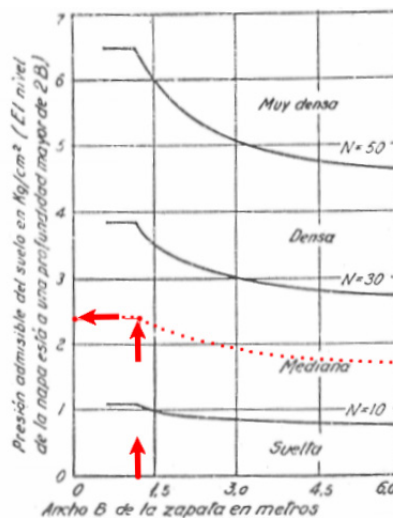


Fig. 1.1 Interpolación aproximada para  $N=18$

Por lo tanto, para un incremento de presión de  $20.5 \text{ t/m}^2$  se tendrá un asentamiento parecido a:

$$\frac{\delta}{20.5} = \frac{25.4}{23}$$

$$\delta \approx 22.6 \text{ mm}$$

En la gráfica se aprecia que el valor está en el rango de arena medianamente compacta.

### II.1.b SCHLEICHER-DENVER

Debido a que al interés en este método es calcular el asentamiento del punto  $N'$  (Fig. 3), que corresponde al centro de la zapata, se divide al cimiento en cuatro secciones iguales, por lo que el cálculo se simplifica.

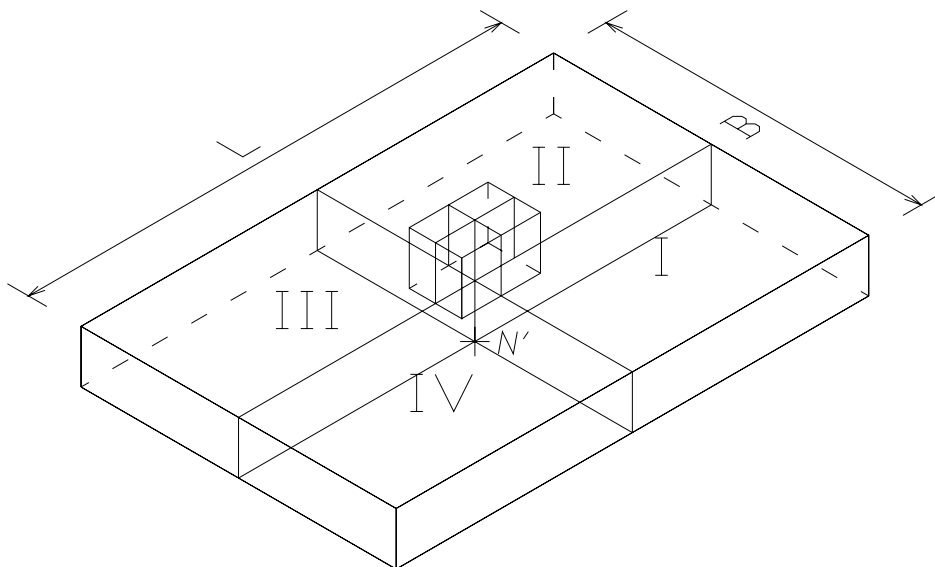


Fig. 3 Segmentación de la zapata para el cálculo del asentamiento

El ángulo de fricción interna vale  $32.5^\circ$ , en la figura 6.2 se aprecia que corresponde a  $N=18$ , como se indica en la figura 2. De la ec. (4.5), para un valor de  $OCR=1$  (arena normalmente cargada), se calcula el coeficiente de presión en reposo  $K_0$  y posteriormente, de la ec. (4.6) el valor de la relación de Poisson  $\mu$ .

$$\begin{aligned} \phi &= 32.5^\circ \\ K_0 &= 0.4627 \\ \mu &= 0.3163 \end{aligned}$$

Después, se calcula el módulo de elasticidad del suelo con la ec. (2.8)

$$\begin{aligned} N &= 18 \\ C &= 7 \quad MPa \\ E_s &= 29698.48 \quad kPa \end{aligned}$$

Finalmente, se obtiene el factor de influencia  $I_\rho$  de la figura 2.3, aproximadamente igual a 0.67. Sustituyendo los valores en la ec. (2.9) se tiene:

$$\rho = 4 \left( 213.58 \frac{kN}{m^2} \right) (0.6m) \frac{(1-0.3163^2)}{29698.48 kPa} 0.67$$

$$\rho = 10.4mm$$

Al programar el valor de la ecuación (2.4) en hoja de cálculo, se obtiene un resultado sólo un poco más aproximado:

$$\begin{aligned} I_\rho &= 0.6788 \\ \rho &= 10.5435 \quad mm \end{aligned}$$

### II.1.c SCHMERTMANN

Debido a que, para la aplicación del método en el ejemplo, no se cuenta con un perfil estratigráfico proporcionado por pruebas de campo, los espesores de los estratos  $\Delta z$  se eligen uniformes y de valor igual a 0.2m. Además, se utiliza el conteo de golpes de la SPT. Al ser el valor de  $N$  constante, la compresibilidad del suelo también lo es. Asimismo, permanecen constantes los factores de corrección  $C_1$  y  $C_2$ . Por facilidad, la relación  $L/B$  se toma igual a uno, aunque estrictamente se debería realizar una interpolación para determinar el factor de influencia  $I_z$ .

Aplicando las ecuaciones correspondientes, se tiene:

$$\begin{aligned} C_1 &= 0.9793 \quad (\text{CORRECTO}) \\ C_2 &= 1.0 \\ E_s &= 15450.75 \quad kPa \end{aligned}$$

A continuación, se obtiene el factor de influencia de la figura 5.2 para cada estrato. Para el primer estrato ( $z_1 = 0.1m$ ), aproximadamente el valor resulta de 1.5. Entonces, con la ecuación (5.1) se calcula el asentamiento en el primer estrato de 20cm:

$$\rho_1 = (0.9793)(1.0) \left( 213.5 \frac{kN}{m^2} \right) \left( \frac{0.15}{15450.75 kPa} \right) (0.2m)$$

$$\rho_1 = 0.406mm$$

Al programar el valor de influencia en hoja de cálculo, se obtienen los resultados de manera sencilla y rápida:

Estrato (1)	z en m (5)	$l_z$ (6)	$(l_z/E_s)\Delta z$ en $m^3/kN$ (7)	$\rho$ mm
1	0.1	0.1667	2.157E-06	0.4333
2	0.3	0.3000	3.883E-06	0.7799
3	0.5	0.4333	5.609E-06	1.1265
4	0.7	0.4722	6.113E-06	1.2276
5	0.9	0.4167	5.393E-06	1.0832
6	1.1	0.3611	4.674E-06	0.9388
7	1.3	0.3056	3.955E-06	0.7943
8	1.5	0.2500	3.236E-06	0.6499
9	1.7	0.1944	2.517E-06	0.5055
10	1.9	0.1389	1.798E-06	0.3611
11	2.1	0.0833	1.079E-06	0.2166
12	2.3	0.0278	3.596E-07	0.0722

$$\rho_{total} = \mathbf{8.1888}$$

Tabla 5.2 Cálculo del asentamiento (Schmertmann)

La profundidad de influencia es  $2B = 2.4m$ . En la columna del extremo derecho se tiene la contribución de cada estrato en el asentamiento. La suma de éstos es el asentamiento inmediato de la zapata ZA-1H.

#### II.1.d HOOKE-ZEEVAERT

Se ejemplifica este procedimiento a través del cálculo detallado del asentamiento para el primer estrato en que se divide el suelo.

Primero, se calcula el coeficiente de presión en reposo. Para arena normalmente cargada  $OCR = 1$ , por lo que:

$$K_{01} = 1 - \text{sen}(32.5^\circ) = 0.4627$$

También, se evalúa la presión vertical inicial que existe en el terreno de cimentación al nivel medio del estrato 1:

$$P_{v01} = 17(0.5 + 0.1) = 10.2 \text{ kPa}$$

A partir de los cálculos anteriores, se deduce la presión de confinamiento inicial, recordando que la presión horizontal es una fracción de la presión vertical:

$$P_{c01} = \frac{1 + 2K_0}{3} P_{v0} = 6.5464 \text{ kPa}$$

Al igual que en la sección II.1.b, la relación de Poisson es:

$$\nu_1 = \frac{K_{01}}{1 + K_{01}} = 0.3163$$

A continuación se valora el incremento de los esfuerzos debido a la presencia de la zapata con las ecs. (5.6) a (5.9):

$$\begin{aligned} \sigma_{z1} &= 204.62 & \text{kPa} \\ \sigma_{x1} &= 136.36 & \text{kPa} \\ \sigma_{y1} &= 130.70 & \text{kPa} \end{aligned}$$

Seguidamente, se obtiene el incremento de la presión de confinamiento con ec. (6.5):

$$\Delta P_{c1} = 157.2235 \text{ kPa}$$

Inmediatamente, con la ec (6.6) se deduce el valor medio entre la presión de confinamiento inicial y final:

$$P_{c1} = 85.16 \text{ kPa}$$

De la tabla 6.2 se interpola para obtener la compacidad relativa. Conjuntamente, se calcula el módulo de deformación unitaria en función de las constantes  $C_0$  y  $n$ , con

ayuda de la tabla 2.1, realizando también una interpolación lineal:

$D_{r1} =$	0.40	$N_1 =$	10
$D_{r2} =$	0.60	$N_2 =$	30
$D_r =$	0.48	$N =$	18
$C_{01} =$	0.0060	$n_1 =$	0.6
$C_{02} =$	0.0030	$n_2 =$	0.5
$C_0 =$	0.0048	$n =$	0.56

Por lo tanto:

$$M_z = C_0 \sigma_c^{-n} = 4.8 \times 10^{-3} \sigma_c^{-0.56}$$

$$M_{z1} = 0.0053 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

Por consiguiente, se calcula la deformación unitaria vertical con la ec. (6.7):

$$\varepsilon_{z1} = 0.0063$$

Y finalmente, la deformación ó asentamiento del primer estrato de 20cm:

$$\delta_{z1} = 1.26 \text{ mm}$$

Una vez que el método, con el debido cuidado, se ha programado en hoja de cálculo, se obtiene el asentamiento total de manera inmediata:

Estrato	z m	$P_{vo}$ kPa	$P_{co}$ kPa	$\sigma_z$ kPa	$\sigma_x$ kPa	$\sigma_y$ kPa	$\Delta P_c$ kPa	$P_c$ kPa	$M_z$ cm <sup>2</sup> /kg	$\varepsilon_z$ -	$\delta_z$ mm
1	0.1	10.2	6.55	204.62	136.36	130.70	157.23	85.16	0.0053	0.0063	1.26
2	0.3	13.6	8.73	195.09	70.67	82.50	116.08	66.77	0.0060	0.0088	1.77
3	0.5	17	10.91	172.53	32.52	48.03	84.36	53.09	0.0068	0.0101	2.01
4	0.7	20.4	13.09	144.96	13.84	26.63	61.81	44.00	0.0076	0.0100	2.01
5	0.9	23.8	15.27	119.00	5.21	14.33	46.18	38.36	0.0082	0.0093	1.85
6	1.1	27.2	17.46	97.13	1.28	7.48	35.30	35.11	0.0086	0.0081	1.63
7	1.3	30.6	19.64	79.56	-0.48	3.70	27.60	33.44	0.0089	0.0070	1.39
8	1.5	34	21.82	65.70	-1.23	1.62	22.03	32.84	0.0090	0.0059	1.17
9	1.7	37.4	24.00	54.79	-1.52	0.47	17.91	32.96	0.0089	0.0049	0.99
10	1.9	40.8	26.19	46.17	-1.57	-0.17	14.81	33.59	0.0088	0.0041	0.83
11	2.1	44.2	28.37	39.30	-1.52	-0.51	12.42	34.58	0.0087	0.0035	0.70
12	2.3	47.6	30.55	33.78	-1.43	-0.68	10.55	35.83	0.0085	0.0029	0.59
13	2.5	51	32.73	29.29	-1.32	-0.76	9.07	37.26	0.0083	0.0025	0.50
14	2.7	54.4	34.91	25.60	-1.21	-0.79	7.87	38.85	0.0082	0.0021	0.43
15	2.9	57.8	37.10	22.54	-1.11	-0.78	6.88	40.54	0.0080	0.0018	0.37
16	3.1	61.2	39.28	19.99	-1.01	-0.75	6.07	42.31	0.0078	0.0016	0.32
17	3.3	64.6	41.46	17.83	-0.93	-0.72	5.39	44.16	0.0076	0.0014	0.28
18	3.5	68	43.64	15.99	-0.85	-0.68	4.82	46.05	0.0074	0.0012	0.24

$\delta_{total} = 18.33$

Tabla auxiliar para el cálculo del asentamiento

La profundidad de influencia elegida en este caso fue 3B.

### II.1.e BURLAND Y BURBIDGE

Para el cálculo del asentamiento en una arena normalmente cargada, la ec. (7.8) se reduce a la ec. (7.2) multiplicada por el factor de corrección de forma  $f_s$ .

El factor de forma vale:

$$f_s = \left[ \frac{1.25(1.8/1.2)}{1.8/1.2 + 0.25} \right]^2 = 1.148$$

Y el índice de compresibilidad es:

$$I_c = \frac{1.71}{(18)^{1.4}} = 0.0299$$

Por tanto, el asentamiento suma:

$$\delta = 1.148(213.5)(1.2)^{0.7}(0.0299)$$

$$\delta = 8.3278 \text{ mm}$$

### II.1.f DEMÉNEGHI-FÓRMULA DE PREDICCIÓN

Este método es muy directo, se necesitan los mismos parámetros del método anterior y se debe elegir el nivel de confianza deseado (Tabla 8.1), recordando que el rango sugerido es de 20 a 30.

Para el ejemplo se ha elegido un valor  $\alpha = 0.25$ , por lo que el asentamiento correspondiente es:

$$\delta'_{\alpha=0.25} = 1.338(213.5)(1.2)^{0.7}(18)^{-1.369} \times e^{\left[0.7844(0.6764)\sqrt{1.007576+0.01518(\ln 18-2.9765)^2}\right]}$$

$$\delta'_{\alpha=0.25} \approx 10.571 \text{ mm}$$

Debido a la sencillez del procedimiento, podemos calcular el asentamiento para todos los valores  $\alpha$ .

$\alpha$ %	$t_\alpha$	$\delta'$ mm
2.5	1.9784	32.0570
5	1.6567	24.5468
10	1.2881	18.0785
15	1.0406	14.7222
20	0.8444	12.5103
<b>25</b>	<b>0.6764</b>	<b>10.8825</b>
30	0.5257	9.6033
40	0.2539	7.6643
50	0	6.2084

Tabla de asentamientos en función del nivel de confianza

## II.1.g DEMÉNEGHI-NO LINEAL

Se procede tal y como se apuntó. La profundidad de influencia se elige igual a tres veces el ancho de la zapata. El espesor de los estratos se elige arbitrariamente de 20cm, dado que nuevamente no se tiene el perfil de resistencia.

Después de elegir el nivel de confianza, de la tabla 8.1 se toma el valor correspondiente para la variable  $t_\alpha$  y se calculan los valores de  $A_v$  y  $A_f$ , permaneciendo estos constantes:

$$\begin{aligned} \alpha &= 0.25 \\ t_\alpha &= 0.6764 \\ A_v &= 179.35 \\ A_f &= 11093.47 \end{aligned}$$

También se computan los valores de  $s_v$  y  $s_f$ :

$$\begin{aligned} s_v &= 0.6043 \\ s_f &= 1.6387 \end{aligned}$$

En este caso la presión de confinamiento interno (cementación)  $P_{cie}$  es cero, ya que la arena es limpia. La presión atmosférica vale 101.3kPa. Entonces, se calcula el coeficiente de presión en reposo y también la relación de Poisson:



$$K_0 = 0.4627$$

$$\nu = 0.3163$$

Para el primer estrato ( $z = 0.1m$ ), se calculan tanto la presión vertical inicial como la presión de confinamiento externo:

$$P_{v01} = 10.2 \quad kPa$$

$$P_{c01} = 6.55 \quad kPa$$

En seguida, se calculan los esfuerzos bajo la esquina del rectángulo I de la Fig. 3 y se multiplican por cuatro:

$$\sigma_{z1} = 204.62 \quad kPa$$

$$\sigma_{x1} = 136.36 \quad kPa$$

$$\sigma_{y1} = 130.70 \quad kPa$$

Posteriormente, se calcula tanto el incremento en la presión de confinamiento como la presión de confinamiento inicial:

$$\Delta P_{c1} = 157.23 \quad kPa$$

$$P_{be1} = 6.55 \quad kPa$$

Realizados los cálculos anteriores, se obtiene la deformación por cambio de volumen y el desplazamiento que ésta provoca:

$$\varepsilon_{zv1} = 0.00407$$

$$\delta_{zv1} = 0.813 \quad mm$$

En seguida, se obtiene el factor  $f$  y se calcula la deformación por cambio de forma utilizando un valor de  $r = 0.8$ , para después predecir el desplazamiento generado:

$$f_1 = 0.35$$

$$\varepsilon_{zf1} = 0.00235$$

$$\delta_{zf1} = 0.471 \quad mm$$

Por último, se suman ambos resultados, para obtener así la deformación 1:

$$\delta_1 = 1.284 \quad mm$$

En seguida se presentan los resultados para todos los estratos en forma tabulada.

Por cambio de volumen:

Estrato	z m	P <sub>vo</sub> kPa	P <sub>co</sub> kPa	σ <sub>z</sub> kPa	σ <sub>x</sub> kPa	σ <sub>y</sub> kPa	ΔP <sub>c</sub> kPa	P <sub>be</sub> kPa	ε <sub>zv</sub> -	δ <sub>zv</sub> mm
1	0.1	10.2	6.55	204.62	136.36	130.70	157.23	6.55	0.00407	0.813
2	0.3	13.6	8.73	195.09	70.67	82.50	116.08	8.73	0.00330	0.661
3	0.5	17	10.91	172.53	32.52	48.03	84.36	10.91	0.00263	0.526
4	0.7	20.4	13.09	144.96	13.84	26.63	61.81	13.09	0.00207	0.414
5	0.9	23.8	15.27	119.00	5.21	14.33	46.18	15.27	0.00163	0.326
6	1.1	27.2	17.46	97.13	1.28	7.48	35.30	17.46	0.00128	0.257
7	1.3	30.6	19.64	79.56	-0.48	3.70	27.60	19.64	0.00102	0.203
8	1.5	34	21.82	65.70	-1.23	1.62	22.03	21.82	0.00081	0.163
9	1.7	37.4	24.00	54.79	-1.52	0.47	17.91	24.00	0.00066	0.131
10	1.9	40.8	26.19	46.17	-1.57	-0.17	14.81	26.19	0.00053	0.107
11	2.1	44.2	28.37	39.30	-1.52	-0.51	12.42	28.37	0.00044	0.088
12	2.3	47.6	30.55	33.78	-1.43	-0.68	10.55	30.55	0.00036	0.073
13	2.5	51	32.73	29.29	-1.32	-0.76	9.07	32.73	0.00030	0.061
14	2.7	54.4	34.91	25.60	-1.21	-0.79	7.87	34.91	0.00026	0.052
15	2.9	57.8	37.10	22.54	-1.11	-0.78	6.88	37.10	0.00022	0.044
16	3.1	61.2	39.28	19.99	-1.01	-0.75	6.07	39.28	0.00019	0.038
17	3.3	64.6	41.46	17.83	-0.93	-0.72	5.39	41.46	0.00016	0.033
18	3.5	68	43.64	15.99	-0.85	-0.68	4.82	43.64	0.00014	0.029

$$\delta_{zvtotal} = 4.016$$

Por cambio de forma:

Estrato	z m	P <sub>vo</sub> kPa	P <sub>co</sub> kPa	σ <sub>z</sub> kPa	σ <sub>x</sub> kPa	σ <sub>y</sub> kPa	ΔP <sub>c</sub> kPa	P <sub>be</sub> kPa	f -	ε <sub>zf</sub> -	δ <sub>zf</sub> mm
1	0.1	10.2	6.55	204.62	136.36	130.70	157.23	6.55	0.35	0.00235	0.471
2	0.3	13.6	8.73	195.09	70.67	82.50	116.08	8.73	0.61	0.00368	0.737
3	0.5	17	10.91	172.53	32.52	48.03	84.36	10.91	0.77	0.00311	0.623
4	0.7	20.4	13.09	144.96	13.84	26.63	61.81	13.09	0.86	0.00208	0.416
5	0.9	23.8	15.27	119.00	5.21	14.33	46.18	15.27	0.92	0.00127	0.255
6	1.1	27.2	17.46	97.13	1.28	7.48	35.30	17.46	0.95	0.00076	0.152
7	1.3	30.6	19.64	79.56	-0.48	3.70	27.60	19.64	0.98	0.00046	0.092
8	1.5	34	21.82	65.70	-1.23	1.62	22.03	21.82	1.00	0.00028	0.057
9	1.7	37.4	24.00	54.79	-1.52	0.47	17.91	24.00	1.01	0.00018	0.036
10	1.9	40.8	26.19	46.17	-1.57	-0.17	14.81	26.19	1.02	0.00012	0.023
11	2.1	44.2	28.37	39.30	-1.52	-0.51	12.42	28.37	1.03	0.00008	0.015
12	2.3	47.6	30.55	33.78	-1.43	-0.68	10.55	30.55	1.03	0.00005	0.010
13	2.5	51	32.73	29.29	-1.32	-0.76	9.07	32.73	1.04	0.00004	0.007
14	2.7	54.4	34.91	25.60	-1.21	-0.79	7.87	34.91	1.04	0.00003	0.005
15	2.9	57.8	37.10	22.54	-1.11	-0.78	6.88	37.10	1.04	0.00002	0.004
16	3.1	61.2	39.28	19.99	-1.01	-0.75	6.07	39.28	1.04	0.00001	0.003
17	3.3	64.6	41.46	17.83	-0.93	-0.72	5.39	41.46	1.05	0.00001	0.002
18	3.5	68	43.64	15.99	-0.85	-0.68	4.82	43.64	1.05	0.00001	0.002

$$\delta_{zftotal} = 2.908$$

El asentamiento total es:

$$\delta_{25\%} = 6.9248 \quad mm$$

## II.1.h COMPARACIÓN DE RESULTADOS

A continuación se realiza una recopilación de los resultados, con el fin de observar explícitamente las diferencias y realizar algunas conjeturas preliminares.

### Terzaghi y Peck

$$\delta \approx 22.60 \quad mm$$

### Schleicher-Denver

$$\rho = 10.54 \quad mm$$

### Schmertmann

$$\rho_{total} = 8.19 \quad mm$$

### Hooke-Zeevaert

$$\delta_{total} = 18.33 \quad mm$$

### Burland y Burbidge

$$\delta = 8.33 \quad mm$$

### Deméneghi-Fórmula de predicción

$$\delta_{\alpha=25\%} = 10.88 \quad mm$$

### Deméneghi-No Lineal

$$\delta_{25\%} = 6.92 \quad mm$$

## II.2 DESPLANTADA SOBRE SUELO ESTRATIFICADO

Dado que en la práctica no siempre se hace frente al problema descrito en la sección anterior, a continuación se presenta otra situación probable de encontrar: un suelo con diferentes estratos, todos ellos de arena.

La estratigrafía se presenta en la imagen de la zapata ZA-1E junto con algunas de sus características.

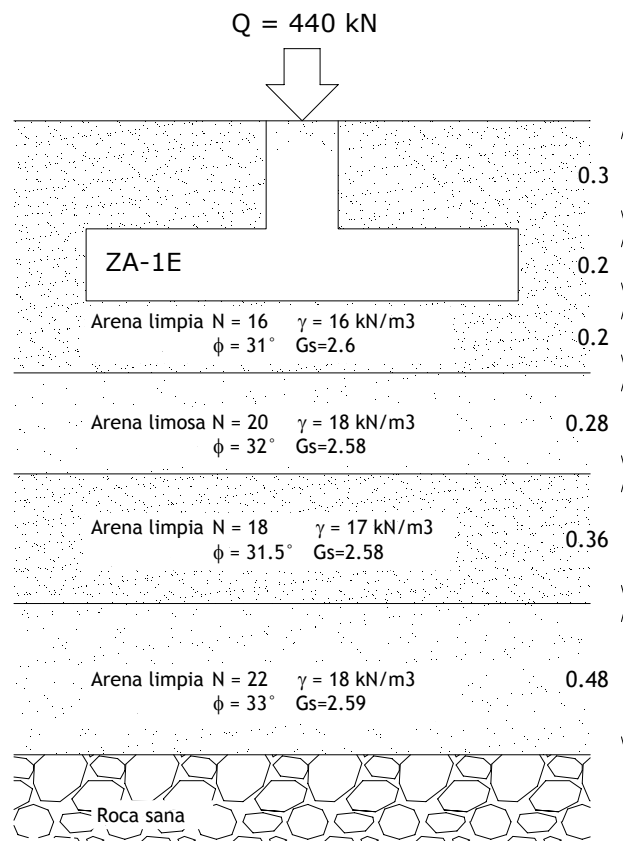


Fig. 1 Perfil del cimiento. Acotaciones en metros

Las dimensiones de la zapata son las mismas que para el ejemplo anterior

### CÁLCULOS PREVIOS

Prácticamente iguales a los del ejemplo anterior. Debido a que el peso volumétrico de la arena sobre la zapata, en este caso, es igual a  $16\text{kN/m}^3$ , las cargas varían poco:

$$\begin{aligned}
 q &= 213.2911 \quad kN/m^2 \\
 P_{vd} &= 8.0 \quad kN/m^2 \\
 q_n &= 205.2911 \quad kN/m^2
 \end{aligned}$$

## II.2.a STEINBRENNER-DENVER

Se ha mencionado que este procedimiento es muy similar al de la sección I.2, el cual se ejemplificó en la sección II.1.b, demostrando así que la utilización de gráficas y/o figuras ha sido relevada por la programación de fórmulas. Por lo tanto, para la aplicación de este método se usa este último recurso.

Para considerar el efecto de cada estrato en el asentamiento, se toman valores de la relación de Poisson y del módulo de elasticidad a partir de un promedio pesado, después de aplicar las ecuaciones (4.5), (4.6) y (2.8), respectivamente. A continuación se presentan los resultados por estrato:

Estrato	espesor <i>m</i>	$\phi$ °	$K_0$ (OCR=1)	$\nu$	N #	$E_s$ <i>kPa</i>
1	0.2	31	0.4850	0.3266	16	28000
2	0.28	32	0.4701	0.3198	20	31305
3	0.36	31.5	0.4775	0.3232	18	29698
4	0.48	33	0.4554	0.3129	22	32833

Una vez calculado el promedio pesado con respecto a los espesores de los estratos, se tiene:

$$\begin{aligned}
 \bar{\nu} &= 0.3192 \\
 \bar{E}_s &= 30921.7 \quad kPa
 \end{aligned}$$

La zapata se ha dividido nuevamente en cuatro secciones, y el asentamiento se calcula a una profundidad  $z = 1.32m$  (debido a la presencia de la roca). Con ayuda de la programación en hoja de cálculo de la ec. (3.8), el asentamiento total es:

$$\rho_{total} = 5.1588 \quad mm$$

Al usar el procedimiento *original*, sólo para comprar el resultado anterior, se encuentran valores de  $F_1 = 0.18$  y  $F_2 = 0.1$ , resultando el asentamiento:

$$\rho_{total} \approx 5.4 \quad mm$$

## II.2.b SCHMERTMANN

A diferencia del ejemplo en suelo homogéneo, ahora se cuenta con un perfil estratigráfico definido por el conteo de golpes. Los estratos  $\Delta z$  se muestran en la Fig. 1.

El factor de corrección  $C_1$  cambia muy poco, y el factor  $C_2$  queda igual:

$$\begin{aligned} C_1 &= 0.9805 \quad (\text{CORRECTO}) \\ C_2 &= 1.0000 \end{aligned}$$

La relación L/B se toma nuevamente igual a uno, por lo que se utiliza la relación (5.3) propuesta por Schmertmann para obtener la compresibilidad del suelo. Asimismo, debido a que la prueba usada es la SPT, se debe correlacionar a ésta con los resultados de la CPT a partir de la tabla 2.1, para cada estrato. Después, se calcula el factor de influencia y el asentamiento. Enseguida se presentan los resultados:

Estrato	$\Delta z$ m	N #	suelo	$q_c/N$ kg/cm <sup>2</sup>	$q_c$ kPa	$E_s$ kPa	$I_z$	$(I_z/E_s)\Delta z$ m <sup>3</sup> /kN	$\rho$ mm
1	0.2	16	Arena limpia	3.5	5493	13734	0.2333	3.398E-06	0.6840
2	0.28	20	Arena limosa	3.5	6867	17167	0.2867	4.676E-06	0.9411
3	0.36	18	Limo arenoso	2	3531	8829	0.3400	1.386E-05	2.7906
4	0.48	22	Arena fina	3.5	7553	18884	0.4200	1.068E-05	2.1489

El asentamiento total es:

$$\rho_{TOTAL} = 6.5646 \quad mm$$

## II.2.c HOOKE-DENVER

Se demuestra el procedimiento a través de la obtención detallada del asentamiento para el primer estrato del suelo. (La estructura es básicamente la misma incluida en la sección II.1.d).

Primero, se calcula la profundidad media del estrato:

$$z_1 = 0.1m$$

Enseguida, el coeficiente de presión en reposo, para  $OCR = 1$ :

$$K_{01} = 1 - \text{sen}(31^\circ) = 0.485$$

Luego, se obtiene la relación de Poisson:

$$\nu_1 = \frac{K_{01}}{1 + K_{01}} = 0.3266$$

A continuación, se evalúan los esfuerzos debido a la zapata según Damy y Dashkó y Kagán:

$$\begin{aligned} \sigma_{z1} &= 204.62 && kPa \\ \sigma_{x1} &= 137.91 && kPa \\ \sigma_{y1} &= 133.10 && kPa \end{aligned}$$

Consecutivamente, con la fórmula de Denver en función del número de golpes, se deduce el módulo de elasticidad del suelo.

$$E_{s1} = 28000 \quad kPa$$

Prontamente, se calcula la deformación unitaria vertical del estrato:

$$\varepsilon_{z1} = 0.00415$$

Por último, se obtiene el asentamiento del estrato con la es. (5.11):

$$\delta_{z1} = 0.8309 \quad mm$$

Los resultados de los estratos son:

Estrato	$h_0$ m	$z$ m	$\phi$ °	$K_0$	$\sigma_z$ kPa	$\nu$	$\sigma_x$ kPa	$\sigma_y$ kPa	N #	$E_s$ kPa	$\varepsilon_z$ -	$\delta_{zv}$ mm
1	0.2	0.1	31	0.4850	204.83	0.3266	137.91	133.10	16	28000	0.00415	0.8309
2	0.28	0.34	32	0.4701	191.62	0.3198	61.36	75.01	20	31305	0.00473	1.3239
3	0.36	0.66	31.5	0.4775	150.65	0.3232	17.00	30.65	18	29698	0.00455	1.6394
4	0.48	1.08	33	0.4554	99.22	0.3129	1.42	7.85	22	32833	0.00293	1.4081

La suma del asentamiento es:

$$\delta_{zv \text{ total}} = 5.2023 \quad mm$$

## II.2.d HOOKE-ZEEVAERT

El procedimiento se ha incorporado por medio del ejemplo en la sección anterior, y no es necesario detallarlo una vez más, quizá lo conveniente a destacar es que, la ecuación (6.3), para el módulo de deformación lineal, se debe de obtener para cada estrato distinto.

En la parte superior de la siguiente tabla de resultados se indica el origen de algunas de las teorías usadas. Debido a la extensión de los cálculos se ha dividido la tabla.

Estrato	z m	$\gamma$ kPa	$P_{vo}$ kPa	$\phi$ °	$K_0$	$P_{co}$ kPa	Damy		Dashkó y Kagán	
							$\sigma_z$ kPa	$\nu$	$\sigma_x$ kPa	$\sigma_y$ kPa
1	0.1	16	9.6	31	0.4850	6.30	204.8	0.3266	137.9	133.1
2	0.34	18	13.72	32	0.4701	8.87	191.6	0.3198	61.4	75.0
3	0.66	17	19.3	31.5	0.4775	12.58	150.6	0.3232	17.0	30.7
4	1.08	18	26.68	33	0.4554	16.99	99.2	0.3129	1.4	7.9

Estrato	$\Delta P_c$ kPa	$P_c$ kg/cm <sup>2</sup>	N #	Meyerhof		Zeevaert		Hooke		
				$D_r$	$C_0$	n	$M_z$ cm <sup>2</sup> /kg	$E_s$ kPa	$\epsilon_z$ -	$\delta_z$ mm
1	158.6	0.86	16	0.46	0.0051	0.57	0.0056	17946.0	0.0065	1.2964
2	109.3	0.64	20	0.50	0.0045	0.55	0.0058	17316.5	0.0085	2.3934
3	66.1	0.46	18	0.48	0.0048	0.56	0.0074	13425.2	0.0101	3.6267
4	36.2	0.35	22	0.52	0.0042	0.54	0.0074	13522.1	0.0071	3.4189

Por lo que, el asentamiento provocado en los cuatro estratos es:

$$\delta_{z \text{ total}} = 10.735 \quad mm$$

## II.2.e DEMÉNEGHI-NO LINEAL

De la misma manera, este sistema de cálculo se ha introducido en la sección previa. La diferencia radica en el cálculo de módulos independientes para cada estrato. El resumen del cómputo de estos valores se muestra a continuación, para un nivel de confianza de 25%.



Estrato	N	A <sub>v</sub>	A <sub>f</sub>	S <sub>v</sub>	S <sub>f</sub>
1	16	153.83	9676.59	0.6108	1.6474
2	32	379.00	21590.95	0.5587	1.5778
3	18	179.35	11093.47	0.6043	1.6387
4	22	232.90	13997.95	0.5913	1.6213

A partir de estos valores se realizan las demás operaciones. Primero, se calcula la deformación por cambio de volumen:

Estrato	z m	γ kPa	P <sub>vo</sub> kPa	φ °	K <sub>0</sub>	P <sub>co</sub> kPa	σ <sub>z</sub> kPa	v	σ <sub>x</sub> kPa	σ <sub>y</sub> kPa	ΔP <sub>c</sub> kPa	P <sub>be</sub> kPa	ε <sub>zv</sub> -	δ <sub>zv</sub> mm
1	0.1	16	9.6	31	0.4850	6.3	204.8	0.3266	137.91	133.10	158.61	6.30	0.00481	0.961
2	0.34	18	13.7	32	0.4701	8.9	191.6	0.3198	61.36	75.01	109.33	8.87	0.00145	0.406
3	0.66	17	19.3	31.5	0.4775	12.6	150.6	0.3232	17.00	30.65	66.10	12.58	0.00219	0.787
4	1.08	18	26.6	33	0.4554	17.0	99.2	0.3129	1.42	7.85	36.16	16.99	0.00100	0.480

$$\delta_{zv \text{ total}} = 2.634$$

Segundo, se obtiene el asentamiento provocado por el cambio de forma ( $r = 0.8$ ):

Estrato	P <sub>vo</sub> kPa	K <sub>0</sub>	P <sub>co</sub> kPa	σ <sub>z</sub> kPa	v	σ <sub>x</sub> kPa	σ <sub>y</sub> kPa	ΔP <sub>c</sub> kPa	P <sub>be</sub> kPa	f	ε <sub>zf</sub> -	δ <sub>zf</sub> mm
1	9.6	0.4850	6.30	204.83	0.3266	137.91	133.10	158.61	6.30	0.34	0.00281	0.562
2	13.72	0.4701	8.87	191.62	0.3198	61.36	75.01	109.33	8.87	0.64	0.00171	0.479
3	19.3	0.4775	12.58	150.65	0.3232	17.00	30.65	66.10	12.58	0.84	0.00229	0.824
4	26.68	0.4554	16.99	99.22	0.3129	1.42	7.85	36.16	16.99	0.95	0.00063	0.304

$$\delta_{zf \text{ total}} = 2.169$$

Finalmente, se obtiene el agregado:

$$\delta_{25\%} = 4.8033 \text{ mm}$$

## II.2.f COMPARACIÓN DE RESULTADOS

Para concluir esta sección, se hace una recopilación de los resultados con el objeto de divisar las diferencias entre ellos, ya que se deben tener presentes en el análisis comparativo que se realiza más adelante.

Es muy importante recordar que, la profundidad de influencia se ve significativamente afectada debido a la presencia de la roca a una profundidad extremadamente pequeña. Es por esto que los asentamientos resultan chicos.

**Steinbrenner-Denver**

$$\rho_{total} = 5.16 \text{ mm}$$

**Schmertmann**

$$\rho_{total} = 6.56 \text{ mm}$$

**Hooke-Denver**

$$\delta_{zv \text{ total}} = 5.20 \text{ mm}$$

**Hooke-Zeevaert**

$$\delta_z \text{ total} = 10.74 \text{ mm}$$

**Deméneghi-No Lineal**

$$\delta_{25\%} = 4.80 \text{ mm}$$

III EJEMPLO DE APLICACIÓN:  
CÁLCULO DEL ASENTAMIENTO DE UNA ZAPATA RECTANGULAR AISLADA,  
CONSIDERANDO EL EFECTO DEL NIVEL DE AGUAS FREÁTICAS

La posición del nivel de aguas freáticas (NAF) con respecto a la base de la zapata tiene influencia tanto en la capacidad de carga de la arena, como en el asentamiento. Si el NAF se eleva hacia la base de la zapata, reduce el peso específico efectivo del suelo en aproximadamente 50%. Como consecuencia las presiones efectivas se reducen en todas las profundidades por debajo del nivel de aguas freáticas, el factor de seguridad de la zapata se reduce y el asentamiento se incrementa sustancialmente. (*Terzaghi y Peck, 1967*).

Con base en el párrafo anterior, en esta sección se analiza el problema de una zapata en donde el nivel de aguas freáticas coincide con el nivel natural del terreno (y por lo mismo, no está muy por debajo de la profundidad de influencia, como se consideró para los dos casos anteriores).

Existen opiniones que difieren acerca de la influencia del nivel de aguas freáticas en el asentamiento (*Burland y Burbidge, 1985*). El lector probablemente ya se habrá dado cuenta que debido a su naturaleza, para algunos métodos es imposible considerar este factor de manera directa. Por ejemplo, para el método denominado *Terzaghi y Peck* su autor recomienda, para zapatas sobre arena saturada, reducir la capacidad de carga en función de la relación  $D_f / B$ , lo que evidentemente representa un aumento en el asentamiento. Si la relación profundidad-ancho es pequeña, el valor obtenido de la Fig. 1.1 se reduce en 50% y por consiguiente el asentamiento será del doble. Si la relación  $D_f / B$  está cerca de la unidad, los valores del diagrama necesitan ser disminuidos en un tercio, lo que origina un asentamiento 1.5 veces mayor.

Para el método Steinbrenner, Bowles<sup>4</sup> sólo menciona que para arenas saturadas usualmente se toma el valor de la relación de Poisson en un rango de 0.4 a 0.45.

Burland y Burbidge confirman la recomendación hecha por Meyerhof, en el sentido de ignorar la presencia de agua subterránea debido a que su efecto es reflejado al momento de contar los golpes en la SPT. También acentúan que, si existen cambios en el nivel de aguas freáticas subsecuentes a la determinación de  $N$ , el asentamiento puede diferir apreciablemente de los valores especulados.

Por lo anterior, en esta parte únicamente se utilizan dos métodos, los cuales consideran directamente el efecto del NAF.

### III.1 DESPLANTADA SOBRE SUELO HOMOGÉNEO

A continuación se presentan los esquemas del problema.

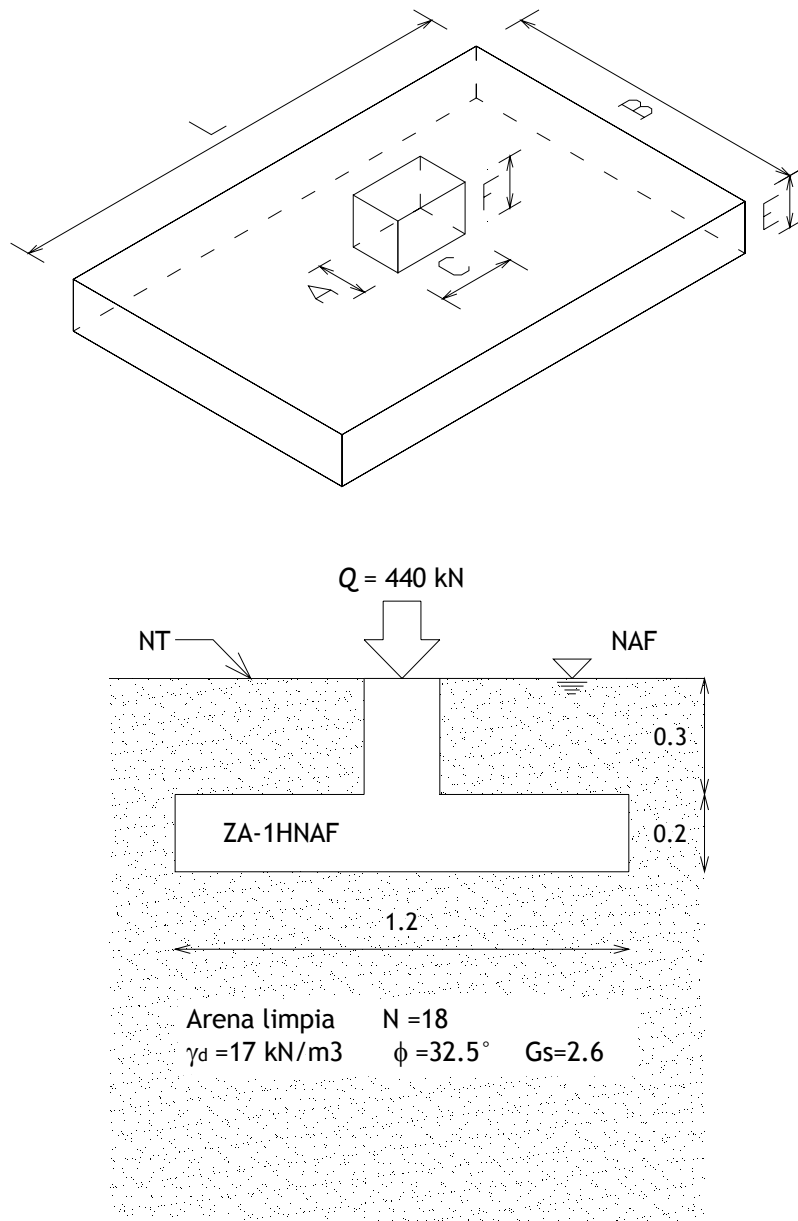


Fig. 1 Zapata y perfil del cimient. Acotaciones en metros

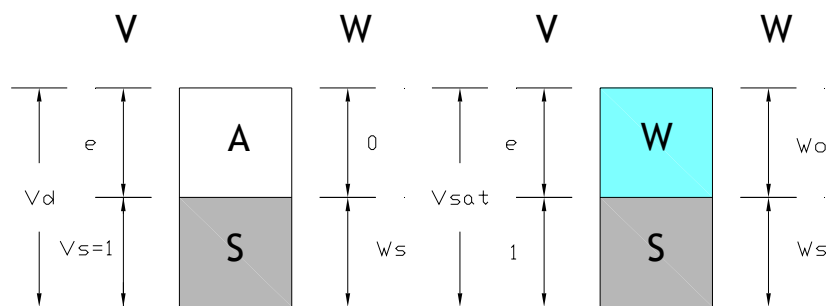
Como se aprecia, los datos son prácticamente los mismos de la zapata ZA-1H.

Aunque el valor de  $N$  debería de cambiar para evidenciar la presencia del NAF, se conserva su valor para la aplicación de los métodos bajo estas circunstancias.

### CÁLCULOS PREVIOS

Para la solución de este problema es necesario determinar ciertas propiedades índice del suelo. Para lograr este propósito, recordaremos algunas relaciones de fase (Esta sección presupone que el lector esta suficientemente familiarizado con el tema).

Consideremos los dos modelos que representan al suelo en su estado seco y en su estado saturado.



La densidad de sólidos se define como sigue:

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_0} = \frac{W_s}{V_s \gamma_0}$$

A partir de la definición de peso volumétrico, se obtiene tal para el estado seco:

$$\gamma_d = \frac{W_{total}}{V_{total}} = \frac{W_s}{1+e}$$

Sustituyendo a la primera ecuación en la segunda, obtenemos:

$$\gamma_d = \frac{G_s \gamma_0}{1+e}$$

Al despejar la ec. anterior para la relación de vacíos, logramos:

$$e = \frac{G_s \gamma_0}{\gamma_d} - 1$$

De forma equivalente calculamos el peso volumétrico en la fase saturada:

$$\gamma_{sat} = \frac{W_{sat}}{V_{sat}} = \frac{W_s + W_0}{1 + e} = \frac{(G_s + e)\gamma_0}{1 + e}$$

Las dos últimas ecuaciones son de utilidad para el cálculo de la deformación a través de los métodos que se exponen adelante.

Ahora bien, al recomodar términos en la ecuación fundamental de los suelos saturados, llegamos a:

$$P_v' = P_v - u$$

o bien:

$$P_v' = (\gamma_{sat} - \gamma_0)D_f = \gamma' \cdot D_f$$

Dado que estamos en el estudio de suelos puramente friccionantes, y que éstos se caracterizan por su alta permeabilidad, la contribución que se debe utilizar tanto para el cálculo de la resistencia admisible como para el pronóstico del asentamiento es, precisamente, la correspondiente a la presión efectiva  $P_v'$ .

Al aplicar las ecuaciones anteriores al problema propuesto, se obtienen los siguientes resultados:

$$\begin{array}{lll} e = & 0.5004 & \\ \gamma_{sat} = & 20.2715 & \text{kN/m}^3 \\ \gamma' = & 10.4615 & \text{kN/m}^3 \\ P_{vd}' = & 10.1358 & \text{kPa} \\ q_n = & 203.4449 & \text{kPa} \end{array}$$

Como se aprecia, no hay gran cambio en el valor de la carga neta con respecto al primer ejemplo.

### III.1.a HOOKE-ZEEVAERT

El procedimiento ya ha sido descrito. La única variación existe en el cálculo de la presión vertical inicial. Los resultados son:

Estrato	z m	P <sub>v'o</sub> kPa	P <sub>co</sub> kPa	σ <sub>z</sub> kPa	σ <sub>x</sub> kPa	σ <sub>y</sub> kPa	ΔP <sub>c</sub> kPa	P <sub>c</sub> kPa	P <sub>c</sub> kg/cm <sup>2</sup>	M <sub>z</sub> cm <sup>2</sup> /kg	E <sub>s</sub> kPa	ε <sub>z</sub> -	δ <sub>z</sub> mm
1	0.1	6.28	4.03	202.99	135.27	129.65	155.97	82.01	0.82	0.0054	18643.9	0.0064	1.28
2	0.3	8.37	5.37	193.53	70.10	81.84	115.16	62.95	0.63	0.0062	16076.8	0.0090	1.81
3	0.5	10.46	6.71	171.16	32.26	47.65	83.69	48.56	0.49	0.0072	13901.5	0.0105	2.10
4	0.7	12.55	8.06	143.81	13.73	26.42	61.32	38.72	0.39	0.0082	12245.6	0.0107	2.14
5	0.9	14.65	9.40	118.05	5.17	14.21	45.81	32.31	0.32	0.0090	11065.0	0.0101	2.02
6	1.1	16.74	10.74	96.35	1.27	7.42	35.02	28.25	0.28	0.0097	10264.4	0.0091	1.82
7	1.3	18.83	12.09	78.93	-0.48	3.67	27.38	25.77	0.26	0.0103	9750.2	0.0080	1.60
8	1.5	20.92	13.43	65.17	-1.23	1.61	21.85	24.35	0.24	0.0106	9445.9	0.0069	1.38
9	1.7	23.02	14.77	54.36	-1.50	0.46	17.77	23.66	0.24	0.0108	9293.4	0.0059	1.18
10	1.9	25.11	16.11	45.80	-1.56	-0.17	14.69	23.46	0.23	0.0108	9250.1	0.0050	1.00
11	2.1	27.20	17.46	38.99	-1.51	-0.51	12.32	23.62	0.24	0.0108	9285.1	0.0043	0.85
12	2.3	29.29	18.80	33.51	-1.42	-0.68	10.47	24.03	0.24	0.0107	9376.2	0.0036	0.73
13	2.5	31.38	20.14	29.05	-1.31	-0.76	8.99	24.64	0.25	0.0105	9507.7	0.0031	0.62
14	2.7	33.48	21.49	25.39	-1.20	-0.78	7.80	25.39	0.25	0.0103	9668.1	0.0027	0.54
15	2.9	35.57	22.83	22.36	-1.10	-0.77	6.83	26.24	0.26	0.0102	9849.3	0.0023	0.47
16	3.1	37.66	24.17	19.83	-1.01	-0.75	6.02	27.18	0.27	0.0100	10045.4	0.0020	0.41
17	3.3	39.75	25.51	17.69	-0.92	-0.71	5.35	28.19	0.28	0.0098	10252.0	0.0018	0.36
18	3.5	41.85	26.86	15.87	-0.84	-0.67	4.78	29.25	0.29	0.0096	10466.0	0.0016	0.31

δ<sub>total</sub> = 20.61

### III.1.b DEMÉNEGHI-NO LINEAL

El método también ha sido mostrado. Los módulos previos al cálculo permanecen igual. La deformación por cambio de volumen es:

Estrato	z m	P <sub>v'o</sub> kPa	P <sub>co</sub> kPa	σ <sub>z</sub> kPa	σ <sub>x</sub> kPa	σ <sub>y</sub> kPa	ΔP <sub>c</sub> kPa	P <sub>be</sub> kPa	ε <sub>zv</sub> -	δ <sub>zv</sub> mm
1	0.1	6.28	4.03	202.99	135.27	129.65	155.97	4.03	0.00429	0.858
2	0.3	8.37	5.37	193.53	70.10	81.84	115.16	5.37	0.00354	0.709
3	0.5	10.46	6.71	171.16	32.26	47.65	83.69	6.71	0.00287	0.575
4	0.7	12.55	8.06	143.81	13.73	26.42	61.32	8.06	0.00231	0.462
5	0.9	14.65	9.40	118.05	5.17	14.21	45.81	9.40	0.00186	0.371
6	1.1	16.74	10.74	96.35	1.27	7.42	35.02	10.74	0.00149	0.299
7	1.3	18.83	12.09	78.93	-0.48	3.67	27.38	12.09	0.00121	0.241
8	1.5	20.92	13.43	65.17	-1.23	1.61	21.85	13.43	0.00098	0.196
9	1.7	23.02	14.77	54.36	-1.50	0.46	17.77	14.77	0.00080	0.161
10	1.9	25.11	16.11	45.80	-1.56	-0.17	14.69	16.11	0.00066	0.133
11	2.1	27.20	17.46	38.99	-1.51	-0.51	12.32	17.46	0.00055	0.110
12	2.3	29.29	18.80	33.51	-1.42	-0.68	10.47	18.80	0.00046	0.092
13	2.5	31.38	20.14	29.05	-1.31	-0.76	8.99	20.14	0.00039	0.078
14	2.7	33.48	21.49	25.39	-1.20	-0.78	7.80	21.49	0.00033	0.066
15	2.9	35.57	22.83	22.36	-1.10	-0.77	6.83	22.83	0.00028	0.057
16	3.1	37.66	24.17	19.83	-1.01	-0.75	6.02	24.17	0.00025	0.049
17	3.3	39.75	25.51	17.69	-0.92	-0.71	5.35	25.51	0.00021	0.043
18	3.5	41.85	26.86	15.87	-0.84	-0.67	4.78	26.86	0.00019	0.037

δ<sub>zvtotal</sub> = 4.536



Y la deformación por cambio de forma, para  $r = 0.8$ , es:

Estrato	z m	P <sub>v0</sub> kPa	P <sub>co</sub> kPa	σ <sub>z</sub> kPa	σ <sub>x</sub> kPa	σ <sub>y</sub> kPa	P <sub>be</sub> kPa	f -	ε <sub>zf</sub> -	δ <sub>zf</sub> mm
1	0.1	6.28	4.03	202.99	135.27	129.65	4.03	0.35	0.00513	1.027
2	0.3	8.37	5.37	193.53	70.10	81.84	5.37	0.61	0.00803	1.605
3	0.5	10.46	6.71	171.16	32.26	47.65	6.71	0.77	0.00679	1.358
4	0.7	12.55	8.06	143.81	13.73	26.42	8.06	0.86	0.00454	0.907
5	0.9	14.65	9.40	118.05	5.17	14.21	9.40	0.92	0.00278	0.555
6	1.1	16.74	10.74	96.35	1.27	7.42	10.74	0.95	0.00166	0.333
7	1.3	18.83	12.09	78.93	-0.48	3.67	12.09	0.98	0.00100	0.201
8	1.5	20.92	13.43	65.17	-1.23	1.61	13.43	1.00	0.00062	0.123
9	1.7	23.02	14.77	54.36	-1.50	0.46	14.77	1.01	0.00039	0.078
10	1.9	25.11	16.11	45.80	-1.56	-0.17	16.11	1.02	0.00025	0.050
11	2.1	27.20	17.46	38.99	-1.51	-0.51	17.46	1.03	0.00017	0.034
12	2.3	29.29	18.80	33.51	-1.42	-0.68	18.80	1.03	0.00011	0.023
13	2.5	31.38	20.14	29.05	-1.31	-0.76	20.14	1.04	0.00008	0.016
14	2.7	33.48	21.49	25.39	-1.20	-0.78	21.49	1.04	0.00006	0.011
15	2.9	35.57	22.83	22.36	-1.10	-0.77	22.83	1.04	0.00004	0.008
16	3.1	37.66	24.17	19.83	-1.01	-0.75	24.17	1.04	0.00003	0.006
17	3.3	39.75	25.51	17.69	-0.92	-0.71	25.51	1.05	0.00002	0.004
18	3.5	41.85	26.86	15.87	-0.84	-0.67	26.86	1.05	0.00002	0.003

δ<sub>zftotal</sub>= 6.343

Por lo tanto, el asentamiento total es:

$$\delta_{total} = 10.8793 \quad mm$$

### III.1.c COMPARACIÓN DE RESULTADOS

Se observa de manera inmediata la gran diferencia entre los resultados.

**Hooke-Zeevaert**

$\delta_{total} =$	<b>20.61</b>	<b>mm</b>
--------------------	--------------	-----------

**Deméneghi-No Lineal**

$\delta_{25\%} =$	<b>10.87</b>	<b>mm</b>
-------------------	--------------	-----------

### III.2 DESPLANTADA SOBRE SUELO ESTRATIFICADO

Finalmente, se examina el caso de un suelo estratificado con el NAF en la superficie del terreno, ya que éste podría ser el más representativo de un asunto en la práctica real. La figura siguiente reproduce al problema.

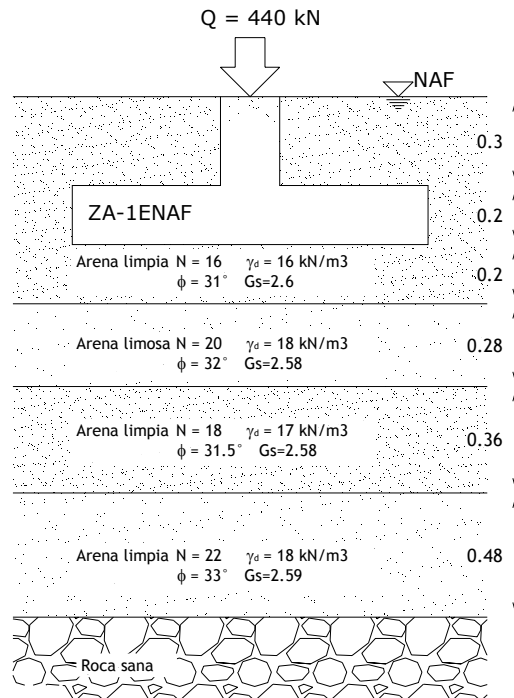


Fig. 1 Perfil del cimiento. Acotaciones en metros

La diferencia con en ejemplo anterior es evidente, en este caso se necesitan calcular parámetros individuales por estrato.

#### CALCULOS PREVIOS

Para la solución por ambos métodos se calcula el peso específico efectivo  $\gamma'$  por estrato, obteniendo los siguientes resultados:

Estrato	$G_s$	$\gamma_d$ kN/m <sup>3</sup>	e	$\gamma_{sat}$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma'$ kN/m <sup>3</sup>
1	2.6	16	0.5941	19.66	9.85
2	2.58	18	0.4061	20.83	11.02
3	2.58	17	0.4888	20.22	10.41
4	2.59	18	0.4116	20.86	11.05

### III.2.a HOOKE-ZEEVAERT

De acuerdo con el procedimiento descrito, se obtiene el siguiente asentamiento:

Estrato	espesor m	z m	P'vo kPa	K <sub>0</sub>	P <sub>co</sub> kPa	σ <sub>z</sub> kPa	v	σ <sub>x</sub> kPa	σ <sub>y</sub> kPa
1	0.2	0.1	5.91	0.4850	3.88	203.01	0.3266	136.68	131.91
2	0.28	0.34	8.44	0.4701	5.46	189.92	0.3198	60.81	74.34
3	0.36	0.66	11.85	0.4775	7.72	149.31	0.3232	16.85	30.38
4	0.48	1.08	16.38	0.4554	10.43	98.33	0.3129	1.41	7.78

Estrato	ΔP <sub>c</sub> kPa	P <sub>c</sub> kg/cm <sup>2</sup>	N #	D <sub>r</sub>	C <sub>0</sub>	n	M <sub>z</sub> cm <sup>2</sup> /kg	ε <sub>z</sub> -	δ <sub>z</sub> mm
				Para (10<N<30)					
1	157.20	0.82	16	0.46	0.0051	0.57	0.0057	0.0066	1.3124
2	108.36	0.60	20	0.50	0.0045	0.55	0.0060	0.0088	2.4562
3	65.51	0.40	18	0.48	0.0048	0.56	0.0080	0.0107	3.8436
4	35.84	0.28	22	0.52	0.0042	0.54	0.0083	0.0079	3.8010

$$\delta_{total} = 11.413 \text{ mm}$$

### II.2.b DEMÉNEGHI-NO LINEAL

Primero, para un nivel de confianza de 25%, se calculan los módulos por estrato:

Estrato	N	A <sub>v</sub>	A <sub>f</sub>	S <sub>v</sub>	S <sub>f</sub>
1	16	153.83	9676.59	0.6108	1.6474
2	32	379.00	21590.95	0.5587	1.5778
3	18	179.35	11093.47	0.6043	1.6387
4	22	232.90	13997.95	0.5913	1.6213

Después, se obtiene el asentamiento por cambio de volumen:

Estrato	P'vo kPa	K <sub>0</sub>	P <sub>co</sub> kPa	σ <sub>z</sub> kPa	v	σ <sub>x</sub> kPa	σ <sub>y</sub> kPa	ΔP <sub>c</sub> kPa	P <sub>be</sub> kPa	ε <sub>zv</sub> -	δ <sub>zv</sub> mm
1	5.91	0.4850	3.88	203.01	0.3266	136.68	131.91	157.20	3.88	0.00507	1.013
2	8.44	0.4701	5.46	189.92	0.3198	60.81	74.34	108.36	5.46	0.00155	0.433
3	11.85	0.4775	7.72	149.31	0.3232	16.85	30.38	65.51	7.72	0.00243	0.873
4	16.38	0.4554	10.43	98.33	0.3129	1.41	7.78	35.84	10.43	0.00116	0.556

$$\delta_{zv \text{ total}} = 2.875$$

Y enseguida, el cambio de forma ( $r = 0.8$ ):

Estrato	$P'_{vo}$ kPa	$K_0$	$P_{co}$ kPa	$\sigma_z$ kPa	$v$	$\sigma_x$ kPa	$\sigma_y$ kPa	$P_{be}$ kPa	$f$ -	$\varepsilon_z$ -	$\delta_z$ mm
1	5.91	0.4850	3.88	203.01	0.3266	136.68	131.91	3.88	0.34	0.00614	1.228
2	8.44	0.4701	5.46	189.92	0.3198	60.81	74.34	5.46	0.64	0.00362	1.014
3	11.85	0.4775	7.72	149.31	0.3232	16.85	30.38	7.72	0.84	0.00500	1.800
4	16.38	0.4554	10.43	98.33	0.3129	1.41	7.78	10.43	0.95	0.00138	0.660

$$\delta_{zf \text{ total}} = 4.703$$

Para así obtener un asentamiento total de:

$$\delta_{total} = 7.5775 \quad mm$$

### III.2.c COMPARACIÓN DE RESULTADOS

Aquí se pueden valorar las diferencias de los resultados de este ejemplo con los de los casos anteriores.

#### Hooke-Zeevaert

$$\delta_{total} = 11.41 \quad mm$$

#### Deméneghi-No Lineal

$$\delta_{25\%} = 7.57 \quad mm$$

#### IV ANÁLISIS COMPARATIVO

#### IV.1 ASENTAMIENTOS PERMISIBLES

De acuerdo con Lambe *et al*<sup>11</sup>, el asentamiento puede tener importancia por tres razones, aunque la falla no sea inminente:

- Aspecto
- Condiciones de servicio
- Daños a la estructura

##### *Aspecto*

Los asentamientos pueden provocar grietas en los muros exteriores, y en los *revocos* (capas de mortero) de las paredes interiores. También pueden provocar una inclinación de la estructura apreciable a simple vista.

##### *Condiciones de servicio*

El asentamiento puede interferir con el servicio de una estructura en diversas formas; por ejemplo, las grúas y otras máquinas pueden dejar de funcionar; las bombas y compresores pueden desajustarse; etc.

##### *Daños a la estructura*

El asentamiento puede producir la falla estructural de una estructura y su colapso, incluso cuando el factor de seguridad contra la falla por corte de la cimentación se elevado.

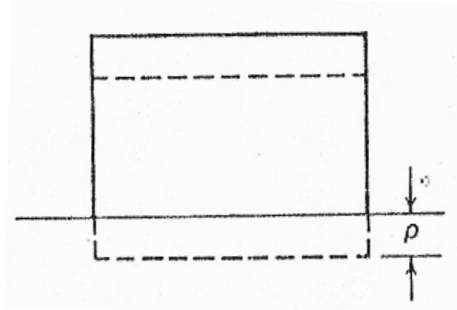
#### TIPOS DE ASENTAMIENTO

De acuerdo con Sowers y Sowers<sup>12</sup>, existen 3 tipos de asentamiento:

- Asentamiento uniforme
- Giro
- Asentamiento diferencial (no uniforme)

### Asentamiento uniforme

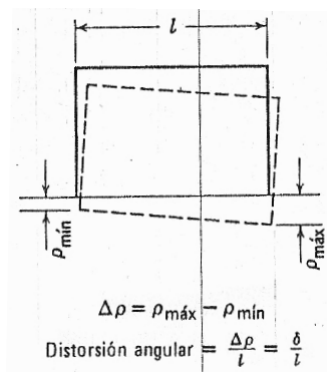
Es cuando una estructura se hunde idénticamente en todas sus zonas. Se presenta en estructuras soportadas por *placas estructurales* muy rígidas.



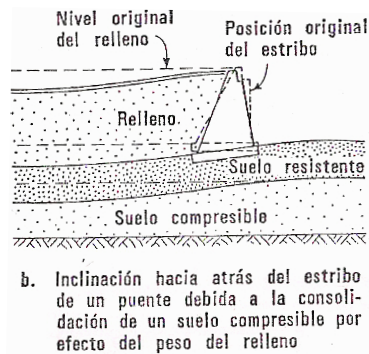
Este asentamiento no produce grietas, pero si provoca daños a las instalaciones, problemas de accesibilidad e inundaciones.

### Giro

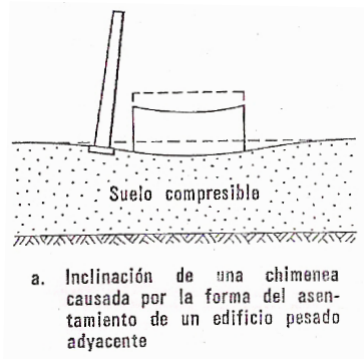
El desplome es grave en estructuras altas y esbeltas, como son las chimeneas y pilas de puentes.



Suele ocurrir cuando la compresibilidad del terreno no es uniforme, como lo ejemplifica la figura.



También se produce cuando la causa principal de asentamiento es una carga pesada a cierta distancia de una estructura de gran altura. Se forma un perfil combado debajo de la carga pesada y la estructura alta, por ligera, se desploma hacia el centro de la combadura.

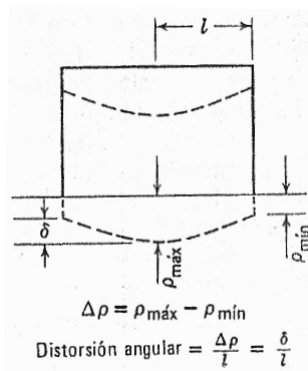


Algunos de los elementos que resultan afectados por el giro son los rieles para grúas, las maquinarias y las estructuras altas y esbeltas.

Los límites de tales inclinaciones los fija el funcionamiento y la operación respectivos.

### *Asentamientos diferenciales*

El asentamiento diferencial entre dos puntos ( $\Delta\rho$ ) es la diferencia entre el asentamiento máximo y el asentamiento mínimo. El asentamiento también se caracteriza por la distorsión angular  $\delta/l$ .

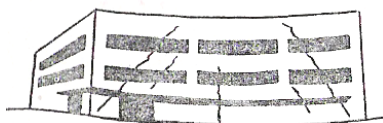


El asentamiento diferencial puede producirse por:

- Presiones uniformes que actúan sobre un suelo homogéneo
- Presiones diferentes sobre el terreno
- Condiciones de terreno heterogéneas

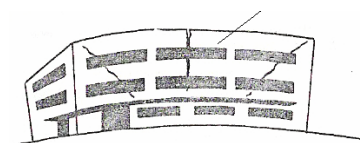


El asentamiento cóncavo es la forma usual para estructuras uniformemente cargadas en suelo compresible. La zona de asentamientos se extiende bastante afuera de los límites de la estructura.



a. Asentamiento cóncavo

El asentamiento convexo se produce en construcciones de muros de carga o estructuras sobre arena suelta.



b. Asentamiento convexo

## ASENTAMIENTOS PERMISIBLES

La magnitud del asentamiento que puede tolerar una estructura depende de su tamaño y el tipo de construcción y de si el asentamiento es uniforme o no. La magnitud de los asentamientos máximos que se pueden permitir para el caso en estudio se presenta en la tabla siguiente, basada en estudios teóricos y observaciones de estructuras que han sufrido daños (tomada parcialmente de Sowers).

Tipo de movimiento	Factor limitante	Asentamiento máximo
Asentamiento total	Drenaje y accesos	15 a 60 cm
	Probabilidad de asentamientos diferenciales	
	Muros de carga de mampostería	2.5 a 5.0 cm
	Estructuras de edificios	5.0 a 10.0 cm

## IV. 2 GRADO DE RESERVA DE LOS MÉTODOS

El fin principal del estudio es determinar el *grado de reserva* de los métodos. Grado de reserva se refiere a que tan conservador (del lado de la seguridad) es el método en la predicción del asentamiento con respecto al que realmente ocurre. Desafortunadamente la investigación adolece de una parte experimental que permita tal resolución. Pero, acertadamente, sí se incluyen suficientes métodos para realizar un análisis comparativo entre ellos, ente sus bases, sus consideraciones y sus resultados.

A continuación se presenta el análisis comparativo “individual”, en donde se examinan primero los orígenes, después las propiedades y finalmente los efectos.

### TERZAGHI Y PECK

Este método muy probablemente es el primero desarrollado en función de las propiedades mecánicas de suelos reales. Se basa en la SPT y necesita de la determinación de muy pocos parámetros. Aunque es de un manejo muy sencillo, ignora muchos factores importantes, y como ha sido comprobado por diversos autores, sobreestima el asentamiento. Esencialmente se presenta al comienzo de este trabajo por su importancia histórica.

### SCHLEICHER-DENVER

El procedimiento obviamente está basado en la teoría de la elasticidad y, a su vez, considera una carga flexible sobre la superficie del terreno.

Con respecto a la elasticidad, se realiza una modificación al intercambiar el módulo de elasticidad de un material perfectamente elástico con el módulo de Young del suelo determinado a partir de pruebas *in situ*. En cuanto a la carga flexible, aunque aquí no se realizó el ajuste, sabemos que una base rígida se asienta menos que una flexible. En lo que concierne a que el método calcula el asentamiento de la superficie, debemos de considerar que la incrustación de la estructura de cimentación en el terreno, también reduce el asentamiento. Aun con lo anterior, el

resultado del asentamiento del ejemplo ZA-1H no está muy alejado de los valores que podemos considerar como fiables (alrededor de  $8\text{mm}$ ).

#### STEINBRENNER-DENVER

De forma similar, el método está basado en la teoría elástica. La gran diferencia es que el asentamiento sí considera la profundidad de desplante. Desgraciadamente tampoco considera una carga rígida. En el ejemplo de la zapata ZA-1E, observamos que se realizó un promedio pesado para tomar contribución de cada estrato, lo que al parecer genera un resultado satisfactorio, aunque podría ser engañoso debido a la presencia de un estrato indeformable.

#### HOOKE-DENVER

Obviamente este procedimiento aplica la teoría elástica, junto con la determinación del módulo de elasticidad a través de lo propuesto por Denver. El asentamiento se calculó a partir del nivel de desplante, aunque la teoría aplica para la superficie. También considera una carga flexible. El resultado, en comparación a los otros, es poco conservador.

#### SCHMERTMANN

Desarrollado en bases teóricas y experimentales, exclusivamente para el caso de las arenas, revisado y corregido, práctico y ampliamente aceptado, parece ser, en los casos ZA-1H y ZA-1E el método de soporte para el cotejo de los otros. Uno de los principales aspectos a tener presentes es la diferencia entre los valores del módulo de elasticidad de éste método y el de Denver. Un desatino en la aplicación del proceso fue el haber considerado la relación  $L/B=1$ , lo que provoca una subestimación del asentamiento. Otro aspecto remarcable es que se considera la profundidad de influencia igual a  $2B$ .

### HOOKE-ZEEVAERT

Una gran diferencia de este sistema con los demás, es la determinación de la rigidez del suelo, la cual se obtuvo a través de pruebas de laboratorio y no de campo. También incluye el efecto del esfuerzo de confinamiento existente en el suelo sobre la rigidez del mismo, a mayor confinamiento mayor es la rigidez y menor la deformación. Se aplicó el método a los cuatro casos para compararlo específicamente con el método Deméneghi-no lineal. Lamentablemente el método predice asentamientos muy conservadores.

### BURLAND Y BURBIDGE

Este método es quizá el más reciente con mayor aceptación en todo el mundo. Igualmente ha sido desarrollado para arenas y es producto de un análisis exhaustivo de los factores que intervienen en el asentamiento a partir de un gran número de casos reales. También es un método que nos sirve de referencia para comparar. Hay que recordar que este proceso proporciona un asentamiento medio.

### DEMÉNEGHI-FÓRMULA DE PREDICCIÓN

Es un método sencillo que permite calcular, además del asentamiento medio, diversos valores, según como se desee estar seguro de que el asentamiento sobrepase cierto valor. Está basado también en el análisis de casos reales. En comparación con el método anterior, se predicen asentamientos muy similares.

### DEMÉNEGHI-NO LINEAL

Con un enfoque clásico, pero en función de mediciones reales, se logra un método muy completo, que incluye el efecto de confinamiento, la no linealidad de la curva esfuerzo-deformación y además hace posible elegir un determinado nivel de confianza, por lo que permite predecir asentamientos totalmente aceptables en comparación a los métodos más fiables. Al comparar los resultados de los cuatro ejemplos con Hooke-Zeevaert, se demuestra que la gran diferencia está en como considerar la rigidez del suelo.

## V CONCLUSIONES

Con fundamento en lo expuesto a lo largo de esta investigación, particularmente en el análisis comparativo, se concluye:

1 No resulta conveniente la utilización del método TERZAGHI Y PECK ni del procedimiento HOOKE-ZEEVAERT, dado que ambos sobreestiman demasiado el asentamiento. Esta resolución se debe a que el primero de ellos, fue de los métodos germinales, y en el segundo observamos que la determinación de las propiedades mecánicas a partir de pruebas de laboratorio no es, hasta la fecha, conveniente, pues los asentamientos calculados resultan muy superiores a los medidos en el campo.

2 Los métodos SCHLEICHER-DENVER y HOOKE-DENVER tienen en común la combinación de la teoría elástica con la determinación experimental de la compresibilidad del suelo en el campo. Ambos llegan a predicciones satisfactorias, pero el primero no contiene elementos que hoy en día se consideran como esenciales para la predicción del asentamiento, por lo que sólo se recomienda como comprobación o para pronósticos preliminares. El segundo tiene la ventaja sobre el primero de poder variar la compresibilidad a lo largo del suelo, y sí se recomienda para procedimientos de rutina.

3 Los métodos STEINBRENNER-DENVER, SCHMERTMANN, BURLAND Y BURBIDGE, DEMÉNEGHI-FÓRMULA DE PREDICCIÓN y DEMÉNEGHI-NO LINEAL son totalmente recomendables. STEINBRENNER-DENVER es uno de los más aplicados, SCHMERTMANN y BURLAND Y BURBIDGE están desarrollados específicamente para asentamientos en arenas, DEMÉNEGHI-FÓRMULA DE PREDICCIÓN permite calcular asentamientos a partir de un nivel de confianza y DEMÉNEGHI-NO LINEAL proporciona la predicción de una manera refinada, cuando la importancia del proyecto lo amerita.

4 Los métodos recomendados, exceptuando el último, son para propósitos de diseño rutinario. Asimismo, se deberá tener cuidado en cada una de las consideraciones mencionadas en la investigación. Es importante considerar el efecto de zapatas adyacentes cuando se requiera.

5 Se presenta una recopilación de información esencial en forma tabular, con el objeto de facilitar el entendimiento de las diferencias entre los métodos presentados.

#### PROSPECTIVA

Una posible aportación futura que se desprende de esta investigación es el desarrollo de un programa de cómputo, que permita el cálculo inmediato del asentamiento bajo la aplicación de los diversos métodos citados.

Asimismo, es necesario realizar un estudio de los métodos bajo un esquema de medición de asentamientos en obras reales.

Método	Tipo de prueba	Bases, comportamiento	Parámetros destacados	Uso
TERZAGHI Y PECK	SPT	Experimentales	$B, N$	-
SCHLEICHER-DENVER	SPT/CPT	Teóricas y experimentales, lineal	$B, L, \phi, N$	Preliminar
STEINBRENNER-DENVER	SPT/CPT	Teóricas y experimentales, lineal	$B, L, D, \phi, N$	Rutina
HOOKE-DENVER	SPT/CPT	Teóricas y experimentales, lineal	$\phi, N$	Rutina
SCHMERTMANN	CPT (SPT)	Teóricas y experimentales, lineal y no lineal	$B, L, D_f, N, t$	Rutina y detallado con parámetros adicionales
HOOKE-ZEEVAERT	Prueba de compresión triaxial	Teóricas y experimentales, lineal y no lineal	$B, D_f, \phi, D_r, N, \sigma_c$	-
BURLAND Y BURBIDGE	SPT (CPT)	Experimentales y teóricas, no lineal	$B, L, N$	Rutina
DEMÉNEGHI-FÓRMULA DE PREDICCIÓN	SPT	Experimentales y teóricas, no lineal	$B, N, \alpha$	Rutina
DEMÉNEGHI-NO LINEAL	SPT	Teórica y experimentales, no lineal	$B, N, \alpha, \sigma_c$	Refinado

Tabla comparativa de métodos para el cálculo de asentamientos



## ANEXOS

## A TRADUCCIÓN DEL ARTÍCULO DE BURLAND Y BURBIDGE

### Asentamiento de cimientos en arena y grava

#### Introducción

Numerosos métodos de predicción de asentamientos de cimientos en arenas y gravas han sido publicados-muchos más que para arcillas. La razón se encuentra en la dificultad extrema de obtener muestras inalteradas para la determinación en el laboratorio de la compresibilidad bajo condiciones apropiadas de esfuerzo y de su historia de cargas. Por lo tanto se ha recurrido a la interpretación de pruebas de campo in situ, tal y como la prueba de penetración estándar (SPT), la prueba de penetración con cono y la prueba de placa, y mucha de la literatura ha sido dedicada a tales interpretaciones. Esta extensa literatura no será revisada aquí, ya que ha sido adecuadamente cubierta por Sutherland<sup>1</sup>, Simons and Menzies<sup>2</sup> y Nixon.<sup>3</sup>

2. La importancia práctica del problema fue probablemente puesta en perspectiva por Terzaghi cuando declaró que todas las construcciones apoyadas en arena conocidas por él se habían asentado menos de 75 mm (3 in), mientras que el asentamiento de construcciones con cimientos en arcilla a menudo excedían 500 mm (20 in). Esta declaración proporcionó el ímpetu para el estudio descrito en el presente Artículo en el cual un gran número de registros de casos de asentamiento en arenas y gravas ha sido ensamblado por Burbidge<sup>5</sup>.

3. Los detalles esenciales de la mayoría de estos registros de casos están tabulados en el Apéndice 1 del presente Artículo y las referencias asociadas están dadas en el Apéndice 2. La numeración de los registros de casos utilizada por Burbidge ha sido conservada para facilidad de referencia.

4. El objetivo primordial del estudio fue verificar si la anterior declaración de Terzaghi aún se mantenía verdadera y el apéndice 1 muestra que, con algunas excepciones, se cumple. Sin embargo, asentamientos considerablemente en exceso de 75 mm han sido registrados para depósitos y terraplenes en arenas muy sueltas. En vista de los pequeños asentamientos experimentados usualmente con arenas y gravas, el segundo objetivo del estudio fue para analizar los datos en observaciones reales de asentamientos empleando un mínimo de interpretación para ver si afloraba una simple y útil perspectiva. Un estudio preliminar de este tipo fue

emprendido por Burland *et al*<sup>6</sup> y un enfoque similar pero más detallado se describe aquí.

5. La conclusión que ha resultado del análisis estadístico de más de 200 casos es extraordinariamente simple y da un rango de asentamientos el cual es generalmente menor que el rango de predicciones ofrecido por los métodos actuales comúnmente aceptados.

### **Predicción de asentamientos**

6. El resultado del análisis del gran número de registros de asentamientos resumido en el apéndice 1 se presenta primero, en la forma de un método simple y directo de predicción de asentamientos. Los párrafos 6-24 son autónomos y pueden ser utilizados por si mismos para propósitos de diseño. Sin embargo, se hacen referencias cruzadas frecuentes al trabajo descrito más adelante para que las bases de las suposiciones varias puedan ser estudiadas.

### ***Determinación del subgrado de compresibilidad del cimiento***

7. La esencia del método es la relación empírica que ha sido establecida entre la pendiente de la relación presión-asentamiento para el cimiento ( $\Delta q'$ ), el ancho del cimiento  $B$  y el promedio del número de golpes  $\bar{N}$  de la SPT a lo largo de la profundidad de influencia del cimiento. La cantidad  $\Delta \rho_i / \Delta q'$  es el subgrado de compresibilidad del cimiento, denotado por  $a_f$ , y las unidades son  $mm/(kN/m^2)$ . La relación se muestra en la figura 1, donde  $a_f/B^{0.7}$  se traza contra  $\bar{N}$  en una gráfica doble logarítmica. La cantidad  $a_f/B^{0.7}$  se denota como  $I_c$ , el índice de compresibilidad. La línea completa de la Fig. 1 se ha obtenido a partir de un análisis de regresión de más de 200 registros de asentamientos en arenas y gravas. Las líneas punteadas se aproximan a dos desviaciones estándar por encima y debajo de la media. Matemáticamente la línea de la regresión está dada

$$I_c = \frac{1.71}{\bar{N}^{1.4}}$$

con un coeficiente de correlación de 0.848.

8. Se deben de hacer notar las siguientes características de la Fig. 1.

a)  $a_f$  es el subgrado de compresibilidad para una arena o grava normalmente consolidada. En §§ 64-72 se muestra que la relación entre capacidad de carga y asentamiento es aproximadamente lineal para materiales granulares normalmente consolidados para factores de seguridad contra falla por capacidad de carga de 3 ó más. Cuando el material es sobreconsolidado o cargado en la base de la excavación, los valores de  $a_f$  y  $I_c$  son reducidos por un factor de 3 por cambios de presión por debajo de la presión efectiva de preconsolidación  $\sigma'_{v0}$ .

b) El número de golpes de la SPT *no* se corrige por la sobrecarga de presión efectiva y por lo tanto el eje horizontal no es estrictamente una medida de la densidad relativa. En su lugar se propone una nueva clasificación en la cual se asignan rangos de valores de  $N$  sin corregir a grados de compresibilidad. La correlación entre  $N$  y los grados de compresibilidad se dan en la Tabla 1 y en la Fig. 1. El concepto de grados de compresibilidad demostró ser particularmente valioso en el análisis descrito en § 26 *et seq.*

c) Aunque los valores de  $N$  no están corregidos por la presión de sobrecarga, es necesario hacer algunas otras correcciones. Se muestra en la sección 8.5 que, para arena limosa y muy fina debajo del NAF, la corrección propuesta por Terzaghi y Peck<sup>7</sup> da resultados mejorados, i.e. cuando  $N$  es mayor que 15

$$N' = 15 + 0.5(N - 15) \quad (2)$$

donde  $N'$  es el valor corregido de  $N$ . Cuando el material consiste de grava o grava arenosa se muestra en §§ 103-106 que se debe aplicar una corrección tal que

$$N' = 1.25N \quad (3)$$

d) Los resultados de pruebas del cono de penetración pueden ser convertidos a valores equivalentes de  $N$  usando la Fig. 2, donde  $q_c/N$  está relacionado con el tamaño del grano. ( $q_c$  está en  $MN/m^2$ ).

e) Los resultados de una prueba de placa pueden ser relacionados a los grados de compresibilidad usando los métodos descritos en §§ 47-50. Se debe tener cuidado en la aplicación de la ecuación (1) junto con resultados de prueba de placa ya que  $B$  incrementa el valor de  $\bar{N}$  entonces se incrementará también a menudo debido a el incremento asociado en la profundidad de influencia.

### **Profundidad de influencia y la obtención de $\bar{N}$**

9. Una importante característica del método es la evaluación de la profundidad de influencia  $z_1$  del cimiento. Esto se discute con detalle en §§ 51-63 donde se expone que, cuando  $N$  se incrementa con la profundidad, la profundidad de influencia relativa  $(z/B)_1$  disminuye significativamente en tanto que al ancho del cimiento se incrementa. Aunque la profundidad de influencia depende de muchos factores, para los propósitos presentes se asume que esta dada por la línea completa en la Fig. 3 para casos en donde  $N$  se incrementa o es constante con la profundidad. Donde  $N$  presenta un decremento consistente con respecto a la profundidad, la profundidad de influencia se toma como  $2B$  o la base de la capa suave, cualquiera que sea menor. El valor de  $\bar{N}$  para uso en la Fig. 1 o la ecuación (1) está dado por la media aritmética de los valores  $N$  medidos sobre la profundidad de influencia.

### **Cálculo del asentamiento**

10. Para una arena normalmente consolidada el asentamiento instantáneo promedio  $\rho_i$  al término de la construcción, correspondiente a la presión efectiva promedio del cimiento  $q'$  esta dado por

$$\rho_i = q' B^{0.7} I_c \quad (4)$$

donde  $\rho_i$  está dado en  $mm$ ,  $q'$  en  $kN/m^2$  y  $B$  en  $m$ . Los valores de  $I_c$  correspondientes a la mejor estimación y los límites superior e inferior son obtenidos de la Fig. 1.

11. Para una arena sobreconsolidada, o para carga en la base de la excavación, para las que la máxima presión de sobrecarga efectiva previa es  $\sigma'_{v0}$ , el asentamiento promedio al fin de la construcción  $\rho_i$  correspondiente a la presión efectiva bruta promedio  $q'$  (donde  $q' > \sigma'_{v0}$ ) se conforma de dos componentes como sigue

$$\begin{aligned} \rho_i &= \sigma'_{v0} B^{0.7} \frac{I_c}{3} + (q' - \sigma'_{v0}) B^{0.7} I_c \quad mm \\ &= \left( q' - \frac{2}{3} \sigma'_{v0} \right) B^{0.7} I_c \quad mm \end{aligned} \quad (5a)$$

Cuando  $q'$  es menor que  $\sigma'_{v0}$  la expresión anterior se convierte en

$$\rho_i = q' B^{0.7} \frac{I_c}{3} \text{ mm} \quad (5b)$$

### **Correcciones por profundidad de desplante, NAF, forma y espesor de estrato**

12. En §§ 91-106 se describe un análisis estadístico de la influencia de los factores arriba mencionados para cimientos con relación de profundidad  $D/B < 3$ . Se muestra que, dentro de los límites de precisión del análisis, no hay correlación obvia entre  $D/B$  y el asentamiento. Este resultado concuerda con los resultados de D'Appolonia *et al.*<sup>8</sup> quien encontró del análisis de un número de resultados en un lugar que solo ocurría una reducción del 12% en el asentamiento cuando  $D/B$  se incrementaba de 0.5 a 1.0.

13. Se concluye también que el nivel de aguas freáticas por debajo del cimiento no tiene influencia estadísticamente significativa en el asentamiento. Este resultado parece apoyar el punto de vista de Meyerhof de que el efecto del NAF se refleja en el número de golpes medido. Así, cambios del NAF posteriores a la determinación de  $\bar{N}$  pueden tener alguna influencia en el asentamiento.

14. El análisis estadístico indica que hay una correlación significativa entre el asentamiento y  $L/B$  (la relación largo-ancho del cimiento). El factor de corrección es bastante pequeño y se puede expresar como

$$f_s = \left[ \frac{1.25 L/B}{(L/B) + 0.25} \right]^2 \quad (6)$$

donde  $\rho_i(L/B > 1) = f_s \rho_i(L/B = 1)$ . Se puede ver que  $f_s$  tiende a 1.56 cuando  $L/B$  tiende a infinito.

15. Había insuficientes datos para estudiar la influencia del grosor de la capa de arena o grava debajo del cimiento ( $H_s$ ) pero es recomendable que cuando  $H_s$  es menor que  $z_1$  (la profundidad de influencia) debe aplicarse una corrección  $f_1$  tal que

$$f_1 = \frac{H_s}{z_1} \left( 2 - \frac{H_s}{z_1} \right) \quad (7)$$

**Asentamiento en función del tiempo**

16. Los registros de casos referidos en §§ 107-115 indican muy claramente que cimientos en arenas y gravas exhiben asentamiento en función del tiempo. Sin embargo, no emerge un patrón distinto. En algunos casos el proceso dependiente del tiempo parece ser más o menos continuo, con el asentamiento siguiendo una relación logarítmica aproximadamente lineal (después del periodo de transición inicial). En otros casos el proceso parece ser por etapas con periodos quietos de hasta 3 años intercalados con periodos de velocidades significativas de asentamiento.

17. Los registros muestran muy claramente que cimientos sujetos a cargas fluctuantes, tales como chimeneas altas, puentes, silos y turbinas exhiben asentamientos dependientes del tiempo mucho más largos que aquellos sujetos únicamente a cargas estáticas.

18. Los resultados sugieren que el factor de corrección por tiempo para el asentamiento ( $\rho_t$ ) para cualquier tiempo  $t$ , cuando  $t$  es 3 años o más después del término de la construcción, esta dado por

$$f_t = \frac{\rho_t}{\rho_i} = \left( 1 + R_3 + R_t \log \frac{t}{3} \right) \quad (8)$$

donde  $f_t$  es el factor corrección por tiempo,  $t \geq 3$  años,  $R_3$  es el asentamiento dependiente del tiempo (expresado como una proporción de  $\rho_i$ ) que ocurre durante los primeros 3 años después de la construcción y  $R_t$  es el asentamiento dependiente del tiempo (expresado como una proporción de  $\rho_i$ ) que ocurre cada ciclo logarítmico de tiempo después de 3 años.

19. Para cargas estáticas, valores conservativos de  $R_3$  y  $R_t$  son 0.3 y 0.2 respectivamente. Así para  $t = 30$  años,  $f_t = 1.5$ . Para cargas fluctuantes, valores conservativos de  $R_3$  y  $R_t$  son 0.7 y 0.8 respectivamente para que en  $t = 30$  años,  $f_t = 2.5$ .

**Resumen**

20. En resumen el asentamiento promedio de un cimiento al final de la construcción y después en cualquier tiempo  $t$ , 3 o más años después de la conclusión de la construcción, puede ser expresado por las siguientes ecuaciones

$$\rho_i = f_s f_1 \left[ \left( q' - \frac{2}{3} \sigma'_{v0} \right) B^{0.7} I_c \right] \text{ mm} \quad (9a)$$

$$\rho_t = f_t \rho_i \quad (9b)$$

donde  $q'$  es la presión efectiva bruta promedio aplicada ( $kN/m^2$ ),  $\sigma'_{v0}$  es la presión de sobrepeso efectiva máxima previa ( $kN/m^2$ ),  $B$  es el ancho en metros,  $I_c$  es el índice de compresibilidad obtenido de la Fig. 1 o la ecuación (1),  $f_s$  es un factor de corrección de forma dado por la ecuación (6),  $f_1$  es un factor de corrección por el espesor del estrato de arena dado por la ecuación (7) y  $f_t$  es un factor de tiempo proporcionado por la ecuación (8).

21. Los probables límites de precisión de la ecuación (9a) pueden ser evaluados de los límites superior e inferior de  $I_c$  dados en la Fig. 1 y puede ser necesario tomarlos en cuenta en el diseño.

22. Debe ser enfatizado que el factor de seguridad contra la falla por capacidad de carga deberá ser revisada siempre además del asentamiento. Si el factor de seguridad es más o menos menor que 3 la curva presión-asentamiento podrá ser no lineal y el método sobreestimaré el asentamiento.

23. Aún más, el método ha sido basado en casos de estudio con depósitos de arena y grava cuarcítica. Lugares donde se encuentren coral (calcita) u otros depósitos de arena y grava mineralógicamente inusuales no deben de ser analizados por este método a menos que las propiedades de deformación de estos depósitos puedan ser demostradas como similares a depósitos cuarcíticos.

24. El método es muy apropiado para propósitos de diseño de rutina. Sin embargo, se sugiere que, para proyectos principales, o aquellos donde la estructura propuesta tiene asentamientos permisibles totales o diferenciales estrictos, se utilicen también otros métodos para la estimación de asentamientos bien establecidos como comprobación. En tales proyectos puede ser útil el referirse a los casos de estudio enlistados en el Apéndice 2 en el cual se involucran estructuras similares o condiciones del suelo. En general parece improbable que los límites de precisión puedan ser significativamente mejorados, a menos que se recurra a la determinación de la compresibilidad *in situ*.



25. En conclusión, es apropiado tener en mente las siguientes observaciones por Sutherland<sup>1</sup>

“Antes de que un diseñador se encuentre enredado en los detalles de predecir el asentamiento (en arena) debe convencerse a si mismo si un problema real verdaderamente existe e indague que ventajas y aspecto económico pueden resultar de los refinamientos en predicción de asentamientos”.

## B NOTACIÓN

$A_v, A_f$	módulo de rigidez del suelo
$B$	ancho del cimiento
$C_1$	factor de corrección para aproximadamente tomar en cuenta efectos de la profundidad de desplante, $1 - 0.5 \left( \frac{p_0}{\Delta p} \right) \geq 0.5$
$C_2$	factor de corrección para aproximadamente tomar en cuenta el asentamiento tipo consolidación secundaria, $1 + 0.2 \log_{10} \left( \frac{t_{\text{años}}}{0.1} \right)$
<b>CPT</b>	Prueba estática de Penetración de Cono ( <i>Cone Penetration Test</i> )
$D, D_f$	profundidad de desplante
$D_R$	densidad relativa
$E$	módulo de elasticidad de un material perfectamente elástico
$E_s$	módulo de elasticidad equivalente para suelos granulares en compresión
$F_1, F_2$	factores para el método I.3
$h_0$	espesor del estrato
$I_c$	índice de compresibilidad
$I_z$	factor de influencia de deformación vertical
$I_{\rho}, I_{\rho D}$	factor de influencia de deformación vertical
$K_0$	coeficiente de presión en reposo
$M$	módulo de deformación lineal
$N, \bar{N}$	número de golpes en la SPT, número de golpes promedio en la SPT
<b>NAF</b>	Nivel de Aguas Freáticas

$OCR$	relación de preconsolidación
$p$	presión de contacto promedio
$p_{be}$	presión de confinamiento inicial
$p_{cie}$	presión de confinamiento interno
$p_{c0}$	presión de confinamiento externo
$Q$	carga puntual
$q_c$	resistencia a la penetración del cono
$q_n$	presión neta o carga neta
$r$	módulo de linealidad de la curva esfuerzo-deformación
$s_v, s_f$	modulo de compresibilidad
$SPT$	Prueba de Penetración Estándar ( <i>Standard Penetration Test</i> )
$t$	tiempo
$t_\alpha$	variable aleatoria con distribución t de Student
$z$	profundidad media del estrato
$\alpha$	nivel de confianza
$\gamma$	peso específico
$\delta$	asentamiento
$\varepsilon, \varepsilon_z$	deformación unitaria, deformación unitaria vertical
$\varepsilon_v$	deformación volumétrica

$\mu$	relación de Poisson
$\nu$	relación de Poisson
$\rho, \Delta\rho$	asentamiento
$\sigma, \sigma_z$	esfuerzo normal, esfuerzo normal vertical
$\sigma_c$	esfuerzo de confinamiento
$\phi$	ángulo de fricción interna
$\Delta p$	incremento medio de presión neta a nivel de desplante
$\Delta z$	espesor del estrato

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1 Terzaghi K., Peck R. Soil Mechanics in engineering practice. 2<sup>nd</sup> ed. John Wiley. New York. 1967.
- 2 Denver H. Settlement calculation for footings on sand. XI International conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 4, pp 2183-2190, San Francisco, 1985.
- 3 Steinbrenner W. A rational method for the determination of the vertical normal stresses under foundations. Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, Cambridge, Massachusetts.
- 4 Bowles J. E. Elastic foundation settlements on sand deposits. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 113, No. 8, August, 1987, pp 846-860.
- 5 Schmertmann J. H. Static cone to compute static settlement over sand. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 96, No. SM3, May, 1970, pp 1011-1043.
- 6 Schmertmann J. H., Hartman J. P. y Brown P. H. Improved strain influence factor diagrams. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104, No. GT8, August, 1978, pp 1131.
- 7 Zeevaert L. Foundation engineering for difficult subsoil conditions. Van Nostrand Reinhold. New York. 1972.
- 8 Juárez E. y Rico A. Mecánica de suelos. Tomo I y II. Limusa. México. 1965.
- 9 Burland J. B., Burbidge M. C. Settlement of foundations on sand and gravel, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 1, 1985, 78, Dec., 1325-1381.

- 10 Deméheghi A. Cálculo de asentamientos en arenas, SMMS, Vol 1, Septiembre, 2003.
  - 11 Lambe T. W., Whitman R. V. Soil Mechanics, John Wiley & Sons, Inc. USA. 1969.
  - 12 Sowers B. G., Sowers F. G. Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones. Limusa, México. 1962.
  - 13 Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Instituto de Ingeniería. Vocabulario de Mecánica de Suelos. Limusa. México. 1977.
  - 14 Terzaghi K. Theoretical Soil Mechanics. J. Wiley. New York. 1943.
  - 15 Zekkos D. P. Bray J. D. & Der Kiureghian A. Reliability of shallow foundation design using the standard penetration test. Proceedings ISC-2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, Viana da Fonseca & Mayne. 2004.
- De la Internet
- 16 <http://www.usace.army.mil/usace-docs/eng-manuals/em1110-1-1904/c-3.pdf>. EM 1110-1-1904. Engineering and Design - Settlement Analysis. Chapter 3- Evaluation of Settlement for Static Loads. 1990. pp 1575-1582.
  - 17 [WordReference.com](http://www.wordreference.com) English-Spanish Dictionary.