



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA  
INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

“ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD PARA MÉTODOS DE CÁLCULO EN ASENTAMIENTOS DE  
ZAPATAS AISLADAS APOYADAS EN ARENAS”

TESIS  
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:  
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:  
ROBERTO CARLOS HERNÁNDEZ LEDEZMA

TUTORES  
M.I. AGUSTIN DEMENEGHI COLINA – FACULTAD DE INGENIERÍA  
M.I. ROBERTO MAGAÑA DEL TORO – INSTITUTO DE INGENIERÍA  
M.I. JORGE EFRAIN CASTILLA CAMACHO – FACULTAD DE INGENIERÍA  
DR. SALVADOR MARIN CORDOVA – FACULTAD DE INGENIERÍA  
M.I. CARMELINO ZEA CONSTANTINO – FACULTAD DE INGENIERÍA

MÉXICO, D.F. NOVIEMBRE 2014



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: M.I. Castilla Camacho Jorgre Efraín

Secretario: M.I. Magaña del Toro Roberto

Vocal: M.I. Deméneghi Colina Agustín

1<sup>er.</sup> Suplente: Dr. Marin Córdova Salvador

2<sup>d o.</sup> Suplente: M.I. Zea Constantino Carmelino

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: MÉXICO, DISTRITO FEDERAL

**TUTOR DE TESIS:**

AGUSTIN DEMENEGHI COLINA

-----  
**FIRMA**



## INDICE

1. INTRODUCCIÓN	
1.1. Antecedentes	6
2. ASPECTOS FUNDAMENTALES DE LA TEORIA DE LA ELASTICIDAD	
2.1. Hipótesis simplificadoras	10
2.2. Generalidades de la teoría de la elasticidad	11
2.3. Comportamiento elástico lineal	13
2.4. Relación entre E, G y $\nu$	17
2.5. Obtención de los esfuerzos en función de las deformaciones unitarias	18
2.6. Rango de variación de la relación de Poisson	20
3. Exploración y muestreo en suelos granulares (arenas)	
3.1. Pruebas de campo	21
3.2. Muestreo de arenas y gravas	29
3.2.1. Muestreador Bishop	30
3.2.2. Muestreador Osterberg	31
3.2.3. Muestreos vibratorios	34
4. Cimentaciones superficiales	38
4.1. Cimentaciones sobre arena y limo no plástico	44
5. Estado límite de falla	56
6. Métodos y teorías para el cálculo de asentamientos de zapatas apoyadas en arenas	
6.1. Burland y Burbidge (1985)	58
6.2. Método No Lineal (Deméneghi, 2008)	60
6.3. Cálculo de asentamientos en arenas a partir del ensayo de la placa de carga	66
6.4. Cálculo de asentamientos en arenas a partir del ensayo de penetración normal, Meyerhof (1965)	67
6.5. Schmertmann (1970)	69
6.6. Denver (1970)	73
7. Cálculo, análisis y comparativa de resultados	
7.1. Descripción del caso práctico de aplicación	80
7.2. Análisis de resultados para el caso de arena suelta	105
7.2.1. Burland y Burbidge, arena suelta	105
7.2.2. No Lineal, arena suelta	107
7.2.3. Schmertmann, arena suelta	113
7.2.4. Software Seettle, arena suelta	119
7.2.5. Denver, arena suelta	123



7.3. Análisis de resultados para el caso de arena media	134
7.3.1. Burland y Burbidge, arena media	134
7.3.2. No Lineal, arena media	136
7.3.3. Schmertmann, arena media	142
7.3.4. Software Seettle, arena media	148
7.3.5. Denver, arena media	152
7.4. Análisis de resultados para el caso de arena densa	164
7.4.1. Burland y Burbidge, arena densa	164
7.4.2. No Lineal, arena densa	166
7.4.3. Schmertmann, arena densa	172
7.4.4. Software Seettle, arena densa	178
7.4.5. Denver, arena densa	182
7.5. Comparativa de criterios de diseño para el cálculo de asentamientos de zapatas apoyadas en arena	194
7.6. Comparativa costo beneficio	197
8. Recomendaciones constructivas	202
9. Conclusiones y comentarios	205
10. Referencias	210



## 1. INTRODUCCIÓN

Debido a la dificultad de extraer muestras inalteradas y por consecuencia ensayarlas para determinar sus propiedades índice y mecánicas, se recurre a métodos alternativos como pruebas de campo o correlaciones para la estimación de estas propiedades. Por lo anterior, el cálculo de asentamientos en suelos granulares se ha tenido que apoyar en métodos empíricos.

En este trabajo se pretende fundamentar teóricamente algunos de los métodos más utilizados en la comunidad ingenieril, en donde la teoría de la elasticidad tiene un papel fundamental para el desarrollo de dichos métodos. Además, se reporta la investigación para los distintos métodos expuestos en las más reconocidas publicaciones internacionales especializadas en la materia.

Se ofrece también un panorama general de las técnicas y procedimientos disponibles para los trabajos de exploración y muestreo del suelo, y así obtener los parámetros de diseño para el cálculo de asentamientos en arena y capacidad de carga, entre otros.

Dentro de los distintos métodos de cálculo, se incluye el software Rocscience Settle que se especializa en el cálculo de asentamientos en suelos. Se tomará como referencia para evaluar y verificar la veracidad de los cálculos realizados en este trabajo, además de ser un parámetro para calibrar las hojas de cálculo que se generaron para cada uno de los métodos y casos de estudio que se reportan.

En el cuerpo de este trabajo, se presenta una comparativa entre distintos métodos de cálculo para tres grados de compacidad en un suelo arenoso, tales como: suelto, medio y denso. Para cada uno de estos casos se revisa el estado límite de falla, ya que esta revisión es la que rige en el diseño de cimentaciones superficiales, sin embargo no se profundiza en el tema de capacidad de carga, ya que escapa al alcance de este trabajo. Se analizan distintas geometrías de zapatas cuadradas, desde 0.80 m y hasta 2.5 m de sección. Lo anterior con el objetivo de identificar la factibilidad de cada uno de los métodos a emplear para el cálculo de asentamientos en zapatas aisladas apoyadas en suelos granulares. Se pretende ofrecer al ingeniero las principales premisas de diseño de cada método, así como identificar de entre los estudiados, cual es el más conservador, cual el que ofrece resultados medios y cuál es el más arriesgado.

Con las variables y análisis antes mencionados se realiza un análisis costo – beneficio mediante un ejemplo práctico en el que se demuestra la factibilidad económica y técnica de utilizar uno y otro método para el cálculo de asentamientos, se pretende concientizar a la comunidad ingenieril de lo conservador o arriesgado de cada uno de los métodos expuestos, con lo que se pretende optimizar económicamente el diseño, siempre cumpliendo con la seguridad y reglamentos locales. Se trata de demostrar que a partir de cierta sección en la zapata aislada, la capacidad de carga resistente y el asentamiento permisible no mejora sustancialmente si se incrementa la sección, pero el costo se eleva mientras se incrementa la sección o la profundidad de desplante.



### *1.1 Antecedentes.*

La compresibilidad de los suelos granulares ha merecido relativamente menos atención que la que se ha otorgado a los suelos cohesivos, por lo menos hasta hace pocos años. De hecho, estaba en la mente de muchos ingenieros prácticos la idea de que los suelos granulares no presentaban problemas muy serios de deformación; éstas eran siempre muy pequeñas y ocurrían en forma casi instantánea, generalmente al aplicarse las primeras cargas durante el proceso de construcción.

Es posible que este panorama aún simplista sea correcto si se aplica al suelo granular esfuerzos de nivel muy bajo. Un criterio como el anteriormente citado quizá pueda tenerlo un ingeniero que construya cimentaciones que transmitan al suelo granular cargas moderadas, sobre todo si, como es usual en estas técnicas, toma la decisión de mejorar la calidad del suelo cuando su compactación natural es muy baja.

Sin embargo, la ingeniería moderna ha impuesto otros usos a los suelos granulares. Como respaldos de las grandes presas que ahora se construyen o constituyendo los grandes terraplenes que las modernas carreteras exigen, es cada vez más frecuente y lo será aún más en el futuro, que los suelos granulares, formados a veces por partículas muy gruesas (pedraplenes y enrocamientos) trabajen sometidos a niveles de esfuerzos hasta ahora completamente inusuales. En efecto, los enrocamientos de más de 150 m en presas de tierra son ya bastante familiares, y en caminos y ferrocarriles es ya común construir pedraplenes de 50 a 60 m de altura. Tanto por razones de los materiales que se explotan normalmente en zonas de terreno quebrado, en las que lógicamente se dan estos grandes terraplenes, como por razones de natural preferencia por parte de los ingenieros, casi por lo general los terraplenes, altos de las vías terrestres se construyen con suelo en que los fragmentos de roca, las gravas y las arenas forman la parte principal, la que define el comportamiento mecánico.

Un cambio en el estado de esfuerzos en la masa de suelo produce el correspondiente cambio de volumen. Éstos últimos son importantes ya que producen asentamientos debidos a la compresión del suelo o al levantamiento debido a expansión del mismo.

Cuando un estrato de suelo saturado y compresible se somete a un cambio en el estado de esfuerzos, la presión de poro aumenta repentinamente. En suelos permeables la disipación de presión de poro suele ser inmediata, en cambio, en suelos poco permeables la disipación puede tomar un tiempo considerable.

Independientemente de la velocidad con la que se lleve a cabo, la disipación de la presión de poro, puede originar un cambio de volumen y por tanto, el asentamiento correspondiente.

Uno de los requisitos para tener éxito en la práctica de la ingeniería de cimentaciones, es el conocimiento adecuado de las propiedades mecánicas del suelo y rocas, materiales naturales de que dependen las estructuras que construyen los ingenieros como apoyo.



La tradición, la experiencia y la competencia industrial han jugado un papel más importante que la ciencia, y prácticamente por esta razón, se considera con acierto que la ingeniería de cimentaciones es un arte.

Bajo la influencia de factores económicos, como los costos relativos de la mano de obra y de los materiales, han surgido algunos tipos de cimentaciones y ciertos procedimientos constructivos. Aunque las innovaciones y el progreso en el estado del arte no justifican una posición pesimista, las operaciones que se apartan de los métodos comúnmente aceptados deben adoptarse cautelosamente, porque los equipos que no son los ordinarios pueden resultar costosos y los procedimientos a los que no están acostumbrados los trabajadores y sus supervisores, pueden resultar difíciles de llevar a la práctica.

A continuación se presentan algunas de las definiciones de los conceptos de mayor relevancia que intervienen en el cálculo de asentamientos.

**Consolidación.-** Es el proceso de disminución de volumen en función de la variable tiempo,  $t$ , provocado por un aumento de las cargas actuantes en la masa de suelo.

**Compresibilidad.-** Es la propiedad de los suelos a la cual se debe que disminuya su volumen cuando se les somete a un esfuerzo de compresión o a una presión. Se expresa como la relación entre el cambio de volumen y la magnitud del incremento del esfuerzo aplicado. En este caso la variable tiempo no es determinante para el fenómeno.

**Deformabilidad.-** Se refiere a un modo en la que se puede deformar el suelo, se presenta cuando hay cambios de forma en la masa y en menor medida cambios de volumen. Bajo ciertas condiciones de trabajo en campo, el concepto deformabilidad se aplica mejor a suelos gruesos y el de compresibilidad a suelos finos saturados.

**Asentamiento.-** Es una deformación vertical hacia abajo que experimenta el suelo debido a su compresibilidad.

La transferencia de cargas de una estructura de cimentación al subsuelo que le proporciona soporte, produce un asentamiento en la superficie del terreno, debajo y adyacente a dicha estructura.

La Fig. 1.1 muestra la historia del asentamiento de un punto de cimentación; se puede apreciar que existen tres componentes del asentamiento, que difieren en magnitud, la cual es aplicable a todos los suelos, si reconocemos que la escala de tiempo y magnitudes relativas de los tres componentes pueden diferir en varios órdenes de magnitud para diferentes tipos de suelo.



El asentamiento total ( $s$ ) se puede expresar como sigue:

$$s = s_i + s_c + s_s$$

Donde:

$S_i$  = Asentamiento inmediato o asentamiento distorsional. Entendiendo por distorsión a la deformación que experimenta un cuerpo, al cambiar de forma sin cambiar de volumen. (Asentamiento elástico).

$S_c$  = Asentamiento por consolidación primaria (Asentamiento plástico).

$S_s$  = Asentamiento por consolidación secundaria.

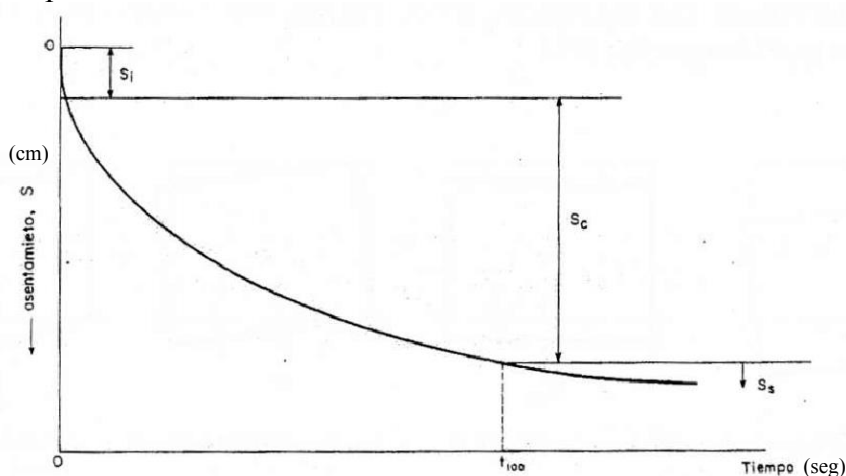


Fig. 1.1. Historia de asentamiento en un punto de una cimentación

Las deformaciones experimentadas por un elemento de suelo granular son el resultado de las deformaciones propias de las partículas que lo componen, más el movimiento relativo entre ellas. Las deformaciones propias de las partículas pueden ser muy grandes, especialmente en sus contactos y consisten fundamentalmente en distorsiones y eventualmente en rupturas y desmenuzamientos; el movimiento relativo entre las partículas ocurre por deslizamiento o rodamiento. Con frecuencia los movimientos relativos son posibles por las distorsiones previas que sufren las partículas, y la importancia relativa de estas dos fuentes de deformación, respecto a la deformación total, puede cambiar a medida que ésta tiene lugar.

Existen distintas causas de asentamiento, de entre las cuales se pueden mencionar las siguientes:

- Asentamiento por deformación elástica (a corto plazo).
- Asentamiento por consolidación (a largo plazo).
- Asentamiento catastrófico (al sobrecargar excesivamente el terreno).
- Asentamiento por deterioro de la cimentación (ataque de agentes corrosivos).
- Asentamiento por desplome minero o falta de soporte (zonas minadas).
- Asentamiento por otras causas tales como descenso del nivel freático, sismo, vibración de maquinaria, incremento de cargas vecinas, cambios de temperatura, etc.

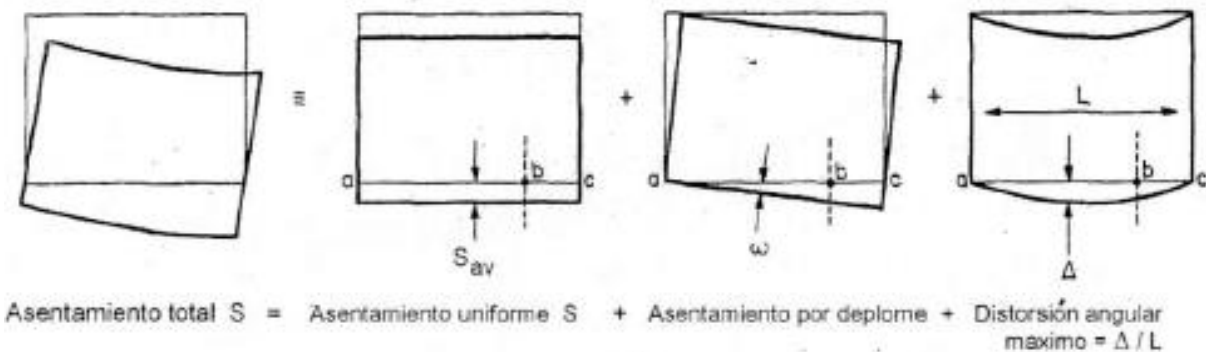


Fig. 1.2. Componentes de movimiento del asentamiento total.

## 2. ASPECTOS FUNDAMENTALES DE LA TEORIA DE LA ELASTICIDAD.

La construcción de una estructura y su cimentación causa un cambio en el estado de esfuerzos en la masa de suelo de soporte. El incremento de esfuerzos en la masa de suelo depende de la magnitud de la carga, la forma del área cargada, la geometría de la carga, la profundidad de desplante y de algunos otros factores más.

En el presente trabajo se trata con uno de los problemas de la ingeniería civil, en el que es necesario determinar el estado de esfuerzos inducido en la masa de suelo, debido a la aplicación de cargas ejercidas cerca de la superficie del terreno, sin inducir falla por capacidad de carga. Es importante resaltar que la distribución de esfuerzos no depende de las características esfuerzo – deformación del suelo, en cambio la distribución de deformaciones si lo hace.

Aunque el suelo no es un material elástico, a menudo se trata como tal, debido a que en carga monotónica o creciente no es necesario separar las componentes elasto – plásticas para poder hacer el cálculo de asentamientos (si existiera un ciclo de carga y descarga el modelo tendría que ser otro para poder evaluar las deformaciones del suelo). Por otro lado, existen en la literatura especializada un gran número de soluciones y métodos para materiales elásticos que resultan de interés para la práctica profesional. El asentamiento inmediato, es generalmente no elástico, aunque se calcula usando la teoría de la elasticidad.

Para la solución de un gran número de problemas prácticos, se utiliza la Teoría de la elasticidad, considerando al suelo como un medio continuo, homogéneo e isótropo y, además, que existe una relación lineal o proporcional entre esfuerzos y deformaciones.

Las inexactitudes que resultan debido a que los suelos no son elásticos, son de magnitudes desconocidas y parece difícil que se puedan entender completamente. Además, las condiciones existentes en un problema real, rara vez son semejantes a las condiciones sobre las cuales se han basado las fórmulas que se obtienen.



Desde luego que el uso de la teoría de la elasticidad involucra grandes simplificaciones, que pueden estar alejadas de las características de un suelo real; sin embargo, se reconoce que las soluciones a las que se llega, aunque aproximadas, resultan en pocos casos, de aproximación suficiente para la práctica profesional. Desde luego que los resultados deberían verse con criterio y, no pocas veces ajustarse con la experiencia.

### ***2.1 Hipótesis simplificatorias.***

Los suelos son materiales complejos que no pueden modelarse matemáticamente sin introducir hipótesis que simplifiquen su caracterización. Para el cálculo de esfuerzos, se hacen las siguientes hipótesis:

- Es un medio continuo. El suelo en realidad es un medio particulado, sin embargo esta hipótesis evita las complicaciones de la distribución de esfuerzos derivadas de las concentraciones de esfuerzos en los contactos, las fisuras, las grietas y demás imperfecciones.
- Es un medio homogéneo. Esto significa que las propiedades mecánicas son la misma en todos los puntos del medio. Es decir que el medio no tiene vetas, manchas o puntos débiles, blandos o duros.
- Es un medio isótropo. Esto significa que sus propiedades no son direccionales, es decir no dependen de la dirección en que se miden.
- Es un medio linealmente elástico. Lo cual significa que a todo incremento de esfuerzos está asociado un incremento de deformación proporcional, en este medio es válido el principio de superposición.

## 2.2 Generalidades de la Teoría de la Elasticidad.

El problema fundamental de la teoría de la elasticidad es determinar en cada punto y en cada dirección de un cuerpo elástico los seis componentes de esfuerzo ( $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ ,  $\sigma_z$ ,  $\tau_{xy}$ ,  $\tau_{yz}$ ,  $\tau_{zx}$ ), los seis componentes de deformación ( $\epsilon_x$ ,  $\epsilon_y$ ,  $\epsilon_z$ ,  $\nu_{xy}$ ,  $\nu_{yz}$ ,  $\nu_{zx}$ ), y los tres componentes de desplazamiento ( $u, v, w$ ) dadas las constantes elásticas, tamaño y forma del cuerpo, así como las condiciones de frontera.

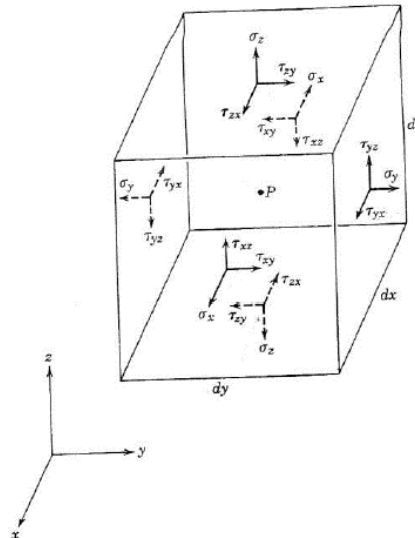


Fig. 2.2.1 Estado de esfuerzos en un elemento en coordenadas rectangulares.

Un medio elástico lineal está caracterizado con tres constantes:

- Módulo elástico (Módulo de Young):  $E = \sigma / \epsilon$
- Módulo al cortante (Módulo de rigidez):  $G = \tau / \gamma$
- Relación de Poisson  $\nu = -\epsilon_t / \epsilon$

Donde:

- $\sigma$  = esfuerzo normal =  $P / A$
- $\epsilon$  = deformación normal
- $\tau$  = esfuerzo cortante =  $T / A$
- $\gamma$  = deformación cortante
- $\epsilon_t$  = deformación transversal.

Las condiciones de frontera pueden prescribirse como cargas aplicadas, como desplazamientos aplicados o como ambos.

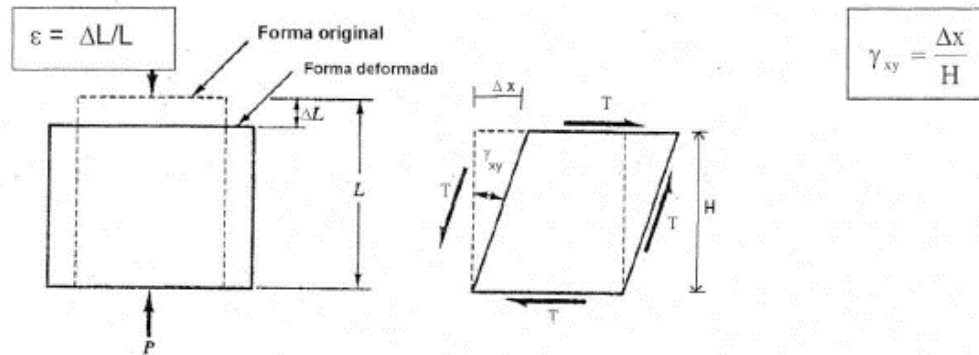


Fig. 2.2.2 Definición de deformación normal y deformación de cortante

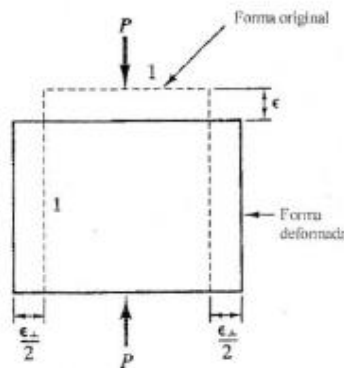


Fig. 2.2.3 Definición de relación de Poisson

Existen 15 incógnitas y se tienen 15 ecuaciones diferenciales parciales, seis relaciones esfuerzo – deformación, seis relaciones deformación – desplazamiento y tres ecuaciones de equilibrio, teóricamente estas 15 ecuaciones diferenciales son necesarias y suficientes para determinar las 15 incógnitas.

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

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

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

$$\gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G}$$

$$\gamma_{yz} = \frac{\tau_{yz}}{G}$$

$$\gamma_{zx} = \frac{\tau_{zx}}{G}$$



Relaciones deformación – desplazamiento:

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \frac{\partial u}{\partial x} & \gamma_{xy} &= \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \\ \varepsilon_y &= \frac{\partial v}{\partial y} & \gamma_{yz} &= \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \\ \varepsilon_z &= \frac{\partial w}{\partial z} & \gamma_{zx} &= \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z}\end{aligned}$$

Condiciones de equilibrio:

$$\begin{aligned}\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} + X &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} + Y &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + Z &= 0\end{aligned}$$

Las condiciones de frontera son usadas para evaluar las constantes de integración. Las ecuaciones de compatibilidad son usadas para asegurar que los desplazamientos son funciones continuas del espacio de variables.

El propósito es obtener soluciones matemáticas para todo problema que se presente en la práctica de la ingeniería. Una solución analítica es una expresión matemática que proporciona los valores de las incógnitas en cualquier punto del cuerpo, como consecuencia es válida en un número infinito de puntos del cuerpo.

Sin embargo, una solución analítica sólo puede ser obtenida para ciertas situaciones simples.

### ***2.3 Comportamiento elástico lineal.***

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 este recupera totalmente su forma inicial, se dice que el cuerpo es perfectamente elástico. Sea un cuerpo que cumple esta condición, se afirma que este tiene un comportamiento elástico lineal cuando en una prueba de tensión o de compresión simple, su deformación unitaria longitudinal es linealmente proporcional al esfuerzo normal.

Consideremos un cuerpo sometido a un esfuerzo horizontal de tensión simple  $\sigma_x$  (fig 2.3.1). La deformación unitaria  $\varepsilon_x$  es proporcional al esfuerzo:

$$\varepsilon_x \sim \sigma_x$$

Introduciendo una constante de proporcionalidad, se obtiene la expresión conocida como Ley de Hooke.

$$\varepsilon_x = (1/E)\sigma_x$$

Donde:

E = Módulo de Elasticidad del material o Módulo de Young.

Cabe aclarar que E mide la rigidez del material; un incremento en el valor de E significa que aumenta la rigidez del material.

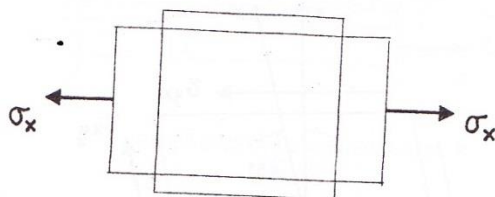


Fig. 2.3.1 Cuerpo sometido a un esfuerzo normal horizontal  $\sigma_x$

En la fig. 2.3.1 apreciamos que el cuerpo se alarga en dirección “x” pero se acorta en dirección “y” y “z” (a este fenómeno se le conoce como efecto Poisson). Experimentalmente se observa que las deformaciones unitarias  $\varepsilon_y$  y  $\varepsilon_z$  son una fracción de  $\varepsilon_x$ , es decir:

$$\varepsilon_y = -\nu\varepsilon_x = (-\nu/E)\sigma_x$$

$$\varepsilon_z = (-\nu/E)\sigma_x$$

Donde:

$\nu$  = Relación de Poisson

Si ahora suponemos al cuerpo sometido únicamente a un esfuerzo normal  $\sigma_y$  obtenemos:

$$\begin{aligned}\varepsilon_y &= (1/E)\sigma_y \\ \varepsilon_x &= (-\nu/E)\sigma_y \\ \varepsilon_z &= (-\nu/E)\sigma_y\end{aligned}$$

En forma análoga, si el cuerpo esta sujeto solamente a un esfuerzo normal  $\sigma_z$

$$\begin{aligned}\varepsilon_z &= (1/E)\sigma_z \\ \varepsilon_x &= (-\nu/E)\sigma_z \\ \varepsilon_y &= (-\nu/E)\sigma_z\end{aligned}$$

Consideremos ahora que actúan en forma simultánea los esfuerzos  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  y  $\sigma_z$ ; por el principio de superposición llegamos a las siguientes expresiones:

$$\varepsilon_x = (1/E)[\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] \dots (1)$$

$$\varepsilon_y = (1/E)[\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)] \dots (2)$$

$$\varepsilon_z = (1/E)[\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] \dots (3)$$

Cabe aclarar que el principio de superposición es válido cuando las deformaciones son pequeñas y los correspondientes pequeños desplazamientos no afectan sustancialmente la acción de las fuerzas externas. En tales casos se desprecian los pequeños cambios en las dimensiones de los cuerpos deformados y también los pequeños desplazamientos de los puntos de aplicación de las fuerzas externas, y los cálculos se realizan tomando las dimensiones iniciales y la configuración inicial del cuerpo; los desplazamientos resultantes se obtienen por superposición en la forma de funciones lineales de fuerzas externas, como se hizo para llegar a las ecuaciones 1 a 3. Sin embargo se pueden presentar casos excepcionales en los que no es posible despreciar pequeñas deformaciones (Timoshenki y Goodier, 1970).

Supongamos al cuerpo sometido a un esfuerzo cortante puro  $\tau_{xy} = \tau_{yx}$  (fig 2.3.2), el cual ocasiona deformaciones angulares unitarias  $\varepsilon_{xy}$  y  $\varepsilon_{yx}$ , el eje x pasa a ser el eje x' y el eje y pasa a ser el eje y'. Hagamos coincidir el eje x' con un nuevo eje x (fig. 2.3.3). En el nuevo sistema coordenado ortogonal, el eje de las ascisas es x y el eje de las ordenadas es y (fig 2.3.3). En consecuencia observamos que si hacemos coincidir el eje x con el eje x'; el esfuerzo cortante  $\tau_{xy}$  ocasiona una deformación angular del eje y que vale  $\gamma_{xy}$  (fig 2.3.4).

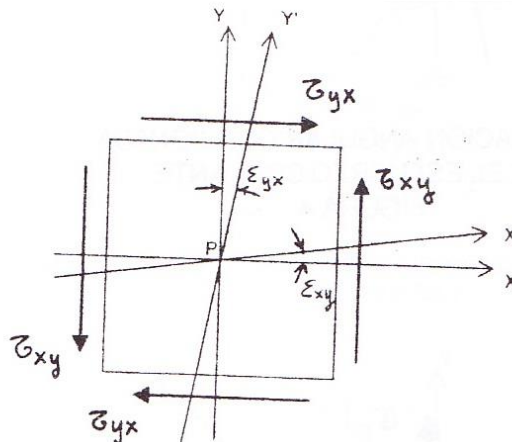


Fig. 2.3.2 Elemento sometido a un estado de esfuerzo cortante puro



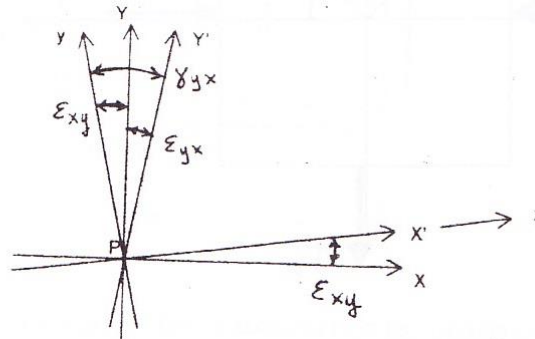


Fig. 2.3.3. Cambio de sistema coordenado

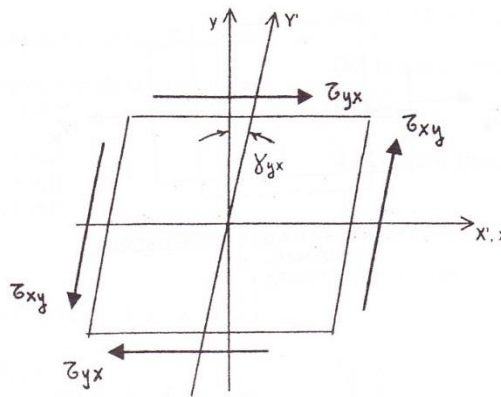


Fig. 2.3.4 Deformación angular ocasionada por el esfuerzo cortante.

Por lo anterior, considerando nuevamente un comportamiento elástico lineal, la deformación angular  $\gamma_{xy}$  está dada por:

$$\gamma_{xy} = (1/G)\tau_{xy}$$

Donde:

G = Módulo de rigidez al esfuerzo cortante del material.

En forma análoga, para los esfuerzos  $\tau_{xz}$  y  $\tau_{yz}$  obtenemos:

$$\gamma_{xz} = (1/G)\tau_{xz}$$

$$\gamma_{yz} = (1/G)\tau_{yz}$$

Es decir:

$$\gamma_{xy} = (1/G)\tau_{xy} \dots (4)$$

$$\gamma_{xz} = (1/G)\tau_{xz} \dots (5)$$

$$\gamma_{yz} = (1/G)\tau_{yz} \dots (6)$$

Las ecuaciones 1 a 6 se conocen como expresiones correspondientes a la Ley de Hooke generalizada.

## 2.4 Relación entre $E$ , $G$ y $\nu$

Consideremos un estado de esfuerzo plano como el indicado en la fig 2.4.1. A continuación se calcula el estado de esfuerzo en la dirección  $x'$ .

$$\sigma = \sigma_x \cos^2 \alpha + \sigma_y \sin^2 \alpha + 2\tau_{xy} \operatorname{sen} \alpha \operatorname{cosen} \alpha$$

$$\tau = (\sigma_x - \sigma_y) \operatorname{sen} \alpha \operatorname{cosen} \alpha + \tau_{xy} (\operatorname{sen}^2 \alpha - \operatorname{cosen}^2 \alpha)$$

$$\alpha = 45^\circ; \sigma = 0; \tau = -\sigma_p$$

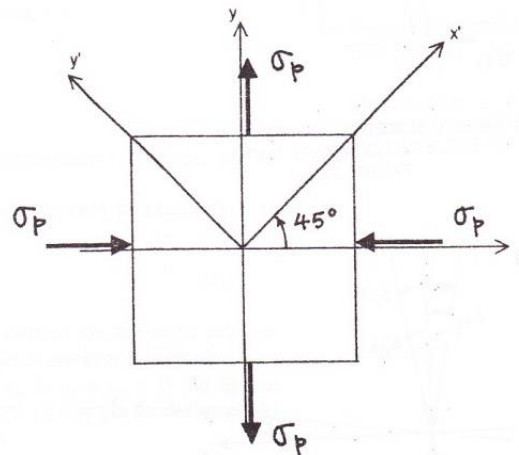


Fig. 2.4.1 Elemento sometido a esfuerzos de tensión y compresión

La deformación unitaria angular en dirección  $x'$  la podemos hallar con la Ley de Hooke (Ec. 4).

$$\gamma'_{xy} = (1/G)\tau'_{xy} = (1/G)(-\sigma_p)$$

$$\varepsilon'_{\theta x} = \left(\frac{1}{2}\right)\gamma'_{xy} = (1/2G)(-\sigma_p) \dots (7)$$

La deformación  $\varepsilon_{\theta xy}$  se puede obtener también en función de  $\varepsilon_x$  y  $\varepsilon_y$ , es decir:

$$\varepsilon_x = \left(\frac{-\sigma_p}{E}\right)(1 + \nu)$$

$$\varepsilon_y = \left(\frac{\sigma_p}{E}\right)(1 + \nu)$$



El estado de deformación en la dirección  $x'$  esta dado por:

$$\varepsilon_l = \varepsilon_x \cos^2 \alpha + \varepsilon_y \sin^2 \alpha + \gamma_{xy} \sin \alpha \cos \alpha$$

$$\varepsilon_\theta = (\varepsilon_x - \varepsilon_y) \sin \alpha \cos \alpha + \left(\frac{1}{2}\right) \gamma_{xy} (\sin^2 \alpha - \cos^2 \alpha)$$

$$\alpha = 45^\circ, \varepsilon_{lx'} = 0, \varepsilon_{\theta x'} = (-\sigma_p/E)(1+\nu) \dots (8)$$

Comparando las expresiones 7 y 8:

$$G = \frac{E}{2+(1+\nu)} \dots (9)$$

### 2.5 Obtención de los esfuerzos en función de las deformaciones unitarias.

En la obtención de la Ley de Hooke generalizada hallamos las deformaciones unitarias en función de los esfuerzos (Ec. 1 a 6). Determinemos a continuación éstos a partir de las deformaciones. Recordando las ecuaciones 1 a 3, se tiene que:

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \left(\frac{1}{E}\right)\sigma_x - \left(\frac{\nu}{E}\right)\sigma_y - \left(\frac{\nu}{E}\right)\sigma_z \\ \varepsilon_y &= \left(-\frac{\nu}{E}\right)\sigma_x - \left(\frac{1}{E}\right)\sigma_y - \left(\frac{\nu}{E}\right)\sigma_z \\ \varepsilon_z &= \left(-\frac{\nu}{E}\right)\sigma_x - \left(\frac{\nu}{E}\right)\sigma_y - \left(\frac{1}{E}\right)\sigma_z \end{aligned}$$

Despejemos  $\sigma_x$  aplicando la regla de Cramer

$$\sigma_x = \frac{\begin{bmatrix} \varepsilon_x & -\nu/E & -\nu/E \\ \varepsilon_y & 1/E & -\nu/E \\ \varepsilon_z & -\nu/E & 1/E \end{bmatrix}}{\begin{bmatrix} 1/E & -\nu/E & -\nu/E \\ -\nu/E & 1/E & -\nu/E \\ -\nu/E & -\nu/E & 1/E \end{bmatrix}} \dots (10)$$

$$\sigma_x = E \left[ \frac{\varepsilon_x \nu(1+\nu) + \varepsilon_y \nu(1+\nu) + \varepsilon_z \nu(1+\nu) + \varepsilon_x - \nu^2 \varepsilon_x - \varepsilon_x \nu - \nu^2 \varepsilon_x}{(1+\nu)(1+\nu)(1-2\nu)} \right] \dots (11)$$

$$\sigma_x = \frac{E\nu(\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z)}{(1+\nu)(1-2\nu)} + \frac{E\varepsilon_x(1-\nu-2\nu^2)}{(1+\nu)(1+\nu)(1-2\nu)} \dots (12)$$

$$\sigma_x = \frac{\nu E(\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z)}{(1+\nu)(1-2\nu)} + \frac{E\varepsilon_x}{(1+\nu)} \dots (13)$$



Sea

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \dots (14)$$

De la Ec. 9 se tiene que:

$$G = \frac{E}{[2(1 + \nu)]}$$

De la Ec. 10 se tiene que:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z$$

Sustituyendo en la Ec. 13.

$$\sigma_x = \lambda \varepsilon_v + 2G \varepsilon_x$$

En forma análoga se obtiene  $\sigma_y$  y  $\sigma_z$ . Los esfuerzos cortantes se despejan directamente de las Ec. 4 a 6. Así, las formulas que proporcionan los esfuerzos en función de las deformaciones son:

$$\sigma_x = \lambda \varepsilon_v + 2G \varepsilon_x \dots (15)$$

$$\sigma_y = \lambda \varepsilon_v + 2G \varepsilon_y \dots (16)$$

$$\sigma_z = \lambda \varepsilon_v + 2G \varepsilon_z \dots (17)$$

$$\tau_{xy} = G \gamma_{xy} \dots (18)$$

$$\tau_{xz} = G \gamma_{xz} \dots (19)$$

$$\tau_{yz} = G \gamma_{yz} \dots (20)$$

A  $\lambda$  se le conoce como constante Lamé.



## 2.6 Rango de variación de la relación de Poisson.

Consideremos el cuerpo de la fig. 2.3.1 sometido a un esfuerzo de tensión  $\sigma_x$  la deformación unitaria transversal  $\varepsilon_y$  vale:

$$\varepsilon_y = (-\nu/E)\sigma_x$$

Suponiendo que la relación de Poisson  $\nu$  fuera negativa, entonces  $\varepsilon_y$  sería positiva, lo que significaría que al aplicar un esfuerzo de tensión horizontal  $\sigma_x$  ocurriría una extensión en dirección vertical, lo que sería contradictorio con el fenómeno físico que se presenta en los materiales con que trabaja el ingeniero civil. Por lo tanto, para fines prácticos la relación de Poisson no puede ser negativa.

Consideremos ahora un cuerpo sometido a esfuerzos  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  y  $\sigma_z$ , tal que  $\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z \neq 0$ , y supongamos que se deforma pero que no cambia de volumen. En este caso la deformación unitaria volumétrica  $\varepsilon_v = 0$ ; reemplazando en la ecuación:

$$\varepsilon_v = \frac{3(1 - 2\nu)}{E} \sigma_m$$

y dado que  $\sigma_m \neq 0$ , entonces  $\nu = 0.5$

Por lo tanto, en los materiales que se deforman pero que no cambian de volumen (los cuales se denominan materiales incompresibles), la relación de Poisson vale 0.5. Algunos ejemplos de materiales incompresibles son el hule, el caucho o el agua.

Supongamos que  $\nu > 0.5$  y que  $\sigma_x > 0$ ,  $\sigma_y > 0$ ,  $\sigma_z > 0$ ; entonces  $\sigma_m > 0$ , y de acuerdo con la Ec. 12,  $\varepsilon_v < 0$ , lo que conduce a la contradicción de que aplicando únicamente esfuerzos normales de tensión se produce un decremento de volumen del cuerpo, lo cual no ocurre con los materiales usuales con los que se trabaja en la ingeniería civil. En consecuencia, para fines prácticos la relación de Poisson no puede ser mayor que 0.5.

De lo expuesto en los párrafos anteriores se concluye que la relación de Poisson varía entre los siguientes límites:  $0 \leq \nu \leq 0.5$ .

### Tala 2.6.1. Valores de la relación de Poisson

Material	Rango	Promedio
Hule	0.5	0.5
Concreto	0.12 – 0.20	0.18
Acero	0.25 – 0.33	0.3
Arena	0.2 – 0.3	0.25
Arcilla saturada	0.38 – 0.48	0.45



### **3. EXPLORACIÓN Y MUESTREO EN SUELOS GRANULARES (ARENAS).**

#### **3.1 Pruebas de campo**

Se puede decir que la práctica tradicional de la Geotecnia se basa en el análisis de modelos cuyos parámetros provienen del ensaye de muestras alteradas e inalteradas; este único camino se ha venido abriendo desde hace unas cuatro décadas, desde que los geotécnicos europeos han puesto gran énfasis en el desarrollo de ingeniosas pruebas de campo; esta apertura tiene tres importantes justificaciones.

- a) Evitar la extracción de muestras inalteradas, porque en muchos casos es un reto casi imposible, como es el caso cuando se trata de suelos granulares.
- b) Evaluar los procedimientos constructivos, en especial el mejoramiento masivo de los suelos.
- c) Disminuir los costos de los estudios geotécnicos, porque se simplifica, se reduce el personal y se incrementa la eficiencia.

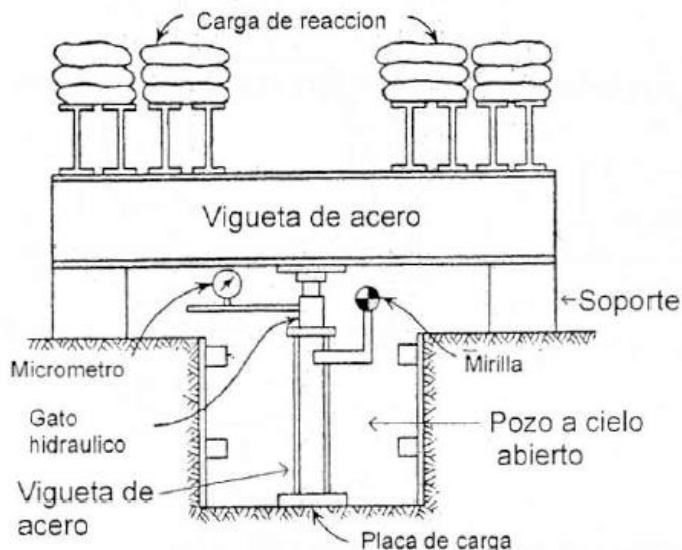
#### Placa de carga:

Las pruebas de carga in situ se realizan para definir la deformabilidad de los materiales localizados por debajo del nivel de la cimentación, eliminando la influencia de un muestreo deficiente y la alteración en laboratorio durante el labrado de los especímenes.

Los ensayos de placa de carga permiten determinar las características de deformación, y a veces las de resistencia de un terreno, consiste en someter al terreno a una carga que aumenta en incrementos, midiendo el asentamiento producido bajo cada incremento de carga. El dispositivo experimental se muestra en la Fig. 3.1.1. La práctica habitual consiste en el empleo de una placa de acero de 0.30 m a 1.0 m de diámetro o lado. El empleo de placas más grandes no suele ser práctico debido al costo y a las dificultades adicionales, tales como transporte y maniobra en el sitio. El resultado del ensayo se representa en un diagrama tensión – deformación, si se grafican los resultados de la prueba como se indica en la Fig. 3.1.2, la pendiente de la curva en la parte linealizada, es la propiedad elástica buscada. Para mayores detalles se recomienda consultar la especificación ASTM D – 1194.

A partir de este ensayo se pueden obtener datos tales como:

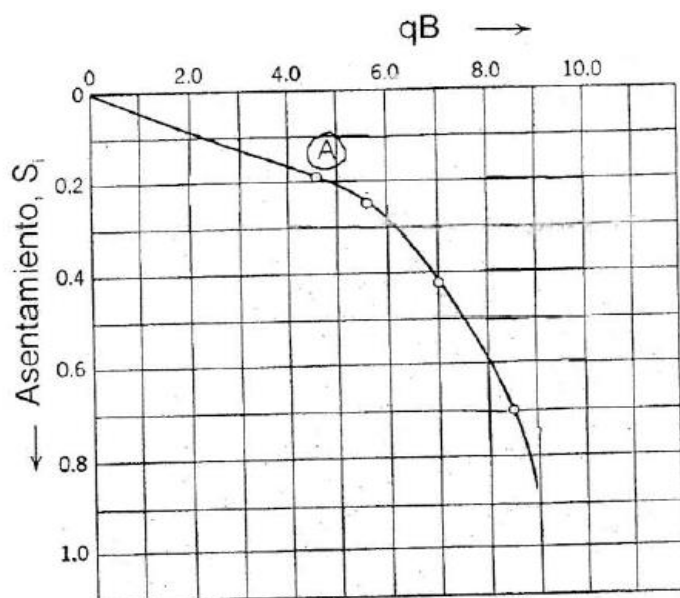
- La capacidad de carga del suelo para un asentamiento determinado.
- El módulo de reacción o coeficiente de Balasto (k).
- Características de la curva carga – deformación.
- El coeficiente de elasticidad del suelo (E).



$$S_i = qB \left( \frac{1 - \nu^2}{E} \right) I_s$$

Fig. 3.1.1. Dispositivo para efectuar una prueba de carga.

Una de las desventajas de la prueba de placa, es que se realiza en una condición de frontera sin confinamiento y por ellos los suelos tienden a ser más deformables. Además, éstas prueba sólo da información del suelo a una profundidad aproximadamente igual a dos veces el diámetro o lado de la placa de carga y únicamente toma en cuenta parte de la influencia del tiempo.



$$\frac{S_i}{qB} = \left( \frac{1 - \nu^2}{E} \right) I_s$$

Fig. 3.1.2. Curva carga - asentamiento.

Es conveniente mencionar, que una de las limitaciones de la prueba de placa consiste en el efecto del tamaño del área cargada, como se muestra en la Fig. 3.1.3. Para magnitudes de esfuerzo semejantes, una placa pequeña tiene un bulbo de esfuerzos más pequeño y por tanto no refleja el efecto de un estrato blando.

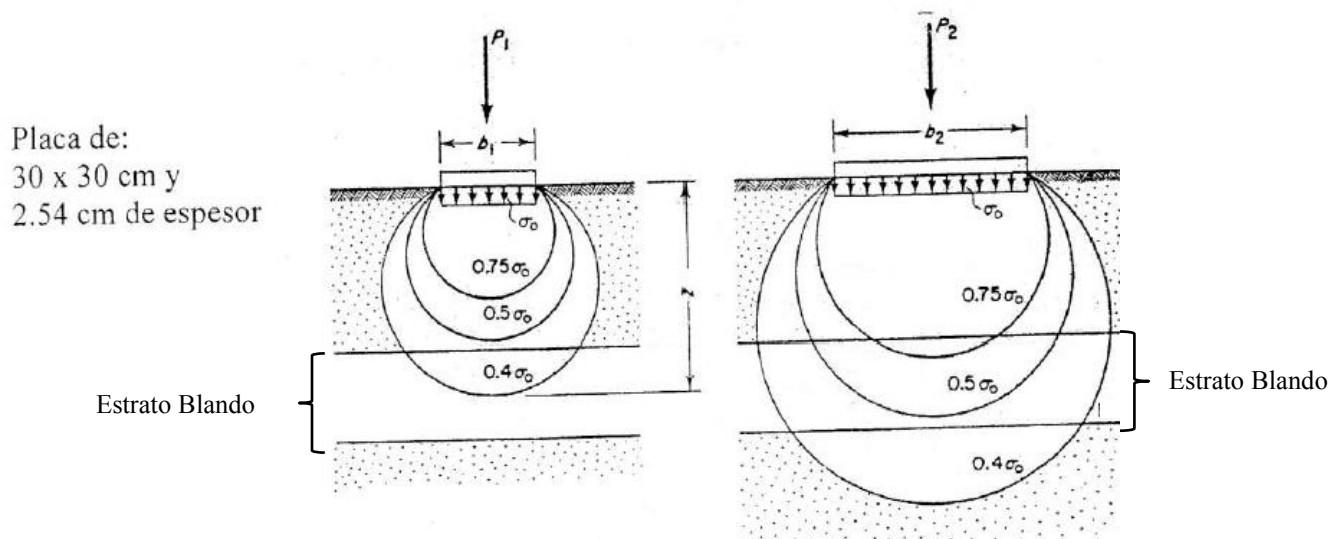


Fig. 3.1.3. Efecto del tamaño del área cargada en la distribución de esfuerzos

Se realizan en numerosos casos, algunos de los cuales se especifican a continuación:

- En obras de carretera como control de compactación o para determinar la capacidad de carga del terreno.
- En obras apoyadas sobre rocas (en especial presas de fábrica) para determinar el módulo de deformación de este material. Los ensayos se suelen realizar en galerías por medio de gatos hidráulicos, aplicando presiones a la roca mediante una placa rígida o flexible. Las deformaciones de la superficie del terreno se miden debajo de la placa o en su exterior, con referencia a puntos que se suponen no afectados por el ensayo. La deducción del módulo de deformación a partir del diagrama tensión deformación se realiza utilizando las fórmulas elásticas.



Tabla 3.1.4. Tabla de diámetros de placas según el tipo de suelo o ensayo.

Tipo de suelo o ensayo	Diámetro de la placa (cm)	Carga Aproximada (t)
Suelos granulares finos	30	10
Suelos granulares gruesos	75	30
Ensayos con gran precisión	75 – 60	30 – 20
Ensayos rápidos menos precisos	40 – 30	15 – 20
Determinación del módulo de reacción	75	30

A continuación se describe las generalidades de la prueba de placa.

Equipo necesario:

*Placas de carga.*- Se requieren tres placas circulares de acero, con espesor no menor a 25 mm y diámetros de entre 15.2, 25.4 y 30.5 cm.

*Gato hidráulico.*- Esta herramienta debe tener la capacidad suficiente para generar la fuerza que se aplicará a la placa de acero, un gato de 100 KN (10 T) es suficiente para este tipo de pruebas.

*Sistema de carga.*- La carga se puede aplicar de distintas maneras:

- Cuando la prueba se realiza al fondo de un pozo a cielo abierto, se empotra una vigueta como se ilustra en la Fig. 3.1.5 para soportar la reacción de la carga.
- Cuando la prueba es superficial, la vigueta podrá estar apoyada en dos anclas o lastrada como se muestra en la Fig. 3.1.6. En cualquier solución debe ser capaz de soportar al menos 1.5 veces la carga total estimada a aplicarse.

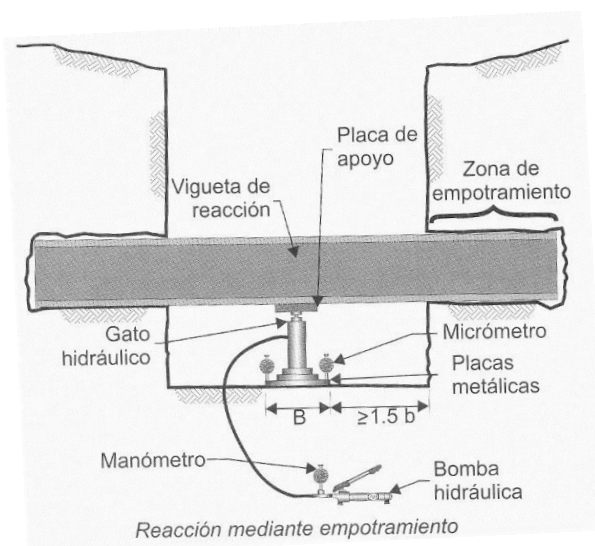


Fig. 3.1.5 Prueba de carga en un pozo a cielo abierto

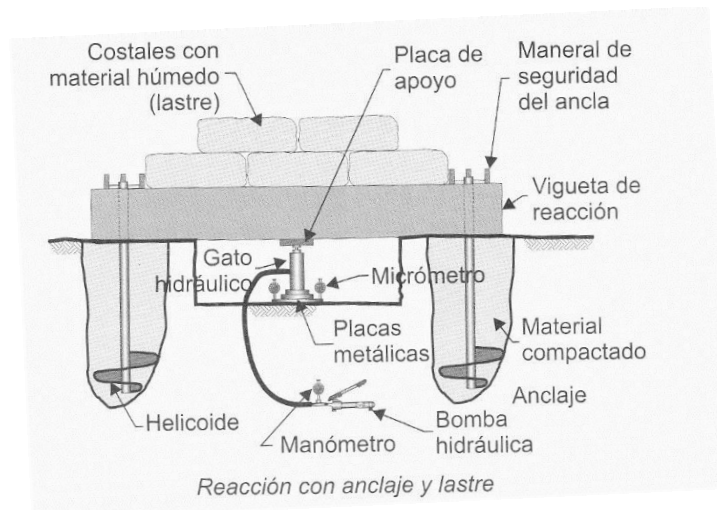


Fig. 3.1.6 Prueba de carga superficial

Otra condición importante es que los apoyos de la vigüeta no estén expuestos a moverse y se recomienda que estén a una distancia de 1.0 m de la placa.

El gato hidráulico debe tener la capacidad para proporcionar y mantener constante la máxima carga estimada para las probables condiciones del suelo. El manómetro debe ser capaz de registrar la carga con una precisión del 2% de la máxima fuerza alcanzada en la prueba; es útil contar con dos manómetros en serie para las mediciones a baja presión, al inicio de la prueba. Es necesario calibrar este gato y manómetro al inicio y final del programa de pruebas.

**Micrómetros.**- Los dispositivos para registro de asentamientos, micrómetros o sensores electrónicos, deben tener una carrera al menos de 30 mm y ser capaces de medir el asentamiento de las placas de prueba con una precisión de al menos 0.01 mm. Se colocarán tres de estos dispositivos sobre la placa metálica de mayor diámetro, soportados mediante un marco de referencia fijo y formando ángulos de separación entre ellos de  $120^\circ$ , con centro en el gato.

**Marco de referencia.**- Debe contarse con un marco metálico, apoyado de manera independiente de las placas y de la viga de reacción, el marco soportará los micrómetros o sensores electrónicos para el registro de los asentamientos de las placas de prueba; debe apoyarse lo más lejos posible de las placas de carga, se sugiere 1.2 m desde el centro del área cargada, como mínimo.

**Herramientas para preparar la superficie.**- Se eligen conforme a los suelos que se ensayen:

- En suelos fáciles de labrar bastará con espátulas, martillo de goma y sierras de mano.
- En suelos duros se podrá requerir cinceles, martillo de mano, martillo neumático, taladro y esmeril con discos; en ambos casos se requiere contar con marcos metálicos de referencia para guiar el proceso de labrado del área a cargar.



### Preparación de la prueba:

*Selección del sitio de la prueba.*- El consultor del proyecto debe elegir el sitio preciso en donde se realizará la prueba.

*Superficie de la prueba.*- Se empieza por descubrir la superficie donde se realizará la prueba en una circunferencia de 50 cm, a continuación se empieza a devastar el material para empezar en cortes de 1 a 2 cm de espesor que se reducen a medida que se esté llegando a la superficie donde se hará la prueba, los últimos cortes serán de 1 a 2 mm; al final se pule la superficie con una regla que elimina los bordos remanentes.

### Desarrollo de la prueba:

*Predicción de la carga de falla.*- Se requiere hacer una hipótesis sobre la carga de falla que podrá soportar el suelo que se ensaya, para definir los 6 a 7 incrementos de igual magnitud con los que se podrá alcanzar la falla.

*Ajuste de la prueba.*- El gato y las placas deben quedar concéntricos y la carga debe ser estática, sin impacto ni excentricidad. Una vez instalados el gato y los micrómetros se suele aplicar una pequeña carga para producir una deformación de 1mm y se procede a descargar, para de nuevo ajustar los micrómetros y manómetros en ceros e iniciar la prueba.

*Incrementos de carga.*- Son de igual magnitud, así, para un sitio en que se espere que tenga una capacidad de carga de 0.60 MPa (60 t/m<sup>2</sup>), se podría aplicar una presión de 0.10 MPa a la placa de 30 cm, esto implica que el gato ejerza una carga de 7KN.

*Tiempo de aplicación de cada incremento de carga.*- Cada incremento de carga deberá mantenerse durante un tiempo no menor a 15 min. Pueden admitirse tiempos menores cuando el asentamiento sea nulo o tenga velocidad constante menor a 0.005 mm/min. Es muy conveniente que cada incremento de carga se mantenga un tiempo igual al del incremento anterior.

*Registro de asentamientos.*- Se llevará un registro de todos los asentamientos, tomando lecturas a 15 y 30 s, 1 min, 2 min, 4min, 8 min, 12 min y 15 min, después de la aplicación del incremento de carga, manteniendo siempre constante dicha carga; se registrarán al menos seis lecturas de asentamientos entre incrementos de carga.

*Guía para el operador.*- Para cada incremento de carga, el operador debe elaborar la gráfica de tiempo vs asentamiento, con el promedio de los tres micrómetros, conforme a los ejemplos de la Fig. 3.1.7; esta gráfica le permite verificar que la deformación se ha reducido a un mínimo aceptable y que puede proceder al siguiente incremento de carga. También debe vigilar que la placa no se incline, se considera tolerable una diferencia entre los micrómetros de 0.1 mm.

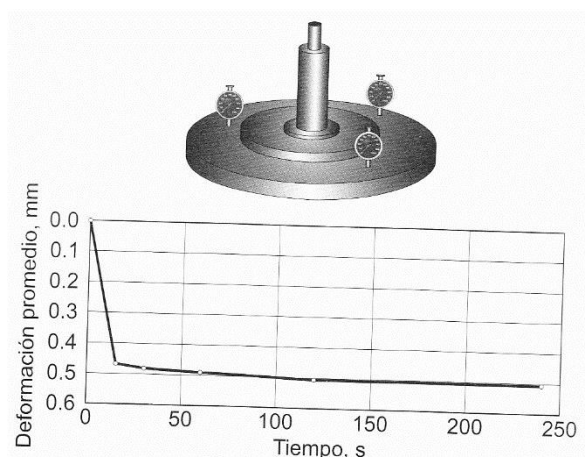


Fig. 3.1.7 Gráficas tiempo vs asentamiento

*Falla del suelo.*- Se continúa la prueba hasta que para un cierto incremento de la carga de la deformación empieza a crecer sin mostrar signos de estabilidad, en ese momento se alcanza la falla del suelo.

*Proceso de descarga.*- Después de completar las lecturas para el último incremento de carga, se procede a liberar aplicando tres o cuatro decrementos de carga aproximadamente iguales, continuando con el registro de recuperación de las deformaciones del suelo hasta que sean nulas.

Interpretación de la prueba.

*Gráficas de deformación – presión.*- Se construyen dibujando para cada nivel de carga el asentamiento instantáneo a los 15 s y el máximo alcanzado, que puede ser hasta 30 min; así como las etapas de descarga, Fig. 3.1.8.

Adicionalmente, con los asentamientos medidos conviene dibujar la gráfica deformación inmediata vs presión aplicada y así hacer explícito el efecto del tiempo. Un criterio simple consiste en verificar que conforme se aumenta la carga aplicada también aumente tanto el asentamiento inmediato a los 15 s, así como el máximo medido en cada incremento en el tiempo que se deje la carga, del orden de 30 min, Fig. 3.1.9.

Módulo de Rigidez.- La relación entre la presión aplicada y la deformación inducida, permite evaluar el módulo de rigidez del suelo, aplicando la solución de Boussinesq para una placa rígida, mediante la siguiente expresión (Terzaghi y Peck, 1967).

$$E = \frac{\pi}{4} (1 - \mu^2) \frac{qD}{\delta}$$

Donde:

E = Módulo de rigidez

$\delta$  = Deformación medida.

$\mu$  = Relación de Poisson.

q = P/A = Presión aplicada.

D = Diámetro de la placa.

P = Carga aplicada.

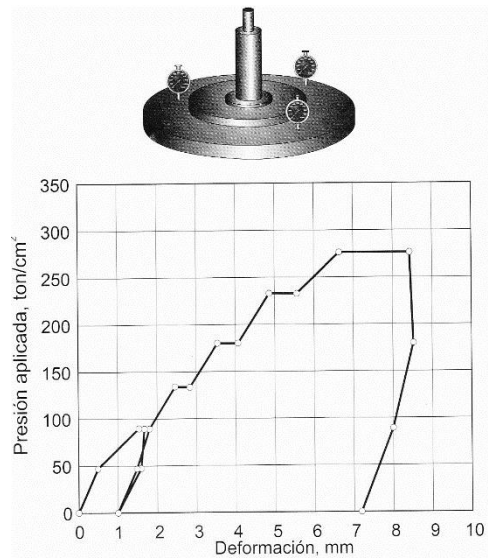


Fig. 3.1.8 Gráficas presión - deformación

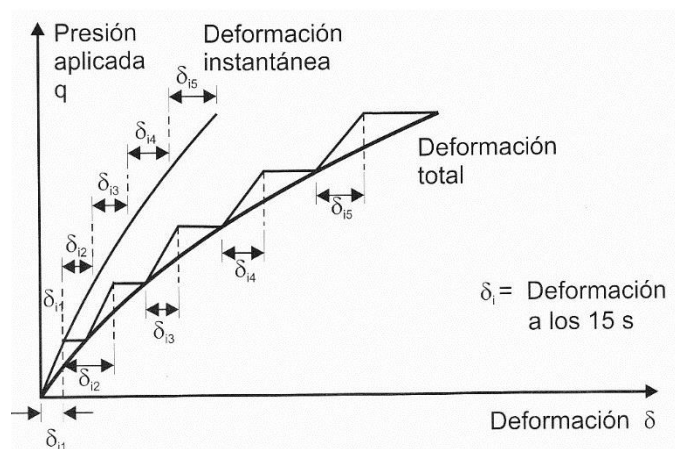


Fig. 3.1.9 Influencia del tiempo de carga en los resultados de la prueba de placa



Módulo de Reacción del suelo.- Es la relación entre asentamiento y presión aplicada en el suelo, que es muy utilizada en el análisis estructural de elementos de cimentación. Se usa para zapatas, terracerías y pilas. A partir de la información de la prueba de placa, la ecuación básica para obtener este módulo se obtiene con la expresión:

$$k_{PL} = \frac{q}{\delta}$$

Donde:

$K_{PL}$  = Módulo de reacción para una placa circular.

$q$  = Presión aplicada.

$\delta$  = Asentamiento.

El módulo de rigidez del suelo  $E$ , la relación de Poisson  $\mu$  y el módulo de reacción del suelo  $k$ , son propiedades mecánicas de interés en los suelos ya que estos valores son comúnmente utilizados en el cálculo de asentamientos en cimentaciones. Los módulos de rigidez  $E$  pueden verificarse por comparación con la pendiente (tangente o secante) de las curvas esfuerzo – deformación de ensayos triaxiales realizados al mismo nivel de ejecución de la prueba de carga.

### ***3.2 Muestreo de Arenas y Gravas.***

El muestreo inalterado de arenas es una técnica hasta ahora poco desarrollada, J. Hvorslev intentó obtener muestras de arenas con tubos de pistón, pero sus resultados fueron poco satisfactorios por que se densificaron; después intentó mediante la congelación in situ, así como con la impregnación de un agente cohesivo para después disolverlo; con ambos métodos los resultados fueron discutibles. Hasta ahora son dos los muestreadores a los que se les tiene cierta confianza para rescatar muestras de arenas sueltas:

- a) El construido por el Prof. Alan W. Bishop en el Imperial College en 1948
- b) El desarrollado por el Prof. Jorj O. Osterberg en la Universidad Northwestern en 1952.

Aunque este último lo inventó para los suelos muy blandos, posteriormente se le reconoció como útil para el muestreo de arenas. En cuanto a la extracción de muestras de grava hasta ahora ha sido casi un imposible.

La complejidad anterior se puede superar confiando en las pruebas de campo; así, para las arenas se puede recurrir a sondeos de cono eléctrico con medición simultánea de la presión de poro. Para los aluviones con gravas la medición de los parámetros de perforación es una técnica que está ganando certeza para definir la estratigrafía del sitio y/o condiciones de los depósitos granulares.



### 3.2.1 Muestreador Bishop.

El Prof. Alan W. Bishop enfrentó el reto para obtener muestras inalteradas de arena que conserven el arreglo estructural que guardan en el sitio; lo hizo para obtener las muestras con las que realizó las pruebas triaxiales que consigna en su investigación de 1957.

#### *Descripción del muestreador Bishop.*

Es un complejo muestreador, que se le conoce como el Bishop, es un tubo de pared delgada abierto, de 6.3 cm de diámetro, cuya cabeza está equipada con una válvula de diafragma (válvula check), unida temporalmente a barras de perforación EW mediante un grillete; este dispositivo está dentro de otro tubo de acero que se denominó la campana, cuya función es soportar aire a presión, que se aplica desde la superficie a través de una manguera a un “niple” montado en la cabeza guía; por su parte la campana está sostenida a una maza de acero, a su vez soportada desde la superficie con un cable, Fig. 3.2.1.1

#### *Operación del muestreador.*

El barreno debe estar ademado y limpio, el tubo y campana unidos se bajan hasta la profundidad de operación con ayuda de las barras de perforación, Fig. 3.2.1.2a, a continuación se hinca el tubo de pared delgada con la fuerza aplicada desde la superficie con las barras EW, el tubo penetra por debajo de la campana de aire unos 30 cm; en seguida se jala el cable para abrir el grillete y desunir las barras EW, lo que permite sacarlas del barreno, Fig. 3.2.1.2b.

Enseguida se aplica aire a presión a la campana, cuando se observan burbujas de aire se jala el cable para meter el tubo muestreador dentro de la campana, Fig. 3.2.1.2c. A continuación se procede a subir a la superficie el tubo y campana juntos con ayuda del cable; lo cual se puede hacer como una maniobra rápida. La muestra se sostiene por la válvula de diafragma, así como el arqueado de la arena y el efecto de la capilaridad (Hvorslev, 1949).

Las dos características que permiten a este muestreador su desempeño son: la campana de aire a presión y el procedimiento de extracción con ayuda del cable, es particularmente importante, porque se hace de manera continua y suave, sin la brusquedad inherente a cada etapa de desacoplamiento de las barras de perforación, que se hace con todos los muestreadores.

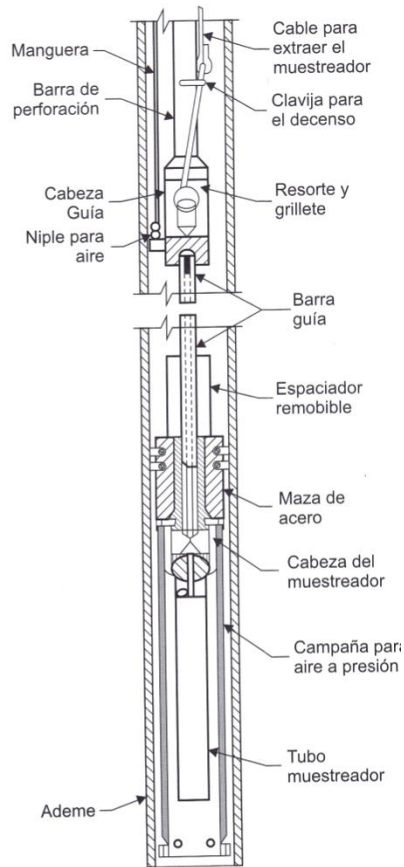


Fig. 3.2.1.1 Esquema del muestreador Bishop (Hvorslev, 1949)

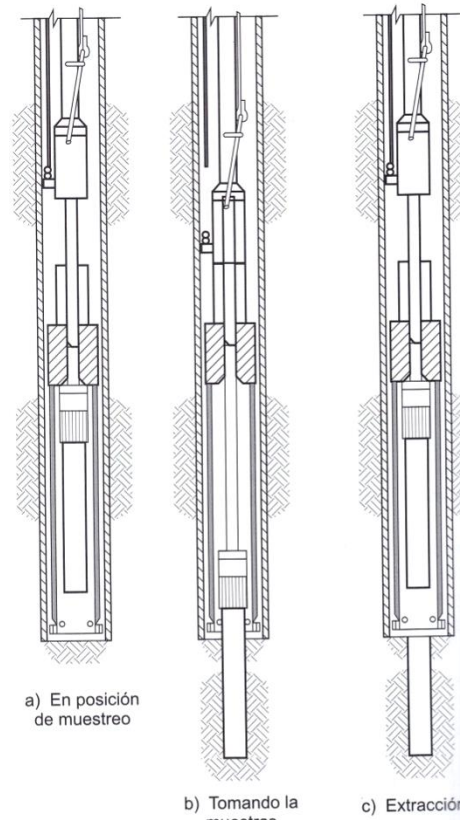


Fig. 3.2.1.2. Diagrama de la operación del muestreador de Bishop (Hvorslev, 1949)

### 3.2.2 Muestreador Osterberg.

El Prof. J. O. Osterberg interesado en las propiedades mecánicas de los suelos blandos desarrolló un tubo muestreador de pistón de pared delgada, que funciona con una cámara hidráulica.

Osterberg explica que para un trabajo del sistema de drenaje de la ciudad de Milwaukee “No había una perforadora hidráulica disponible y como hubiera sido impráctico hincar tubos de 5” de diámetro en los barrenos, con la perforadora de cable que había en el sitio, tuvo la necesidad de inventar un muestreador de operación independiente”, por ello nació el primer tubo Osterberg de 12.7 cm de diámetro exterior y 120 cm de longitud. Con este tubo realizó 38 pruebas de campo rescatando muestras de arcilla a 24 m de profundidad media y logró: en 26 de ellas una recuperación de 99 a 100%, en 7 de 96 a 98%, 2 tubos salieron sólo con parte de la muestra y 3 salieron vacíos. Esto implica un porcentaje de éxito del 87% (Con el muestreador TGC es del 90% al 95%).





Posteriormente el muestreador Osterberg, como ahora se le conoce, fue utilizado en los Estados Unidos para extraer especímenes de arenas y por sus buenos resultados alcanzó el reconocimiento para ser usado para este propósito; por su parte en Europa para las arenas se suele utilizar el muestreador Bishop.

#### *Descripción del Muestreador.*

El muestreador Osterberg convencional se muestra en la Fig. 3.2.2.1, consiste de un doble tubo, el interior es de pared delgada de 7.5 o 13.5 cm de diámetro y 120 cm de longitud, está unido a la cabeza móvil que desliza con eje la barra hueca central; el tubo exterior se ensambla a la cabeza principal que se une a las barras de perforación. El pistón que sella al tubo de pared delgada se fija a la barra central hueca que a su vez tiene un dren lateral cuya posición aproximada se advierte en la figura, esta barra está unida a la cabeza y se comunica al dren para la salida del fluido de perforación y los azolves, esta salida tiene una válvula de pie. Es importante advertir que la figura no muestra los o’rings que sellan el espacio anular entre ambos tubos.

El muestreador Osterberg modificado, en esencia es similar, salvo el importe cambio del tubo interior, que ahora es de mayor espesor, para contener una camisa de aluminio y acoplarse a una filosa zapata; lo cual ha simplificado la extracción de muestras.

#### *Operación del muestreador.*

Al descender el aparato al fondeo dentro de la perforación, el pistón cumple su función de impedir que el azolve penetre; una vez apoyado en el fondo, las barras se fijan con las mordazas de la máquina perforadora, para que soporte la reacción que demanda este muestreador. En esta condición ambas cabezas están en contacto. A continuación se inyecta agua limpia a través de las barras de perforación para generar presión en la cámara que se forma entre ambas cabezas y la móvil desciende para empujar al tubo de pared delgada, o al modificado, para hacerlo penetrar en el suelo; el movimiento se detiene cuando la cabeza deslizante ha recorrido toda la longitud de su carrera y llega al tope inferior.

Se advierte que el tubo de pared delgada penetró toda su carrera porque en el brocal del barreno se observa que el fluido de perforación empieza a aflojar, incluso suelen ocurrir burbujas de aire. A continuación se alivia la presión a la cámara y se deja estable el muestreador de 3 a 5 min y se gira para cortar el contacto de la muestra con el suelo.

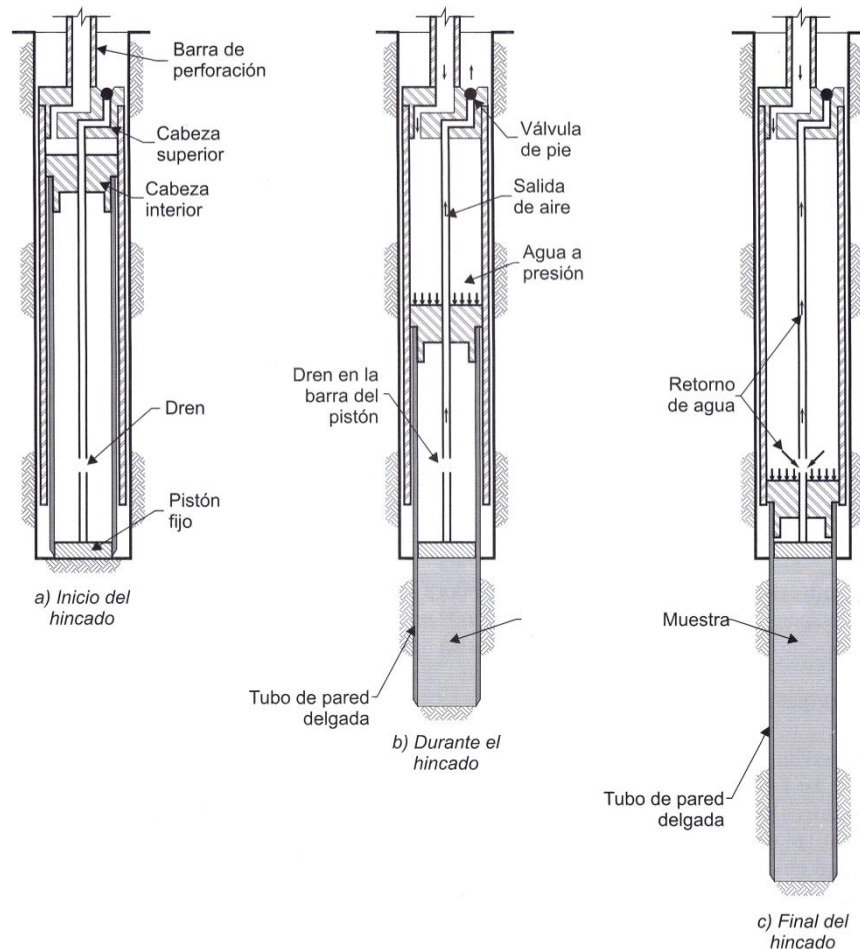


Fig. 3.2.2.1 Muestreador Osterberg del “Earth Manual” (USBR, 1998)

Una vez extraída la muestra se debe limpiar y aceitar todas las piezas, de ser necesario se deben cambiar los sellos o’ring; el fabricante advierte en contra del uso de lodo para operar el Osterberg, porque lleva partículas de arena que pueden dañar los o’rings.

Para el Osterberg modificado la operación es muy similar, excepto con la ventaja de que el tubo interior es reutilizable, una vez que se retire la zapata única con cuerda y se le saquen los tubos interiores con la muestra.

El comportamiento dinámico de arenas poco compactas expuestas al fenómeno de licuación se puede deducir mediante pruebas de laboratorio en cámaras triaxiales que aplican cargas cíclicas; la dificultad de conseguir muestras inalteradas ha llevado a los especialistas a tomar un camino simplista que consiste en ensayar muestras reconstruidas con la relación de vacíos que podrían tener arenas en el sitio. Sin embargo, subsiste la necesidad de contar con muestras inalteradas, que lleva a muchos consultores geotécnicos norteamericanos a recomendar el Osterberg y por su parte los europeos el Bishop.



Existe un segundo problema que radica en la dificultad de extraer las muestras de cualquiera de esos tubos sin alterarlas, más aún, que no se desmoronen. Esto lo han resuelto algunos laboratorios de mecánica de suelos mediante un ingenioso procedimiento de extracción de las muestras, el cual consiste en que a medida que salen del tubo van quedando confinadas por la membrana de látex de la prueba triaxial; esto implica que no se hace el labrado tradicional del espécimen, porque se cuenta con cámaras triaxiales para probetas de 7.5 cm o 10.0 cm de diámetro. La extracción es más exitosa con muestras del Osterberg modificado, porque las muestras quedan contenidas en tubos de aluminio pre cortados en segmentos cortos, desde su extracción en campo.

### ***3.2.3 Muestreos Vibratorios.***

Los muestreadores operados con vibración en arenas y gravas sólo pueden recuperar especímenes severamente alterados y por ello únicamente sirven para identificar a los suelos del sitio y hacer análisis granulométricos.

#### *Técnica Francesa.*

El procedimiento S.I.F. Bachy permite realizar “un muestre continuo por vibro percusión” de aluviones, recurriendo a una máquina rotatoria equipada con un martillo neumático de fondo. En el catálogo de esa empresa menciona las dimensiones de los dos muestreadores que dispone: de 9.5 y 14.0 cm de diámetro y de longitud 1.50 m; en ese documento se afirma que con el segundo se sacan especímenes de 12.6 cm de diámetro con una recuperación sistemática del 100%, la Fig. 3.2.3.1 es una excelente imagen de las muestras de aluvión de un sondeo (Bachy,1973). Es conveniente aclarar que Bachy fue adquirida por otra empresa que hasta ahora no ha promocionado este tipo de muestreo.

#### *Técnica Rusa.*

El libro Perforación de Exploración (Vozdvízhenski et al, 1982) incluye el Capítulo Sondeos por Vibración y Vibro percusión, en donde ilustra como principio de la perforación por vibro compresión el esquema de la Fig. 3.2.3.2; entra en algunos detalles de los vibradores, así como de los muestreadores de la Fig. 3.2.3.3; aclara que para el muestreo de arenas se requiere recurrir a “sondas con válvula inferior”, que corresponde al tercer muestreador de esta figura.

### Vibradores para muestrear.

En la Fig. 3.2.3.4 muestra un “vibrador de pozo” que se monta justo “encima de la herramienta cortante”, el cual se opera con cable y por ello “acelera las operaciones de bajada y subida”.

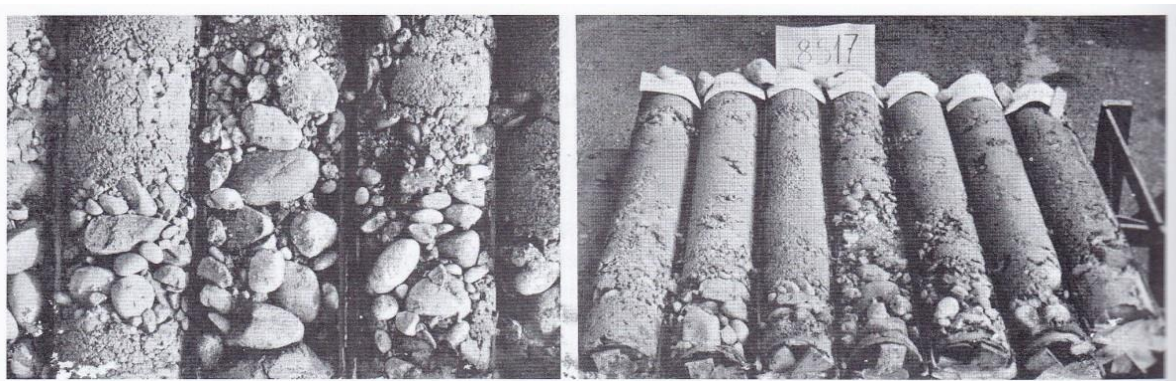
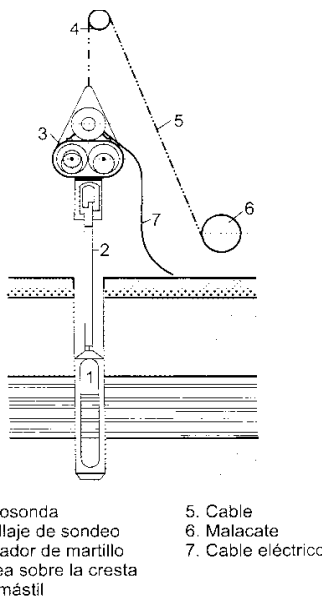


Fig. 3.2.3.1 Muestra representativa (Bachy, 1973)



- |                                     |                    |
|-------------------------------------|--------------------|
| 1. Vibrosonda                       | 5. Cable           |
| 2. Varillaje de sondeo              | 6. Malacate        |
| 3. Vibrador de martillo             | 7. Cable eléctrico |
| 4. Polea sobre la cresta del mástil |                    |

Fig. 3.2.3.2 Esquema de principio de la perforación vibro percusiva (Vozdvizhenski, etl al, 1982)

### Máquinas perforadoras.

Una máquina adaptada para el muestreo con “vibrador o martillo vibrador” se presenta en la Fig. 3.2.3.5, la cual según el texto puede perforar pozos de 20 m de profundidad con vibrador y operando a percusión con cable llega a 40 m. El vibrador que utiliza tiene una fuerza actuante de 35 kN, requiere de un “electromotor de potencia de 7 kW y se alimenta con un generador de potencia de 25 kW.

*Eficiencia de la perforación y muestreo.*

El citado libro incluye la interesante comparación de las eficiencias de perforación que se muestran en la tabla 3.2.3.

Tabla 3.2.3.

Método de Perforación	Productividad media por turno m / máquina – turno
<b>De tajo anular</b>	12.7
<b>De percusión con cable (tajo anular)</b>	14.0
<b>De barrena espiral (de sondeo)</b>	19.3
<b>Por vibración</b>	33.9

**Nota: Tajo anular debe significar el empleo de una broca de corona convencional.**

Reconociendo que en terrenos aluviales de gravas y arenas el muestreo inalterado es prácticamente imposible, estas técnicas pueden ser la única opción para rescatar muestras que permitan identificar la estratigrafía del sitio, así como realizar pruebas granulométricas.

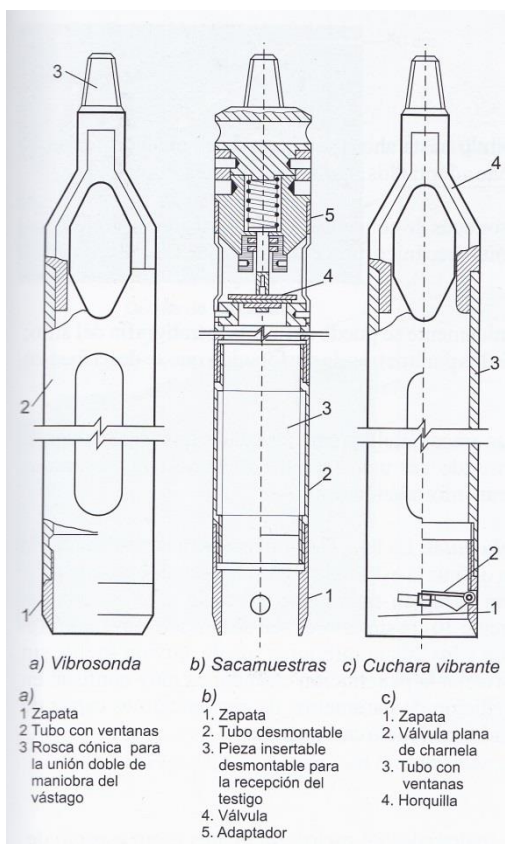


Fig. 3.2.3.3 Herramienta cortante para el sondeo por vibración (Vozdvizhenski et al, 1982)

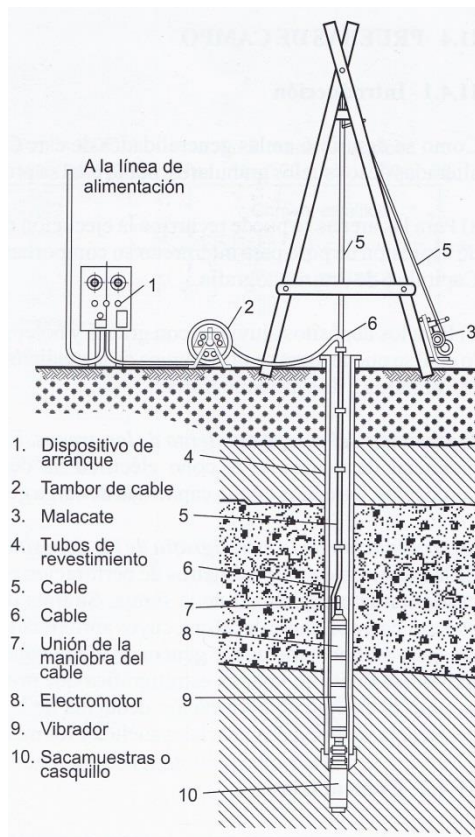


Fig. 3.2.3.4 Esquema de muestreo vibratorio (Vozdvizhenski et al, 1982)

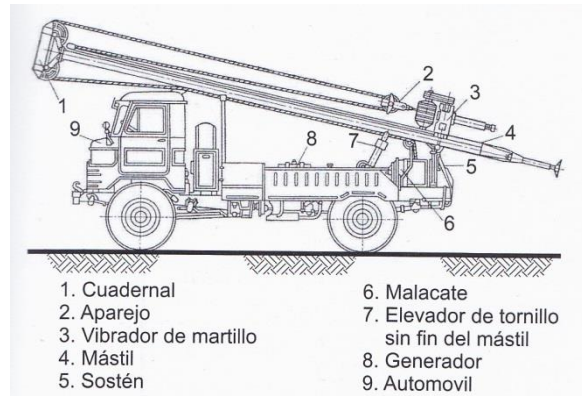


Fig. 3.2.3.5 Instalación de sondeo vibratorio, posición de transporte (Vozdvizhenski et al, 1982)

Dado que solo se pueden obtener muestras alteradas de los suelos granulares, se propone adoptar los siguientes criterios:

- a) Para las arenas se puede recurrir a la ejecución de sondeos de cono eléctrico con medición simultánea de la presión de poro para interpretar su comportamiento mecánico.
- b) Para los depósitos aluviales con gravas y boleos únicamente se puede definir la estratigrafía del sitio; lo cual se puede lograr con la técnica de la medición de los parámetros de perforación.

En las arenas sueltas, para las cuales interesa evaluar su potencial de licuación, el cono eléctrico ha demostrado ser una opción certera y para las arenas compactas, los conos de alta capacidad de carga generan información confiable.

#### 4. CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

Toda estructura ha de apoyarse necesariamente en el terreno, que puede considerarse un material más que la conforma. Sin embargo, en comparación con el resto de los materiales estructurales, como el concreto o el acero, el suelo es menos resistente y más deformable. Por lo consiguiente, no puede resistir los mismos esfuerzos y resulta preciso dotar a la estructura de unos apoyos o cimentaciones que repartan y transmitan al terreno unas presiones que sean compatibles con su resistencia y con su deformabilidad.

La forma y las dimensiones de esos apoyos son función de las cargas y de la naturaleza del terreno. Cuando éste lo permite se suele acudir a cimentaciones directas, que reparten las cargas de la estructura en un plano de apoyo horizontal. (Fig. 4.1a). Habitualmente, pero no siempre, este tipo de cimentación se construye a poca profundidad bajo la superficie, por lo que también son llamadas cimentaciones superficiales. En otras ocasiones el suelo no tiene la competencia suficiente, la resistencia o rigidez adecuadas para permitir el apoyo directo, y es necesario acudir a cimentaciones profundas en vertical, ya sea de forma repartida o concentrada (Fig 4.1b). El presente trabajo se enfoca a las cimentaciones superficiales, en específico a zapatas aisladas apoyadas sobre suelos arenosos.

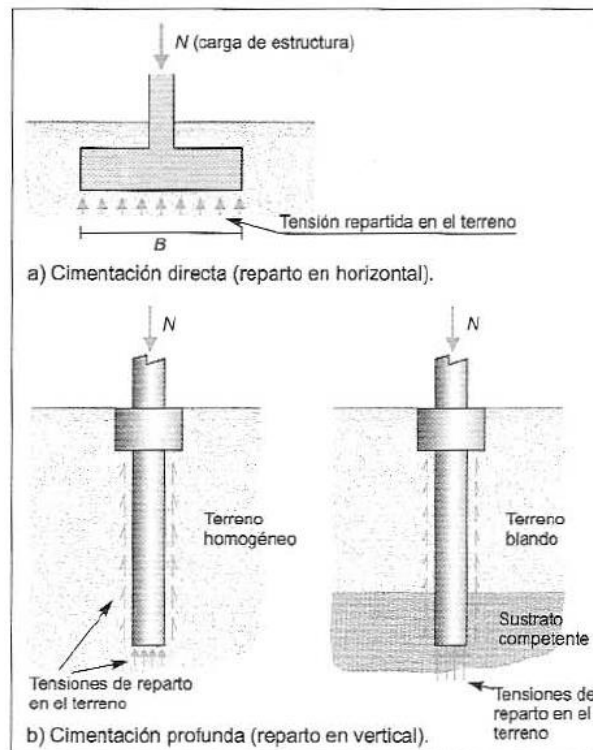


Fig. 4.1 Tipos básicos de cimentación



### *Criterios Generales de Diseño.*

Para que el diseño de una cimentación sea adecuado se requiere:

1. Que sea estable, es decir, que el coeficiente de seguridad disponible (relación entre la carga que produciría el agotamiento de la resistencia del terreno y el hundimiento de la cimentación), sea adecuado.
2. Que sus deformaciones sean admisibles, o que los movimientos (asentamientos, desplazamientos horizontales y giros) causados por la deformación del terreno sometido a las tensiones transmitidas por la cimentación, sean tolerables por la estructura.
3. Que no afecte a construcciones cercanas, en el sentido de que los efectos originados en el terreno por una cimentación no se hagan notar más allá de los límites estrictos de la estructura a construir. Por tanto, hay que asegurar que no afecte negativamente a construcciones vecinas.
4. Que sea perdurable, o que las premisas anteriores se mantengan durante toda la vida útil de la estructura, lo que hace necesario considerar la posible evolución de las condiciones iniciales debida a:
  - Cambios de volumen espontáneos, como en el caso del colapso de rellenos mal compactados o suelos naturalmente colapsables (loess, algunos limos yesíferos, etc.).
  - Cambios de volumen debidos a modificaciones en el estado de humedad de terrenos arcillosos potencialmente expansivos.
  - Socavación en los cauces y orillas de los ríos.
  - Erosión interna del terreno por rotura de colectores y otras conducciones de agua.
  - Deterioro de los concretos de los elementos estructurales en contacto con el terreno o aguas subálveas agresivas.
  - Oscilaciones del nivel del agua que puedan dar lugar a cambios en los niveles de tensiones efectivas o a alteraciones de la resistencia y la deformabilidad del suelo.
  - Deslizamientos si la estructura se sitúa en una ladera inestable.

### *Fases de estudio.*

En el proyecto de una cimentación se distinguen tres fases fundamentales. La primera de ellas es la recogida de los datos necesarios: el tipo de estructura, la situación de los apoyos y las cargas previstas; en edificación éstas son preferentemente verticales, pero también pueden existir cargas horizontales y momentos debidos, por ejemplo, a la acción del viento, al empuje del terreno, etc.

El segundo conjunto de datos se refiere al terreno y deberán estar recogidos en un informe geotécnico, en particular habrá que considerar la resistencia del terreno a esfuerzo cortante, su peso específico y su deformabilidad.





En cuanto a la resistencia, está vendrá dada en términos del ángulo de fricción interno y la cohesión, o mediante la resistencia al corte sin drenaje en el caso de suelos arcillosos.

La deformabilidad se expresará en términos del módulo de deformación o del índice de compresión y, en el caso en que se prevean asentamientos diferidos a largo plazo, del coeficiente de consolidación. Habrá que considerar también la falta de uniformidad o heterogeneidad del terreno, por si pueden producirse asentamientos diferenciales como consecuencia de las diferencias de condiciones de apoyo de unas zapatas u otras.

La segunda fase de diseño consiste en la determinación de las tensiones de hundimiento del suelo y, por aplicación de un coeficiente de seguridad, de las presiones admisibles. Del mismo modo habrá que estimar los movimientos producidos por la aplicación de las cargas del terreno, en especial los asentamientos, y analizar si son tolerables por la estructura. La tercera fase corresponde al diseño estructural, es decir, a la determinación de las dimensiones y forma de las cimentaciones, sus armaduras, etc.

### *Cimentaciones Directas.*

#### Tipos de cimentación

Una cimentación directa es aquella que reparte las cargas de la estructura en su plano horizontal de apoyo. En otras acepciones habituales a estas cimentaciones se les llama a veces superficiales, definiéndolas como aquellas cuyo plano o base de apoyos se sitúa a una profundidad igual o menor a 5 veces su anchura o dimensión mínima en planta.

Existen dos tipos fundamentales de cimentaciones directas: las zapatas y las losas. Las zapatas pueden ser individuales para una sola columna o combinadas, recogiendo en una zapata varias columnas. Un caso particular de zapata combinada es la zapata corrida o continua, que recibe una serie de columnas o un muro. Finalmente, un caso que se puede considerar intermedio entre las zapatas y las losas es el de la cimentación por medio de un emparrillado, que consiste en una serie de zapatas corridas, entrecruzadas en dos direcciones (Fig. 4.2)

Cuando sobre una cimentación directa se aplica una carga creciente de forma progresiva se obtiene una curva como la representada en la figura 4.3. Mientras las cargas son pequeñas o moderadas el asentamiento crece de manera aproximadamente proporcional a la carga aplicada, dando lugar a un comportamiento aproximadamente elástico. Sin embargo, si la carga sigue aumentando la relación asentamiento – carga se curva, alcanzándose finalmente una situación en la que el terreno no acepta más incrementos de carga a pesar de que las deformaciones continúen creciendo. Se dice entonces que se ha alcanzado el hundimiento.

La presión para la cual se alcanza el agotamiento de la resistencia del terreno y el hundimiento es función de su resistencia al esfuerzo cortante, de las dimensiones de la cimentación, de la profundidad de desplante, del peso específico del suelo y de la ubicación y presencia del nivel freático.

Cuando se alcanza el hundimiento, la forma de rotura del terreno bajo una cimentación directa es similar a la esquematizada en la fig. 4.4. Como puede apreciarse, tiene lugar un deslizamiento a lo largo de una línea o superficie ABC. Si la cimentación está situada a una cierta profundidad con relación a la superficie del terreno, el deslizamiento va acompañado del levantamiento del suelo que hay por encima del plano de apoyo de la cimentación.

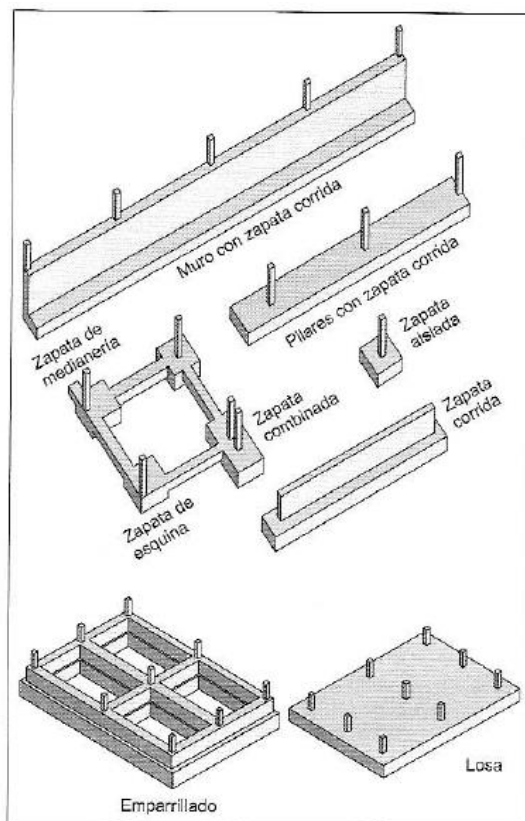


Fig. 4.2. Tipos de cimentación directa (Calavera, 1987),

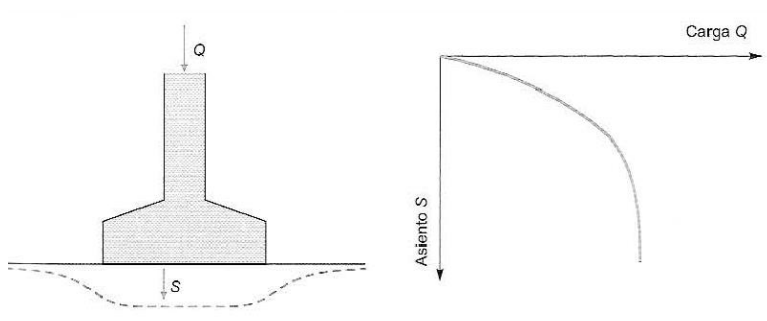


Fig. 4.3. Definición de presión de hundimiento.

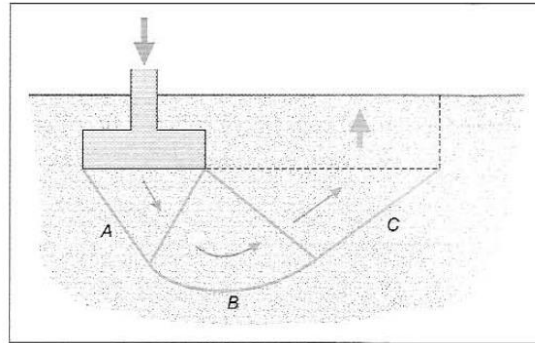
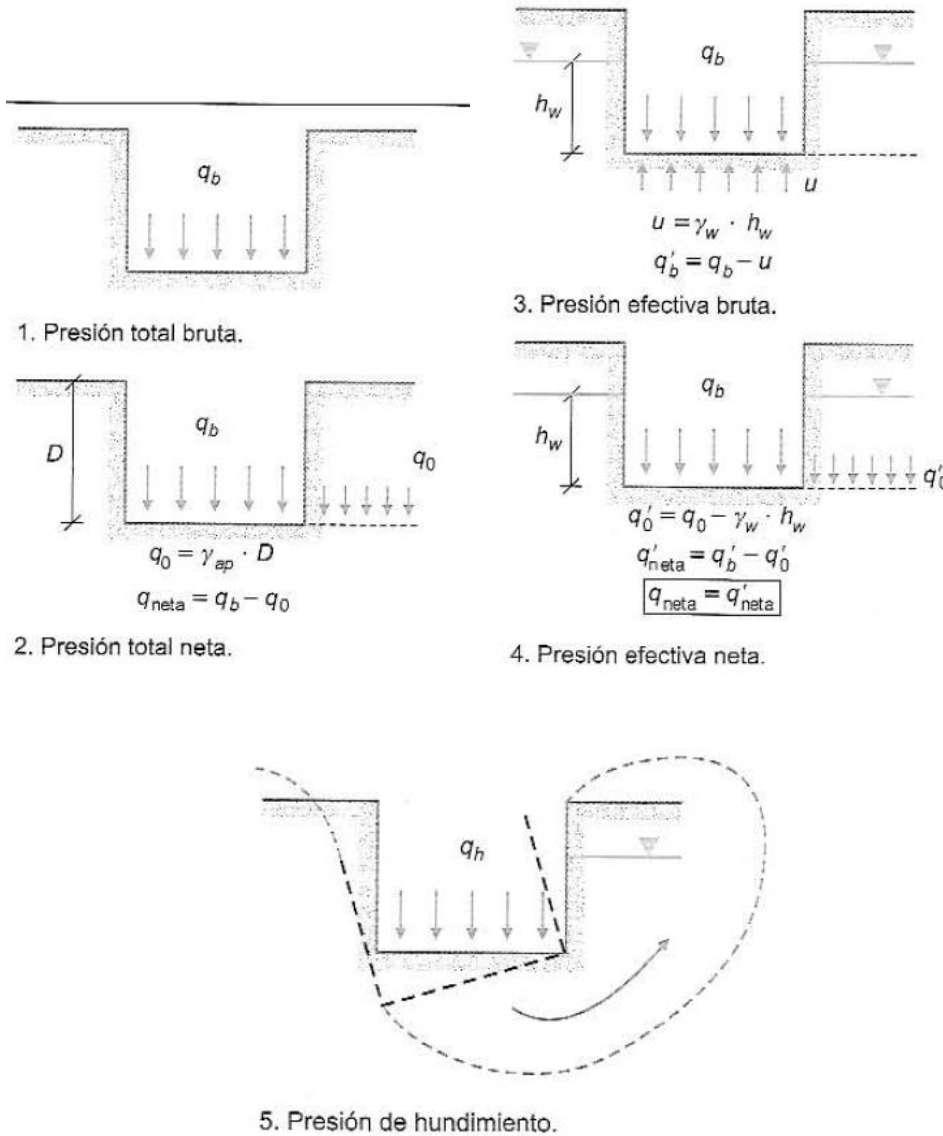


Fig. 4.4 Forma de rotura por hundimiento

#### Definiciones básicas.

1. Presión total bruta ( $q_b$ ):  
Es la presión vertical total que actúa en la base de la cimentación (cociente entre la carga total y el área de la cimentación); incluye todas las componentes verticales: sobrecargas, peso de la estructura, peso propio del cimiento, etc.
2. Presión total neta ( $q_{neta}$ ):  
Es la diferencia entre  $q_b$  y la presión vertical total del terreno ( $q_0$ ) al nivel de la base de la cimentación (sobre carga de tierras); usualmente  $q_{neta}$  es el incremento de tensión vertical a dicho nivel.
3. Presión efectiva bruta ( $q'_b$ ):  
Es la diferencia entre la presión total bruta y la presión intersticial ( $u$ ) al nivel de la cimentación.
4. Presión efectiva neta ( $q'_{neta}$ ):  
Es la diferencia entre  $q'_b$  y la presión efectiva vertical ( $q'_0$ ) debido a la sobrecarga de tierras al nivel de la cimentación (obsérvese que  $q_{neta} = q'_{neta}$ )
 
$$q'_{neta} = q'_b - q'_0 = (q_b - u) - (q_0 - u) = q_b - q_0 = q_{neta}$$
5. Presión de hundimiento ( $q_h, q'_h$ ):  
Es la presión vertical para la cual el terreno agota su resistencia al corte, puede expresarse en términos de tensiones totales o efectivas, brutas o netas.
6. Presión admisible frente al hundimiento ( $q_{ad}, q'_{ad}$ ):  
Es la presión vertical para la cual se cuenta con un coeficiente de seguridad adecuado frente al hundimiento, puede expresarse en términos de tensiones totales o efectivas, brutas o netas. Esta presión no tiene por qué ser la finalmente seleccionada como admisible para la estructura; así, aunque cuente con suficiente seguridad frente al hundimiento, no incluye ninguna limitación especial frente a los asentamientos, de forma que la estructura podría deformarse en exceso, aunque no se hunda.
7. Presión admisible de trabajo ( $q_{adt}, q'_{adt}$ ):  
Es la presión vertical admisible para una determinada estructura teniendo en cuenta no sólo la seguridad frente al hundimiento, sino también su tolerancia a los asentamientos, obviamente será igual o menor que  $q_{ad}$ . Puede expresarse en términos de tensiones totales o efectivas, brutas o netas.





#### ***4.1 CIMENTACIONES SOBRE ARENA Y LIMO NO PLÁSTICO.***

##### Características importantes de los depósitos de arena y de limo.

Si el subsuelo está formado por arena, la cimentación puede resolverse con zapatas, losas, pilas o pilotes. La elección depende principalmente de la compacidad relativa de la arena y de la posición del nivel freático. La compacidad relativa determina la capacidad de carga y el asentamiento de zapatas, losas o pilas, y establece también la resistencia de los pilotes.

La posición del nivel freático es importante, porque excavar bajo él requiere drenaje y aumenta el costo de la cimentación. Sin embargo, también tiene una influencia apreciable en la capacidad de carga y en el asentamiento.

Los limos no plásticos y sin cohesión tienen la mayor parte de las características de la arena fina, para fines prácticos en este texto se considerarán en lo general como sinónimos a los dos materiales; sin embargo, se hacen algunas excepciones.

##### Zapatas en arena.

Bases para el proyecto. En la fig. 4.1.1a, se muestran las relaciones típicas carga – asentamiento para zapatas de anchos diferentes, desplantadas en la superficie de un depósito de arena homogénea. Cuando más ancha es la zapata, mayor es la capacidad de carga por unidad de área. Sin embargo, para un asentamiento dado  $S_1$ , por ejemplo 2 cm, la presión del suelo es mayor para una zapata de ancho intermedio  $B_b$ , que para una zapata grande de ancho  $B_c$ . Las presiones correspondientes a los tres anchos están indicadas por los puntos b, c y a, respectivamente.

Pueden usarse los mismos datos para construir la fig. 4.1.1b, que muestra la presión  $q_1$  que corresponde a un asentamiento dado  $S_1$  como función del ancho de la zapata. La presión en el suelo para un asentamiento  $S_1$  aumenta al aumentar el ancho de la zapata, si ésta es relativamente pequeña, alcanza un máximo para un ancho intermedio y luego disminuye gradualmente al aumentar esta dimensión.

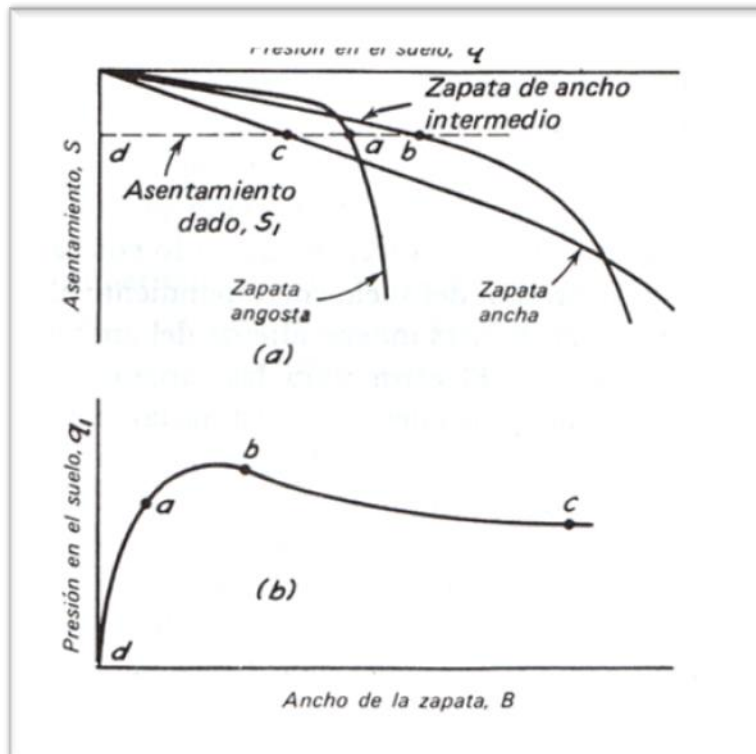


Fig. 4.1.1. Relaciones entre la presión del suelo, el ancho de zapata y los asentamientos, para zapatas de relación constante  $Df/B$  sobre arena de compacidad relativamente uniforme. a) Curvas carga – asentamiento para zapatas de anchos crecientes  $B_a$ ,  $B_b$  y  $B_c$ . b) Variación de la presión del suelo con el ancho de la zapata para un asentamiento dado  $S_1$ .

Aunque la relación mostrada en la fig 4.1.1b, es generalmente válida para el comportamiento de zapatas sobre arena, influyen en ella varios factores, incluyendo la compacidad relativa de la arena, la profundidad a la que se desplanta la cimentación y la posición del nivel freático. Además, la forma de la curvatura sugiere que para zapatas angostas, las pequeñas variaciones en la presión real del suelo pueden conducir a grandes variaciones en el asentamiento y, en algunos casos, a asentamientos tan grandes que el movimiento se consideraría como falla por capacidad de carga. La razón es clara al considerar la forma de la curva carga – asentamiento para una zapata angosta (fig. 4.1.1a). Por otra parte, un pequeño cambio de presión en una zapata ancha tiene poca influencia en asentamientos tan pequeños como  $S_1$ ; además, el valor de  $q_1$  correspondiente a  $S_1$  es muy inferior al que produciría una falla por capacidad de carga en una zapata ancha.

El procedimiento sencillo descrito más adelante, para determinar las dimensiones de las zapatas en arenas se basa en las aproximaciones ilustradas en la fig. 4.1.2. La porción cóncava hacia arriba de las curvas, semejantes a la porción derecha de la fig 4.1.1b, esta remplazada por una línea recta fig. 4.1.2, de acuerdo con la cual, la presión del suelo correspondiente al asentamiento  $S_1$  es independiente del ancho de la zapata. El error para zapatas de dimensiones usuales es ordinariamente menor que 10 por ciento.

La porción izquierda rápidamente ascendente de las curvas, se reemplaza por la línea recta ef, que queda a la derecha de la curva real, proporcionando así un margen de seguridad contra una falla por capacidad de carga.

La posición de la línea quebrada efg es diferente para distintas arenas. Los procedimientos para obtener las líneas para diferentes arenas y para usarlas en el proyecto de zapatas se describen en los subtítulos siguientes.

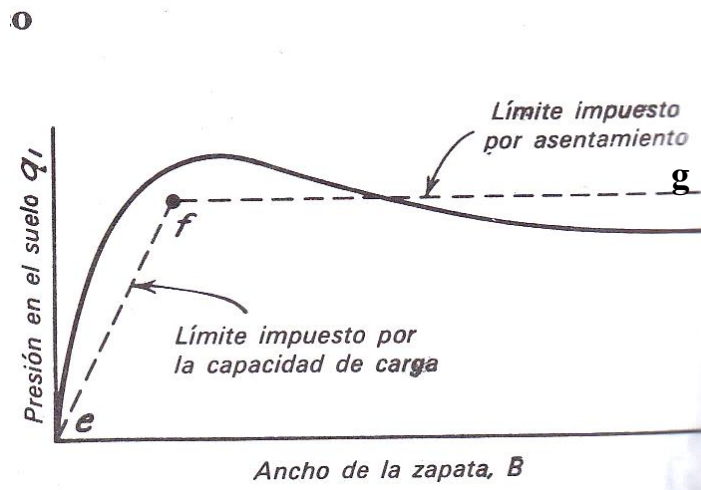


Fig. 4.1.2. Relación real (línea continua) entre la presión del suelo y el ancho de la zapata, sobre arena para un asentamiento dado  $S_1$ , y relación aproximada (línea punteada) usada como base para el proyecto.

#### Consideraciones sobre el asentamiento.

La presión en el suelo que produce un asentamiento dado  $S_1$  en una arena suelta, es evidentemente menor que la que produce el mismo asentamiento en una arena compacta. Por lo tanto, hablando en forma aproximada, habrá una relación entre la presión del suelo que produzca un asentamiento dado y los valores de  $N$  de la prueba de penetración estándar. Esta relación fue obtenida en 1948 (Terzaghi y Peck) sobre la base del conocimiento general de las cargas, asentamientos y valores de  $N$  para varias zapatas apoyadas en arena; el valor de  $S_1$  se estableció en 2.5 cm, con la creencia de que si el asentamiento máximo se limita a esta magnitud, el asentamiento diferencial entre las zapatas de un edificio dado, estará dentro de los límites tolerables. La información con la que se disponía, en ese entonces, se interpretó conservadoramente, de manera que en la mayor parte de los casos, el asentamiento real de una zapata cuyas dimensiones se determinaron con base en esta relación resulta menor que 2.5 cm. La experiencia ha enseñado que la relación era en realidad conservadora y algunas veces excesiva; por lo tanto, se han sugerido varias modificaciones. La que se propone para uso actual está representada por las líneas horizontales del lado derecho de las tres partes de la fig. 4.1.3. Cada línea corresponde a un valor particular de  $N$ , e indica la presión correspondiente en el suelo para el asentamiento de 2.5 cm.

Las líneas se dibujan con la condición de que el nivel del agua freática esté a gran profundidad. La corrección necesaria para otras posiciones se considera después.

Las líneas horizontales en la fig 4.1.3, forman parte de un diagrama para diseñar zapatas en arena. El uso y limitación del diagrama se estudian después de una investigación de las limitaciones impuestas por la capacidad de carga de la propia arena.

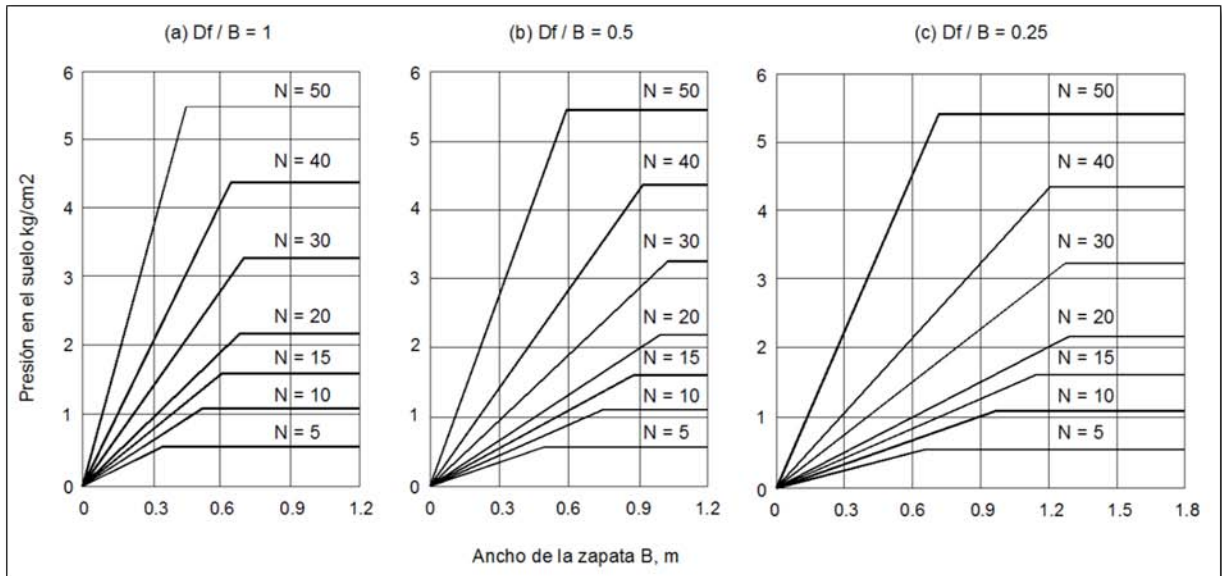


Fig. 4.1.3. Diagrama de proyecto para determinar las dimensiones de zapatas poco profundas, apoyadas en arena.

#### Consideraciones sobre la capacidad de carga.

Ya se ha señalado que, para zapatas angostas, pequeños aumentos en la presión del suelo pueden producir aumentos tan grandes en el asentamiento, que el movimiento se consideraría como falla por capacidad de carga. Por lo tanto, cualquier procedimiento aceptable para determinar las dimensiones de las zapatas en arena, debe asegurarse que, aunque el asentamiento bajo las condiciones previstas no exceda de 2.5 cm, el margen contra una falla por capacidad de carga sea amplio, a pesar de las inevitables diferencias entre las condiciones previstas y las reales. Además, bajo algunas circunstancias, grandes asentamientos de zapatas anchas o pilas pueden ser aceptables, si se excluye la posibilidad de una falla catastrófica de la arena que le sirve de apoyo. Por lo tanto, es esencial para el proyecto el conocimiento de la capacidad de carga máxima. Pueden hacerse estimaciones razonables basándose en consideraciones teóricas.





La fig. 4.1.4 representa una sección transversal en una zapata larga de ancho  $B$ , desplantada a la profundidad  $D_f$  debajo de la superficie del terreno en un depósito potente de arena. Si la zapata falla penetrando en el terreno, una zona  $a$ ,  $0'a'$ , dentro de la cual la arena no puede deslizarse con respecto a la base de la zapata debido a la rugosidad de la base, se mueve hacia abajo como una unidad. Al moverse desaloja el material adyacente. En consecuencia, la arena de dos zonas simétricas  $a$   $0'b$   $d$   $e$ , una de las cuales se ilustra en el lado izquierdo de la fig. 4.1.4, está sujeta a severas distorsiones y a deslizamientos hacia afuera y hacia arriba, a lo largo de las fronteras  $0'b$   $d$ . Al movimiento se opone la resistencia al esfuerzo cortante de la arena a lo largo de  $0'b$   $d$  y el peso de la arena en las masas deslizantes.

No existe una teoría rigurosamente correcta para calcular la capacidad máxima de una zapata bajo estas circunstancias, pero se han obtenido soluciones aproximadas satisfactorias, haciendo varias suposiciones simplificadoras. Se supone, como se ilustra en la mitad derecha de la fig. 4.1.4 que la influencia del suelo que está arriba del nivel de la base de la zapata puede reemplazarse por una sobre carga uniforme  $\gamma D_f$ . La teoría y la experimentación indican entonces que la superficie de deslizamiento está formada por una porción de curva  $0'c'$  y una recta  $c'b'$ , que sube formando un ángulo de  $45^\circ - \phi/2$  con la horizontal. La carga  $q_d'$  sobre la zapata, la sobre carga  $\gamma D_f$ , y el peso  $W$  de la masa deslizante, producen esfuerzos normales en la superficie de deslizamiento  $0'c'b'$ , los que, a su vez, desarrollan resistencia friccionante a lo largo de la superficie de deslizamiento. Cuando la masa esta a punto de deslizarse, la resultante  $R$  de los esfuerzos normal y cortante en cualquier punto como  $f$  en la superficie de deslizamiento, está inclinada el ángulo  $\phi$  respecto a la normal de dicha superficie. La cuña  $0'c'b'a'$  puede considerarse como cuerpo libre y se investiga su equilibrio para evaluar  $q_d'$ .

Deben hacerse varios tanteos para encontrar la superficie de deslizamiento que corresponda al mínimo valor de  $q_d'$  que pueda desarrollarse. A este valor mínimo se le llama capacidad máxima de carga global.

Los resultados de estos estudios indican que la capacidad de carga máxima global puede expresarse así:

$$q'_d = \frac{1}{2} B \gamma N_\gamma + \gamma - D_f N_q \quad (4.1)$$

Y la capacidad de carga máxima neta como:

$$q_d = q'_d - \gamma D_f$$

$$q_d = \frac{1}{2} B \gamma N_\gamma + \gamma D_f (N_q - 1) \quad (4.2)$$

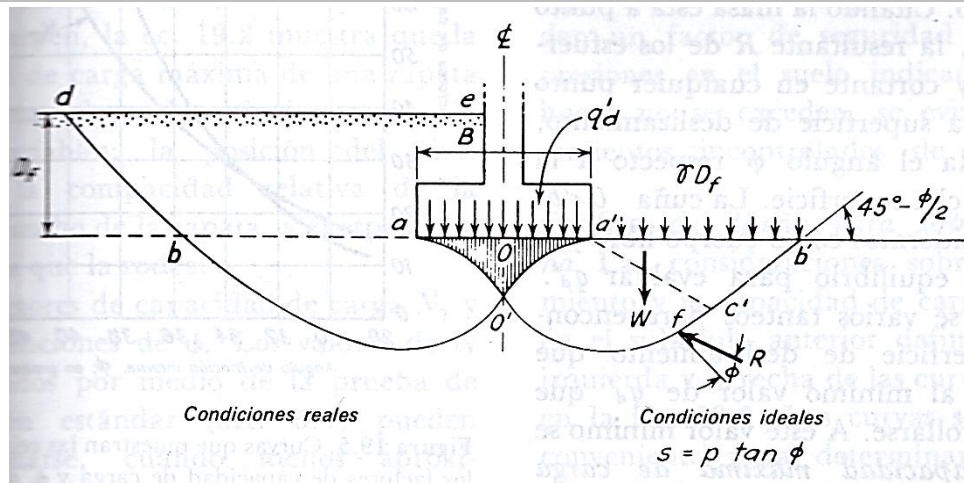


Fig. 4.1.4 Sección transversal en una zapata larga sobre arena mostrando (lado izquierdo) el patrón de desajustamientos que se producen durante la falla por capacidad de carga y (lado derecho) las condiciones ideales supuestas para el análisis.

En estas ecuaciones,  $N_y$  y  $N_q$  son factores de capacidad de carga adimensionales que dependen principalmente del ángulo de fricción interna. Estos factores pueden evaluarse por medio de la gráfica de la fig. 4.1.5.

La ecuación 4.2 demuestra que la capacidad de carga de una zapata sobre arena proviene de dos fuentes: la resistencia friccionante debida al peso de la arena abajo del nivel de la zapata y la resistencia friccionante debida al peso de la sobrecarga circundante o relleno.

Los pesos volumétricos de la mayor parte de las arenas, ya sean secas, húmedas o saturadas quedan dentro de un intervalo estrecho. Por lo tanto, el peso volumétrico de la arena en sí, no es una variable importante en la determinación de la capacidad de carga de una zapata. Sin embargo, si la arena está localizada abajo del nivel freático, solamente el peso de la arena sumergida es efectivo para producir fricción. El peso del material sumergido es aproximadamente la mitad del peso del material húmedo, seco o saturado. El valor de  $\sigma$  no cambia apreciablemente por este concepto.

Por lo tanto puede concluirse que una elevación del nivel freático, desde una profundidad mayor que  $B$  debajo de la base de la zapata, hasta la superficie del terreno, tendría el efecto de reducir la capacidad de carga a aproximadamente la mitad del valor correspondiente a la arena húmeda, seca o saturada. Así la posición del nivel freático es de gran importancia práctica para determinar la capacidad de carga de una zapata en arena.

Los valores de  $N_y$  y de  $N_q$  aumentan rápidamente al aumentar el valor de  $\sigma$  (ver fig. 4.1.5). Como  $\sigma$  depende mucho de la compacidad relativa de la arena, pero es prácticamente independiente del tamaño de sus granos, puede deducirse que la capacidad de carga dependerá mucho de la primera circunstancia (compacidad relativa), pero poco de la segunda (tamaño de granos).



De acuerdo con la ec. 4.2, la porción de la capacidad de carga debida al peso del suelo bajo la zapata, aumenta directamente con el ancho de la misma. Sin embargo la porción debida a la sobrecarga, es independiente del ancho de la zapata. (Pero es una variable directa para el cálculo de la capacidad de carga).

**En resumen, la ec. 4.2 muestra que la capacidad de carga máxima de una zapata sobre arena, depende principalmente de cuatro variables:**

- **La posición del nivel freático.**
- **La compacidad relativa de la arena.**
- **El ancho de la zapata.**
- **El espesor de la sobre carga que la rodea.**

Los factores de capacidad de carga  $N_\gamma$  y  $N_q$  son funciones de  $\phi$ . Los valores de  $N$  determinados por medio de la prueba de penetración estándar pueden correlacionarse, cuando menos aproximadamente, con los valores de  $\phi$  y, por lo tanto, con  $N_\gamma$  y  $N_q$ . Los resultados de estas correlaciones se muestran en la fig. 4.1.5. Por lo tanto, si se conocen los valores de  $N$ , la ec. 4.2 puede evaluarse con ayuda de la fig 4.1.5.

Debe entenderse que la relación entre  $N$  y  $\phi$  (fig. 4.1.5) es solamente aproximada; ya que se han señalado las limitaciones de la prueba de penetración estándar anteriormente. Por otra parte, las relaciones entre  $\phi$  y  $N_\gamma$  y  $N_q$  se basan principalmente en la teoría y son mucho más confiables. Si se determina el ángulo de fricción interna por algún otro método más refinado que la prueba de penetración estándar, también puede utilizarse la fig. 4.1.5 para evaluar  $N_\gamma$  y  $N_q$ .

La ec. 4.2 puede expresarse también de la siguiente forma:

$$q_d = \left[ \frac{\gamma N_\gamma}{2} + \gamma(N_q - 1) \frac{D_f}{B} \right] B \quad (4.3a)$$

Para un factor de seguridad dado  $F$  contra una falla por capacidad de carga, se tiene que:

$$q_a = \frac{q_d}{F} = \left[ \frac{\gamma N_\gamma}{2} + \gamma(N_q - 1) \frac{D_f}{B} \right] \frac{B}{F} \quad (4.3b)$$

Para un valor particular de  $D_f/B$  y un depósito de arena dado, la expresión dentro de los corchetes es una constante. Así, la relación entre el ancho de la zapata y la presión neta en el suelo  $q_a$ , para un factor de seguridad dado, puede expresarse por medio de gráficas como las de la fig. 4.1.3, en la forma de una familia de líneas rectas que parten del origen. Cada línea corresponde a una arena con valor de  $N$  diferente. Las ramas iniciales de las curvas de la fig. 4.1.3 se han dibujado de manera que den un factor de seguridad de 2. Si las presiones en el suelo indicadas por estas líneas no se exceden, se evitan los asentamientos incontrolados de una zapata.

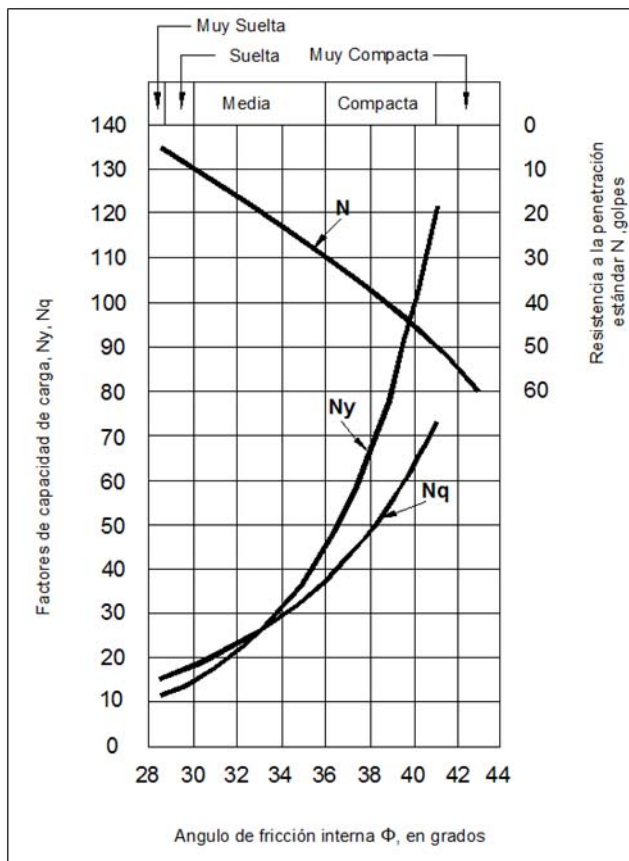


Fig. 4.1.5. Curvas que muestran las relaciones entre los factores de capacidad de carga y  $\phi$ , determinadas según la teoría, y relación empírica aproximada entre los factores de capacidad de carga o  $\phi$  con los valores de resistencia a la penetración estándar  $N$ .

#### Gráfica de diseño para zapatas en arena.

Las consideraciones sobre el asentamiento y la capacidad de carga estudiadas en el sub capítulo anterior definen las ramas izquierda y derecha de las curvas mostradas en la fig. 4.1.3 Las curvas son un medio conveniente para determinar las dimensiones de las zapatas en arena. El ancho  $B$  puede tomarse en la fig. 4.1.3 como el lado de una zapata cuadrada, la dimensión más pequeña de una zapata rectangular, el ancho de una zapata larga continua, o el diámetro de una zapata circular.

La gráfica se aplica a las zapatas superficiales ( $D_f \leq B$ ) apoyadas en una arena uniforme en la que  $\gamma = 1600 \text{ kg/m}^3$  y en la que el nivel freático está tan profundo que no influye en el comportamiento de la zapata. Considerando las otras aproximaciones que intervienen en el procedimiento, las variaciones del valor de  $\gamma$  supuesto, de  $1600 \text{ kg/m}^3$ , no tienen importancia y pueden despreciarse.



Por otra parte, los valores de  $N$  tienen que ajustarse algunas veces por la influencia de la presión de la sobrecarga durante la ejecución de la prueba de penetración estándar; también, la variabilidad del depósito, que se acusa por la variación de los valores de  $N$  de sondeo a sondeo, es usualmente apreciable y debe tomarse en cuenta y, finalmente, la influencia del nivel freático, si está a poca profundidad de manera que pueda afectar el comportamiento de las zapatas, debe evaluarse. Cada una de estas consideraciones se estudia detalladamente en los siguientes pasos.

La gráfica de la fig. 4.1.3 se basa en el comportamiento de las zapatas desplantadas a poca profundidad. ( $D_f \leq B$ ) de dimensiones y profundidades normales debajo de la superficie del terreno. La mayor parte de las estructuras que se consideraron para elaborar las gráficas tenían sótanos de 2.4 a 3.0 m de profundidad; en consecuencia, las bases de las zapatas estaban usualmente de 3.0 a 4.5 m debajo de la superficie original del terreno cuando se hicieron los sondeos y las pruebas de penetración estándar. El nivel del agua freática estaba usualmente al nivel de la base de la cimentación o más abajo. Así, los valores  $N$  que rigen el comportamiento de las zapatas usualmente correspondieron a profundidades, cuando se hicieron los sondeos, de 3.0 a 7.5 m, o a presiones efectivas de sobrecarga entre 6 y 11  $t/m^2$ . De acuerdo con la ec. 4.3c, el factor de corrección  $C_N$ , con el que se ajustan los valores de  $N$  a los correspondientes a una presión de sobrecarga de 10  $t/m^2$ , varía para este intervalo de 1.2 a 0.93. Por lo tanto, los datos en los que se basa este diagrama corresponden a condiciones en las que no se necesitan correcciones de los valores  $N$ , por el efecto de la presión de sobrecarga. Bajo estas circunstancias, el diagrama puede usarse directamente para el proyecto de las zapatas de una estructura propuesta.

$$C_N = 0.77 \log_{10} \frac{200}{\bar{p}} \quad (4.3c)$$

Donde  $\bar{p}$  es la presión vertical efectiva por sobre carga en  $t/m^2$  a la elevación de la prueba de penetración. La ecuación es válida para  $\bar{p} \geq 2.5 t/m^2$ . ( $\bar{p}$  es el peso volumétrico del material por la profundidad estudiada).

Inversamente, cuando se espere que la presión de la sobrecarga correspondiente a los valores de  $N$  que van a regir el proyecto de las zapatas que se propongan, difiera mucho de 10  $t/m^2$ , los valores de  $N$  deben corregirse. Si, por ejemplo, se hacen sondeos a partir de un nivel original de terreno que se va a excavar para hacer los sótanos, por ejemplo hasta una profundidad de 6 m, los valores sin corregir de  $N$  pueden ser demasiado grandes. Por otra parte, si la estructura no va a tener sótano, y las zapatas van a estar a un nivel alto, los valores pertinentes de  $N$  corresponderán a profundidades pequeñas y, si no se corrigen, pueden ser demasiado pequeños.

Por lo tanto, como procedimiento general, debe estimarse la variación de la presión efectiva de la sobrecarga con la profundidad, abajo de la superficie del terreno, cuando se hace el sondeo y corregirse cada valor de  $N$  de acuerdo con la ec. 4.3c. Si resulta evidente que las presiones efectivas de sobrecarga en el intervalo de profundidades que rigen en el proyecto de las zapatas, van a quedar dentro de un intervalo de valores al que correspondan factores de corrección comprendidos entre 0.8 y 1.2, pueden ignorarse las correcciones sin error de importancia.



De otra manera, deben hacerse las correcciones adecuadas. Por comodidad, puede usarse la gráfica de la fig. 4.1.6. Adviértase que, con presiones efectivas de sobrecarga muy pequeñas, la ec. 4.3c, da valores de corrección irrazonablemente grandes, mientras que en la fig. 4.1.6 el valor del límite superior  $C_N$  es 2.0. Por lo tanto, para valores de la presión efectiva de la sobrecarga menores que  $2.4 \text{ t/m}^2$ , el factor de corrección debe tomarse de la gráfica.

Ningún depósito de arena natural es perfectamente uniforme. Para tener la seguridad de que se han tomado en cuenta las condiciones del subsuelo menos favorables, deberá determinarse la resistencia a la penetración en la arena del lugar, con sondeos y pruebas de penetración estándar en varios puntos; de preferencia haciendo un sondeo por cada 4 o 6 zapatas. Los valores de  $N$  deben determinarse a intervalos verticales de  $0.75 \text{ m}$  entre el nivel de la base de la zapata y una profundidad  $B$  debajo de él. Si las condiciones son las apropiadas, deben corregirse los valores de  $N$ . Debe calcularse en cada sondeo el promedio de los valores de  $N$ , y el valor más pequeño obtenido de estos promedios debe usarse para determinar la presión admisible en el suelo.

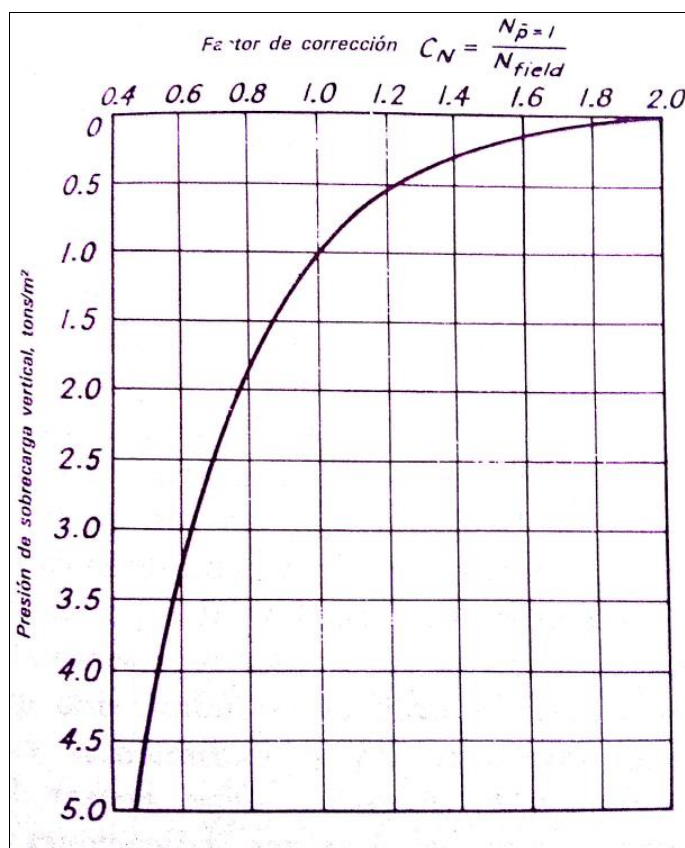


Fig. 4.1.6 Gráfica para la corrección de los valores de  $N$  en arena, por influencia de la sobrecarga (el valor de referencia de  $b$  sobrecargas es  $9.76 \text{ t/m}^2$ )



Se ha demostrado que, cuando el nivel del agua freática varía entre una distancia inferior a B de la base de una zapata hasta el nivel del terreno, tiene el efecto de reducir la capacidad de carga aproximadamente a la mitad, del valor correspondiente a cuando la arena está húmeda, seca o saturada. Esta elevación del agua, que reduce las presiones efectivas dentro de la arena a aproximadamente la mitad de sus valores originales, también reduce la firmeza de la arena correlativamente (fig. 4.1.5). Por lo tanto, la presión necesaria en la zapata para producir un asentamiento de 2.5 cm, si el nivel del agua está en la superficie del suelo circunvecino, es solamente la mitad de la necesaria para producir dicho asentamiento, si el nivel del agua está a una profundidad B o mayor bajo la zapata.

Así, si el nivel del agua está y permanecerá a una profundidad de  $D_f + B$  o mayor, bajo la superficie del terreno que rodea la zapata, ésta puede proyectarse con presiones tomadas directamente de la gráfica. Si el nivel freático está situado en o puede alcanzar la superficie del terreno, los valores de la gráfica deberán multiplicarse por un factor de corrección  $C_w = 0.5$ . Para una profundidad del nivel freático igual a  $D_w$  (profundidad del nivel freático), medida desde la superficie de la sobrecarga que rodea la zapata, el factor de corrección puede obtenerse con suficiente precisión por interpolación lineal, o con la siguiente expresión:

$$c_w = 0.5 + 0.5 \frac{D_w}{D_f + B} \quad (4.4)$$

Como la permeabilidad de las arenas es lo suficientemente grande para permitir el rápido ajuste a los cambios de esfuerzo, es probable que el comportamiento de una cimentación en arena acuse la influencia de las cargas máximas en vez del promedio de ellas a largo plazo. Esta característica debe considerarse al elegir las cargas para las que deben determinarse las dimensiones de las zapatas.

En el proyecto práctico de cimentaciones, se acostumbra determinar las dimensiones de todas las zapatas para la misma presión neta en el suelo, excepto para unas cuantas que tienen que considerarse como casos especiales. Si la presión de proyecto está influida por la presencia del agua freática, es probable que la zapata más grande requiera la mayor corrección. Por lo tanto, debe determinarse la presión en el suelo para la zapata que va a estar sujeta a la mayor carga de proyecto. Eligiendo la presión en el suelo para esta zapata sobre la base del valor promedio mínimo de N, como se escribió antes, el proyectista se asegura de que la zapata mayor, aunque este situada en la parte más suelta del depósito, no se asentará más de 2.5 cm. El asentamiento diferencial entre ésta y cualquier otra zapata, no puede exceder de 2.5 cm. Un asentamiento diferencial de esta magnitud entre columnas adyacentes en las estructuras ordinarias, generalmente es considerado tolerable.

Después que se han determinado las dimensiones de cada una de las zapatas más pequeñas, tomando como base la presión en el suelo elegida para la zapata mayor, se entra en la fig. 4.1.3 con el ancho B y el valor adecuado de  $D_f / B$  de cada una de las zapatas más pequeñas para comprobar si la presión admisible en el suelo puede estar gobernada por capacidad de carga; es decir, si el valor de B corresponde a la rama ascendente izquierda de la curva de proyecto. Si corresponde, las zapatas deberán ser rediseñadas con la presión menor.



Deberá hacerse la corrección correspondiente por el nivel de agua freática al nuevo ancho de la zapata. La zapata cuyas dimensiones se rijan por capacidad de carga puede sufrir asentamientos menores de 2.5 cm, pero no es probable que el asentamiento sea menor que 0.5 cm. Por lo tanto, el asentamiento diferencial del edificio todavía quedará dentro de los límites de tolerancia acostumbrados.

En el procedimiento que se acaba de describir, se toman en cuenta las variaciones normalmente erráticas en la compacidad relativa de los depósitos naturales de arena. Si no existen tendencias apreciables de variación de los valores de  $N$  de una parte del terreno a otra, sino solamente variaciones erráticas, puede usarse el procedimiento sin modificación. Por otra parte, si en el lugar se aprecian varias zonas de promedio marcadamente diferente en su compacidad relativa, debe dividirse primero en regiones en las que pueda considerarse que las propiedades son razonablemente consistentes y deben determinarse separadamente las presiones de las zapatas en cada región.

En el desarrollo anterior se ha supuesto que el valor de  $N$  de la prueba de penetración estándar de, cuando menos, una indicación aproximada del comportamiento de la arena, aunque las limitaciones son numerosas y ya se ha insistido en ellas. Sin embargo, la mayor fuente de error en el uso de los valores de  $N$ , es que no representen en realidad los resultados de la prueba de penetración estándar, hecha con el equipo estándar de acuerdo con el procedimiento correcto. Debido a que no son raros los procedimientos y equipos fuera del estándar, el proyectista no debe dar por hecho que los registros reportados representan los resultados de pruebas estándar, sino que debe investigar los procedimientos cuidadosamente. Además, debe revisar los registros para ver si existen indicaciones de resultados dudosos o erróneos, como los que podrían producirse por hacer descender el nivel del agua en el ademe a una profundidad por debajo del nivel exterior cuando se sacan las herramientas de perforación del sondeo.





## 5. ESTADO LIMITE DE FALLA

Hablar sobre la importancia de revisar el estado límite de falla antes de revisar el estado límite de servicio, es una condicionante para que el problema en cuestión cumpla en orden de importancia primero con el estado límite de falla, antes que el de servicio.

Son revisiones que van de la mano, no se puede estudiar una sin la otra, de hecho para fines de reglamento locales así se maneja, se deben de cumplir ambas revisiones satisfactoriamente para que la cimentación se considere correcta.

Se debe verificar:

$$q_{ult} \leq q_R$$

$$q_R = \left[ p'_v (N_q f_q - 1) + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma \right] F_R + p_v$$

$P_v$  = Esfuerzo vertical total

$P'_v$  = Esfuerzo vertical efectivo

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

$$f_q = 1 + \left( \frac{B}{L} \right) \tan \phi$$

$$f_\gamma = 1 - 0.4 \left( \frac{B}{L} \right)$$

$$\phi = \tan^{-1}(\alpha \tan \phi^*)$$

$\phi^*$  = ángulo de ficción interna en campo

Para suelos arenosos con compacidad relativa  $D_r$  menor que 67%, el coeficiente  $\alpha$  será igual a  $0.67 + D_r - 0.75 D_r^2$ .

Para suelos con compacidad  $D_r$  mayor que el límite indicado,  $\alpha$  será igual a 1 (NTC – 2004).



Una forma alterna de obtener  $\alpha$  consiste en usar las siguientes expresiones:

$\alpha = 0.67$  ; para  $D_r \leq D_{ri}$

$$\alpha = 0.67 + 0.33 \left( \frac{D_r - D_{ri}}{0.7 - D_{ri}} \right)$$

Para  $D_{ri} < D_r < 0.7$

$\alpha = 1.0$  ; para  $D_r \geq 0.7$

Siendo  $D_{ri}$  la compacidad relativa inferior que se establezca.

El factor de reducción de resistencia  $F_R$  varía entre

$$0.35 \leq F_R \leq 0.70$$

Para condiciones normales se recomienda:

$$0.45 \leq F_R \leq 0.55$$

Se consideran valores de ángulo de fricción interna, compacidad relativa y peso volumétrico, ponderados; ya que la teoría del NTC-2004 considera un medio homogéneo.

$$q_{ult} = \frac{\sum QFc}{A}$$



## 6. MÉTODOS Y TEORÍAS PARA EL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS DE ZAPATAS APOYADAS EN ARENAS

### 6.1 Burland y Burbidge (1985).

La estimación de asentamientos en terrenos granulares suele llevarse a cabo mediante métodos empíricos, entre ellos quizá uno de los más sencillos sea el propuesto por Burland y Burbidge (1985). De acuerdo a esta metodología, el asiento más probable de una cimentación en suelos arenosos está relacionado con su resistencia a la penetración dinámica mediante la expresión:

$$s_i = f_l f_s q' B^{0.7} I_c$$

Donde:

$S_i$  = Asentamiento medio al final de la construcción en mm

$q'$  = tensión efectiva bruta aplicada en la base de la cimentación (KN/m<sup>2</sup>)

$B$  = Ancho de la zapata o losa (m)

$I_c$  = Índice de compresibilidad, definido en función del valor medio del ensayo SPT en una zona determinada de influencia bajo la zapata o losa,  $Z_l$

Las expresiones de los coeficientes y las reglas complementarias a aplicar pueden resumirse de la siguiente forma:

- a)  $f_s$  es un coeficiente para tener en cuenta la forma de la zapata; su expresión viene dada por:

$$f_s = \left[ \frac{1.25 \frac{L}{B}}{\frac{L}{B} + 0.25} \right]^2$$

- b)  $f_l$  es un factor de corrección para tener en cuenta la existencia de una capa rígida por debajo de la zapata a profundidad  $H_s \leq Z_l$ , donde  $Z_l$  es la profundidad de influencia bajo la zapata. Se calcula con la expresión:

$$f_l = \frac{H_s}{Z_l} \left[ 2 - \frac{H_s}{Z_l} \right]$$

Cuando el estrato o capa rígida se encuentra indefinido en la profundidad, o bien, a una profundidad  $H_s > Z_l$ , se considera  $f_l = 1.0$ .



- c) Para terreno sobreconsolidado o para una cimentación situada en el fondo de una excavación a cuya profundidad la máxima tensión efectiva vertical haya sido  $\sigma'_{v0}$ , el valor de  $q'$  a introducir en la ecuación del asentamiento será:

$$q' - \frac{2}{3} \sigma'_{v0} \quad \text{cuando} \quad \sigma'_{v0} \leq q'$$

$$\frac{q'}{3} \quad \text{cuando} \quad \sigma'_{v0} > q'$$

- d) El índice de compresibilidad se rige por la expresión:

$$I_c = \frac{1.7}{N_{med}^{1.4}}$$

Dónde:

$N_{med}$  = es la media aritmética de los golpes  $N_{SPT}$  a lo largo de la zona de influencia.

Como reglas complementarias cabe señalar que:

- El golpeo  $N_{SPT}$  no se corrige por el efecto de la profundidad.
- En el caso de que el terreno esté compuesto por arenas finas y arenas limosas bajo el nivel freático, se puede emplear la corrección de Terzaghi:

$$N_{SPT}(\text{corregido}) = 15 + 0.5(N_{SPT} \text{ medio} - 15)$$

- Para gravas y gravas arenosas se obtienen mejores predicciones empleando:

$$N_{SPT}(\text{corregido}) = 1.25 N_{SPT}$$

Finalmente, los citados autores señalan que, aun tratándose de suelos granulares, se tiene constancia de la producción de asientos diferidos en el tiempo. Para tener en cuenta este efecto proponen emplear la expresión:

$$s_t = f_t s_i$$

Donde:

$f_t = 1.5$  para cargas estáticas y para un período de 30 años.

$f_t = 2.5$  para cargas cíclicas y el mismo período de tiempo.

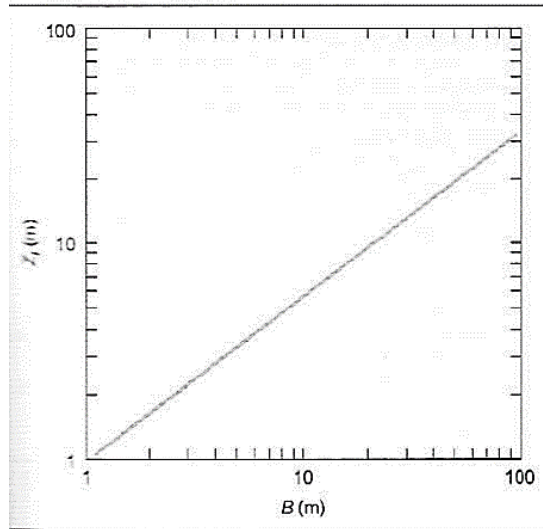


Fig. 6.1.1. Zona de influencia en función del ancho  $B$  de la cimentación (Burland et.al. 1977)

## 6.2 Método no lineal (Deméneghi, 2008).

Este método toma en cuenta el hecho de que el medio granular tiene la característica (como medio) de que su rigidez aumenta con la presión de confinamiento; además, en estos materiales la relación esfuerzo – deformación unitaria es en general no lineal. El objetivo es calcular el asentamiento de un cimiento apoyado sobre un suelo friccionante. La ventaja de esta técnica es que permite computar dichas deformaciones con un número muy reducido de propiedades mecánicas.

### 6.2.1 Ecuación Constitutiva

#### 6.2.1.1 Confinamiento Inicial.

Si se considera un elemento de suelo sometido al estado de esfuerzo por el peso propio de la masa de suelo, como se muestra en la fig. 6.2.1. La presión de confinamiento promedio inicial, por peso propio del terreno, es:

$$P_{co} = \frac{(P_{vo} + P_{ho} + P_{ho})}{3}$$

Si  $P_{ho} = K_0 P_{vo}$ , donde  $K_0$  es el coeficiente de presión en reposo del suelo, entonces:

$$P_{co} = \left(\frac{1}{3}\right) (1 + 2K_0) P_{vo} \dots (6.2.1.1)$$

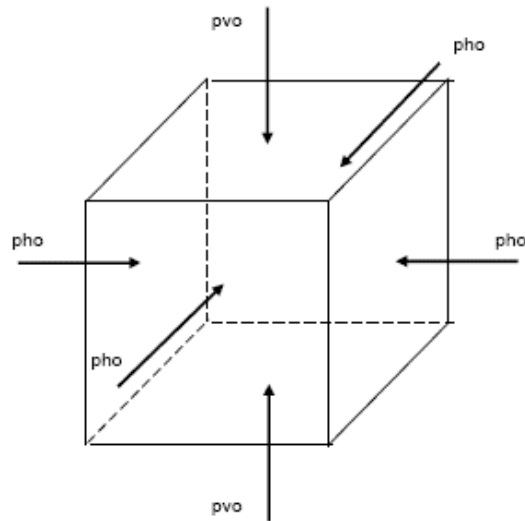


Fig. 6.2.1 Estado de esfuerzos por peso propio.

Se denomina  $P_{cie}$  a la cohesión o cementación que se puede considerar y se debe a una presión de confinamiento interna intrínseca.

La presión de confinamiento inicial  $P_{beo}$  será entonces la suma de la presión de confinamiento intrínseca,  $P_{cie}$ , más la presión externa por peso propio,  $P_{co}$ , por lo que:

$$P_{beo} = P_{cie} + P_{co} \dots (6.2.1.2)$$

6.2.1.2 Ecuación constitutiva para la estimación de la deformación de un elemento de suelo, ocasionada por incrementos externos de esfuerzo.

Juárez Badillo (1965) utiliza la siguiente expresión para el cálculo de la deformación volumétrica de los materiales.

$$dV/V = -\gamma (d\sigma/\sigma) \dots (6.2.1.3)$$

Donde:

$V$  = Volumen de un elemento de suelo

$\sigma$  = esfuerzo isotrópico sobre el elemento de suelo

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

Nótese que en la expresión anterior, tanto la deformación como el esfuerzo se “normalizan”

Por otra parte, al construir una obra de ingeniería se incrementan los estados de esfuerzos sobre un elemento de suelo (Fig. 6.2.2), donde  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$  y  $\sigma_y$  son los incrementos de esfuerzo normal ocasionados por la presencia de la obra de ingeniería.

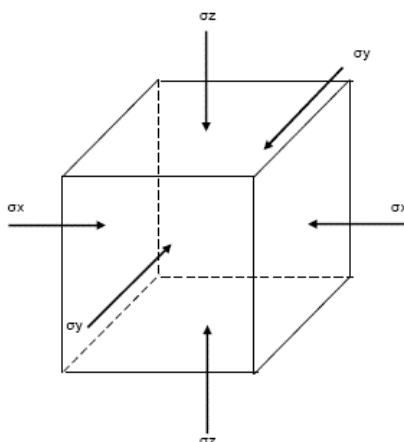


Fig. 6.2.2 Incremento de esfuerzos por una obra de ingeniería.

Si se supone que por un momento el confinamiento inicial  $P_{beo}$  (Ec. 6.2.1.2) se mantiene constante. Si se le aplica incrementos de esfuerzos  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$  y  $\sigma_y$  (Fig. 6.2.2), podemos usar entonces una variable de la ley de Hooke para el cálculo de la deformación unitaria.

$$\varepsilon = \left(\frac{1}{A}\right)[\sigma_z - v(\sigma_x + \sigma_y)]^r \dots (6.2.1.4)$$

Donde:

$1/A$  = Coeficiente de proporcionalidad entre el esfuerzo desviador y la deformación unitaria.

$v$  = Relación de Poisson

$r$  = Exponente que depende de la curva esfuerzo – deformación unitaria del suelo.

Suponemos que el espesor  $\Delta_{z0}$  del elemento es suficientemente pequeño para que la relación entre el incremento de esfuerzo horizontal y el incremento de esfuerzo vertical sea constante, entonces se tiene que:

$$a_1 = \sigma_x / \sigma_z \quad a_2 = \sigma_y / \sigma_z \dots (6.2.1.5)$$

$$\sigma_x = a_1 \sigma_z \quad \sigma_y = a_2 \sigma_z \dots (6.2.1.6)$$

Sustituyendo las ecuaciones 6.2.1.5 y 6.2.1.6 en la Ec. 6.2.1.4, se tiene que:

$$\varepsilon = \left(\frac{1}{A}\right)\{\sigma_z[1 - v(a_1 + a_2)]\}^r \dots (6.2.1.7)$$

$$\varepsilon = \left(\frac{1}{A}\right)(f \sigma_z)^r \dots (6.2.1.8)$$



Siendo:

$$f = 1 - \nu(a_1 + a_2) \dots (6.2.1.9)$$

Por otra parte, como se mencionó anteriormente, la deformación es función inversa del esfuerzo de confinamiento. A continuación se menciona como se debe tomar en cuenta dicho efecto.

Se considera un elemento de suelo sometido a una presión de confinamiento inicial  $P_{beo}$ , al aplicarse incrementos de esfuerzo  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$  y  $\sigma_y$  sobre la masa de suelo, tal como se ilustra en la Fig. 6.2.2. Estos incrementos de esfuerzo ocasionan que la presión de confinamiento  $P_{beo}$  aumente en magnitud igual a  $\Delta P_{be}$ , dando lugar a un nuevo valor de  $P_{be}$  que vale:

$$P_{be} = P_{beo} + \Delta P_{be} \dots (6.2.1.10)$$

En términos generales, en mecánica de suelos se acepta que  $\Delta P_{be}$  sea igual al incremento de esfuerzo normal en el plano octaédrico, es decir, igual al promedio de los incrementos de esfuerzo.

$$\Delta P_{be} = (1/3)(\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y)$$

Para fines prácticos podemos sustituir la cantidad de (1/3) por coeficientes, como sigue:

$$\Delta P_{be} = b_1 \sigma_z + b_2 (\sigma_x + \sigma_y) \dots (6.2.1.11)$$

Por experiencia actual  $b_1 = b_2 = 1/3$

Sustituyendo la Ec. 6.2.1.6 en la Ec. 6.2.1.11, se tiene que:

$$\Delta P_{be} = c \sigma_z \dots (6.2.1.12)$$

Donde:

$$c = b_1 + b_2 (a_1 + a_2) \dots (6.2.1.13)$$

Sustituyendo en la Ec. 6.2.1.10:

$$P_{be} = P_{beo} + c \sigma_z \dots (6.2.1.14)$$





Ahora, si se aplican incrementos diferenciales de esfuerzo al elemento de suelo, con los resultados anteriores, se puede plantear una ecuación constitutiva general, en la que la deformación unitaria sea directamente proporcional a la variante de la ley de Hooke dada por la Ec. 6.2.1.4 y a su vez es inversamente proporcional a la presión de confinamiento dada por la Ec. 6.2.1.14. (Fig 6.2.3). (Deméneghi, 1984).

$$\frac{d(\Delta z)}{\Delta z} = -\frac{1}{A} \frac{(f \sigma_z / p_a)^r d(f \sigma_z / p_a)}{[(P_{beo} + c \sigma_z) / p_a]^s} \dots \quad (6.2.1.15)$$

Donde:

A = Módulo de rigidez del suelo.

r, s = Exponentes que dependen del tipo de suelo.

Pa = Presión atmosférica = 101.3 KPa. Se introduce con el fin de que el módulo A sea adimensional. (Janbu, 1963).

La Ec. 6.2.1.15 es una ecuación constitutiva diferencial general que podemos usar para calcular la deformación de un suelo, para diferentes condiciones de carga.

Cálculo de la deformación de un elemento de suelo granular:

Para el cálculo de la deformación vertical de un elemento de suelo de espesor  $\Delta z_0$  (Fig 6.2.3) se puede utilizar la Ec. 15, que corresponde a una ecuación constitutiva diferencial en un medio granular.

En suelos friccionantes, el exponente r varía entre 0 y 0.2. Para fines prácticos podemos tomar r = 0; entonces la Ec. 15 tiene la forma:

$$\frac{d(\Delta z)}{\Delta z} = -\frac{1}{A} \frac{d(f \sigma_z / p_a)}{[(P_{beo} + c \sigma_z) / p_a]^s} \dots \quad (6.2.1.16)$$

Al integrar la Ec. 6.2.1.16 y al aumentar el esfuerzo normal vertical de 0 a  $\sigma_z$ , la altura del elemento cambia de la altura inicial  $\Delta z_0$  a la altura final  $\Delta z_f$  (Fig. 6.2.3). Por lo tanto, se debe integrar la Ec. 16 desde  $\Delta z_0$  a  $\Delta z_f$  el primer miembro y de 0 a  $\sigma_z$  el segundo miembro.

$$\int \Delta z_0 \frac{d(\Delta z)}{\Delta z} = - \int 0 \frac{1}{A} \frac{d(f \sigma_z / p_a)}{[(P_{beo} + c \sigma_z) / p_a]^s} \dots \quad (6.2.1.17)$$

$$\frac{\Delta z_f}{\Delta z_0} = \exp \left\{ -\frac{f [(P_{beo} + c \sigma_z)^{1-s} - (P_{beo})^{1-s}]}{(1-s) c A p_a^{1-s}} \right\} \dots \quad (6.2.1.18)$$

Como se observa en la Fig. 6.2.3, se tiene que:

$$\Delta z_f = \Delta z_0 + \Delta w \dots (6.2.1.19)$$

$$\Delta z_f / \Delta z_0 = 1 + \Delta w / \Delta z_0$$

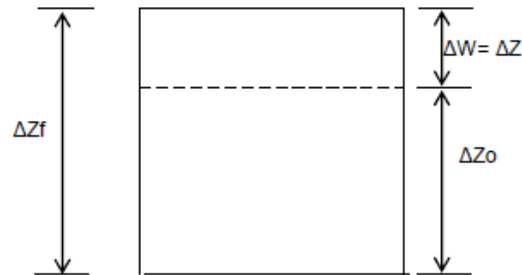


Fig. 6.2.3 Deformación de un elemento de suelo de espesor inicial  $\Delta z_0$

### 6.3 Cálculo de asentamientos en arena a partir del ensayo de la placa de carga.

El módulo de deformación de una arena de granulometría e índice de densidad constantes, crece con la profundidad.

Esto hace que la zona de influencia de una placa de carga, bastante pequeña, tenga un valor medio del módulo de deformación que en general es bastante inferior, y en cualquier caso bastante diferente, al de la zona de influencia de una zapata o losa de cimentación.

Esto hace que la interpretación de un ensayo de carga diste mucho de ser sencilla. Esto, unido al elevado coste de estos ensayos, y a la dificultad de ejecutar ensayos de carga a diversas profundidades, sobre todo por debajo del nivel freático, hace que cada vez se emplee menos este método para cálculo de asentamientos en arena.

Una versión más reciente del ensayo de placa de carga es la “placa de barrena”, que se introduce girando en el terreno y permite realizar ensayos de carga con facilidad a diversas profundidades y por debajo del nivel freático.

Para obtener los asentamientos de la cimentación hay que extrapolar los resultados del ensayo de placa de carga realizado el nivel de la cimentación. La figura 6.3.1 indica la relación entre el asiento de la cimentación y el de la placa, para una misma presión, en función de la relación entre las anchuras de ambas. El único comentario que se puede hacer es que existe una gran dispersión en los resultados y una gran incertidumbre en la interpretación del ensayo. (v. también D’Appolonia et al., 1970).

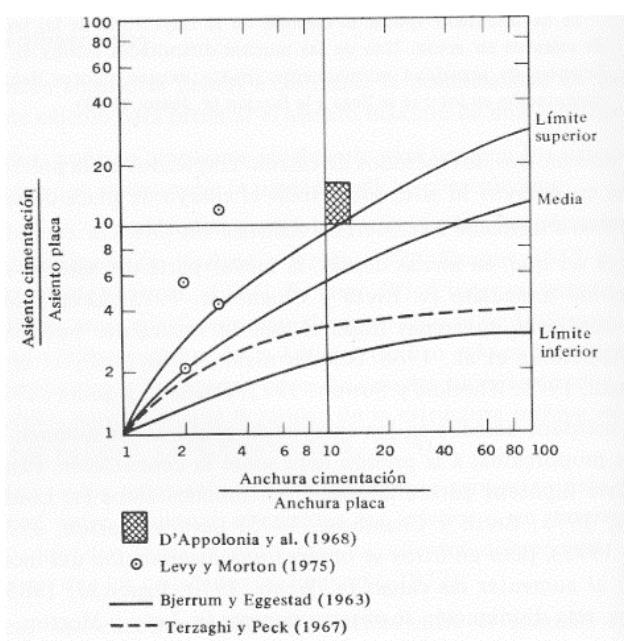


Fig. 6.3.1 Relación de asientos en función de la relación de anchuras para cimentaciones en arena (Sutherland, 1965).



#### 6.4 Cálculo de asentamientos en arena a partir del ensayo de penetración normal, Meyerhof (1965).

D' Appolonia et al. (1970) recomiendan calcular el asentamiento suponiendo que la arena es un sólido elástico, homogéneo e isótropo.

Para permitir el cálculo, han establecido una correlación entre el valor de:

$$E / (1-\nu^2)$$

Mismo que hay que introducir en la fórmula elástica y el número de penetración medio  $N$ , del ensayo de penetración normal, en un espesor de arena igual a la anchura de la zapata y contando a partir del plano de cimentación. Esta correlación ha sido obtenida a partir de los asentamientos medidos en zapatas en arena y es la siguiente:

Para arenas normalmente consolidadas:

$$\frac{E}{1-\nu^2} \left( \frac{MN}{m^2} \right) = 20.9 + 0.89 N \quad (6.4.1)$$

Arenas sobre consolidadas o compactadas:

$$\frac{E}{1-\nu^2} \left( \frac{MN}{m^2} \right) = 47.3 + 1.19 N \quad (6.4.2)$$

DESVENTAJA: La ecuación 6.4.1 está basada en muy escasos datos.

Por otro lado, Webb (1970 y 1974) recomienda las siguientes expresiones para el módulo edométrico.

Arenas saturadas de finas a medias, normalmente consolidadas:

$$E_{od} \left( \frac{MN}{m^2} \right) = 0.537 (N + 15) \quad (6.4.3)$$

Arenas finas arcillosas saturadas normalmente consolidadas:

$$E_{od} \left( \frac{MN}{m^2} \right) = 0.358 (N + 5) \quad (6.4.4)$$

Según Webb (1974), la relación entre los asientos calculados a partir de (6.4.3) y (6.4.4), usando la distribución de tensiones de Boussinesq, y los medidos, puede oscilar entre 0.70 y 1.35.



Otro método para calcular el asiento es el recomendado por Meyerhof (1965), que consiste en lo siguiente (V. también D'Appolonia et al. 1970):

- Calcular el valor medio del número de penetración en un espesor de terreno igual a la anchura de la zapata y contado a partir del plano de cimentación.
- Estimar el asiento de acuerdo con las siguientes fórmulas:

Para:  $B \leq 1.20 \text{ m}$

$$s = \frac{0.13 p}{N} \quad (6.4-a)$$

Para:  $B > 1.20 \text{ m}$

$$s = \frac{0.19 p}{N} \left( \frac{B}{B+0.3} \right)^2 \quad (6.4-b)$$

Para placas:

$$s = \frac{0.19 p}{N} \quad (6.4-c)$$

Siendo:

s = asentamiento en cm

p = presión media sobre la base de la cimentación en KN/m<sup>2</sup>.

B = Ancho de la cimentación en m.

Si consideramos la serie formada por los logaritmos de la relación entre el asentamiento calculado por el método de Meyerhof y el asentamiento medido, y estudiamos los datos contenidos en los artículos de Meyerhof (1965), Garga y Quin (1975), y Bratchell et al. (1975), encontramos que el valor medio es ln 2.16 y el error normal 0.72 (25 valores). Esto quiere decir que existe un 90% de probabilidades de que el asiento real sea menor que 1.20 veces el calculado. Si consideramos este límite del 90% como aceptable, el coeficiente de seguridad que deberíamos aplicar al asentamiento calculado debería ser 1.20. Los datos de D'Appolonia et al. (1968), indican también que el método de Meyerhof sobrestima los asentamientos en general, pero en otros casos los asentamientos calculados han sido inferiores a los medidos (V. Simons et al., 1975).

Una desventaja importante de este método es que tiene varios inconvenientes respecto al anterior, entre ellos el que no considera el origen geológico de la arena y que no permite considerar estratos de arena de espesor limitado o situados en profundidad.



### 6.5 Schmertmann (1970)

En arena arcillosa floja se ha empleado con éxito el método edométrico para el cálculo de asentamientos, en casos en que se han medido asentamientos máximos entre 9 y 14 cm.

Por el contrario, en arenas más limpias los asentamientos suelen ser menores, y el método edométrico no es admisible debido a la importancia que adquieren las deformaciones angulares (v. Eggstad, 1963; Sutherland, 1975; Schroeder y Worth, 1972), además de las dificultades que supone la toma de muestras.

Por lo que los métodos de cálculo empleados en la práctica suelen estar basados en ensayos in situ, sobre todo el ensayo de la placa de carga, el ensayo de penetración normal o el ensayo del cono holandés.

Parece ser que, en arenas densas, la mayor parte del asentamiento se puede considerar como inmediato (v. Breth y Chambose, 1975; Levy y Morton, 1975). Por el contrario, en arenas flojas el asentamiento secundario puede ser importante (v. D'Appolonia et al. 1968; Schmertmann, 1970, Gielly et al. 1975; Stuart y Graham, 1975; Wheelless y Sowers, 1972; Davisson y Salley, 1972).

Los métodos basados en los ensayos de penetración suponen que el asentamiento neto es proporcional a la presión neta sobre la cimentación. Para cargas moderadas esta hipótesis parece admisible en muchos casos. (V. Lord, 1975; Schultze y Sherif, 1973), pero en otros casos se observa una disminución del módulo de deformación al aumentar las cargas (v. Webb, 1970; Eggstad, 1963). Para cargas elevadas, esta disminución se observa siempre (v. Levy y Morton, 1975).

La forma de los contornos de asentamientos parece indicar que en arena el módulo de deformación crece con la profundidad. (V. Davisson y Salley, 1972; Burland y Wroth, 1974).

El método desarrollado por Schmertmann, está basado en el ensayo de cono holandés.

Considera la deformación unitaria bajo el centro de una cimentación ocasionada por una carga neta  $\Delta p$  que viene dada, según la teoría elástica, por una expresión del tipo:

$$\varepsilon_z = I_z \left( \frac{\Delta p}{E} \right) \quad (6.5.1)$$

Donde:

E = Módulo de deformación

$I_z$  = un coeficiente que depende de la forma de la cimentación, del coeficiente de Poisson y de la relación  $\frac{z}{B/2}$ .

Schmertmann, tras considerar los valores de  $I_z$  según los resultados de ensayos en modelo reducido, teoría elástica y métodos de las trayectorias de las tensiones y de elementos finitos, sugiere emplear, para una cimentación superficial, valores de  $I_z$ , indicados en la figura 6.5.2

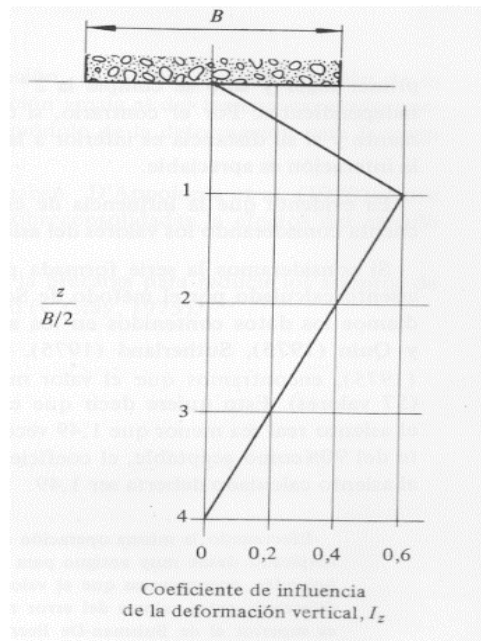


Fig. 6.5.2. Distribución de deformaciones simplificadas bajo el centro del área cargada según Schmertmann.

Para tener en cuenta la disminución en el asentamiento producida por el enterramiento de la zapata, Schmertmann sugiere emplear un “coeficiente de profundidad”, según la expresión:

$$C_1 = 1 - 0.5 \frac{P'_0}{\Delta p} \quad (6.5.3)$$

Donde:

$P'_0$  = Presión efectiva inicial del terreno a la cota de cimentación.

$\Delta p$  = Descarga neta en cimentación. Presión de contacto entre cemento y terreno menos presión efectiva inicial en el terreno.  $q - P'_0$

Sí la expresión 6.5.3 da un valor inferior a 0.5, se debe tomar  $C_1 = 0.5$



Para tener en cuenta las deformaciones lentas, o bien el flujo viscoso (creep) del suelo, se debe emplear un coeficiente  $C_2$ , según la expresión:

$$C_2 = 1 + 0.2 \log_{10} \frac{t \text{ (años)}}{0.1} \quad (6.5.4)$$

El asiento total vendrá dado por la expresión:

$$s = C_1 C_2 \Delta p \sum_0^z B^2 \left( \frac{l_z}{E} \Delta z \right) \quad (6.5.5)$$

El módulo de deformación viene dado, en función de la resistencia por punta del cono, según la expresión:

$$E = 2 q_c \quad (6.5.6)$$

Tratándose particularmente de zapatas, se tiene que:

$$E_s = 2.5 q_c \quad (\text{zapata cuadrada, } L/B = 1)$$

$$E_s = 3.5 q_c \quad (\text{zapata corrida, } L/B > 10)$$

El método de Schmertmann, en la forma indicada por su autor, no puede tener en cuenta la influencia de cimentaciones próximas. Schmertmann sugiere que si trazamos líneas a  $45^\circ$  a partir de los bordes de dos cimentaciones próximas, y éstas se cortan a una profundidad, medida desde el plano de cimentación, superior a la anchura de la mayor y al doble de la anchura de la menor, puede desprejarse la interacción. Si la de mayor anchura se carga en primer lugar y sólo se cumple la 2ª condición también pueden considerarse independientes. Por el contrario, si dos cimentaciones se cargan simultáneamente y su distancia es inferior a la anchura de la menor, no cabe duda que la interacción es apreciable.

Es evidente que la influencia de cimentaciones próximas puede tenerse en cuenta considerando los valores del asiento según la teoría de la elasticidad.

Si consideramos la serie formada por los logaritmos de la relación entre el asiento calculado por el método de Schmertmann y el asiento medido, y estudiamos los datos contenidos en los artículos de Schmertmann (1970), Garga y Quin (1975), Sutherland (1975), Gielly et al. (1975), y Bratchell et al. (1975), encontramos que el valor medio es  $\ln 1.35$ , y el error normal 0.54 (57 valores). Esto quiere decir que existe un 90% de probabilidades de que el asiento real sea menor que 1.49 veces el calculado. Si consideramos este límite del 90% como aceptable, el coeficiente de seguridad que deberíamos aplicar al asiento calculado debería ser 1.49.





Shmertmann señala la posibilidad de que las arenas conchíferas den un asentamiento mayor y las arenas sobre consolidadas menor que el calculado.

Webb (1970 y 1974) recomienda las siguientes expresiones para el módulo edométrico:

Arenas saturadas de finas a medias, normalmente consolidadas:

$$E_{oed} \left( \frac{MN}{m^2} \right) = 2.5 \left[ q_c \left( \frac{MN}{m^2} \right) + 3.2 \right] \quad (6.5.7)$$

Arenas finas, arcillosas, saturadas, normalmente consolidadas ( $I_p < 15$ ):

$$E_{oed} \left( \frac{MN}{m^2} \right) = 1.67 \left[ q_c \left( \frac{MN}{m^2} \right) + 1.6 \right] \quad (6.5.8)$$

Según Webb (1974), la relación entre los asentamientos calculados a partir de (6.5.7) y (6.5.8), con la distribución de tensiones de Boussinesq, y los medidos, puede oscilar entre 2/3 y 4/3.



## 6.6 Denver (1970)

El método de Denver para el cálculo de asentamientos es empírico y principalmente basado en la teoría de la elasticidad.

La ecuación básica que rige el fenómeno es:

$$s_t = s_0 + \sum \Delta s_0 \quad (6.6.1)$$

$s_t$  = Asentamiento inicial

$s_0$  = Asentamiento causado por la misma carga a la que es sometida el cimiento

$\sum \Delta s_0$  = Influencia de las zapatas adyacente también siendo cargadas simultáneamente.

Con frecuencia los procedimientos para el cálculo de asentamientos son propuestos sin descripción de la forma en que fueron tomadas en cuenta las zapatas o cimentación cercanas. Por esta razón se incurre en un error sustancial en los resultados. Un remedio en general es aplicable para solucionar esta inconsistencia por medio de un algoritmo que se presenta a continuación:

La siguiente expresión para  $S_0$  se propone como sigue:

$$s_0 = c r_e d_e s \quad (6.6.2)$$

Donde:

$S$  = el asentamiento calculado para el equivalente a una sección circular de la cimentación, apoyada en la superficie del suelo.

$d_e$  = factor que toma en cuenta la profundidad de la base desde la superficie del suelo, es decir la profundidad de desplante.

$r_e$  = factor que toma en cuenta la forma de la cimentación, si es rectangular.

$c$  = es factor de corrección empírica que toma en cuenta el posible error o errores derivados de otros factores de la teoría de la elasticidad.

*Cimentación circular en un medio elástico:*

El problema investigado en esta sección (Fig. 6.6.3), es el cálculo de asentamientos para una cimentación en un espacio semi – infinito, en un material elástico con una distribución de módulo de Young ( $E$ ) y relación de Poisson ( $\nu$ ) conocidos.

La cimentación es circular con base lisa (suelo suave) y consta de una carga cualquiera uniforme vertical o bien, una cimentación rígida sometido a fuerza vertical. El problema es simétrico en relación a la línea vertical que atraviesa el centro de la cimentación.

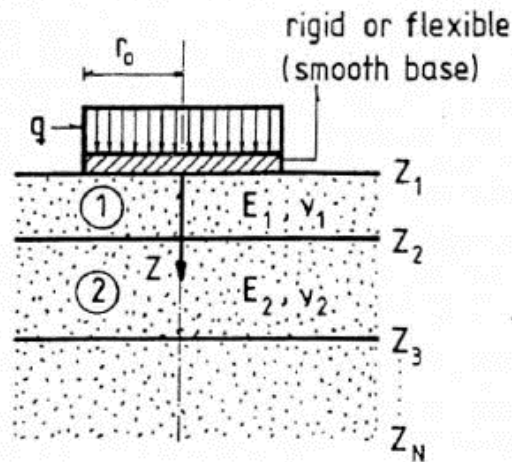


Fig. 6.6.3. Cimentación circular en un terreno estratificado (espacio semi infinito) de propiedades conocidas.

El método está basado en el uso de curvas de influencia de deformación calculadas tomando toda la energía de deformación de un estrato en particular, tomándolo en cuenta y no tomándolo en cuenta. Como es costumbre, solo basado en las deformaciones a lo largo de la línea vertical de simetría o eje de simetría.

Para facilitar su aplicación, los resultados se recalcularon y se presentan de forma integrada.

$$s\left(\frac{z}{r_0}\right) = \int_{\frac{z}{r_0}}^{\infty} I d\frac{z}{r_0} \quad (6.6.4)$$

Donde:

$s$  = es la integral de la curva de influencia de deformación

$Z$  = es la profundidad

$r_0$  = es la radio de la cimentación

$r_0$ , para secciones rectangulares se calcula como:

$$r_0 = \sqrt{\frac{LB}{\pi}} \quad (6.6.5)$$

Las figuras 6.6.6 (a) y 6.6.6 (b) muestran los resultados de “ $s$ ” graficados contra la profundidad relativa para una cimentación circular rígida y una carga uniforme circular respectivamente.

Cabe mencionar que la diferencia entre una cimentación rígida y flexible es que en la flexible las cargas que se transmiten desde la estructura a la cimentación se consideran como una carga repartida, en  $t/m^2$  o bien  $KPa = KN/m^2$ . Mientras que si se trata de una cimentación rígida se expresa la carga como una fuerza  $KN$  o  $Ton$ .

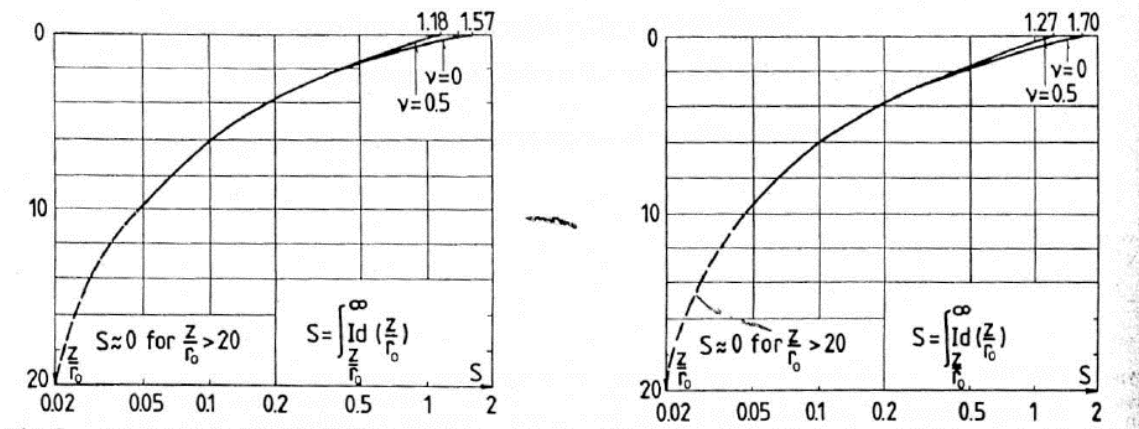


Fig. 6.6.6(a) y (b). “s” graficados contra la profundidad relativa para una cimentación circular rígida y una carga uniforme circular respectivamente.

La contribución al asentamiento de un estrato en particular desde  $z_n$  hasta  $z_{n+1}$  es simple y se expresa como:

$$\Delta_n s = \frac{q r_0}{E_n} \left[ s \left( \frac{z_n}{r_0} \right) - s \left( \frac{z_{n+1}}{r_0} \right) \right] \quad (6.6.7)$$

Donde:

$q$  = es la carga en la cimentación (carga promedio para una cimentación rígida).

El asentamiento para todos los estratos  $N$ , se calcula como:

$$s = q r_0 \sum_N \left[ s \left( \frac{z_n}{r_0} \right) - s \left( \frac{z_{n+1}}{r_0} \right) \right] / E_n \quad (6.6.8)$$

Donde,  $s$  es el promedio de asentamiento en el caso de una cimentación circular.

### Efecto de la forma

El efecto de la forma para una cimentación rectangular es pequeño para relaciones moderadas entre largo ( $L$ ) y ancho ( $B$ ), y el factor se propone que se calcule aproximadamente por medio de la teoría de la elasticidad usando un semi espacio homogéneo y asumiendo que no influye la profundidad.

Timoshenko & Goodier (1970) and Whitman & Richart (1967) calcularon asentamientos para el caso de una carga rectangular y un cimiento rígido también rectangular, respectivamente, y los resultados son graficados respecto a los asentamientos para una sección circular equivalente con la misma área, así como la relación de asentamientos  $r_e$  que es válido para diferentes valores de  $L/B$ , en la Fig. 6.6.9

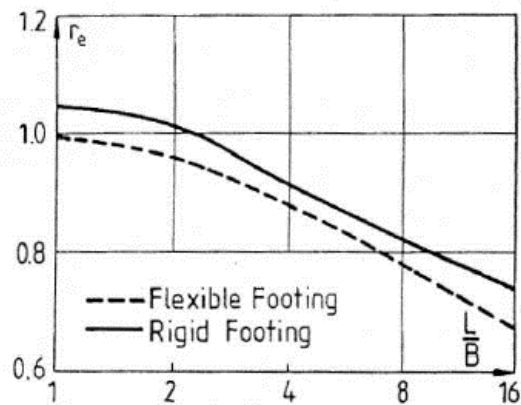


Fig. 6.6.9 Relación entre el asentamiento  $r_e$  de una sección rectangular y el asentamiento equivalente para una sección circular, para distintos valores de  $L/B$

#### Efectos de la profundidad

El cálculo de la influencia de la profundidad desde la superficie hasta la base del cimiento “D”, se logra aplicando un procedimiento similar al de una cimentación de sección circular apoyada en suelo homogéneo.

Burland (1970) calculó la influencia de una excavación sin contención como ademe o talud, en el factor de corrección por profundidad para una carga uniforme circular (Fig. 6.6.10).

A pesar de que este factor se calculó para un espacio semi homogéneo y elástico y solo para cimentaciones circulares, se propone que se use tanto para cimentaciones rígidas como para flexibles.

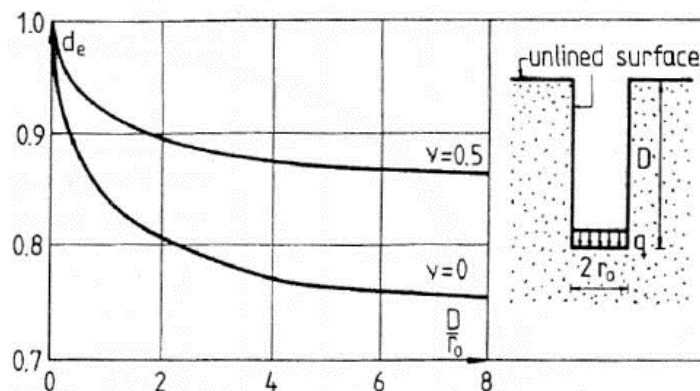


Fig. 6.6.10 Relación  $d_e$  entre el asentamiento de una carga circular en la profundidad de desplante y el asentamiento de una sección circular equivalente en la superficie, graficado contra la profundidad relativa ( $D/r_0$ )

### *Influencia de cimentaciones aledañas o adyacentes.*

Un procedimiento aproximado que considera los asentamientos adicionales causados por las cimentaciones adyacentes es propuesto, mediante el uso de la deflexión de la superficie del suelo, sin tomar en cuenta la influencia de la profundidad ni tampoco el factor de forma.

La relación de la deflexión ( $b$ ) de la superficie del suelo ( $u_z$ ) sobre el asentamiento de la cimentación ( $s_0$ ) o sobre el promedio de los asentamientos para carga circular, se gráfica en la Fig. 6.6.11, contra la distancia relativa ( $a$ ) desde el centro.

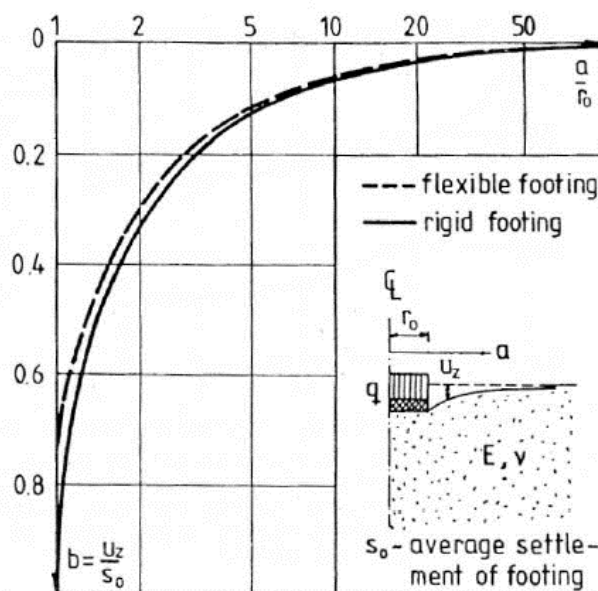


Fig. 6.6.11 Relación entre la deflexión de la superficie de una cimentación circular y el asentamiento del cimient (asentamiento promedio para una cimentación flexible graficado contra  $a/r_0$ )

Los resultados tanto para cimentaciones rígidas como flexibles se muestran y ambas se calcularon asumiendo un semi espacio homogéneo.

El asentamiento para todas las cimentaciones cercanas o adyacentes ( $M$ ) se debe calcular como si las otras cimentaciones no estuvieran presentes. ( $s_{0m}$ ), el asentamiento adicional ( $\sum \Delta s_0$  en la ecuación 6.6.1) se deriva entonces, sumando la contribución de las demás cimentaciones adyacentes.

$$\sum \Delta s_0 = \sum_M b s_{0m} \quad (6.6.12)$$

La relación de las deflexiones ( $b$ ) se encuentra en la fig. 6.6.11. Donde ( $a$ ) es la distancia desde el centro de la cimentación adyacente al centro de la cimentación actual en estudio. Si las cimentaciones adyacentes son rectangulares,  $r_0$  es el radio de una sección circular con un área equivalente o sección equivalente.



### *Factor de corrección.*

Como se ha señalado por varios investigadores, una aplicación directa de la teoría de la elasticidad puede acarrear errores en el cálculo de asentamientos.

Como se muestra líneas abajo, se determinó un factor de corrección “c” que es único y empírico, es función de la dimensión de la cimentación. Se ha logrado una excelente correlación entre los asentamientos calculados y los que se observan y miden en el campo.

### *Propiedades de deformación derivadas de pruebas de sitio.*

Esta sección trata con la determinación del módulo de Young o módulo de elasticidad basado en la prueba de penetración estándar (SPT) y en el cono (CPT).

Un programa de prueba fue llevado a cabo en sitios donde el perfil del subsuelo principalmente fuera constituido por un medio homogéneo de estratos de arena. El módulo de elasticidad para estos perfiles de arena fue determinado por medio de pruebas de presurímetro y pruebas de placa las cuales fueron comparadas con los resultados de las pruebas de SPT y CPT.

### *Prueba de Penetración Estándar.*

El módulo de elasticidad (E) puede estimarse por medio del número de golpes de la prueba de penetración estándar, como sigue:

$$E = c\sqrt{N} \quad (6.6.13)$$

Donde:

c = 7 MPa y es una constante.

Esta ecuación ofrece una mejor correlación para el valor verdadero de E, determinado como el promedio de los valores obtenidos de la prueba de placa y del presurímetro, ofrece una mejor correlación que cualquier relación lineal.



*Prueba del cono holandés.*

El módulo de elasticidad también puede ser estimado por medio de la resistencia de punta del cono holandés ( $q_c$ ), y se puede calcular como sigue:

$$E = F \sqrt{q_c/q_0} \dots (6.6.14)$$

Donde:

$$F = 8 \text{ MPa}$$

$$q_0 = 1 \text{ MPa}$$

De nuevo, una mejor correlación se obtiene con la ecuación (6.6.14) que si se aplica alguna otra correlación lineal.





## 7. CÁLCULO, ANÁLISIS Y COMPARATIVA DE RESULTADOS.

### 7.1 Descripción del caso práctico de aplicación.

Se calcula el asentamiento para zapatas aisladas apoyadas en arenas, mediante los métodos de cálculo desarrollados en el capítulo pasado. Se proponen las siguientes geometrías de zapatas, desplantadas a una profundidad de 1.20 m a partir del nivel de terreno natural:

B (m)	L (m)
0.8	0.8
1.0	1.0
1.2	1.2
1.5	1.5
1.8	1.8
2.0	2.0
2.5	2.5
3.0	3.0
3.5	3.5
4.0	4.0
4.5	4.5
5.0	5.0

Se considera la profundidad del nivel freático a más de 30 m de profundidad, por lo que no se considera en el análisis de los casos de estudio que se presentan en el presente trabajo.

Las diversas secciones de zapata se estudiarán apoyadas en arena con distintos grados de compactación y con los siguientes criterios:

- a) Arena suelta
- b) Arena media
- c) Arena densa

N	Compactación relativa	$\phi$ (grados)
0- 4	Muy suelta	25-30
4-10	Suelta	27-32
10-30	Media	30-35
30-50	Densa	35-40
>50	Muy densa	38-43

TABLA 3.3.2. CORRELACIÓN N vs.  $\phi$  EN SUELOS GRUESOS

TABLA 1.4 Denominación según la compactación

Compactación relativa %	Denominación
0-15	Muy suelto
15-35	Suelto
35-65	Medio
65-85	Denso
85-100	Muy denso



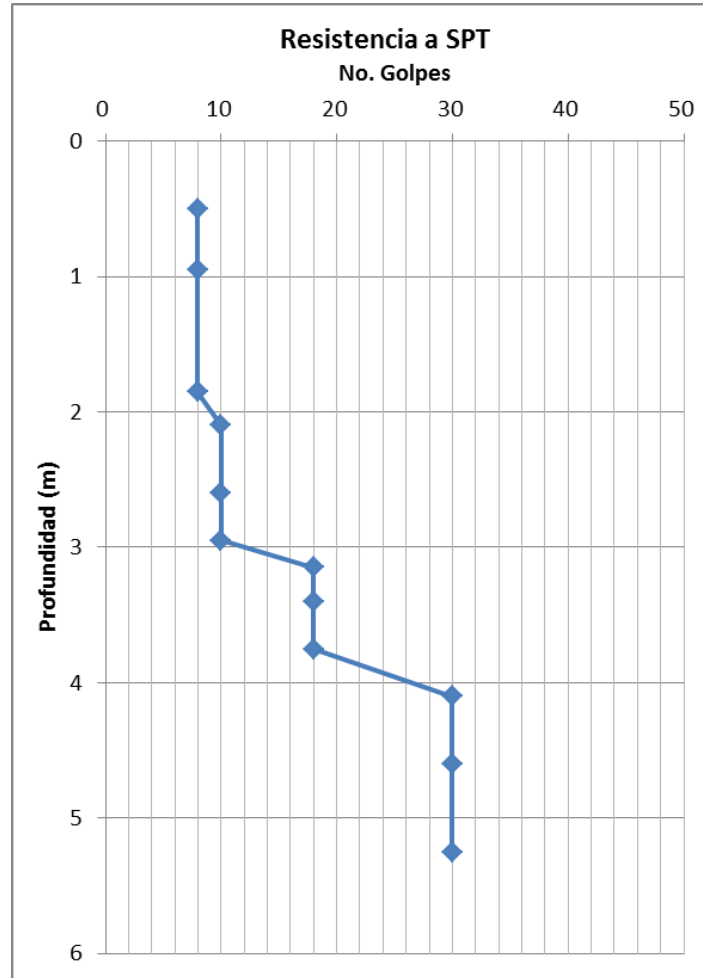
a) Perfil geo-mecánico estratigrafía arena suelta.

No. Estrato	PROFUNDIDAD	ESPESOR	N. Golpes (dato)	% Agua (dato)	% Grava (dato)	% Arena (dato)	% Finos	SUCS
	0	0	0	0	0	0	0	
1	0.50	0.50	8	10.30	0.00	76.00	24.00	SM
	0.95	0.45	8	10.80	0.00	76.00	24.00	
	1.85	0.90	8	9.76	0.00	76.00	24.00	
2	2.10	0.25	10	7.06	0.00	80.00	20.00	SC
	2.60	0.50	10	8.37	0.00	80.00	20.00	
	2.95	0.35	10	7.68	0.00	80.00	20.00	
3	3.15	0.20	18	5.34	0.00	83.00	17.00	SC
	3.40	0.25	18	6.78	0.00	83.00	17.00	
	3.75	0.35	18	5.12	0.00	83.00	17.00	
4	4.10	0.35	30	2.54	0.00	86.10	13.90	SM
	4.60	0.50	30	3.10	0.00	86.10	13.90	
	5.25	0.65	30	2.78	0.00	86.10	13.90	

PESO VOL. (KN/m <sup>3</sup> )	fi (°)	c (KPa)	ESF. TOTAL	PRESIÓN PORO	ESF. EFECT
0	0	0	0	0	0
16.50	28.00	0.00	8.25	0.00	8.25
16.50	28.00	0.00	15.68	0.00	15.68
16.50	28.00	0.00	30.53	0.00	30.53
17.00	32.00	0.00	34.78	0.00	34.78
17.00	32.00	0.00	43.28	0.00	43.28
17.00	32.00	0.00	49.23	0.00	49.23
17.00	32.00	0.00	52.63	0.00	52.63
17.00	32.00	0.00	56.88	0.00	56.88
17.00	32.00	0.00	62.83	0.00	62.83
19.00	36.00	0.00	69.48	0.00	69.48
19.00	36.00	0.00	78.98	0.00	78.98
19.00	36.00	0.00	91.33	0.00	91.33

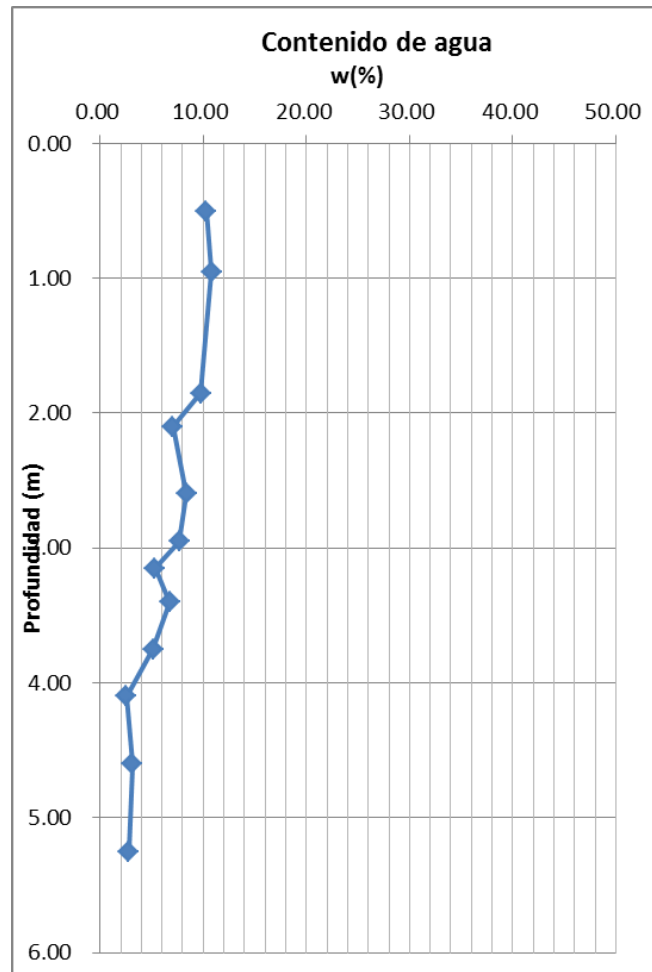


Resistencia a la penetración estándar contra la profundidad, arena suelta:

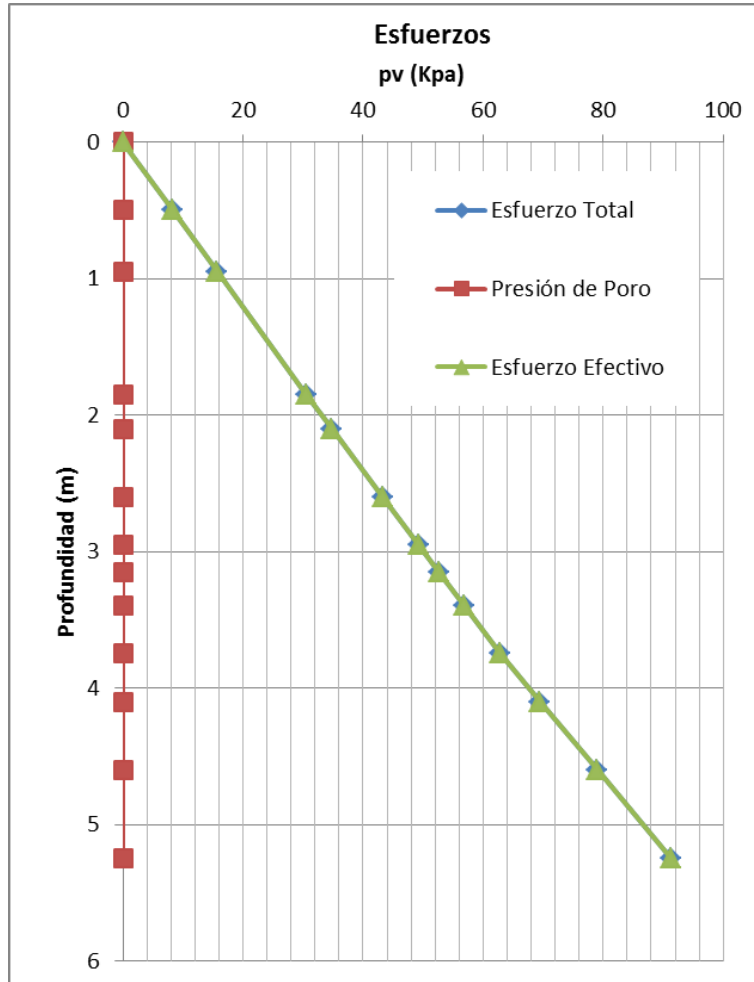




Gráfica contenido de agua contra la profundidad, arena suelta:



Gráfica esfuerzos contra profundidad, arena suelta:



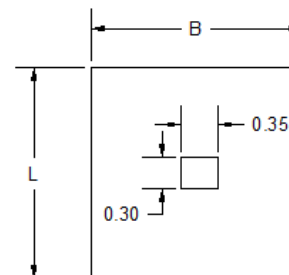
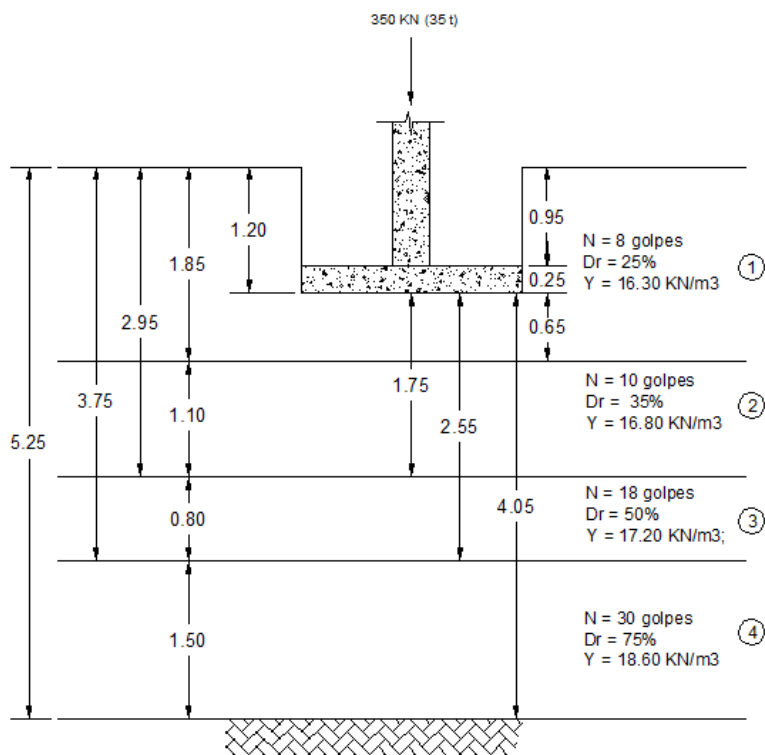


Datos estructurales:

Zapata		
h =	0.25	m
Df:	1.2	m
B =	Variable	Ver tabla
L =	Variable	Ver tabla
Df - h =	0.95	m

Columna		
B =	0.3	m
L =	0.35	m

W estructura =	350	KN
Y concreto =	24	KN/m <sup>3</sup>
Fc suelo =	1.1	
Fc W est. =	1.4	





Revisión Estado Límite de Falla:

B	L	Área	W est		
			W zapata	W columna	W EST
0.8	0.8	0.64	3.84	2.394	356.234
1.0	1.0	1	6	2.394	358.394
1.2	1.2	1.44	8.64	2.394	361.034
1.5	1.5	2.25	13.5	2.394	365.894
1.8	1.8	3.24	19.44	2.394	371.834
2.0	2.0	4	24	2.394	376.394
2.5	2.5	6.25	37.5	2.394	389.894
3.0	3.0	9	54	2.394	406.394
3.5	3.5	12.25	73.5	2.394	425.894
4.0	4.0	16	96	2.394	448.394
4.5	4.5	20.25	121.5	2.394	473.894
5.0	5.0	25	150	2.394	502.394

W suelo						
Área cargada	carga	W SUELO	ΣQ (KN)	q (Kpa)	ΣQ * Fc (KN)	q ult (Kpa)
0.535	15.49	8.28	<b>364.52</b>	569.56	507.840523	<b>793.5008</b>
0.895	15.49	13.86	<b>372.25</b>	372.25	516.996583	<b>516.9966</b>
1.335	15.49	20.67	<b>381.71</b>	265.07	528.187323	<b>366.7968</b>
2.145	15.49	33.22	<b>399.11</b>	177.38	548.788458	<b>243.9060</b>
3.135	15.49	48.55	<b>420.38</b>	129.75	573.967623	<b>177.1505</b>
3.895	15.49	60.31	<b>436.71</b>	109.18	593.297083	<b>148.3243</b>
6.145	15.49	95.16	<b>485.05</b>	77.61	650.522458	<b>104.0836</b>
8.895	15.49	137.74	<b>544.13</b>	60.46	720.464583	<b>80.0516</b>
12.145	15.49	188.07	<b>613.96</b>	50.12	803.123458	<b>65.5611</b>
15.895	15.49	246.13	<b>694.53</b>	43.41	898.499083	<b>56.1562</b>
20.145	15.49	311.95	<b>785.84</b>	38.81	1006.59146	<b>49.7082</b>
24.895	15.49	385.50	<b>887.89</b>	35.52	1127.40058	<b>45.0960</b>



Cálculo capacidad de carga:

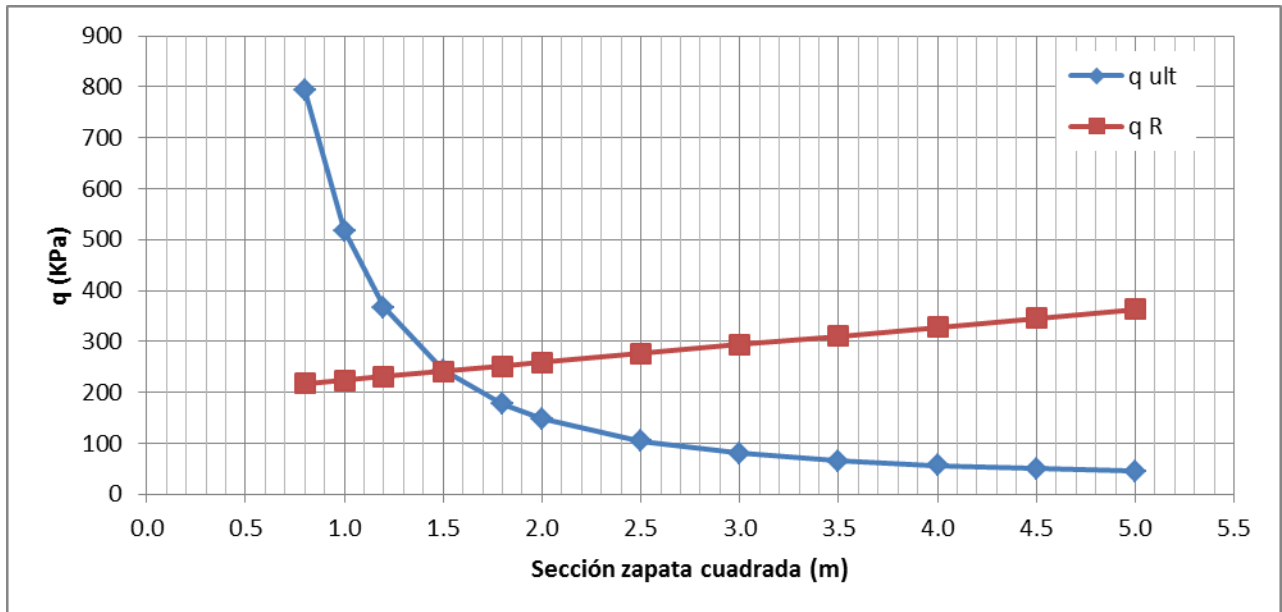
B (m)	L (m)	Área	$\Sigma Q$ (KN)	q (Kpa)	Df	$\alpha$	$\phi$	Nq	Ny
0.8	0.8	0.64	364.52	569.56	1.2	0.8225	27.1338	13.3918	14.7507
1.0	1.0	1	372.25	372.25	1.2	0.8225	27.1338	13.3918	14.7507
1.2	1.2	1.44	381.71	265.07	1.2	0.8225	27.1338	13.3918	14.7507
1.5	1.5	2.25	399.11	177.38	1.2	0.8225	27.1338	13.3918	14.7507
1.8	1.8	3.24	420.38	129.75	1.2	0.8225	27.1338	13.3918	14.7507
2.0	2.0	4	436.71	109.18	1.2	0.8225	27.1338	13.3918	14.7507
2.5	2.5	6.25	485.05	77.61	1.2	0.8225	27.1338	13.3918	14.7507
3.0	3.0	9	544.13	60.46	1.2	0.8225	27.1338	13.3918	14.7507
3.5	3.5	12.25	613.96	50.12	1.2	0.8225	27.1338	13.3918	14.7507
4.0	4.0	16	694.53	43.41	1.2	0.8225	27.1338	13.3918	14.7507
4.5	4.5	20.25	785.84	38.81	1.2	0.8225	27.1338	13.3918	14.7507
5.0	5.0	25	887.89	35.52	1.2	0.8225	27.1338	13.3918	14.7507

f <sub>q</sub>	f <sub>y</sub>	P <sub>v</sub> (KPa)	P' <sub>v</sub> (KPa)	F <sub>R</sub>	q <sub>R</sub> (Kpa)	q <sub>ult</sub> (Kpa)	¿CUMPLE?
1.5125	0.6	19.56	19.56	0.45	216.8637	793.5008	NO CUMPLE
1.5125	0.6	19.56	19.56	0.45	223.8197	516.9966	NO CUMPLE
1.5125	0.6	19.56	19.56	0.45	230.7757	366.7968	NO CUMPLE
1.5125	0.6	19.56	19.56	0.45	241.2096	243.9060	NO CUMPLE
1.5125	0.6	19.56	19.56	0.45	251.6435	177.1505	CUMPLE
1.5125	0.6	19.56	19.56	0.45	258.5995	148.3243	CUMPLE
1.5125	0.6	19.56	19.56	0.45	275.9893	104.0836	CUMPLE
1.5125	0.6	19.56	19.56	0.45	293.3792	80.0516	CUMPLE
1.5125	0.6	19.56	19.56	0.45	310.7691	65.5611	CUMPLE
1.5125	0.6	19.56	19.56	0.45	328.1590	56.1562	CUMPLE
1.5125	0.6	19.56	19.56	0.45	345.5489	49.7082	CUMPLE
1.5125	0.6	19.56	19.56	0.45	362.9387	45.0960	CUMPLE

Es conocido que la capacidad de carga última ( $q_{ult}$ ) depende de la geometría de la cimentación y las solicitaciones o cargas estructurales. Mientras que la capacidad de carga resistente depende de las propiedades mecánicas del suelo de apoyo y su estratigrafía.

Nótese que para este caso, la condición  $q_R > q_{ult}$  no se cumple para las secciones cuadradas desde 0.80 m, y hasta 1.50 m. por lado A partir de la sección cuadrada de 1.80 m, la condición se cumple, como se puede observar en la siguiente gráfica.





Se observa en la gráfica anterior, que a partir de la sección cuadrada de 3.0 m, la capacidad de carga resistente ultima no mejora considerablemente mientras aumenta la sección, la curva se vuelve asintótica a la abscisa; por lo que el diseño no se mejora si se aumenta más allá de 3.0 m, si se eligiera una sección superior a está el diseño estaría sobrado y la estructura se puede considerar que incurre en costos innecesarios.

Mientras que la capacidad de carga resistente, crece constantemente proporcional al aumento de sección. En este caso, se puede decir que derivado de la revisión por límite de falla, una sección óptima puede ser zapatas cuadradas de entre 1.8 m y 2.0 m por lado.



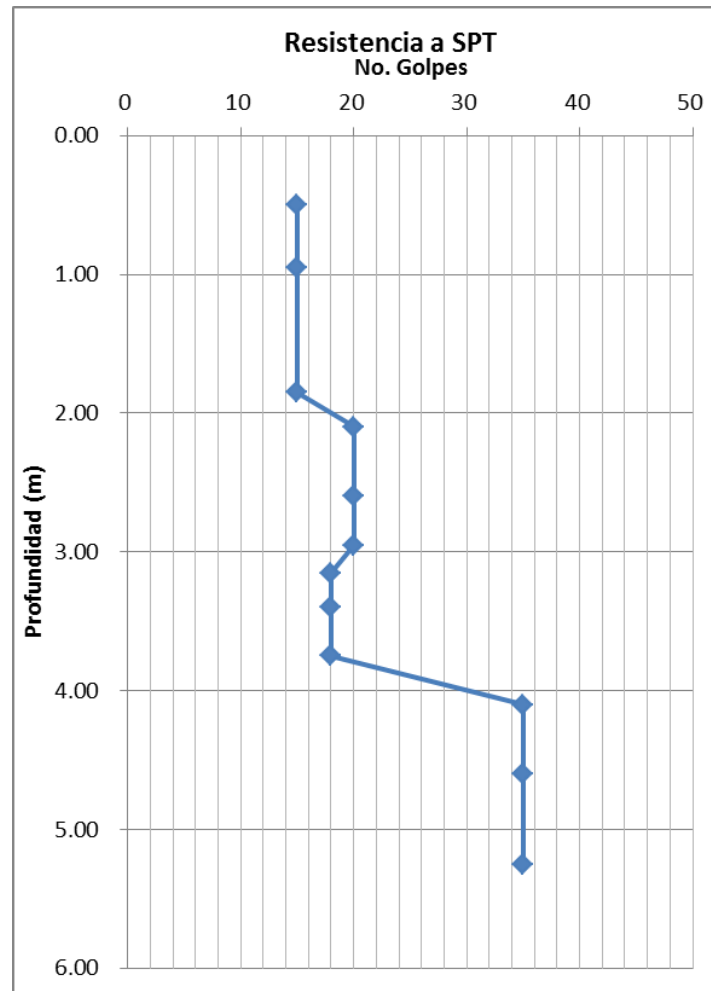
b) Perfil geo-mecánico estratigrafía arena media.

No. Estrato	PROFUNDIDAD	ESPESOR	N. Golpes (dato)	% Agua (dato)	% Grava (dato)	% Arena (dato)	% Finos	SUCS
	0	0	0	0	0	0	0	
1	0.50	0.50	15	6.99	0.00	87.00	13.00	SM
	0.95	0.45	15	7.19	0.00	87.00	13.00	
	1.85	0.90	15	7.87	0.00	87.00	13.00	
2	2.10	0.25	20	7.54	0.00	78.00	22.00	SC
	2.60	0.50	20	5.23	0.00	78.00	22.00	
	2.95	0.35	20	8.94	0.00	78.00	22.00	
3	3.15	0.20	18	10.31	0.00	80.00	20.00	SC
	3.40	0.25	18	8.37	0.00	80.00	20.00	
	3.75	0.35	18	9.34	0.00	80.00	20.00	
4	4.10	0.35	35	2.54	0.00	86.10	13.90	SM
	4.60	0.50	35	3.10	0.00	86.10	13.90	
	5.25	0.65	35	2.78	0.00	86.10	13.90	

PESO VOL. (KN/m <sup>3</sup> )	fi (°)	c (KPa)	ESF. TOTAL	PRESIÓN PORO	ESF. EFECT
0	0	0	0	0	0
17.00	32.00	0.00	8.50	0.00	8.50
17.00	32.00	0.00	16.15	0.00	16.15
17.00	32.00	0.00	31.45	0.00	31.45
17.00	34.00	0.00	35.70	0.00	35.70
17.00	34.00	0.00	44.20	0.00	44.20
17.00	34.00	0.00	50.15	0.00	50.15
17.00	32.00	0.00	53.55	0.00	53.55
17.00	32.00	0.00	57.80	0.00	57.80
17.00	32.00	0.00	63.75	0.00	63.75
19.00	35.00	0.00	70.40	0.00	70.40
19.00	35.00	0.00	79.90	0.00	79.90
19.00	35.00	0.00	92.25	0.00	92.25

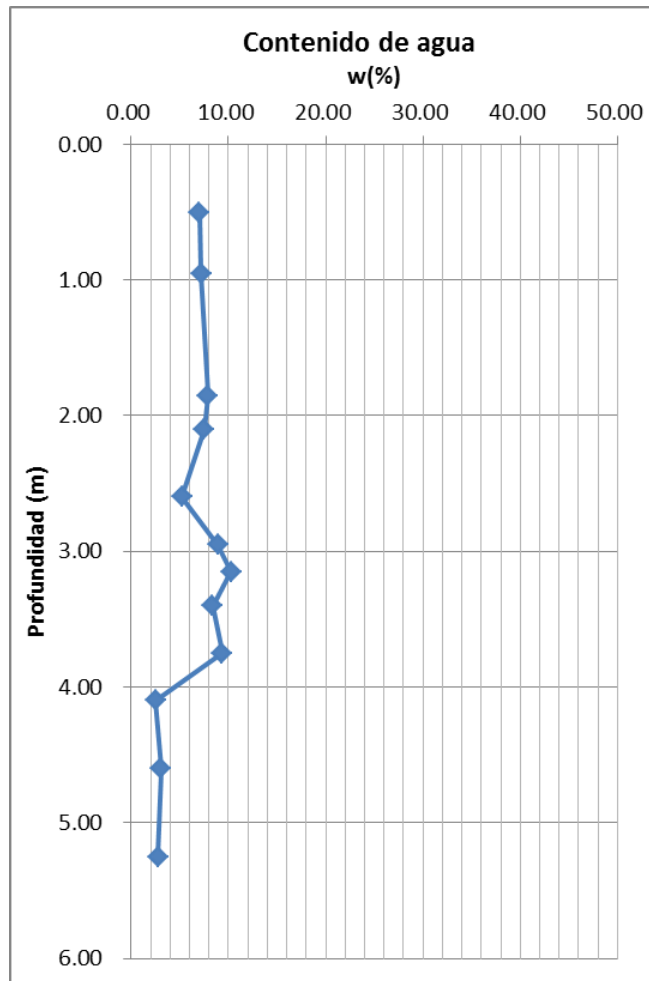


Resistencia a la penetración estándar contra la profundidad, arena media:



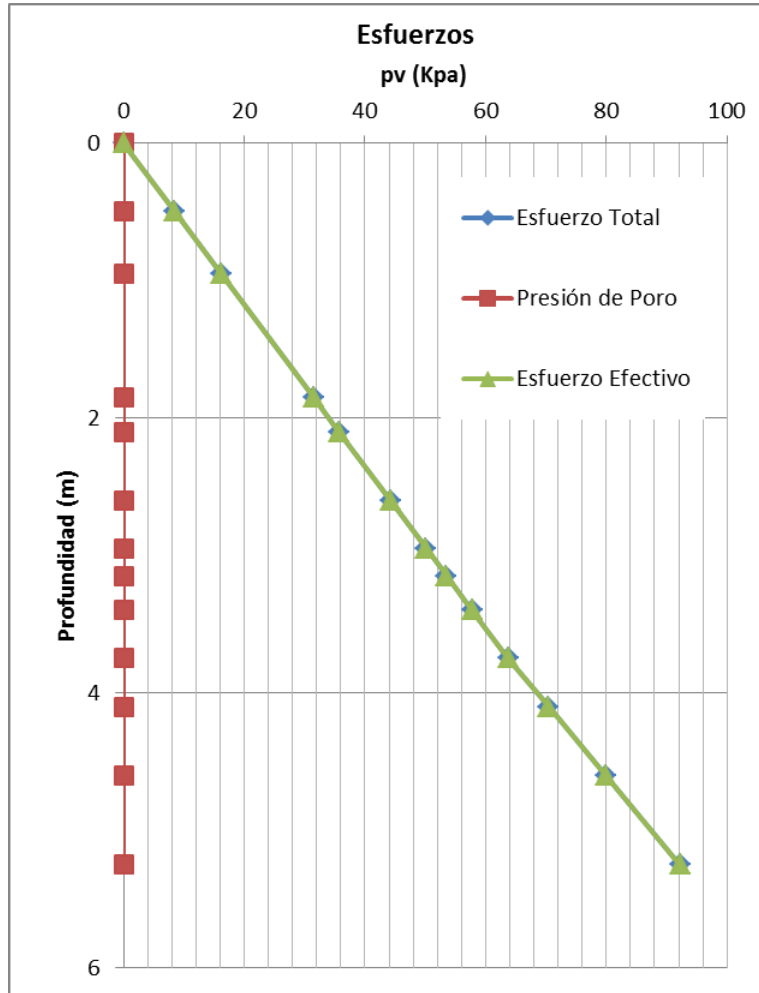


Gráfica contenido de agua contra la profundidad, arena media:





Gráfica esfuerzos contra profundidad, arena media:



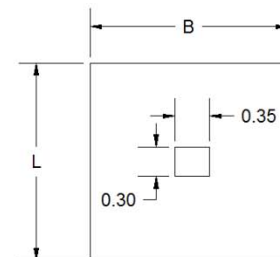
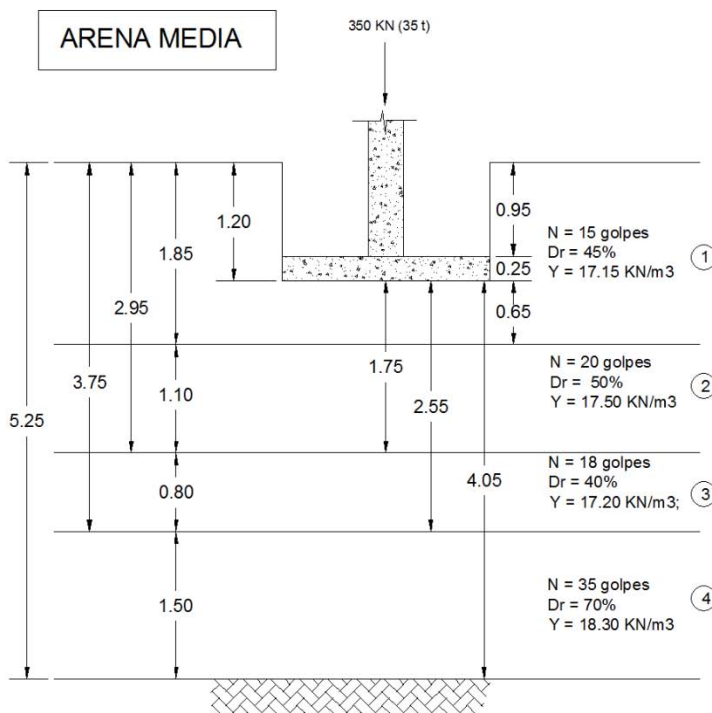


Datos estructurales:

Zapata		
h =	0.25	m
Df:	1.2	m
B =	Variable	Ver tabla
L =	Variable	Ver tabla
Df - h =	0.95	m

Columna		
B =	0.3	m
L =	0.35	m

W estructura =	350	KN
Y concreto =	24	KN/m <sup>3</sup>
Fc suelo =	1.1	
Fc W est. =	1.4	





Revisión Estado Límite de Falla:

B	L	Área	W est		
			W zapata	W columna	W EST
0.8	0.8	0.6	3.8	2.394	356.234
1.0	1.0	1.0	6.0	2.394	358.394
1.2	1.2	1.4	8.6	2.394	361.034
1.5	1.5	2.3	13.5	2.394	365.894
1.8	1.8	3.2	19.4	2.394	371.834
2.0	2.0	4.0	24.0	2.394	376.394
2.5	2.5	6.3	37.5	2.394	389.894
3.0	3.0	9.0	54.0	2.394	406.394
3.5	3.5	12.3	73.5	2.394	425.894
4.0	4.0	16.0	96.0	2.394	448.394
4.5	4.5	20.3	121.5	2.394	473.894
5.0	5.0	25.0	150.0	2.394	502.394

W suelo						
Área cargada	carga	W SUELO	$\Sigma Q$ (KN)	q (Kpa)	$\Sigma Q * F_c$ (KN)	q ult (Kpa)
0.535	16.29	8.72	<b>364.95</b>	570.24	508.315736	<b>794.2433</b>
0.895	16.29	14.58	<b>372.98</b>	372.98	517.791566	<b>517.7916</b>
1.335	16.29	21.75	<b>382.78</b>	265.82	529.373136	<b>367.6202</b>
2.145	16.29	34.95	<b>400.84</b>	178.15	550.693754	<b>244.7528</b>
3.135	16.29	51.08	<b>422.91</b>	130.53	576.752286	<b>178.0100</b>
3.895	16.29	63.46	<b>439.85</b>	109.96	596.756816	<b>149.1892</b>
6.145	16.29	100.12	<b>490.01</b>	78.40	655.980754	<b>104.9569</b>
8.895	16.29	144.92	<b>551.32</b>	61.26	728.365566	<b>80.9295</b>
12.145	16.29	197.87	<b>623.77</b>	50.92	813.911254	<b>66.4417</b>
15.895	16.29	258.97	<b>707.36</b>	44.21	912.617816	<b>57.0386</b>
20.145	16.29	328.21	<b>802.11</b>	39.61	1024.48525	<b>50.5919</b>
24.895	16.29	405.60	<b>908.00</b>	36.32	1149.51357	<b>45.9805</b>



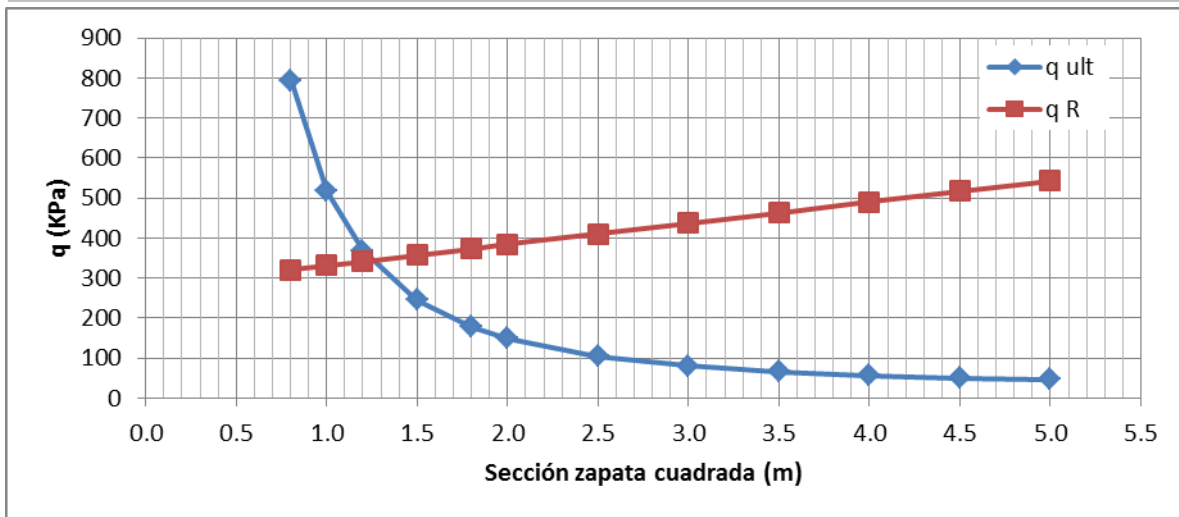
Cálculo capacidad de carga:

B (m)	L (m)	Área	$\Sigma Q$ (KN)	q (Kpa)	Df	$\alpha$	$\phi$	Nq	Ny
0.8	0.8	0.6	364.95	570.24	1.2	0.8551	29.9400	18.2763	22.2046
1.0	1.0	1.0	372.98	372.98	1.2	0.8551	29.9400	18.2763	22.2046
1.2	1.2	1.4	382.78	265.82	1.2	0.8551	29.9400	18.2763	22.2046
1.5	1.5	2.3	400.84	178.15	1.2	0.8551	29.9400	18.2763	22.2046
1.8	1.8	3.2	422.91	130.53	1.2	0.8551	29.9400	18.2763	22.2046
2.0	2.0	4.0	439.85	109.96	1.2	0.8551	29.9400	18.2763	22.2046
2.5	2.5	6.3	490.01	78.40	1.2	0.8551	29.9400	18.2763	22.2046
3.0	3.0	9.0	551.32	61.26	1.2	0.8551	29.9400	18.2763	22.2046
3.5	3.5	12.3	623.77	50.92	1.2	0.8551	29.9400	18.2763	22.2046
4.0	4.0	16.0	707.36	44.21	1.2	0.8551	29.9400	18.2763	22.2046
4.5	4.5	20.3	802.11	39.61	1.2	0.8551	29.9400	18.2763	22.2046
5.0	5.0	25.0	908.00	36.32	1.2	0.8551	29.9400	18.2763	22.2046

f <sub>q</sub>	f <sub>y</sub>	P <sub>v</sub> (KPa)	P' <sub>v</sub> (KPa)	F <sub>R</sub>	q <sub>R</sub> (Kpa)	q <sub>ult</sub> (Kpa)	¿CUMPLE?
1.5760	0.6	20.58	20.58	0.45	320.4611	794.2433	NO CUMPLE
1.5760	0.6	20.58	20.58	0.45	331.0612	517.7916	NO CUMPLE
1.5760	0.6	20.58	20.58	0.45	341.6613	367.6202	NO CUMPLE
1.5760	0.6	20.58	20.58	0.45	357.5615	244.7528	CUMPLE
1.5760	0.6	20.58	20.58	0.45	373.4616	178.0100	CUMPLE
1.5760	0.6	20.58	20.58	0.45	384.0617	149.1892	CUMPLE
1.5760	0.6	20.58	20.58	0.45	410.5620	104.9569	CUMPLE
1.5760	0.6	20.58	20.58	0.45	437.0622	80.9295	CUMPLE
1.5760	0.6	20.58	20.58	0.45	463.5625	66.4417	CUMPLE
1.5760	0.6	20.58	20.58	0.45	490.0628	57.0386	CUMPLE
1.5760	0.6	20.58	20.58	0.45	516.5630	50.5919	CUMPLE
1.5760	0.6	20.58	20.58	0.45	543.0633	45.9805	CUMPLE

Nótese que para este caso, la condición  $q_R > q_{ult}$  no se cumple para las secciones cuadradas desde 0.80 m, y hasta 1.20 m. A partir de la sección cuadrada de 1.50 m, la condición se cumple, como se puede observar en la siguiente gráfica.





Se observa en la gráfica anterior, que a partir de la sección cuadrada de 3.0 m o 3.50 m, la capacidad de carga resistente ultima no mejora considerablemente mientras aumenta la sección, la curva se vuelve asintótica a la abscisa; por lo que el diseño no se mejora si se aumenta más allá de 3.5 m, si se eligiera una sección superior a está el diseño estaría sobrado y la cimentación se puede considerar que incurre en costos innecesarios.

Mientras que la capacidad de carga resistente, crece constantemente proporcional al aumento de sección. En este caso, se puede decir que derivado de la revisión por límite de falla, una sección óptima puede ser zapatas cuadradas de entre 1.5 m y 1.8 m por lado.



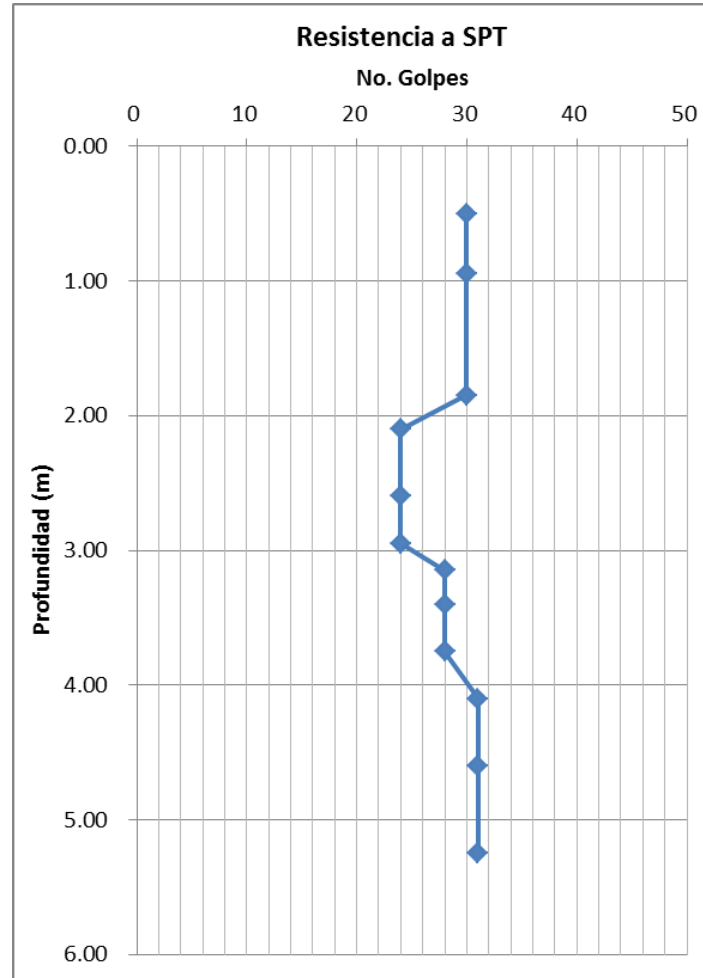
c) Perfil geo-mecánico estratigrafía arena densa.

No. Estrato	PROFUNDIDAD	ESPEJOR	N. Golpes (dato)	% Agua (dato)	% Grava (dato)	% Arena (dato)	% Finos	SUCS
	0	0	0	0	0	0	0	
1	0.50	0.50	30	3.45	0.00	87.00	13.00	SM
	0.95	0.45	30	2.67	0.00	87.00	13.00	
	1.85	0.90	30	3.12	0.00	87.00	13.00	
2	2.10	0.25	24	7.54	0.00	78.00	22.00	SC
	2.60	0.50	24	6.78	0.00	78.00	22.00	
	2.95	0.35	24	8.94	0.00	78.00	22.00	
3	3.15	0.20	28	6.45	0.00	80.00	20.00	SC
	3.40	0.25	28	8.37	0.00	80.00	20.00	
	3.75	0.35	28	7.85	0.00	80.00	20.00	
4	4.10	0.35	31	2.54	0.00	86.10	13.90	SM
	4.60	0.50	31	3.10	0.00	86.10	13.90	
	5.25	0.65	31	2.78	0.00	86.10	13.90	

PESO VOL. (KN/m <sup>3</sup> )	fi (°)	c (KPa)	ESF. TOTAL	PRESIÓN PORO	ESF. EFECT
0	0	0	0	0	0
19.00	36.00	0.00	9.50	0.00	9.50
19.00	36.00	0.00	18.05	0.00	18.05
19.00	36.00	0.00	35.15	0.00	35.15
17.00	35.00	0.00	39.40	0.00	39.40
17.00	35.00	0.00	47.90	0.00	47.90
17.00	35.00	0.00	53.85	0.00	53.85
17.00	35.00	0.00	57.25	0.00	57.25
17.00	35.00	0.00	61.50	0.00	61.50
17.00	35.00	0.00	67.45	0.00	67.45
19.00	36.00	0.00	74.10	0.00	74.10
19.00	36.00	0.00	83.60	0.00	83.60
19.00	36.00	0.00	95.95	0.00	95.95

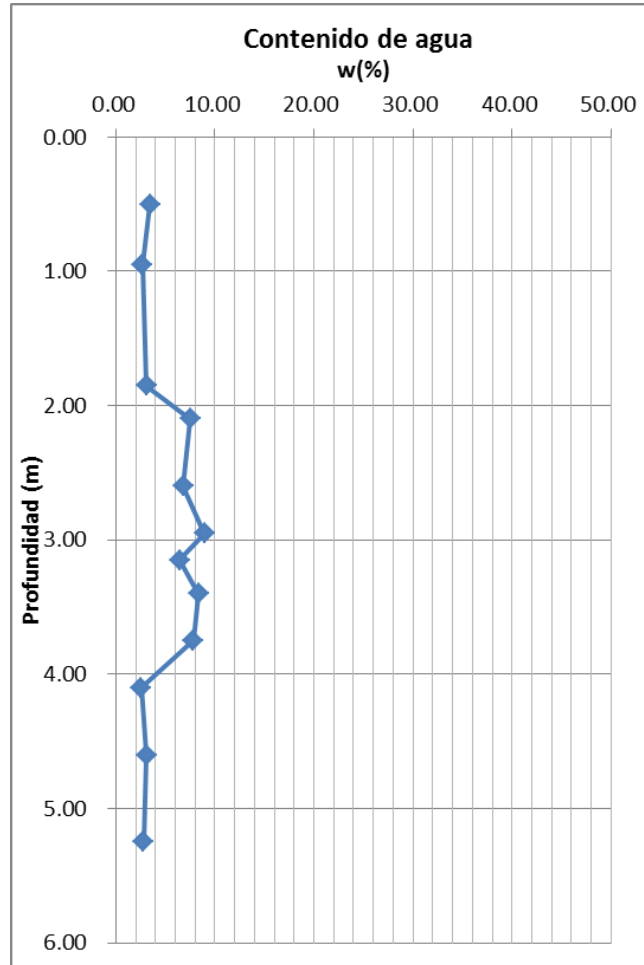


Resistencia a la penetración estándar contra la profundidad, arena densa:



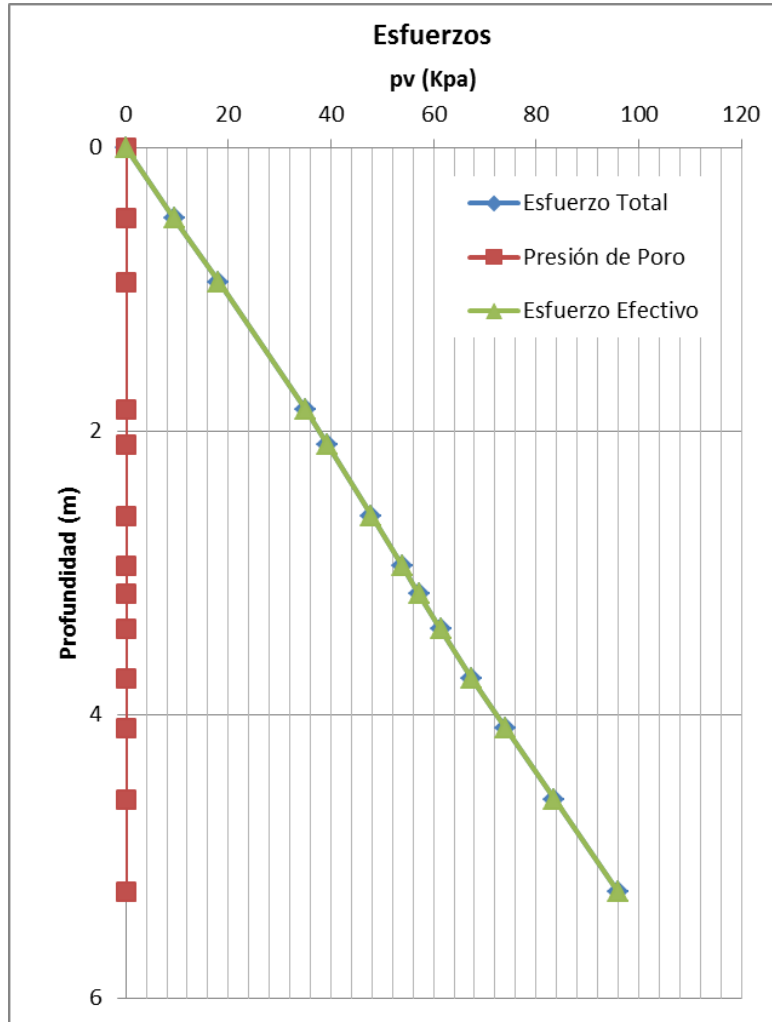


Gráfica contenido de agua contra la profundidad, arena densa:





Gráfica esfuerzos contra profundidad, arena densa:



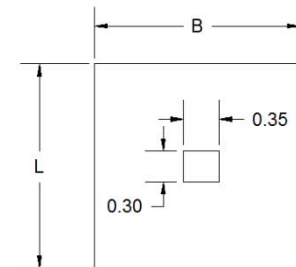
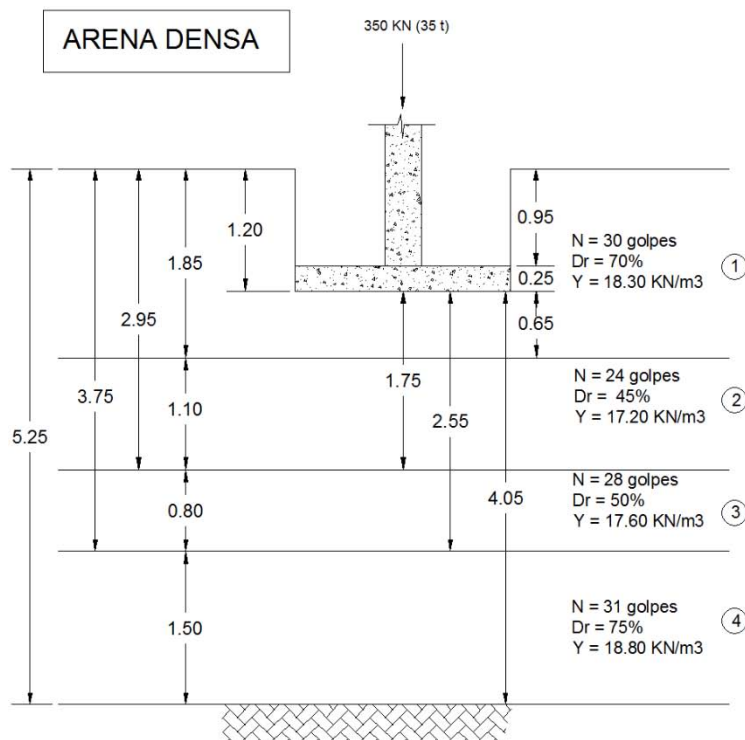


Datos estructurales:

Zapata		
h =	0.25	m
Df:	1.2	m
B =	Variable	Ver tabla
L =	Variable	Ver tabla
Df - h =	0.95	m

Columna		
B =	0.3	m
L =	0.35	m

W estructura =	350	KN
Y concreto =	24	KN/m3
Fc suelo =	1.1	
Fc W est. =	1.4	





Revisión Estado Límite de Falla:

B	L	Área	W est		
			W zapata	W columna	W EST
0.8	0.8	0.6	3.84	2.394	356.234
1.0	1.0	1.0	6.00	2.394	358.394
1.2	1.2	1.4	8.64	2.394	361.034
1.5	1.5	2.3	13.50	2.394	365.894
1.8	1.8	3.2	19.44	2.394	371.834
2.0	2.0	4.0	24.00	2.394	376.394
2.5	2.5	6.3	37.50	2.394	389.894
3.0	3.0	9.0	54.00	2.394	406.394
3.5	3.5	12.3	73.50	2.394	425.894
4.0	4.0	16.0	96.00	2.394	448.394
4.5	4.5	20.3	121.50	2.394	473.894
5.0	5.0	25.0	150.00	2.394	502.394

W suelo						
Área cargada	carga	W SUELO	$\Sigma Q$ (KN)	q (Kpa)	$\Sigma Q * Fc$ (KN)	q ult (Kpa)
0.535	17.39	9.30	<b>365.53</b>	571.15	508.958673	<b>795.247926</b>
0.895	17.39	15.56	<b>373.95</b>	373.95	518.867133	<b>518.867133</b>
1.335	17.39	23.21	<b>384.24</b>	266.84	530.977473	<b>368.734356</b>
2.145	17.39	37.29	<b>403.18</b>	179.19	553.271508	<b>245.898448</b>
3.135	17.39	54.50	<b>426.34</b>	131.59	580.519773	<b>179.172769</b>
3.895	17.39	67.71	<b>444.11</b>	111.03	601.437633	<b>150.359408</b>
6.145	17.39	106.83	<b>496.72</b>	79.48	663.365508	<b>106.138481</b>
8.895	17.39	154.64	<b>561.03</b>	62.34	739.055133	<b>82.1172369</b>
12.145	17.39	211.14	<b>637.03</b>	52.00	828.506508	<b>67.6331843</b>
15.895	17.39	276.33	<b>724.73</b>	45.30	931.719633	<b>58.232477</b>
20.145	17.39	350.22	<b>824.11</b>	40.70	1048.69451	<b>51.7873831</b>
24.895	17.39	432.80	<b>935.19</b>	37.41	1179.43113	<b>47.1772453</b>



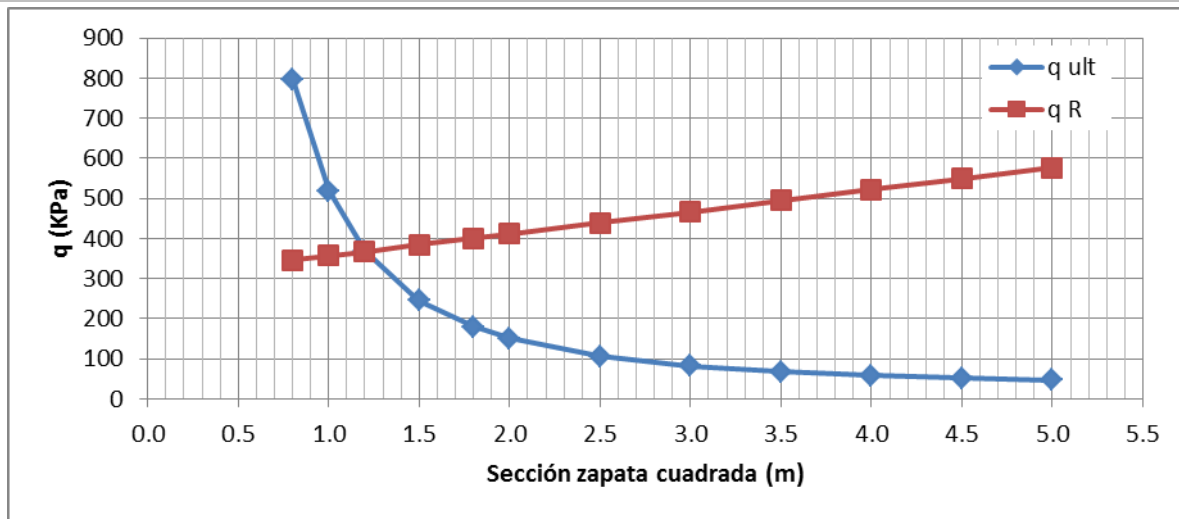
Cálculo capacidad de carga:

B (m)	L (m)	Área	$\Sigma Q$ (KN)	q (Kpa)	Df	$\alpha$	$\phi$	Nq	Ny
0.8	0.8	0.6	365.5	571.15	1.2	0.8827	30.0668	18.5411	22.6249
1.0	1.0	1.0	374.0	373.95	1.2	0.8827	30.0668	18.5411	22.6249
1.2	1.2	1.4	384.2	266.84	1.2	0.8827	30.0668	18.5411	22.6249
1.5	1.5	2.3	403.2	179.19	1.2	0.8827	30.0668	18.5411	22.6249
1.8	1.8	3.2	426.3	131.59	1.2	0.8827	30.0668	18.5411	22.6249
2.0	2.0	4.0	444.1	111.03	1.2	0.8827	30.0668	18.5411	22.6249
2.5	2.5	6.3	496.7	79.48	1.2	0.8827	30.0668	18.5411	22.6249
3.0	3.0	9.0	561.0	62.34	1.2	0.8827	30.0668	18.5411	22.6249
3.5	3.5	12.3	637.0	52.00	1.2	0.8827	30.0668	18.5411	22.6249
4.0	4.0	16.0	724.7	45.30	1.2	0.8827	30.0668	18.5411	22.6249
4.5	4.5	20.3	824.1	40.70	1.2	0.8827	30.0668	18.5411	22.6249
5.0	5.0	25.0	935.2	37.41	1.2	0.8827	30.0668	18.5411	22.6249

f <sub>q</sub>	f <sub>y</sub>	P <sub>v</sub> (KPa)	P' <sub>v</sub> (KPa)	F <sub>R</sub>	q <sub>R</sub> (Kpa)	q <sub>ult</sub> (Kpa)	¿CUMPLE?
1.5789	0.6	21.96	21.96	0.45	345.4707	795.2479	NO CUMPLE
1.5789	0.6	21.96	21.96	0.45	356.4958	518.8671	NO CUMPLE
1.5789	0.6	21.96	21.96	0.45	367.5209	368.7344	NO CUMPLE
1.5789	0.6	21.96	21.96	0.45	384.0586	245.8984	CUMPLE
1.5789	0.6	21.96	21.96	0.45	400.5963	179.1728	CUMPLE
1.5789	0.6	21.96	21.96	0.45	411.6214	150.3594	CUMPLE
1.5789	0.6	21.96	21.96	0.45	439.1842	106.1385	CUMPLE
1.5789	0.6	21.96	21.96	0.45	466.7470	82.1172	CUMPLE
1.5789	0.6	21.96	21.96	0.45	494.3098	67.6332	CUMPLE
1.5789	0.6	21.96	21.96	0.45	521.8726	58.2325	CUMPLE
1.5789	0.6	21.96	21.96	0.45	549.4354	51.7874	CUMPLE
1.5789	0.6	21.96	21.96	0.45	576.9982	47.1772	CUMPLE

Nótese que para este caso, la condición  $q_R > q_{ult}$  no se cumple para las secciones cuadradas desde 0.80 m, y hasta 1.20 m. A partir de la sección cuadrada de 1.50 m, la condición se cumple, como se puede observar en la siguiente gráfica.





Se observa en la gráfica anterior, que a partir de la sección cuadrada de 3.0 m o 3.50 m, la capacidad de carga resistente ultima no mejora considerablemente mientras aumenta la sección, la curva se vuelve asintótica a la abscisa; por lo que el diseño no se mejora si se aumenta más allá de 3.5 m, si se eligiera una sección superior a está el diseño estaría sobrado y la cimentación se puede considerar que incurre en costos innecesarios.

Mientras que la capacidad de carga resistente, crece constantemente proporcional al aumento de sección. En este caso, se puede decir que derivado de la revisión por límite de falla, una sección óptima puede ser zapatas cuadradas de entre 1.5 m. por lado.



## 7.2 Análisis de resultados para el caso de Arena Suelta.

De acuerdo a los distintos métodos de cálculo descritos en el capítulo 6, a continuación se presentan los resultados para asentamientos de zapata aislada apoyada en arena de compacidad suelta.

### 7.2.1 Burland y Burbidge, Arena Suelta.

Datos:

Zapata		
h =	0.25	m
Df:	1.2	m
B =	Variable	Ver tabla
L =	Variable	Ver tabla
Df - h =	0.95	m

No. Estrato	Num Golpes	ϕ pergeom	ϕ J.Badillo	Espesor	Dr%(emplear)	Y (KN/m3)
1	8	28	28	0.65	25	16.3
2	10	32	30	1.1	35	16.8
3	18	32	32	0.8	50	17.2
4	30	36	35	1.5	75	18.6

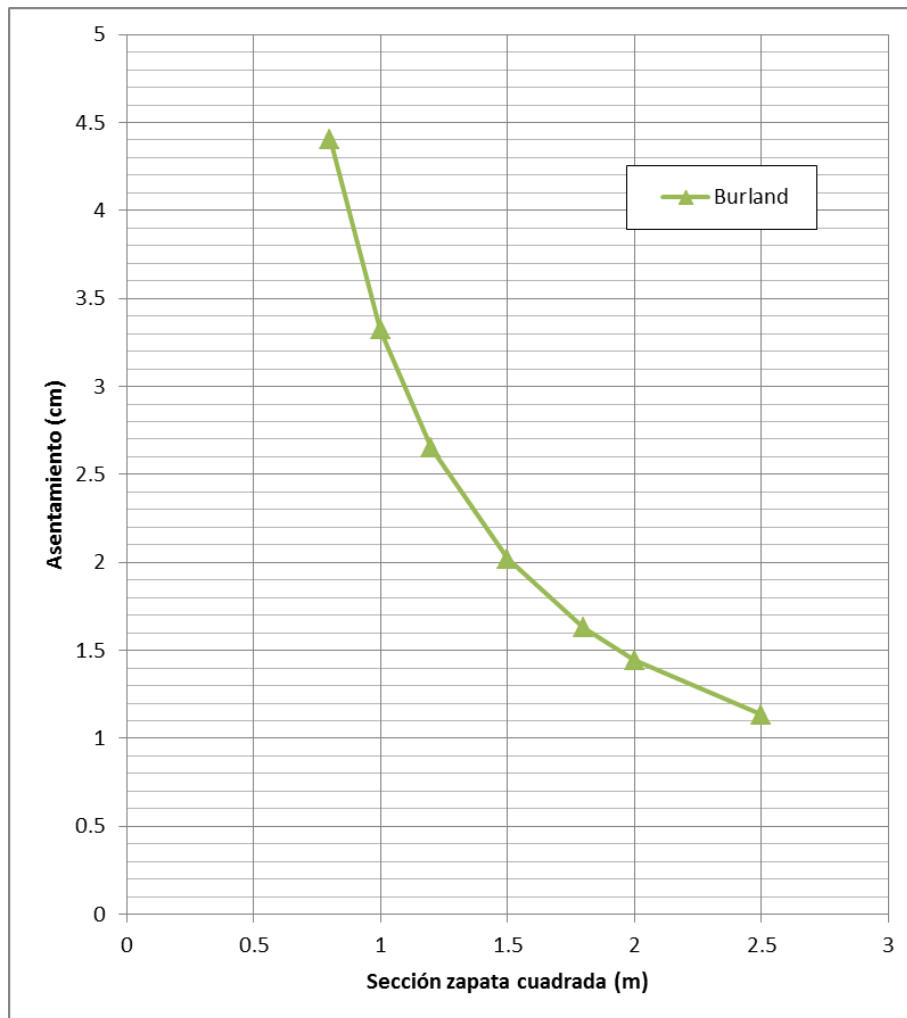
Tabulador con resultados:

B (m)	L (m)	Área	ΣQ (KN)	q (Kpa)	fs	Zl	Hs
0.8	0.8	0.64	364.518	569.560	1.00	0	4.05
1	1	1	372.253	372.253	1.00	0	4.05
1.2	1.2	1.44	381.706	265.074	1.00	1.15	4.05
1.5	1.5	2.25	399.109	177.382	1.00	1.25	4.05
1.8	1.8	3.24	420.379	129.747	1.00	1.5	4.05
2	2	4	436.708	109.177	1.00	1.8	4.05
2.5	2.5	6.25	485.049	77.608	1.00	1.95	4.05



$H_s \leq Z_l$	$f_l$	$\sigma'_{vo}$	$q'$ (Kpa)	$I_c$	$S_i$ (mm)	$S_i$ (cm)
No Aplica, usar 1.0	1.00	19.56	556.5201	0.0925	44.0318	4.4032
No Aplica, usar 1.0	1.00	19.56	359.2131	0.0925	33.2258	3.3226
No Aplica, usar 1.0	1.00	19.56	252.0339	0.0925	26.4855	2.6486
No Aplica, usar 1.0	1.00	19.56	164.3419	0.0925	20.1899	2.0190
No Aplica, usar 1.0	1.00	19.56	116.7068	0.0925	16.2896	1.6290
No Aplica, usar 1.0	1.00	19.56	96.1370	0.0925	14.4456	1.4446
No Aplica, usar 1.0	1.00	19.56	64.5679	0.0925	11.3422	1.1342

Gráfica de resultados:





### 7.2.2 No Lineal, Arena Suelta.

Datos:

Estrato	z (m)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Pvo (Kpa)	$\varphi$	$\varphi$ (rad)	OCR	Ko	$V = Ko / (1+Ko)$	Pco (Kpa)
1	1.525	16.3	24.8575	28	0.48869	1	0.5305	0.3466	17.0776
2	2.4	16.8	39.395	30	0.52360	1	0.5000	0.3333	26.2633
3	3.35	17.2	55.515	32	0.55851	1	0.4701	0.3198	35.9027
4	4.5	18.6	76.345	35	0.61087	1	0.4264	0.2989	47.1519

Calculando la distribución de esfuerzos para varias secciones; se tiene que:

SECCIÓN: 0.8				
Estrato	z (m)	$\sigma_z$	$\sigma_x$	$\sigma_y$
1	0.325	452	89.64	89.64
2	1.2	101.92	0	0
3	2.15	35.6	0	0
4	3.3	15.6	0	0

SECCIÓN: 1.0				
Estrato	z (m)	$\sigma_z$	$\sigma_x$	$\sigma_y$
1	0.325	323.9	86.83	86.83
2	1.2	95.59	0	0
3	2.15	35.27	0	0
4	3.3	15.72	0	0

SECCIÓN: 1.2				
Estrato	z (m)	$\sigma_z$	$\sigma_x$	$\sigma_y$
1	0.325	242.47	79.6	79.6
2	1.2	89.3449778	0.06457155	0.06457155
3	2.15	34.89	0	0
4	3.3	15.86	0	0

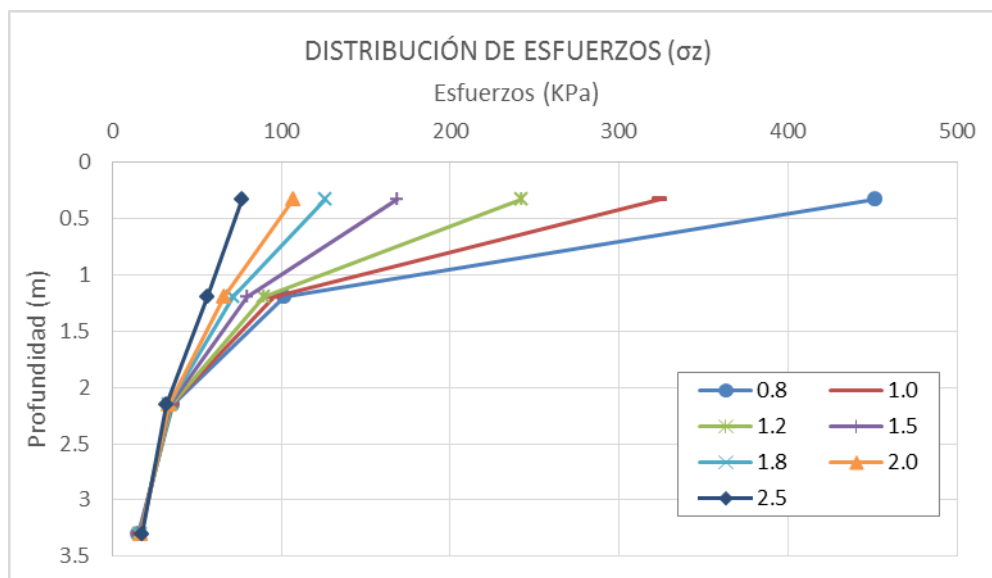
SECCIÓN: 1.5				
Estrato	z (m)	$\sigma_z$	$\sigma_x$	$\sigma_y$
1	0.325	168.7200	67.8300	67.8300
2	1.2	79.69	3.03	3.03
3	2.15	34.25	0.92	0.92
4	3.3	16.11	0	0

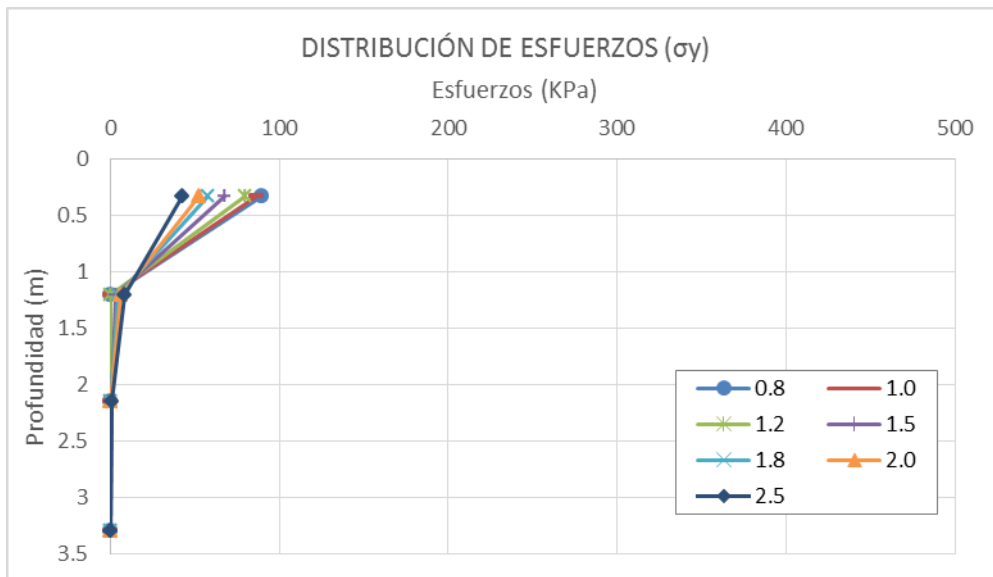
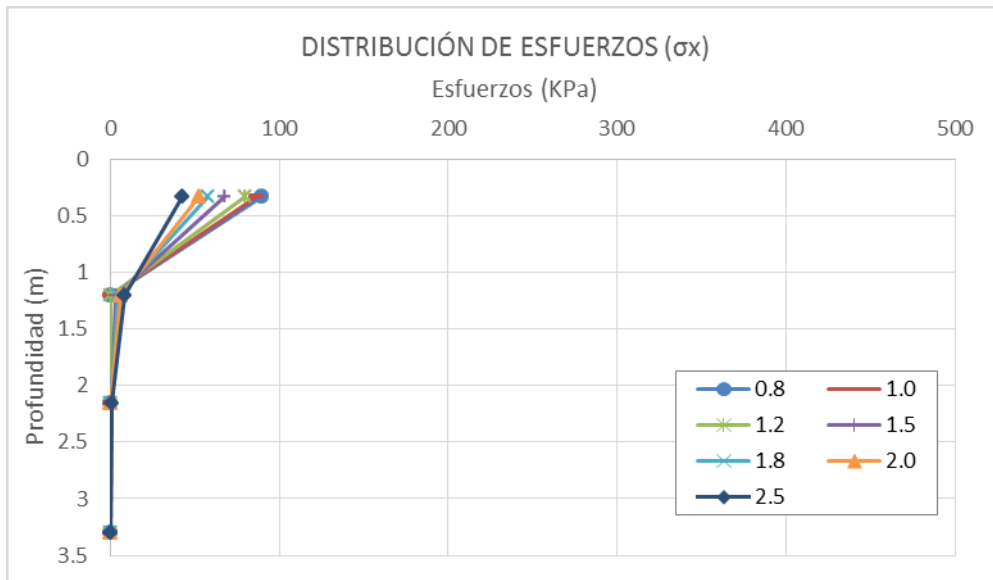


SECCIÓN:		1.8		
Estrato	z (m)	$\sigma_z$	$\sigma_x$	$\sigma_y$
1	0.325	125.8400	57.8500	57.8500
2	1.2	71.22	4.95	4.95
3	2.15	33.56	0	0
4	3.3	16.39	0	0

SECCIÓN:		2.0		
Estrato	z (m)	$\sigma_z$	$\sigma_x$	$\sigma_y$
1	0.325	106.7100	52.4200	52.4200
2	1.2	66.21	6.03	6.03
3	2.15	33.08	0	0
4	3.3	16.6	0	0

SECCIÓN:		2.5		
Estrato	z (m)	$\sigma_z$	$\sigma_x$	$\sigma_y$
1	0.325	76.6700	42.3700	42.3700
2	1.2	55.92	8.09	8.09
3	2.15	31.9	0.7	0.7
4	3.3	17.15	0	0







Tabulador con resultados:

B (m)	L (m)	Área (m <sup>2</sup> )	ΣQ (KN)	q (Kpa)	f = 1-V(a1+a2)	a1	a2	b1 = b2 = 1/3	c = b1+b2(a1+a2)	N	N <sup>1.125</sup>
0.8	0.8	0.6	364.5185	569.5601	0.8625	0.1983	0.1983	0.3333	0.4655	8	10.3747
					1.0000	0.0000	0.0000	0.3333	0.3333	10	13.3352
					1.0000	0.0000	0.0000	0.3333	0.3333	18	25.8334
					1.0000	0.0000	0.0000	0.3333	0.3333	30	45.8946
1.0	1.0	1.0	372.2531	372.2531	0.8142	0.2681	0.2681	0.3333	0.5121	8	10.3747
					1.0000	0.0000	0.0000	0.3333	0.3333	10	13.3352
					1.0000	0.0000	0.0000	0.3333	0.3333	18	25.8334
					1.0000	0.0000	0.0000	0.3333	0.3333	30	45.8946
1.2	1.2	1.4	381.7065	265.0739	0.7724	0.3283	0.3283	0.3333	0.5522	8	10.3747
					0.9995	0.0007	0.0007	0.3333	0.3338	10	13.3352
					1.0000	0.0000	0.0000	0.3333	0.3333	18	25.8334
					1.0000	0.0000	0.0000	0.3333	0.3333	30	45.8946
1.5	1.5	2.3	399.1093	177.3819	0.7213	0.4020	0.4020	0.3333	0.6014	8	10.3747
					0.9747	0.0380	0.0380	0.3333	0.3587	10	13.3352
					0.9828	0.0269	0.0269	0.3333	0.3512	18	25.8334
					1.0000	0.0000	0.0000	0.3333	0.3333	30	45.8946
1.8	1.8	3.2	420.3795	129.7468	0.6813	0.4597	0.4597	0.3333	0.6398	8	10.3747
					0.9537	0.0695	0.0695	0.3333	0.3797	10	13.3352
					1.0000	0.0000	0.0000	0.3333	0.3333	18	25.8334
					1.0000	0.0000	0.0000	0.3333	0.3333	30	45.8946
2.0	2.0	4.0	436.7081	109.1770	0.6594	0.4912	0.4912	0.3333	0.6608	8	10.3747
					0.9393	0.0911	0.0911	0.3333	0.3940	10	13.3352
					1.0000	0.0000	0.0000	0.3333	0.3333	18	25.8334
					1.0000	0.0000	0.0000	0.3333	0.3333	30	45.8946
2.5	2.5	6.3	485.0493	77.6079	0.6169	0.5526	0.5526	0.3333	0.7018	8	10.3747
					0.9036	0.1447	0.1447	0.3333	0.4298	10	13.3352
					0.9860	0.0219	0.0219	0.3333	0.3480	18	25.8334
					1.0000	0.0000	0.0000	0.3333	0.3333	30	45.8946



Am	A=Am*C	$\alpha$ (de tabla)	C	s = 0.5	$\Delta z_0$			$\delta z$ (m)	$\delta z$ (cm)	
272.3363	139.6087	0.8440	0.5126	0.5	0.65	0.0289	0.0285	0.0185	1.8502	
350.0494	179.7608	0.8440	0.5135	0.5	1.10	0.0087	0.0087	0.0096	0.9576	
678.1267	349.0162	0.8440	0.5147	0.5	0.80	0.0016	0.0016	0.0013	0.1256	<b>Suma</b>
1,204.7328	619.5100	0.8440	0.5142	0.5	1.50	0.0004	0.0004	0.0005	0.0532	<b>2.9865</b>
272.3363	139.6087	0.8440	0.5126	0.5	0.65	0.0213	0.0210	0.0137	1.3671	
350.0494	179.7608	0.8440	0.5135	0.5	1.10	0.0083	0.0083	0.0091	0.9080	
678.1267	349.0162	0.8440	0.5147	0.5	0.80	0.0016	0.0016	0.0012	0.1245	<b>Suma</b>
1,204.7328	619.5100	0.8440	0.5142	0.5	1.50	0.0004	0.0004	0.0005	0.0536	<b>2.4532</b>
272.3363	139.6087	0.8440	0.5126	0.5	0.65	0.0162	0.0161	0.0105	1.0468	
350.0494	179.7608	0.8440	0.5135	0.5	1.10	0.0078	0.0078	0.0086	0.8575	
678.1267	349.0162	0.8440	0.5147	0.5	0.80	0.0015	0.0015	0.0012	0.1232	<b>Suma</b>
1,204.7328	619.5100	0.8440	0.5142	0.5	1.50	0.0004	0.0004	0.0005	0.0541	<b>2.0816</b>
272.3363	139.6087	0.8440	0.5126	0.5	0.65	0.0115	0.0115	0.0075	0.7453	
350.0494	179.7608	0.8440	0.5135	0.5	1.10	0.0069	0.0068	0.0075	0.7511	
678.1267	349.0162	0.8440	0.5147	0.5	0.80	0.0015	0.0015	0.0012	0.1186	<b>Suma</b>
1,204.7328	619.5100	0.8440	0.5142	0.5	1.50	0.0004	0.0004	0.0005	0.0549	<b>1.6700</b>
272.3363	139.6087	0.8440	0.5126	0.5	0.65	0.0087	0.0087	0.0056	0.5637	
350.0494	179.7608	0.8440	0.5135	0.5	1.10	0.0060	0.0060	0.0066	0.6627	
678.1267	349.0162	0.8440	0.5147	0.5	0.80	0.0015	0.0015	0.0012	0.1188	<b>Suma</b>
1,204.7328	619.5100	0.8440	0.5142	0.5	1.50	0.0004	0.0004	0.0006	0.0558	<b>1.4010</b>
272.3363	139.6087	0.8440	0.5126	0.5	0.65	0.0074	0.0074	0.0048	0.4808	
350.0494	179.7608	0.8440	0.5135	0.5	1.10	0.0056	0.0055	0.0061	0.6101	
678.1267	349.0162	0.8440	0.5147	0.5	0.80	0.0015	0.0015	0.0012	0.1172	<b>Suma</b>
1,204.7328	619.5100	0.8440	0.5142	0.5	1.50	0.0004	0.0004	0.0006	0.0565	<b>1.2646</b>
272.3363	139.6087	0.8440	0.5126	0.5	0.65	0.0054	0.0053	0.0035	0.3477	
350.0494	179.7608	0.8440	0.5135	0.5	1.10	0.0046	0.0046	0.0050	0.5018	
678.1267	349.0162	0.8440	0.5147	0.5	0.80	0.0014	0.0014	0.0011	0.1114	<b>Suma</b>
1,204.7328	619.5100	0.8440	0.5142	0.5	1.50	0.0004	0.0004	0.0006	0.0584	<b>1.0192</b>

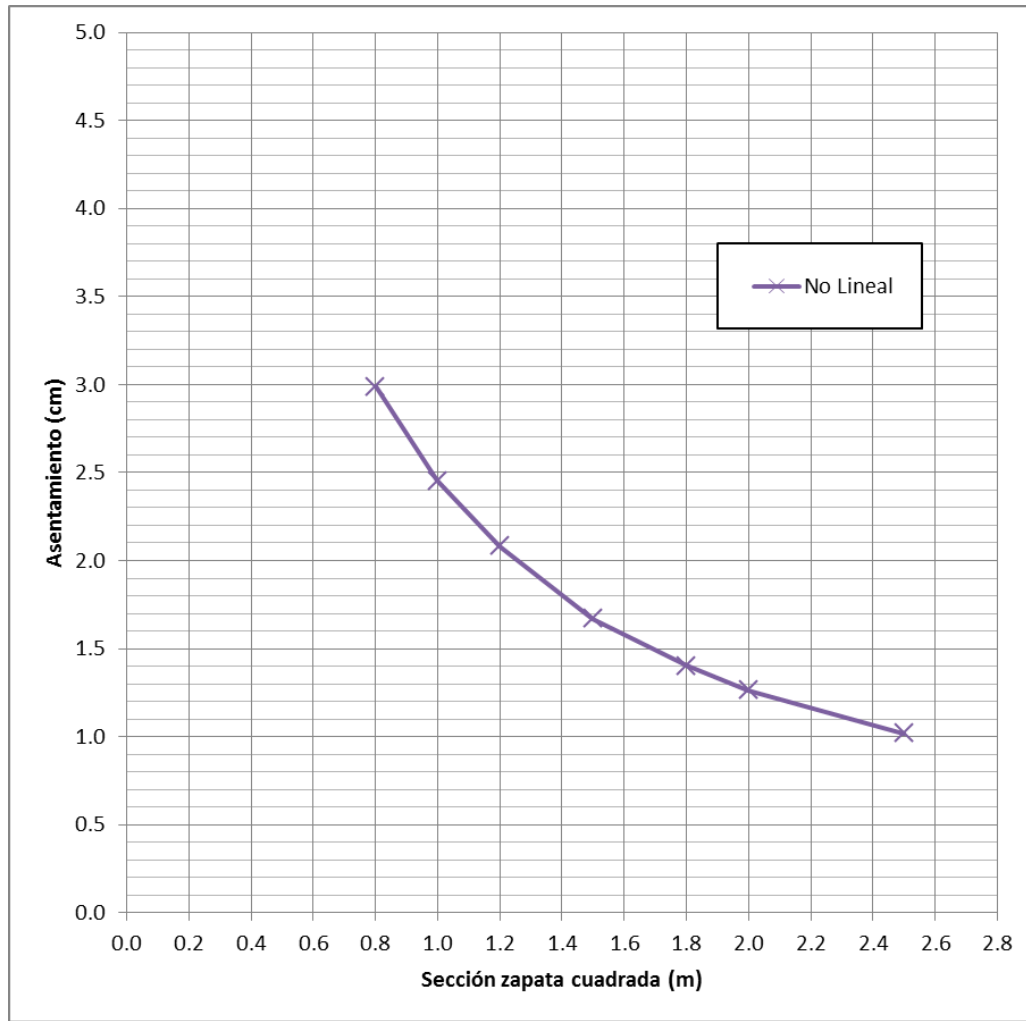
En resumen:

B	$\delta z$ (cm)
0.8	2.9865
1.0	2.4532
1.2	2.0816
1.5	1.6700
1.8	1.4010
2.0	1.2646
2.5	1.0192





Gráfica con resultados:





### 7.2.3 Schmertmann, Arena Suelta.

Datos:

Zapata		
h =	0.25	m
Df:	1.2	m
B =	Variable	Ver tabla
L =	Variable	Ver tabla
Df - h =	0.95	m

No. Estrato	Num Golpes	ϕ pergeom	ϕ J.Badillo	Espesor	Dr%(emplear)	γ (KN/m3)	qc (Kpa)	E (Kpa)
1	8	28	28	0.65	25	16.3	2,800.00	7,000
2	10	32	30	1.1	35	16.8	3,500.00	8,750
3	18	32	32	0.8	50	17.2	6,300.00	15,750
4	30	36	35	1.5	75	18.6	10,500.00	26,250

\*qc = 3.5 N (kg/cm<sup>2</sup>)

\*E = 2.5qc, para L/B = 1

t años = 1 años

Tabulador con resultados:

B	z	Δz	z / (B/2)	lz	E	lz / E	(lz / E)*Δz
0.8	0	0	0.0	0.0000	7,000	0	0
Hasta:	0.2	0.2	0.5	0.3000	7,000	4.2857E-05	8.57143E-06
1.6	0.4	0.2	1.0	0.6000	7,000	8.5714E-05	1.71429E-05
	0.6	0.2	1.5	0.5000	7,000	7.1429E-05	1.42857E-05
	0.8	0.2	2.0	0.4000	8,750	4.5714E-05	9.14286E-06
	1	0.2	2.5	0.3000	8,750	3.4286E-05	6.85714E-06
	1.2	0.2	3.0	0.2000	8,750	2.2857E-05	4.57143E-06
	1.4	0.2	3.5	0.1000	8,750	1.1429E-05	2.28571E-06
	1.6	0.2	4.0	0.0000	8,750	0	0
<b>SUMA</b>							<b>6.28571E-05</b>



FACULTAD DE INGENIERIA - UNAM  
MAESTRÍA EN GEOTECNIA

“Análisis de factibilidad para métodos de cálculo en asentamientos de zapatas aisladas apoyadas en arenas”



B	z	$\Delta z$	$z / (B/2)$	$l_z$	E	$l_z / E$	$(l_z / E) * \Delta z$
1	0	0	0.0	0.0000	7,000	0	0
Hasta:	0.2	0.2	0.4	0.2400	7,000	3.4286E-05	6.85714E-06
2	0.4	0.2	0.8	0.4800	7,000	6.8571E-05	1.37143E-05
	0.6	0.2	1.2	0.5600	7,000	0.00008	0.000016
	0.8	0.2	1.6	0.4800	8,750	5.4857E-05	1.09714E-05
	1	0.2	2.0	0.4000	8,750	4.5714E-05	9.14286E-06
	1.2	0.2	2.4	0.3200	8,750	3.6571E-05	7.31429E-06
	1.4	0.2	2.8	0.2400	8,750	2.7429E-05	5.48571E-06
	1.6	0.2	3.2	0.1600	8,750	1.8286E-05	3.65714E-06
	1.8	0.2	3.6	0.0800	15,750	5.0794E-06	1.01587E-06
	2	0.2	4.0	0.0000	15,750	0	0
						<b>SUMA</b>	<b>7.41587E-05</b>

B	z	$\Delta z$	$z / (B/2)$	$l_z$	E	$l_z / E$	$(l_z / E) * \Delta z$
1.2	0	0	0.0	0.0000	7,000	0	0
Hasta:	0.2	0.2	0.3	0.2000	7,000	2.8571E-05	5.71429E-06
2.4	0.4	0.2	0.7	0.4000	7,000	5.7143E-05	1.14286E-05
	0.6	0.2	1.0	0.6000	7,000	8.5714E-05	1.71429E-05
	0.8	0.2	1.3	0.5333	8,750	6.0952E-05	1.21905E-05
	1	0.2	1.7	0.4667	8,750	5.3333E-05	1.06667E-05
	1.2	0.2	2.0	0.4000	8,750	4.5714E-05	9.14286E-06
	1.4	0.2	2.3	0.3333	8,750	3.8095E-05	7.61905E-06
	1.6	0.2	2.7	0.2667	8,750	3.0476E-05	6.09524E-06
	1.8	0.2	3.0	0.2000	15,750	1.2698E-05	2.53968E-06
	2	0.2	3.3	0.1333	15,750	8.4656E-06	1.69312E-06
	2.2	0.2	3.7	0.0667	15,750	4.2328E-06	8.46561E-07
	2.4	0.2	4.0	0.0000	15,750	0	0
						<b>SUMA</b>	<b>8.50794E-05</b>



FACULTAD DE INGENIERIA - UNAM  
MAESTRÍA EN GEOTECNIA

“Análisis de factibilidad para métodos de cálculo en asentamientos de zapatas aisladas apoyadas en arenas”



B	z	$\Delta z$	$z / (B/2)$	lz	E	lz / E	$(lz / E) * \Delta z$
1.5	0	0	0.0	0.0000	7,000	0	0
Hasta:	0.2	0.2	0.3	0.1600	7,000	2.2857E-05	4.57143E-06
3	0.4	0.2	0.5	0.3200	7,000	4.5714E-05	9.14286E-06
	0.6	0.2	0.8	0.4800	7,000	6.8571E-05	1.37143E-05
	0.8	0.2	1.1	0.5867	8,750	6.7048E-05	1.34095E-05
	1	0.2	1.3	0.5333	8,750	6.0952E-05	1.21905E-05
	1.2	0.2	1.6	0.4800	8,750	5.4857E-05	1.09714E-05
	1.4	0.2	1.9	0.4267	8,750	4.8762E-05	9.75238E-06
	1.6	0.2	2.1	0.3733	8,750	4.2667E-05	8.53333E-06
	1.8	0.2	2.4	0.3200	15,750	2.0317E-05	4.06349E-06
	2	0.2	2.7	0.2667	15,750	1.6931E-05	3.38624E-06
	2.2	0.2	2.9	0.2133	15,750	1.3545E-05	2.70899E-06
	2.4	0.2	3.2	0.1600	15,750	1.0159E-05	2.03175E-06
	2.6	0.2	3.5	0.1067	26,250	4.0635E-06	8.12698E-07
	2.8	0.2	3.7	0.0533	26,250	2.0317E-06	4.06349E-07
	3	0.2	4.0	0.0000	26,250	0	0
						SUMA	9.56952E-05

B	z	$\Delta z$	$z / (B/2)$	lz	E	lz / E	$(lz / E) * \Delta z$
1.8	0	0	0.0	0.0000	7,000	0	0
Hasta:	0.2	0.2	0.2	0.1333	7,000	1.9048E-05	3.80952E-06
3.6	0.4	0.2	0.4	0.2667	7,000	3.8095E-05	7.61905E-06
	0.6	0.2	0.7	0.4000	7,000	5.7143E-05	1.14286E-05
	0.8	0.2	0.9	0.5333	8,750	6.0952E-05	1.21905E-05
	1	0.2	1.1	0.5778	8,750	6.6032E-05	1.32063E-05
	1.2	0.2	1.3	0.5333	8,750	6.0952E-05	1.21905E-05
	1.4	0.2	1.6	0.4889	8,750	5.5873E-05	1.11746E-05
	1.6	0.2	1.8	0.4444	8,750	5.0794E-05	1.01587E-05
	1.8	0.2	2.0	0.4000	15,750	2.5397E-05	5.07937E-06
	2	0.2	2.2	0.3556	15,750	2.2575E-05	4.51499E-06
	2.2	0.2	2.4	0.3111	15,750	1.9753E-05	3.95062E-06
	2.4	0.2	2.7	0.2667	15,750	1.6931E-05	3.38624E-06
	2.6	0.2	2.9	0.2222	26,250	8.4656E-06	1.69312E-06
	2.8	0.2	3.1	0.1778	26,250	6.7725E-06	1.3545E-06
	3	0.2	3.3	0.1333	26,250	5.0794E-06	1.01587E-06
	3.2	0.2	3.6	0.0889	26,250	3.3862E-06	6.77249E-07
	3.4	0.2	3.8	0.0444	26,250	1.6931E-06	3.38624E-07
	3.6	0.2	4.0	0.0000	26,250	0	0
						SUMA	0.000103788



B	z	$\Delta z$	$z / (B/2)$	$l_z$	E	$l_z / E$	$(l_z / E) * \Delta z$
2	0	0	0.0	0.0000	7,000	0	0
Hasta:	0.2	0.2	0.2	0.1200	7,000	1.7143E-05	3.42857E-06
4	0.4	0.2	0.4	0.2400	7,000	3.4286E-05	6.85714E-06
	0.6	0.2	0.6	0.3600	7,000	5.1429E-05	1.02857E-05
	0.8	0.2	0.8	0.4800	8,750	5.4857E-05	1.09714E-05
	1	0.2	1.0	0.6000	8,750	6.8571E-05	1.37143E-05
	1.2	0.2	1.2	0.5600	8,750	0.000064	0.0000128
	1.4	0.2	1.4	0.5200	8,750	5.9429E-05	1.18857E-05
	1.6	0.2	1.6	0.4800	8,750	5.4857E-05	1.09714E-05
	1.8	0.2	1.8	0.4400	15,750	2.7937E-05	5.5873E-06
	2	0.2	2.0	0.4000	15,750	2.5397E-05	5.07937E-06
	2.2	0.2	2.2	0.3600	15,750	2.2857E-05	4.57143E-06
	2.4	0.2	2.4	0.3200	15,750	2.0317E-05	4.06349E-06
	2.6	0.2	2.6	0.2800	26,250	1.0667E-05	2.13333E-06
	2.8	0.2	2.8	0.2400	26,250	9.1429E-06	1.82857E-06
	3	0.2	3.0	0.2000	26,250	7.619E-06	1.52381E-06
	3.2	0.2	3.2	0.1600	26,250	6.0952E-06	1.21905E-06
	3.4	0.2	3.4	0.1200	26,250	4.5714E-06	9.14286E-07
	3.6	0.2	3.6	0.0800	26,250	3.0476E-06	6.09524E-07
	3.8	0.2	3.8	0.0400	26,250	1.5238E-06	3.04762E-07
	4	0.2	4.0	0.0000	26,250	0	0
						<b>SUMA</b>	<b>0.000108749</b>



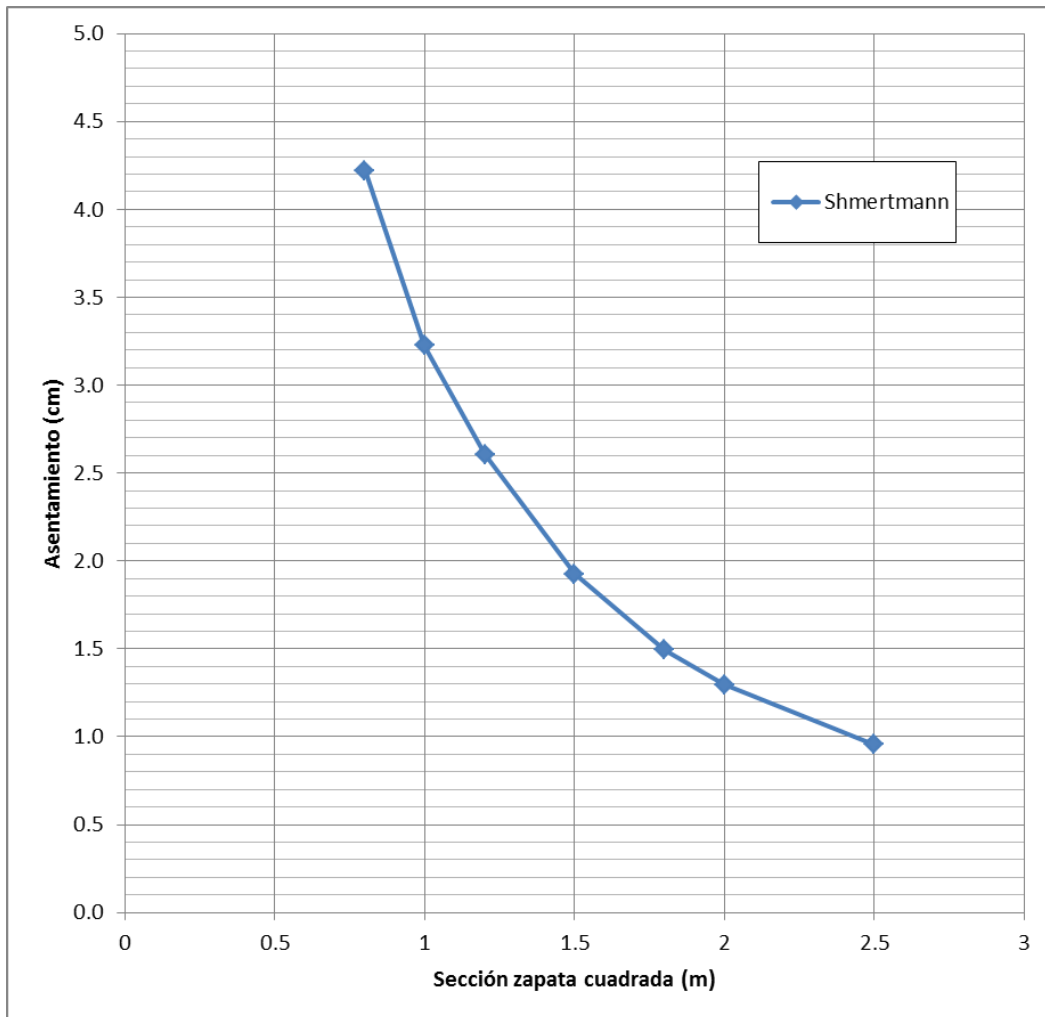
B	z	$\Delta z$	$z / (B/2)$	$l_z$	E	$l_z / E$	$(l_z / E) * \Delta z$
2.5	0	0	0.0	0.0000	7,000	0	0
Hasta:	0.2	0.2	0.2	0.0960	7,000	1.3714E-05	2.74286E-06
5	0.4	0.2	0.3	0.1920	7,000	2.7429E-05	5.48571E-06
	0.6	0.2	0.5	0.2880	7,000	4.1143E-05	8.22857E-06
	0.8	0.2	0.6	0.3840	8,750	4.3886E-05	8.77714E-06
	1	0.2	0.8	0.4800	8,750	5.4857E-05	1.09714E-05
	1.2	0.2	1.0	0.5760	8,750	6.5829E-05	1.31657E-05
	1.4	0.2	1.1	0.5760	8,750	6.5829E-05	1.31657E-05
	1.6	0.2	1.3	0.5440	8,750	6.2171E-05	1.24343E-05
	1.8	0.2	1.4	0.5120	15,750	3.2508E-05	6.50159E-06
	2	0.2	1.6	0.4800	15,750	3.0476E-05	6.09524E-06
	2.2	0.2	1.8	0.4480	15,750	2.8444E-05	5.68889E-06
	2.4	0.2	1.9	0.4160	15,750	2.6413E-05	5.28254E-06
	2.6	0.2	2.1	0.3840	26,250	1.4629E-05	2.92571E-06
	2.8	0.2	2.2	0.3520	26,250	1.341E-05	2.6819E-06
	3	0.2	2.4	0.3200	26,250	1.219E-05	2.4381E-06
	3.2	0.2	2.6	0.2880	26,250	1.0971E-05	2.19429E-06
	3.4	0.2	2.7	0.2560	26,250	9.7524E-06	1.95048E-06
	3.6	0.2	2.9	0.2240	26,250	8.5333E-06	1.70667E-06
	3.8	0.2	3.0	0.1920	26,250	7.3143E-06	1.46286E-06
	4	0.2	3.2	0.1600	26,250	6.0952E-06	1.21905E-06
	4.2	0.2	3.4	0.1280	26,250	4.8762E-06	9.75238E-07
	4.4	0.2	3.5	0.0960	26,250	3.6571E-06	7.31429E-07
	4.6	0.2	3.7	0.0640	26,250	2.4381E-06	4.87619E-07
	4.8	0.2	3.8	0.0320	26,250	1.219E-06	2.4381E-07
	5	0.2	4.0	0.0000	26,250	0	0
<b>SUMA</b>							<b>0.000117557</b>

En Resumen para el caso estudiado por el método de Shmertmann y para el asentamiento de zapata aislada en arena de compacidad *suelta*, se tiene que:

B (m)	L (m)	Área	$\Sigma Q$ (KN)	q (Kpa)	2B	P'o	C1 > 0.5	C2	s (m)	s (cm)
0.8	0.8	0.64	364.52	569.560117	1.6	19.56	0.98282885	1.2	<b>0.0422</b>	<b>4.2223</b>
1	1	1	372.25	372.253075	2	19.56	0.97372755	1.2	<b>0.0323</b>	<b>3.2257</b>
1.2	1.2	1.44	381.71	265.073941	2.4	19.56	0.96310463	1.2	<b>0.0261</b>	<b>2.6064</b>
1.5	1.5	2.25	399.11	177.381922	3	19.56	0.94486473	1.2	<b>0.0192</b>	<b>1.9246</b>
1.8	1.8	3.24	420.38	129.746752	3.6	19.56	0.92462239	1.2	<b>0.0149</b>	<b>1.4941</b>
2	2	4	436.71	109.177019	4	19.56	0.91042071	1.2	<b>0.0130</b>	<b>1.2971</b>
2.5	2.5	6.25	485.05	77.607892	5	19.56	0.87398189	1.2	<b>0.0096</b>	<b>0.9568</b>



Gráfica con resultados:





### 7.2.4 Software SEETLE, Arena Suelta.

Datos:

#### Loads

##### 1. Rectangular Load

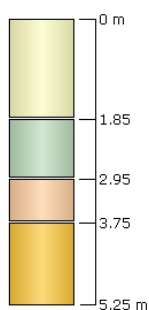
Length: 0.8 m  
Width: 0.8 m  
Rotation angle: 0 degrees  
Load Type: Rigid  
Area of Load: 0.64 m<sup>2</sup>  
Force: 350 kN  
Mx: 0 kN.m  
My: 0 kN.m  
Depth: 1.2 m  
Installation Stage: Stage 1

##### Coordinates

X [m]	Y [m]
2246.11	1077.19
2246.91	1077.19
2246.91	1077.99
2246.11	1077.99

#### Soil Layers

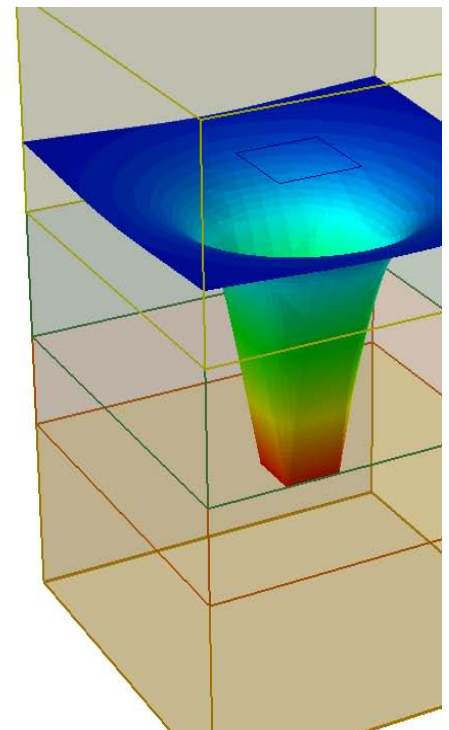
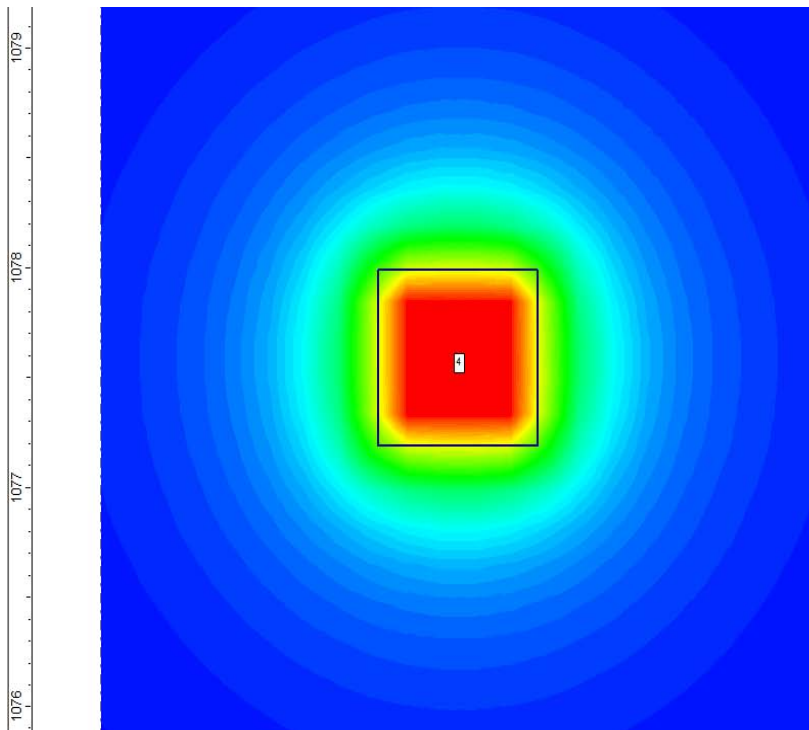
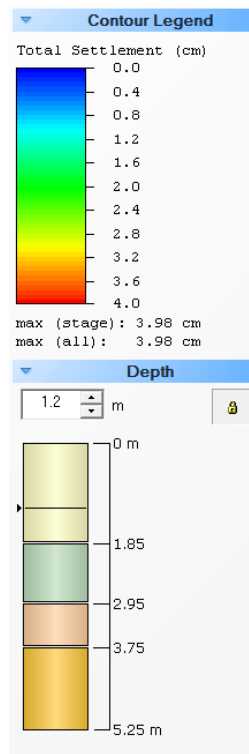
Layer #	Type	Thickness [m]	Depth [m]
1	SM-0	1.85	0
2	SC-1	1.1	1.85
3	SC-2	0.8	2.95
4	SM-1	1.5	3.75



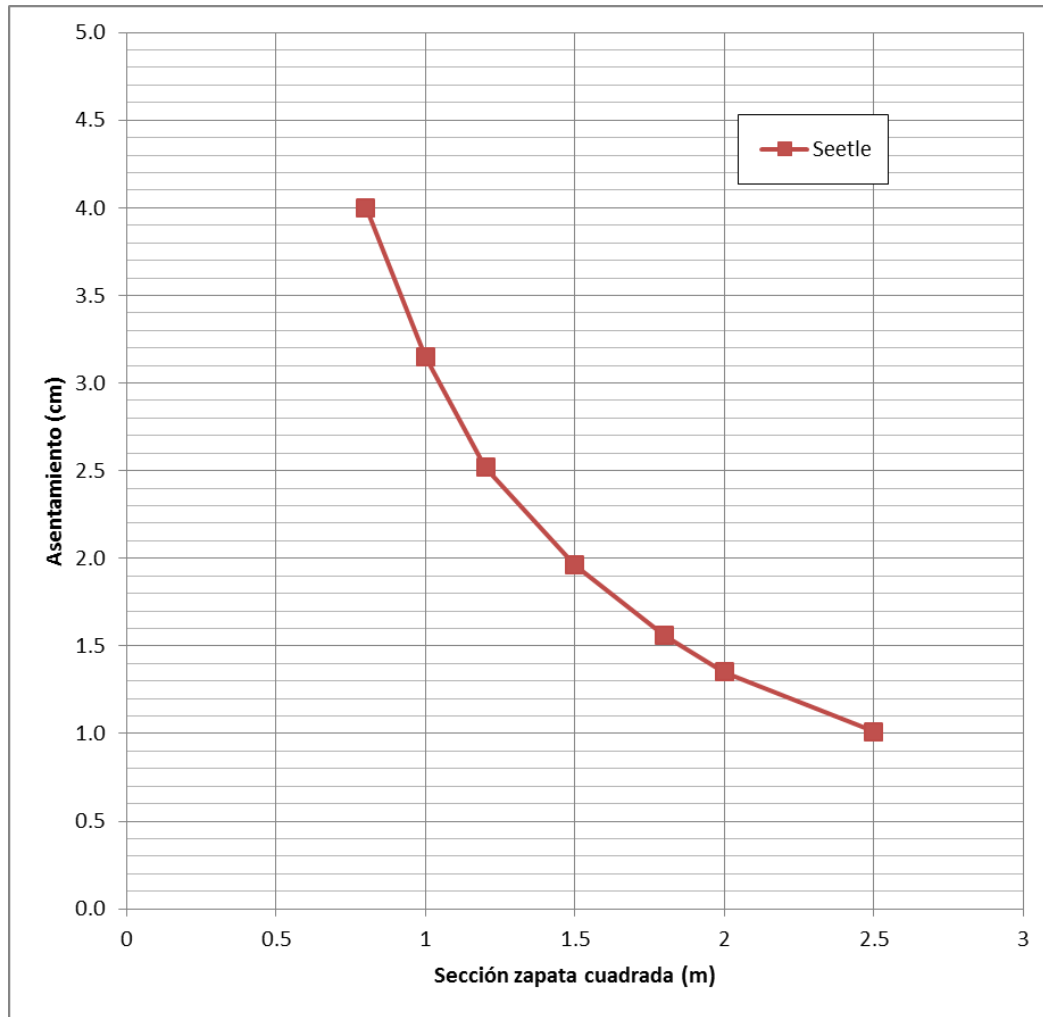
#### Soil Properties

Property	SM-0	SC-1	SC-2	SM-1
Color				
Unit Weight [kN/m <sup>3</sup> ]	16.3	16.8	17.2	18.6
Saturated Unit Weight [kN/m <sup>3</sup> ]	16.3	16.8	17.2	18.6
Immediate Settlement	Enabled	Enabled	Enabled	Enabled
Es [kPa]	7000	8750	15750	26250
Esur [kPa]	7000	8750	15750	26250

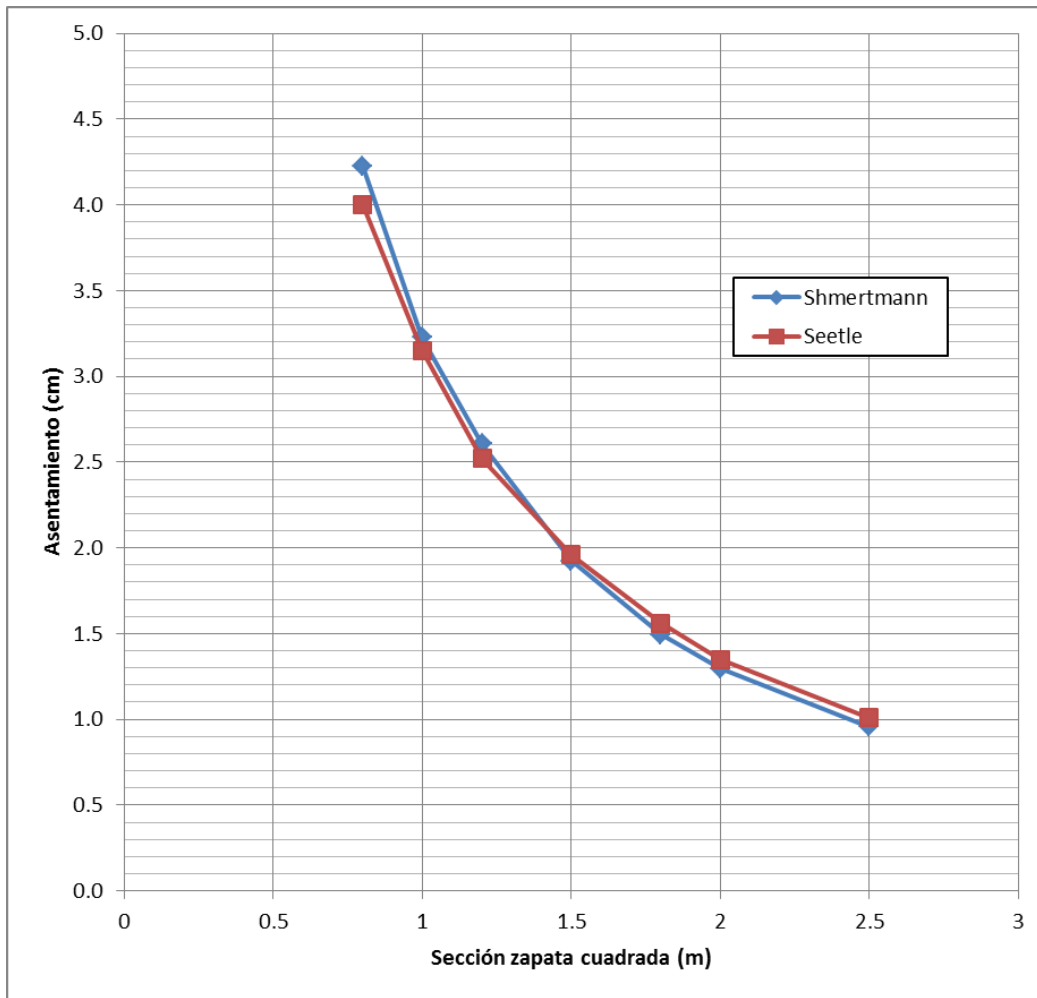




Gráfica con resultados:



Cabe aclarar que el software de Rocscience, Seetle utiliza el método de Shmertmann para ejecutar las corridas de cálculo para estimar asentamientos, por lo que vale la pena comparar entre los resultados obtenidos con Seetle y los obtenidos con la hoja de cálculo de acuerdo al método de Schmertmann.



Como podemos observar, los resultados obtenidos en Seetle comparados con los obtenidos con el método de Schmertmann se consideran para fines prácticos iguales, por lo que es una forma válida para comparar la veracidad de la hoja de cálculo elaborada para este trabajo utilizando el método de Schmertmann, o bien, para verificar que el software opera de forma correcta y ofrece resultados veraces.



### 7.2.5. Denver, Arena Suelta.

Datos:

Zapata		
h =	0.25	m
Df:	1.2	m
B =	Variable	Ver tabla
L =	Variable	Ver tabla
Df - h =	0.95	m

Distancia entre zapatas (a centros)

a =	5	m
-----	---	---

No. Estrato	Num Golpes	E (KPa)	E (MPa)	ϕ pergeom	ϕ J.Badillo	Espesor	Dr%(emplear)	Y (KN/m3)
1	8	19798.98987	19.7990	28	28	0.65	25	16.3
2	10	22135.94362	22.1359	32	30	1.1	35	16.8
3	18	29698.48481	29.6985	32	32	0.8	50	17.2
4	30	38340.57903	38.3406	36	35	1.5	75	18.6

c =	7	Mpa	(constante)
-----	---	-----	-------------

Tabulador con resultados:

B (m)	L (m)	Área	ΣQ (KN)	q (Kpa)	r0
0.8	0.8	0.64	364.52	569.56	0.4514
1	1	1	372.25	372.25	0.5642
1.2	1.2	1.44	381.71	265.07	0.6770
1.5	1.5	2.25	399.11	177.38	0.8463
1.8	1.8	3.24	420.38	129.75	1.0155
2	2	4	436.71	109.18	1.1284
2.5	2.5	6.25	485.05	77.61	1.4105
3	3	9	544.13	60.46	1.6926
3.5	3.5	12.25	613.96	50.12	1.9747
4	4	16	694.53	43.41	2.2568
4.5	4.5	20.25	785.84	38.81	2.5389
5	5	25	887.89	35.52	2.8209



0.80 x 0.80		No. Estrato	Num Golpes	z (m)	Estratos	z/r0	S (de gráfica)	q (Kpa)	s(Zn/ro)-s(zn+1/ro)	E (KPa)
1	8	0		0.0000	1.5				-2.1602	19798.9899
		0.65		1.4401	0.6				-1.4623	19798.9899
2	10	1.75		3.8772	0.25				-0.4431	22135.9436
3	18	2.55		5.6497	0.12				-0.3988	29698.4848
4	30	4.05		8.9730	0.06			569.56	0.5384	38340.5790

$(s(Zn/ro)-s(zn+1/ro))/E$	c	L/B	re	D/ro	de	a	a/ro	b
-0.000109105	0.9974							
-7.3856E-05								
-2.00178E-05								
-1.34284E-05								
1.40421E-05		1	1	2.6587	0.85	5	11.0778	0.075

SUMA:	-0.00020	
s =	-0.05202	m
s0 =	-0.04410	m
$\Delta s0 =$	-0.003307762	m
St =	<b>-0.0474</b>	<b>m</b>
St (.80x.80 m) =	<b>-4.7411</b>	<b>cm</b>

1.0 x 1.0		No. Estrato	Num Golpes	z	Estratos	z/r0	S (de gráfica)	q (Kpa)	s(Zn/ro)-s(zn+1/ro)	E (KPa)
1	8	0		0.0000	1.5				-1.7281	19798.9899
		0.65		1.1521	0.65				-1.2673	19798.9899
2	10	1.75		3.1018	0.3				-0.4254	22135.9436
3	18	2.55		4.5198	0.18				-0.4786	29698.4848
4	30	4.05		7.1784	0.06			372.25	0.4307	38340.5790

$(s(Zn/ro)-s(zn+1/ro))/E$	c	L/B	re	D/ro	de	a	a/ro	b
-8.72844E-05	0.9964							
-6.40085E-05								
-1.92171E-05								
-1.6114E-05								
1.12337E-05		1	1	2.1269	0.865	5	8.8623	0.09



SUMA:	-0.00018	
s =	-0.03684	m
s0 =	-0.03175	m
ΔS0 =	-0.00286	m
St =	<b>-0.0346</b>	<b>m</b>
St (1.0x1.0 m)=	<b>-3.4604</b>	<b>cm</b>

1.2 x 1.2								
No. Estrato	Num Golpes	z	Estratos	z/r0	S (de gráfica)	q (Kpa)	s(Zn/ro)-s(zn+1/ro)	E (KPa)
1	8	0		0.0000	1.5	265.07	-1.4401	19798.9899
		0.65		0.9601	0.7		-1.1373	19798.9899
2	10	1.75	2.5848	0.32	-0.3781		22135.9436	
3	18	2.55	3.7665	0.27	-0.5982		29698.4848	
4	30	4.05		5.9820	0.105		0.6281	38340.5790

s(Zn/ro)-s(zn+1/ro))/E	c	L/B	re	D/ro	de	a	a/ro	b
-7.2737E-05	0.9774							
-5.74436E-05								
-1.70819E-05								
-2.01425E-05								
1.63825E-05		1	1	1.7725	0.88	5	7.3852	0.1

SUMA:	-0.00015	
s =	-0.02710	m
s0 =	-0.02331	m
ΔS0 =	-0.00233	m
St =	<b>-0.0256</b>	<b>m</b>
St (1.2x1.2 m)=	<b>-2.5642</b>	<b>cm</b>

1.5 x 1.5								
No. Estrato	Num Golpes	z	Estratos	z/r0	S (de gráfica)	q (Kpa)	s(Zn/ro)-s(zn+1/ro)	E (KPa)
1	8	0		0.0000	1.5	177.38	-1.1521	19798.9899
		0.65		0.7681	0.85		-1.1048	19798.9899
2	10	1.75	2.0679	0.4	-0.3781		22135.9436	
3	18	2.55	3.0132	0.3	-0.5317		29698.4848	
4	30	4.05		4.7856	0.14		0.6700	38340.5790



$(s(Zn/ro)-s(zn+1/ro))/E$	c	L/B	re	D/ro	de	a	a/ro	b
-5.81896E-05	0.9338	1	1	1.4180	0.885	5	5.9082	0.12
-5.58023E-05								
-1.70819E-05								
-1.79045E-05								
1.74746E-05								

SUMA:	-0.00013	
s =	-0.01974	m
s0 =	-0.01631	m
$\Delta S0 =$	-0.00196	m
St =	<b>-0.0183</b>	<b>m</b>
St (1.5x1.5 m)=	<b>-1.8272</b>	<b>cm</b>

1.8 x 1.8		No. Estrato	Num Golpes	z	Estratos	z/r0	S (de gráfica)	q (Kpa)	$s(Zn/ro)-s(zn+1/ro)$	E (KPa)
1	8	0		0.65		0.0000	1.5	129.75	-0.9601	19798.9899
		0.65				0.6401	0.95		-1.0290	19798.9899
2	10	1.75		1.7232	0.6	-0.4727	22135.9436			
3	18	2.55		2.5110	0.35	-0.5170	29698.4848			
4	30	4.05		3.9880	0.21	0.8375	38340.5790			

$(s(Zn/ro)-s(zn+1/ro))/E$	c	L/B	re	D/ro	de	a	a/ro	b
-4.84913E-05	0.8843	1	1	1.1816	0.89	5	4.9235	0.14
-5.19727E-05								
-2.13523E-05								
-1.74071E-05								
2.18433E-05								

SUMA:	-0.00012	
s =	-0.01547	m
s0 =	-0.01217	m
$\Delta S0 =$	-0.00170	m
St =	<b>-0.0139</b>	<b>m</b>
St (1.8x1.8 m)=	<b>-1.3876</b>	<b>cm</b>



2.0 x 2.0								
No. Estrato	Num Golpes	z	Estratos	z/r0	S (de gráfica)	q (Kpa)	s(Zn/ro)-s(zn+1/ro)	E (KPa)
1	8	0		0.0000	1.5	109.18	-0.8641	19798.9899
		0.65		0.5760	1.1		-1.0723	19798.9899
2	10	1.75		1.5509	0.65		-0.4608	22135.9436
3	18	2.55		2.2599	0.4		-0.5317	29698.4848
4	30	4.05		3.5892	0.25		0.8973	38340.5790

$(s(Zn/ro)-s(zn+1/ro))/E$	c	L/B	re	D/ro	de	a	a/ro	b
-4.36422E-05	0.8511	1	1	1.0635	0.9	5	4.4311	0.18
-5.41611E-05								
-2.08185E-05								
-1.79045E-05								
2.34035E-05								

SUMA:	-0.00011	
s =	-0.01394	m
s0 =	-0.01067	m
$\Delta S0 =$	-0.00192	m
St =	<b>-0.0126</b>	<b>m</b>
St (2.0x2.0 m)=	<b>-1.2596</b>	<b>cm</b>

2.5 x 2.5								
No. Estrato	Num Golpes	z	Estratos	z/r0	S (de gráfica)	q (Kpa)	s(Zn/ro)-s(zn+1/ro)	E (KPa)
1	8	0		0.0000	1.5	77.61	-0.6913	19798.9899
		0.65		0.4608	1.2		-0.9359	19798.9899
2	10	1.75		1.2407	0.8		-0.4537	22135.9436
3	18	2.55		1.8079	0.55		-0.5849	29698.4848
4	30	4.05		2.8714	0.3		0.8614	38340.5790

$(s(Zn/ro)-s(zn+1/ro))/E$	c	L/B	re	D/ro	de	a	a/ro	b
-3.49138E-05	0.7729	1	1	0.8508	0.92	5	3.5449	0.195
-4.72678E-05								
-2.04983E-05								
-1.96949E-05								
2.24674E-05								



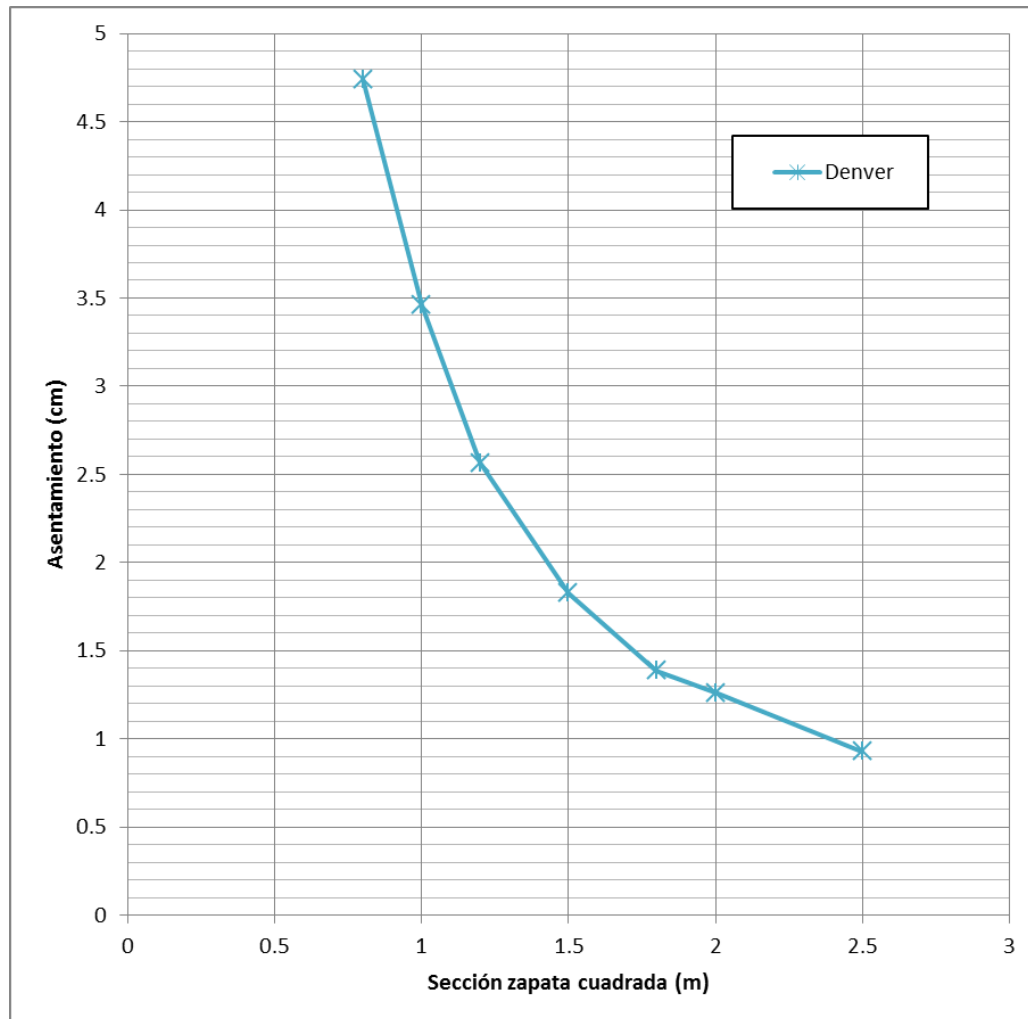


SUMA:	-0.00010	
s =	-0.01094	m
s0 =	-0.00778	m
$\Delta s_0$ =	-0.00152	m
St =	<b>-0.0093</b>	<b>m</b>
St (2.5x2.5 m)=	<b>-0.9293</b>	<b>cm</b>

En Resumen para el caso estudiado por el método de *Denver* y para el asentamiento de zapata aislada en arena de compacidad *suelta*, se tiene que:

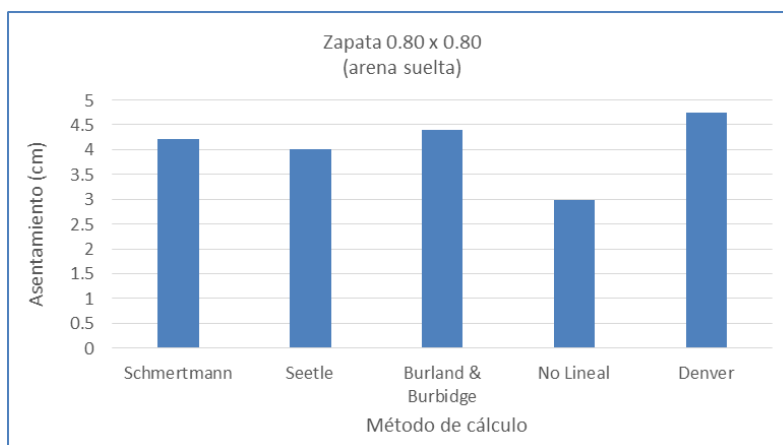
B (m)	$\delta z$ (cm)
0.8	4.74
1.0	3.46
1.2	2.56
1.5	1.83
1.8	1.39
2.0	1.26
2.5	0.93

Gráfico de resultados:

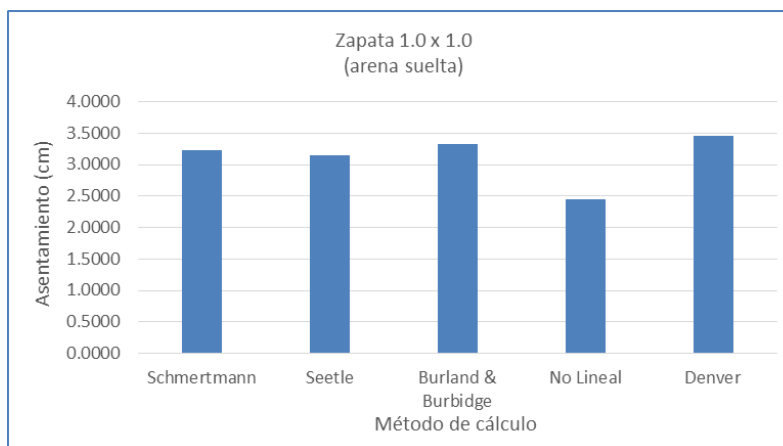


A continuación se presentan a manera de resumen una comparativa de resultados para cada una de las secciones cuadradas de zapata que se estudiaron, en la que se puede observar el resultado del asentamiento resuelto por cada uno de los métodos descritos en el presente trabajo.

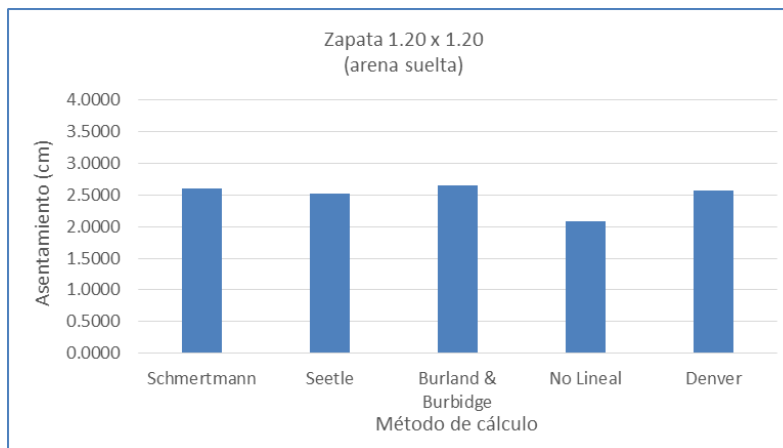
Sección: 0.80 x 0.80	
Método	$\delta z$ (cm)
Schmertmann	4.2223
Seetle	4.0000
Burland & Burbidge	4.4032
No Lineal	2.9865
Denver	4.7411



Sección: 1.0 x 1.0	
Método	$\delta z$ (cm)
Schmertmann	3.2257
Seetle	3.1500
Burland & Burbidge	3.3226
No Lineal	2.4532
Denver	3.4604

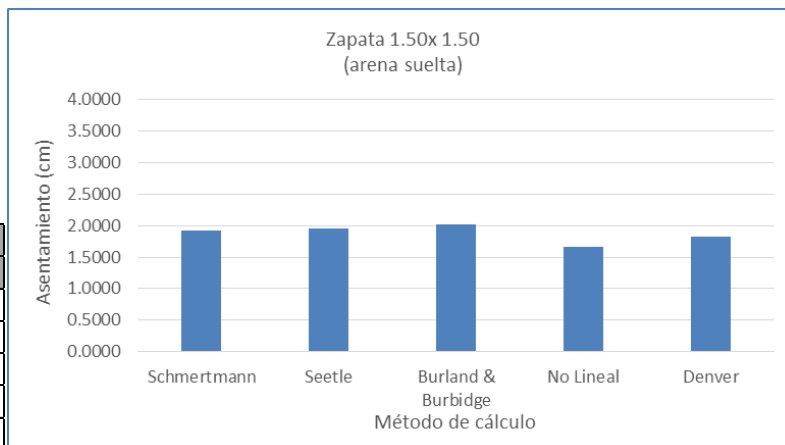


Sección: 1.20 x 1.20	
Método	$\delta z$ (cm)
Schmertmann	2.6064
Seetle	2.5200
Burland & Burbidge	2.6486
No Lineal	2.0816
Denver	2.5642

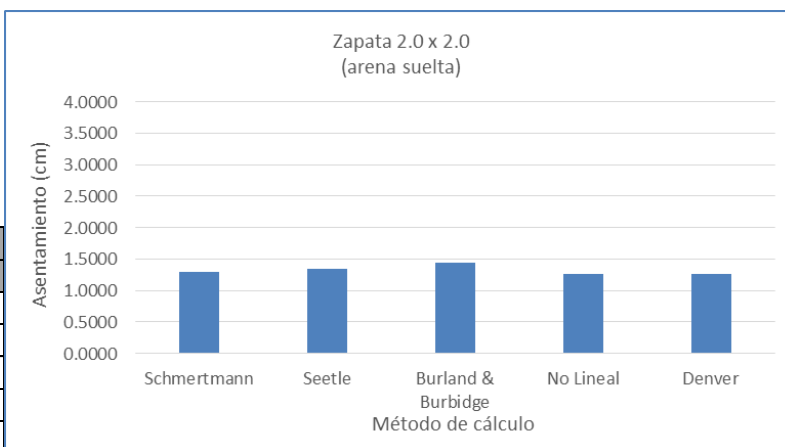




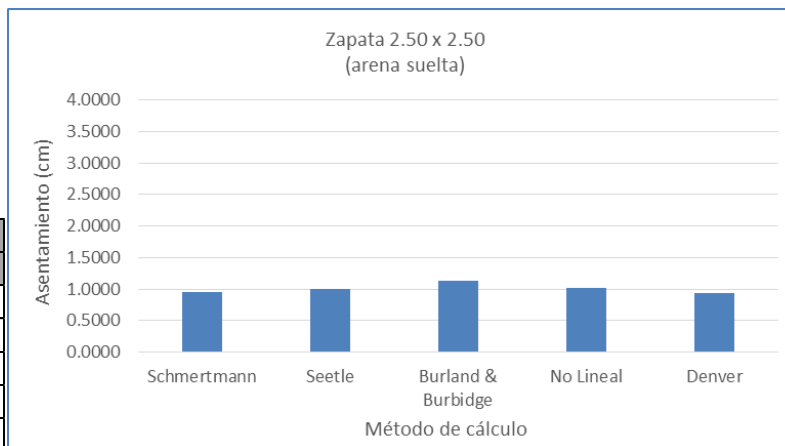
1.50 x 1.50	
Método	$\delta z$ (cm)
Schmertmann	1.9246
Seetle	1.9600
Burland & Burbidge	2.0190
No Lineal	1.6700
Denver	1.8272



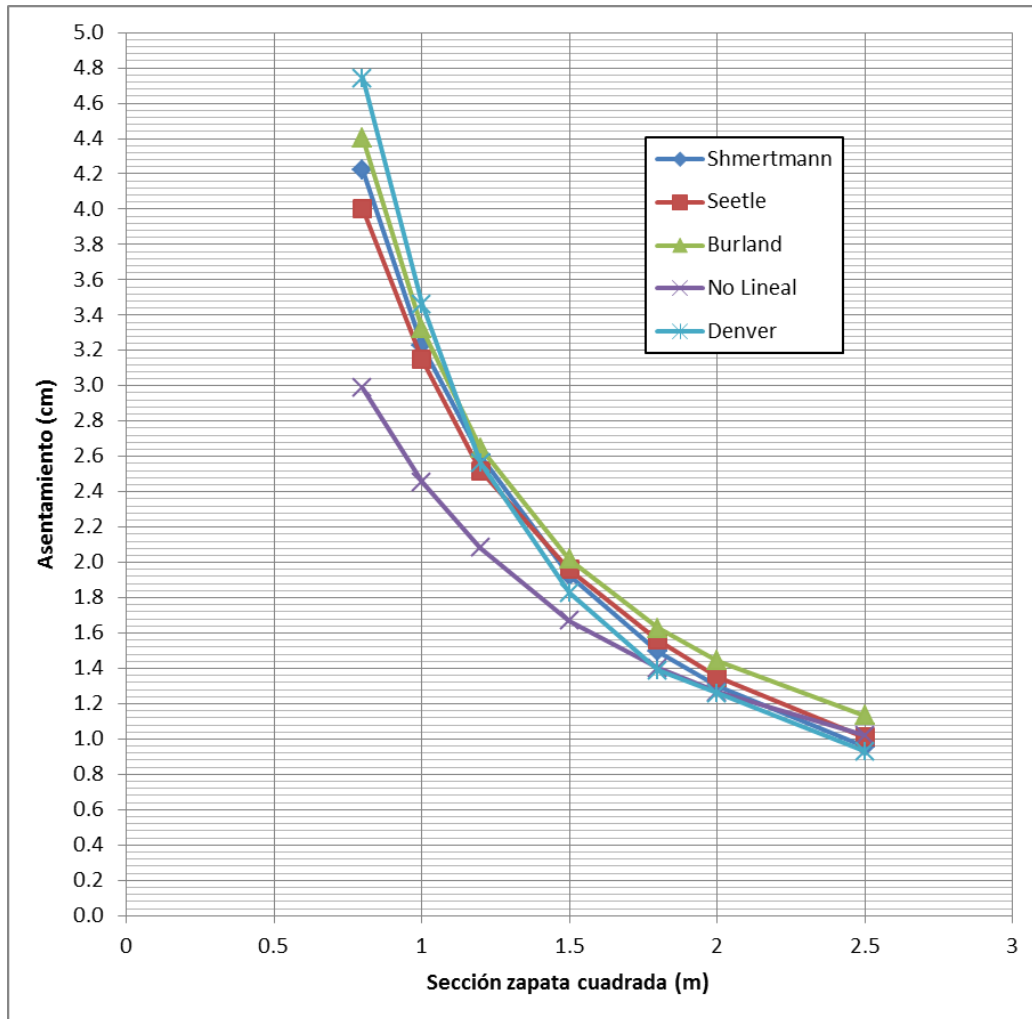
Sección: 2.0 x 2.0 m	
Método	$\delta z$ (cm)
Schmertmann	1.2971
Seetle	1.3500
Burland & Burbidge	1.4446
No Lineal	1.2646
Denver	1.2596



Sección: 2.5 x 2.5 m	
Método	$\delta z$ (cm)
Schmertmann	0.9568
Seetle	1.0100
Burland & Burbidge	1.1342
No Lineal	1.0192
Denver	0.9293



A continuación se presentan concentrados en un solo gráfico los resultados para los asentamientos calculados por los distintos métodos descritos en los capítulos anteriores, así como todas las secciones de zapatas cuadradas analizadas. El asentamiento se presenta en centímetros y la sección de la zapata en metros.



Cabe mencionar que para la presentación de resultados en gráficas para arenas de compactidad suelta, se eligió una escala numérica para el asentamiento desde 0.0 cm y hasta 5.0 cm.

Como se comentó anteriormente vale la pena hacer notar la cercanía de los resultados numéricos para los resultados obtenidos por el método de Shmertmann y Seetle, con lo anterior, tenemos certeza de la veracidad de los demás resultados y es un buen punto de comparación para los demás métodos.



Nótese que para el caso de arenas sueltas, cuatro de los cinco métodos analizados se encuentran con una dispersión mínima, salvo el caso del método No Lineal. Es importante mencionar entonces, que para las secciones donde no se cumple la condición  $q_R > q_{ult}$  es donde se presenta las diferencias más marcadas, mientras que a partir de la sección que cumple con la revisión del estado límite de falla (1.50 x 1.50 m), los resultados para todos los métodos están dentro de una franja muy estrecha.

Siendo entonces, el método No Lineal y Denver los que resultan ser más arriesgados de acuerdo a los resultados obtenidos en el presente escrito. Mientras que el método de Burland & Burbidge resulta ser en este caso de estudio el más conservador. Aclarando que no existe diferencia considerable entre cada uno de los métodos para considerar como “conservador” y “arriesgado” a ninguno de ellos.

Se recomienda utilizar el método Shmertmann para el cálculo de asentamientos de zapatas aisladas apoyadas en arenas de compacidad suelta.



### 7.3 Análisis de resultados para el caso de Arena Media.

A continuación se presentan los resultados para asentamientos de zapata aislada apoyada en arena de compactación media.

#### 7.3.1 Burland y Burbidge, Arena Media.

Datos:

Zapata		
h =	0.25	m
Df:	1.2	m
B =	Variable	Ver tabla
L =	Variable	Ver tabla
Df - h =	0.95	m

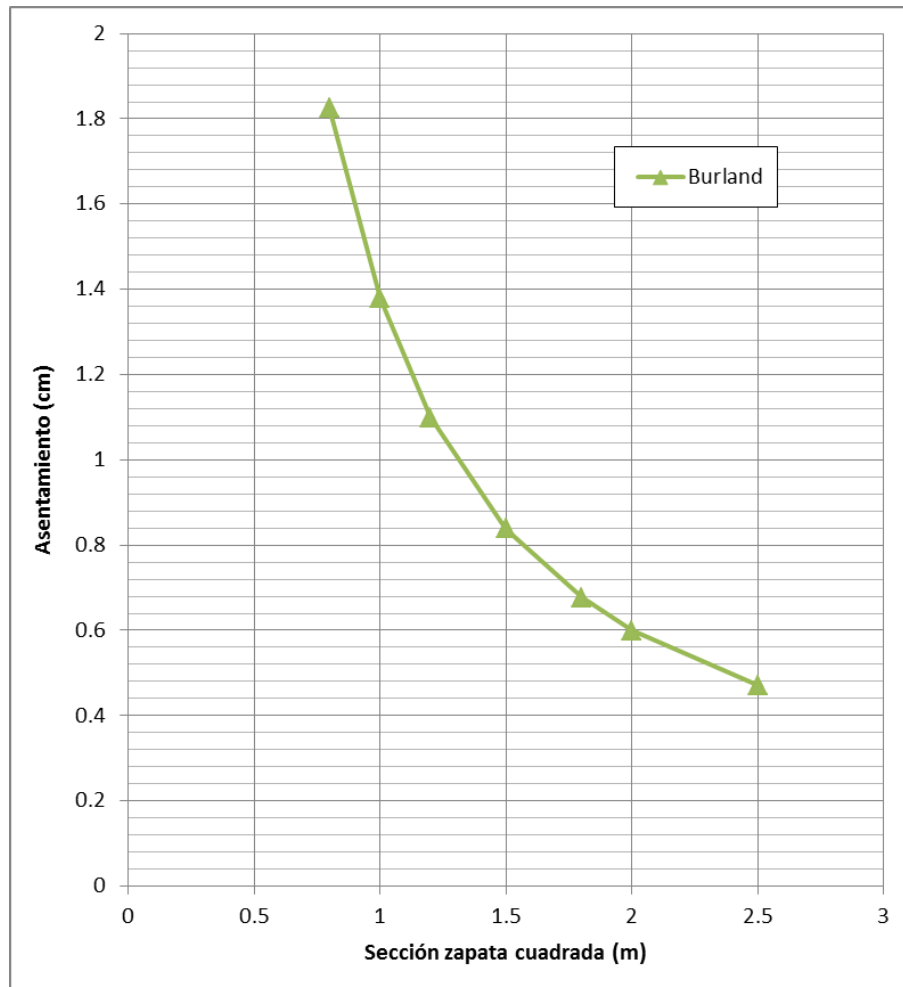
No. Estrato	Num Golpes	ϕ pergeom	ϕ J.Badillo	Espesor	Dr%(emplear)	Y (KN/m3)
1	15	32	31	0.65	45	17.15
2	20	34	33	1.1	50	17.5
3	18	32	32	0.8	40	17.2
4	35	36	37	1.5	70	18.3

Tabulador con resultados:

B (m)	L (m)	Área	∑Q (KN)	q (Kpa)	fs	ZI	Hs
0.8	0.8	0.64	364.950	570.235	1.00	0	4.05
1	1	1	372.976	372.976	1.00	0	4.05
1.2	1.2	1.44	382.784	265.823	1.00	1.15	4.05
1.5	1.5	2.25	400.841	178.152	1.00	1.25	4.05
1.8	1.8	3.24	422.911	130.528	1.00	1.5	4.05
2	2	4	439.853	109.963	1.00	1.8	4.05
2.5	2.5	6.25	490.011	78.402	1.00	1.95	4.05

Hs ≤ ZI	fl	σ'vo	q' (Kpa)	lc	Si (mm)	Si (cm)
No Aplica, usar 1.0	1.00	20.58	556.5151	0.0384	18.2625	1.8263
No Aplica, usar 1.0	1.00	20.58	359.2558	0.0384	13.7824	1.3782
No Aplica, usar 1.0	1.00	20.58	252.1026	0.0384	10.9882	1.0988
No Aplica, usar 1.0	1.00	20.58	164.4317	0.0384	8.3786	0.8379
No Aplica, usar 1.0	1.00	20.58	116.8081	0.0384	6.7622	0.6762
No Aplica, usar 1.0	1.00	20.58	96.2433	0.0384	5.9981	0.5998
No Aplica, usar 1.0	1.00	20.58	64.6818	0.0384	4.7126	0.4713

Gráfica de resultados:







### 7.3.2 No Lineal, Arena Media.

Datos:

Estrato	$z$ (m)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$P_{vo}$ (Kpa)	$\varphi$	$\varphi$ (rad)	OCR	$K_o$	$V = K_o / (1+K_o)$	$P_{co}$ (Kpa)
1	1.525	17.15	26.15375	31	0.54105	1	0.4850	0.3266	17.1736
2	2.4	17.5	41.3525	33	0.57596	1	0.4554	0.3129	26.3377
3	3.35	17.2	57.8575	32	0.55851	1	0.4701	0.3198	37.4176
4	4.5	18.3	78.4625	37	0.64577	1	0.3982	0.2848	46.9826

Calculando la distribución de esfuerzos para varias secciones; se tiene que:

SECCIÓN: 0.8				
Estrato	$z$ (m)	$\sigma_z$	$\sigma_x$	$\sigma_y$
1	0.325	452.5383	85.0501	85.0501
2	1.200	102.0364	0.0000	0.0000
3	2.150	35.6379	0.0000	0.0000

SECCIÓN: 1.0				
Estrato	$z$ (m)	$\sigma_z$	$\sigma_x$	$\sigma_y$
1	0.325	324.5271	83.3017	83.3017
2	1.200	95.7800	0.0000	0.0000
3	2.150	35.3300	0.0000	0.0000
4	3.300	15.7500	0.0000	0.0000

SECCIÓN: 1.2				
Estrato	$z$ (m)	$\sigma_z$	$\sigma_x$	$\sigma_y$
1	0.325	243.1602	76.8283	76.8283
2	1.200	89.3450	0.0646	0.0646
3	2.150	34.9848	0.0000	0.0000
4	3.300	15.9056	0.0000	0.0000

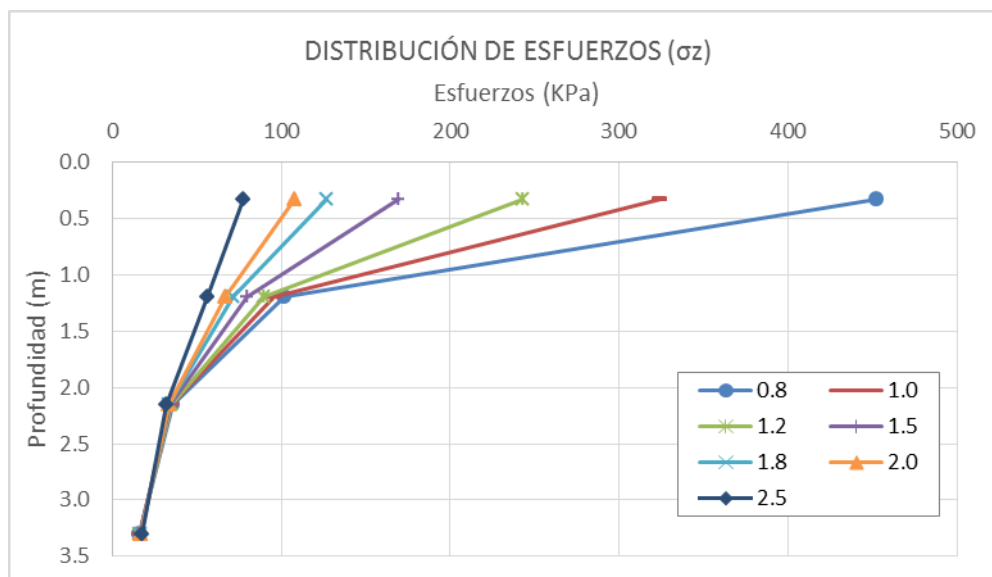
SECCIÓN: 1.5				
Estrato	$z$ (m)	$\sigma_z$	$\sigma_x$	$\sigma_y$
1	0.325	169.4549	65.8486	65.8486
2	1.200	80.0333	2.3800	2.3800
3	2.150	34.3967	0.0000	0.0000
4	3.300	16.1793	0.0000	0.0000

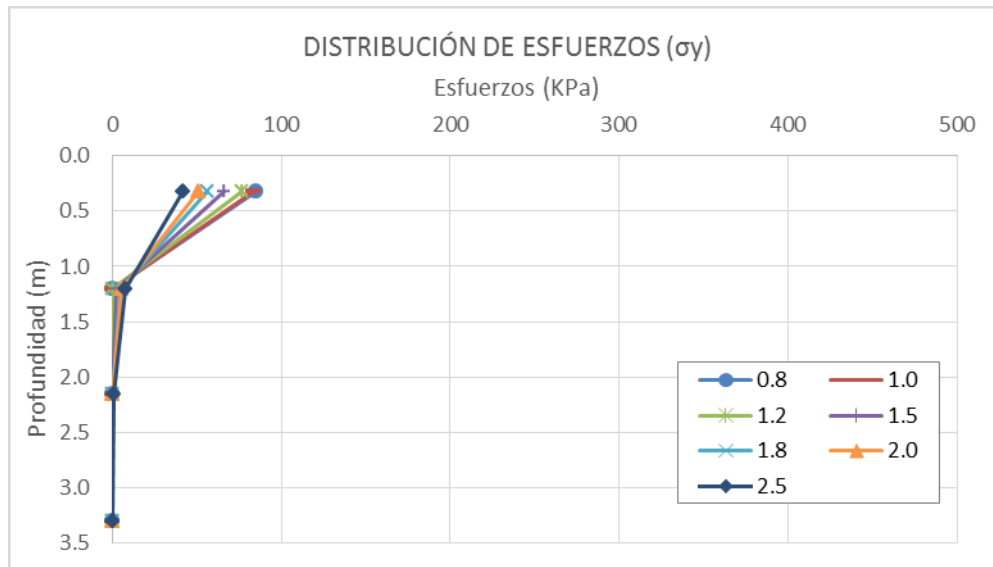
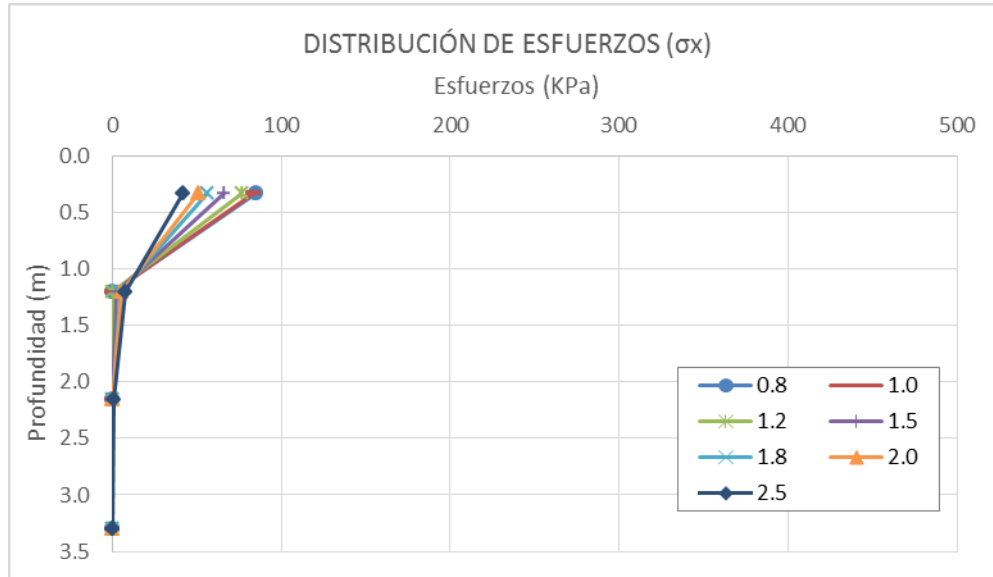


SECCIÓN:		1.8		
Estrato	z (m)	$\sigma_z$	$\sigma_x$	$\sigma_y$
1	0.325	126.5943	56.3874	56.3874
2	1.200	71.6447	4.3544	4.3544
3	2.150	33.7598	0.0000	0.0000
4	3.300	16.4924	0.0000	0.0000

SECCIÓN:		2.0		
Estrato	z (m)	$\sigma_z$	$\sigma_x$	$\sigma_y$
1	0.325	107.4766	51.2132	51.2132
2	1.200	66.6866	5.4672	5.46723794
3	2.150	33.3219	0.0000	0
4	3.300	16.7181	0.0000	0

SECCIÓN:		2.5		
Estrato	z (m)	$\sigma_z$	$\sigma_x$	$\sigma_y$
1	0.325	77.4519	41.5917	41.5917
2	1.200	56.4944	7.6180	7.61800711
3	2.150	32.2266	0.7101	0.71012183
4	3.300	17.3206	0.0000	0







Tabulador con resultados:

B (m)	L (m)	Área (m <sup>2</sup> )	ΣQ (KN)	q (Kpa)	f = 1-V(a1+a2)	a1	a2	b1 = b2 = 1/3	c = b1+b2(a1+a2)	N	N <sup>1.125</sup>
0.8	0.8	0.64	364.9505	570.2351	0.8772	0.1879	0.1879	0.3333	0.4586	15	21.0428
					1.0000	0.0000	0.0000	0.3333	0.3333	20	29.0843
					1.0000	0.0000	0.0000	0.3333	0.3333	18	25.8334
					1.0000	0.0000	0.0000	0.3333	0.3333	35	54.5854
1	1	1	372.9758	372.9758	0.8323	0.2567	0.2567	0.3333	0.5045	15	21.0428
					1.0000	0.0000	0.0000	0.3333	0.3333	20	29.0843
					1.0000	0.0000	0.0000	0.3333	0.3333	18	25.8334
					1.0000	0.0000	0.0000	0.3333	0.3333	35	54.5854
1.2	1.2	1.44	382.7845	265.8226	0.7936	0.3160	0.3160	0.3333	0.5440	15	21.0428
					0.9995	0.0007	0.0007	0.3333	0.3338	20	29.0843
					1.0000	0.0000	0.0000	0.3333	0.3333	18	25.8334
					1.0000	0.0000	0.0000	0.3333	0.3333	35	54.5854
1.5	1.5	2.25	400.8414	178.1517	0.7462	0.3886	0.3886	0.3333	0.5924	15	21.0428
					0.9814	0.0297	0.0297	0.3333	0.3532	20	29.0843
					1.0000	0.0000	0.0000	0.3333	0.3333	18	25.8334
					1.0000	0.0000	0.0000	0.3333	0.3333	35	54.5854
1.8	1.8	3.24	422.9110	130.5281	0.7091	0.4454	0.4454	0.3333	0.6303	15	21.0428
					0.9620	0.0608	0.0608	0.3333	0.3739	20	29.0843
					1.0000	0.0000	0.0000	0.3333	0.3333	18	25.8334
					1.0000	0.0000	0.0000	0.3333	0.3333	35	54.5854
2	2	4	439.8533	109.9633	0.6888	0.4765	0.4765	0.3333	0.6510	15	21.0428
					0.9487	0.0820	0.0820	0.3333	0.3880	20	29.0843
					1.0000	0.0000	0.0000	0.3333	0.3333	18	25.8334
					1.0000	0.0000	0.0000	0.3333	0.3333	35	54.5854
2.5	2.5	6.25	490.0114	78.4018	0.6493	0.5370	0.5370	0.3333	0.6913	15	21.0428
					0.9156	0.1348	0.1348	0.3333	0.4232	20	29.0843
					0.9859	0.0220	0.0220	0.3333	0.3480	18	25.8334
					1.0000	0.0000	0.0000	0.3333	0.3333	35	54.5854



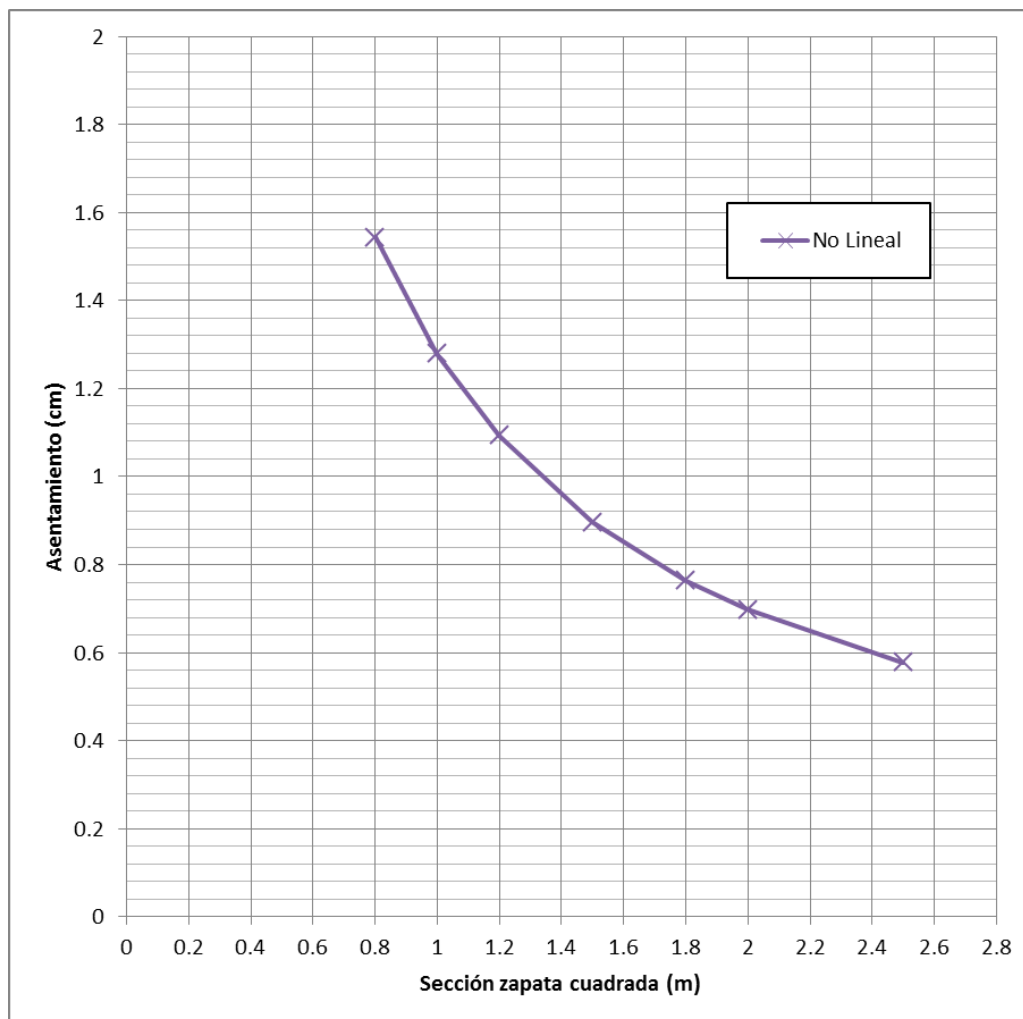
Am	A=Am*C	$\alpha$ (de tabla)	C	s = 0.5	$\Delta z_0$			$\delta z$ (m)	$\delta z$ (cm)	
552.3724	284.2016	0.8440	0.5145	0.5	0.65	0.0145	0.0144	0.0094	0.9361	
763.4631	392.9505	0.8440	0.5147	0.5	1.10	0.0040	0.0040	0.0044	0.4391	
678.1267	349.0162	0.8440	0.5147	0.5	0.80	0.0015	0.0015	0.0012	0.1235	<b>Suma</b>
1432.8669	736.2532	0.8440	0.5138	0.5	1.50	0.0003	0.0003	0.0004	0.0449	<b>1.5435</b>
552.3724	284.2016	0.8440	0.5145	0.5	0.65	0.0107	0.0107	0.0069	0.6940	
763.4631	392.9505	0.8440	0.5147	0.5	1.10	0.0038	0.0038	0.0042	0.4166	
678.1267	349.0162	0.8440	0.5147	0.5	0.80	0.0015	0.0015	0.0012	0.1225	<b>Suma</b>
1432.8669	736.2532	0.8440	0.5138	0.5	1.50	0.0003	0.0003	0.0005	0.0453	<b>1.2784</b>
552.3724	284.2016	0.8440	0.5145	0.5	0.65	0.0082	0.0082	0.0053	0.5336	
763.4631	392.9505	0.8440	0.5147	0.5	1.10	0.0036	0.0036	0.0039	0.3927	
678.1267	349.0162	0.8440	0.5147	0.5	0.80	0.0015	0.0015	0.0012	0.1213	<b>Suma</b>
1432.8669	736.2532	0.8440	0.5138	0.5	1.50	0.0003	0.0003	0.0005	0.0457	<b>1.0934</b>
552.3724	284.2016	0.8440	0.5145	0.5	0.65	0.0059	0.0059	0.0038	0.3823	
763.4631	392.9505	0.8440	0.5147	0.5	1.10	0.0032	0.0032	0.0035	0.3484	
678.1267	349.0162	0.8440	0.5147	0.5	0.80	0.0015	0.0015	0.0012	0.1194	<b>Suma</b>
1432.8669	736.2532	0.8440	0.5138	0.5	1.50	0.0003	0.0003	0.0005	0.0465	<b>0.8966</b>
552.3724	284.2016	0.8440	0.5145	0.5	0.65	0.0045	0.0045	0.0029	0.2909	
763.4631	392.9505	0.8440	0.5147	0.5	1.10	0.0028	0.0028	0.0031	0.3082	
678.1267	349.0162	0.8440	0.5147	0.5	0.80	0.0015	0.0015	0.0012	0.1174	<b>Suma</b>
1432.8669	736.2532	0.8440	0.5138	0.5	1.50	0.0003	0.0003	0.0005	0.0474	<b>0.7639</b>
552.3724	284.2016	0.8440	0.5145	0.5	0.65	0.0038	0.0038	0.0025	0.2491	
763.4631	392.9505	0.8440	0.5147	0.5	1.10	0.0026	0.0026	0.0028	0.2844	
678.1267	349.0162	0.8440	0.5147	0.5	0.80	0.0015	0.0014	0.0012	0.1159	<b>Suma</b>
1432.8669	736.2532	0.8440	0.5138	0.5	1.50	0.0003	0.0003	0.0005	0.0480	<b>0.6974</b>
552.3724	284.2016	0.8440	0.5145	0.5	0.65	0.0028	0.0028	0.0018	0.1818	
763.4631	392.9505	0.8440	0.5147	0.5	1.10	0.0021	0.0021	0.0024	0.2352	
678.1267	349.0162	0.8440	0.5147	0.5	0.80	0.0014	0.0014	0.0011	0.1105	<b>Suma</b>
1432.8669	736.2532	0.8440	0.5138	0.5	1.50	0.0003	0.0003	0.0005	0.0497	<b>0.5771</b>



En resumen:

$B$ (m)	$\delta z$ (cm)
0.80	1.5435
1.00	1.2784
1.20	1.0934
1.50	0.8966
1.80	0.7639
2.00	0.6974
2.50	0.5771

Gráfica con resultados:





### 7.3.3 Schmertmann, Arena Media.

Datos:

Zapata		
h =	0.25	m
Df:	1.2	m
B =	Variable	Ver tabla
L =	Variable	Ver tabla
Df - h =	0.95	m

No. Estrato	Num Golpes	$s_{pergeom}$	$s_{J.Badillo}$	Espesor	Dr%(emplear)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$q_c$ (Kpa)	E (Kpa)
1	15	32	31	0.65	45	17.15	5,250.00	13,125
2	20	34	33	1.1	50	17.5	7,000.00	17,500
3	18	32	32	0.8	40	17.2	6,300.00	15,750
4	35	36	37	1.5	70	18.3	12,250.00	30,625

\* $q_c = 3.5 \text{ N (kg/cm}^2\text{)}$

\* $E = 2.5q_c$ , para  $L/B = 1$

t años =  años

Tabulador con resultados:

B (m)	z (m)	$\Delta z$	$z / (B/2)$	$l_z$	E (Kpa)	$l_z / E$	$(l_z / E) * \Delta z$
0.8	0.0	0.0	0.00	0.0	13,125	0	0
Hasta:	0.2	0.2	0.50	0.3	13,125	2.2857E-05	4.57143E-06
1.6	0.4	0.2	1.00	0.6	13,125	4.5714E-05	9.14286E-06
	0.6	0.2	1.50	0.5	13,125	3.8095E-05	7.61905E-06
	0.8	0.2	2.00	0.4	17,500	2.2857E-05	4.57143E-06
	1.0	0.2	2.50	0.3	17,500	1.7143E-05	3.42857E-06
	1.2	0.2	3.00	0.2	17,500	1.1429E-05	2.28571E-06
	1.4	0.2	3.50	0.1	17,500	5.7143E-06	1.14286E-06
	1.6	0.2	4.00	0.0	17,500	0	0
						SUMA	3.27619E-05



$B$ (m)	$z$ (m)	$\Delta z$	$z / (B/2)$	$I_z$	$E$ (Kpa)	$I_z / E$	$(I_z / E) * \Delta z$
1	0.0	0.0	0.00	0.0	13,125	0	0
Hasta:	0.2	0.2	0.40	0.2	13,125	1.8286E-05	3.65714E-06
2	0.4	0.2	0.80	0.5	13,125	3.6571E-05	7.31429E-06
	0.6	0.2	1.20	0.6	13,125	4.2667E-05	8.53333E-06
	0.8	0.2	1.60	0.5	17,500	2.7429E-05	5.48571E-06
	1.0	0.2	2.00	0.4	17,500	2.2857E-05	4.57143E-06
	1.2	0.2	2.40	0.3	17,500	1.8286E-05	3.65714E-06
	1.4	0.2	2.80	0.2	17,500	1.3714E-05	2.74286E-06
	1.6	0.2	3.20	0.2	17,500	9.1429E-06	1.82857E-06
	1.8	0.2	3.60	0.1	15,750	5.0794E-06	1.01587E-06
	2.0	0.2	4.00	0.0	15,750	0	0
<b>SUMA</b>							<b>3.88063E-05</b>

$B$ (m)	$z$ (m)	$\Delta z$	$z / (B/2)$	$I_z$	$E$ (Kpa)	$I_z / E$	$(I_z / E) * \Delta z$
1.2	0.0	0.0	0.00	0.0	13,125	0	0
Hasta:	0.2	0.2	0.33	0.2	13,125	1.5238E-05	3.04762E-06
2.4	0.4	0.2	0.67	0.4	13,125	3.0476E-05	6.09524E-06
	0.6	0.2	1.00	0.6	13,125	4.5714E-05	9.14286E-06
	0.8	0.2	1.33	0.5	17,500	3.0476E-05	6.09524E-06
	1.0	0.2	1.67	0.5	17,500	2.6667E-05	5.33333E-06
	1.2	0.2	2.00	0.4	17,500	2.2857E-05	4.57143E-06
	1.4	0.2	2.33	0.3	17,500	1.9048E-05	3.80952E-06
	1.6	0.2	2.67	0.3	17,500	1.5238E-05	3.04762E-06
	1.8	0.2	3.00	0.2	15,750	1.2698E-05	2.53968E-06
	2.0	0.2	3.33	0.1	15,750	8.4656E-06	1.69312E-06
	2.2	0.2	3.67	0.1	15,750	4.2328E-06	8.46561E-07
	2.4	0.2	4.00	0.0	15,750	0	0
<b>SUMA</b>							<b>4.62222E-05</b>





B (m)	z (m)	$\Delta z$	$z / (B/2)$	$I_z$	E (Kpa)	$I_z / E$	$(I_z / E) * \Delta z$
1.5	0.0	0.0	0.00	0.0	13,125	0	0
Hasta:	0.2	0.2	0.27	0.2	13,125	1.219E-05	2.4381E-06
3	0.4	0.2	0.53	0.3	13,125	2.4381E-05	4.87619E-06
	0.6	0.2	0.80	0.5	13,125	3.6571E-05	7.31429E-06
	0.8	0.2	1.07	0.6	17,500	3.3524E-05	6.70476E-06
	1.0	0.2	1.33	0.5	17,500	3.0476E-05	6.09524E-06
	1.2	0.2	1.60	0.5	17,500	2.7429E-05	5.48571E-06
	1.4	0.2	1.87	0.4	17,500	2.4381E-05	4.87619E-06
	1.6	0.2	2.13	0.4	17,500	2.1333E-05	4.26667E-06
	1.8	0.2	2.40	0.3	15,750	2.0317E-05	4.06349E-06
	2.0	0.2	2.67	0.3	15,750	1.6931E-05	3.38624E-06
	2.2	0.2	2.93	0.2	15,750	1.3545E-05	2.70899E-06
	2.4	0.2	3.20	0.2	15,750	1.0159E-05	2.03175E-06
	2.6	0.2	3.47	0.1	30,625	3.483E-06	6.96599E-07
	2.8	0.2	3.73	0.1	30,625	1.7415E-06	3.48299E-07
	3.0	0.2	4.00	0.0	30,625	0	0
<b>SUMA</b>							<b>5.52925E-05</b>

B (m)	z (m)	$\Delta z$	$z / (B/2)$	$I_z$	E (Kpa)	$I_z / E$	$(I_z / E) * \Delta z$
1.8	0.0	0.0	0.00	0.0	13,125	0	0
Hasta:	0.2	0.2	0.22	0.1	13,125	1.0159E-05	2.03175E-06
3.6	0.4	0.2	0.44	0.3	13,125	2.0317E-05	4.06349E-06
	0.6	0.2	0.67	0.4	13,125	3.0476E-05	6.09524E-06
	0.8	0.2	0.89	0.5	17,500	3.0476E-05	6.09524E-06
	1.0	0.2	1.11	0.6	17,500	3.3016E-05	6.60317E-06
	1.2	0.2	1.33	0.5	17,500	3.0476E-05	6.09524E-06
	1.4	0.2	1.56	0.5	17,500	2.7937E-05	5.5873E-06
	1.6	0.2	1.78	0.4	17,500	2.5397E-05	5.07937E-06
	1.8	0.2	2.00	0.4	15,750	2.5397E-05	5.07937E-06
	2.0	0.2	2.22	0.4	15,750	2.2575E-05	4.51499E-06
	2.2	0.2	2.44	0.3	15,750	1.9753E-05	3.95062E-06
	2.4	0.2	2.67	0.3	15,750	1.6931E-05	3.38624E-06
	2.6	0.2	2.89	0.2	30,625	7.2562E-06	1.45125E-06
	2.8	0.2	3.11	0.2	30,625	5.805E-06	1.161E-06
	3.0	0.2	3.33	0.1	30,625	4.3537E-06	8.70748E-07
	3.2	0.2	3.56	0.1	30,625	2.9025E-06	5.80499E-07
	3.4	0.2	3.78	0.0	30,625	1.4512E-06	2.90249E-07
	3.6	0.2	4.00	0.0	30,625	0	0
<b>SUMA</b>							<b>6.29358E-05</b>



$B$ (m)	$z$ (m)	$\Delta z$	$z / (B/2)$	$I_z$	$E$ (Kpa)	$I_z / E$	$(I_z / E) * \Delta z$
2	0.0	0.0	0.00	0.0	13,125	0	0
Hasta:	0.2	0.2	0.20	0.1	13,125	9.1429E-06	1.82857E-06
4	0.4	0.2	0.40	0.2	13,125	1.8286E-05	3.65714E-06
	0.6	0.2	0.60	0.4	13,125	2.7429E-05	5.48571E-06
	0.8	0.2	0.80	0.5	17,500	2.7429E-05	5.48571E-06
	1.0	0.2	1.00	0.6	17,500	3.4286E-05	6.85714E-06
	1.2	0.2	1.20	0.6	17,500	0.000032	0.0000064
	1.4	0.2	1.40	0.5	17,500	2.9714E-05	5.94286E-06
	1.6	0.2	1.60	0.5	17,500	2.7429E-05	5.48571E-06
	1.8	0.2	1.80	0.4	15,750	2.7937E-05	5.5873E-06
	2.0	0.2	2.00	0.4	15,750	2.5397E-05	5.07937E-06
	2.2	0.2	2.20	0.4	15,750	2.2857E-05	4.57143E-06
	2.4	0.2	2.40	0.3	15,750	2.0317E-05	4.06349E-06
	2.6	0.2	2.60	0.3	30,625	9.1429E-06	1.82857E-06
	2.8	0.2	2.80	0.2	30,625	7.8367E-06	1.56735E-06
	3.0	0.2	3.00	0.2	30,625	6.5306E-06	1.30612E-06
	3.2	0.2	3.20	0.2	30,625	5.2245E-06	1.0449E-06
	3.4	0.2	3.40	0.1	30,625	3.9184E-06	7.83673E-07
	3.6	0.2	3.60	0.1	30,625	2.6122E-06	5.22449E-07
	3.8	0.2	3.80	0.0	30,625	1.3061E-06	2.61224E-07
	4.0	0.2	4.00	0.0	30,625	0	0
						<b>SUMA</b>	<b>6.77587E-05</b>



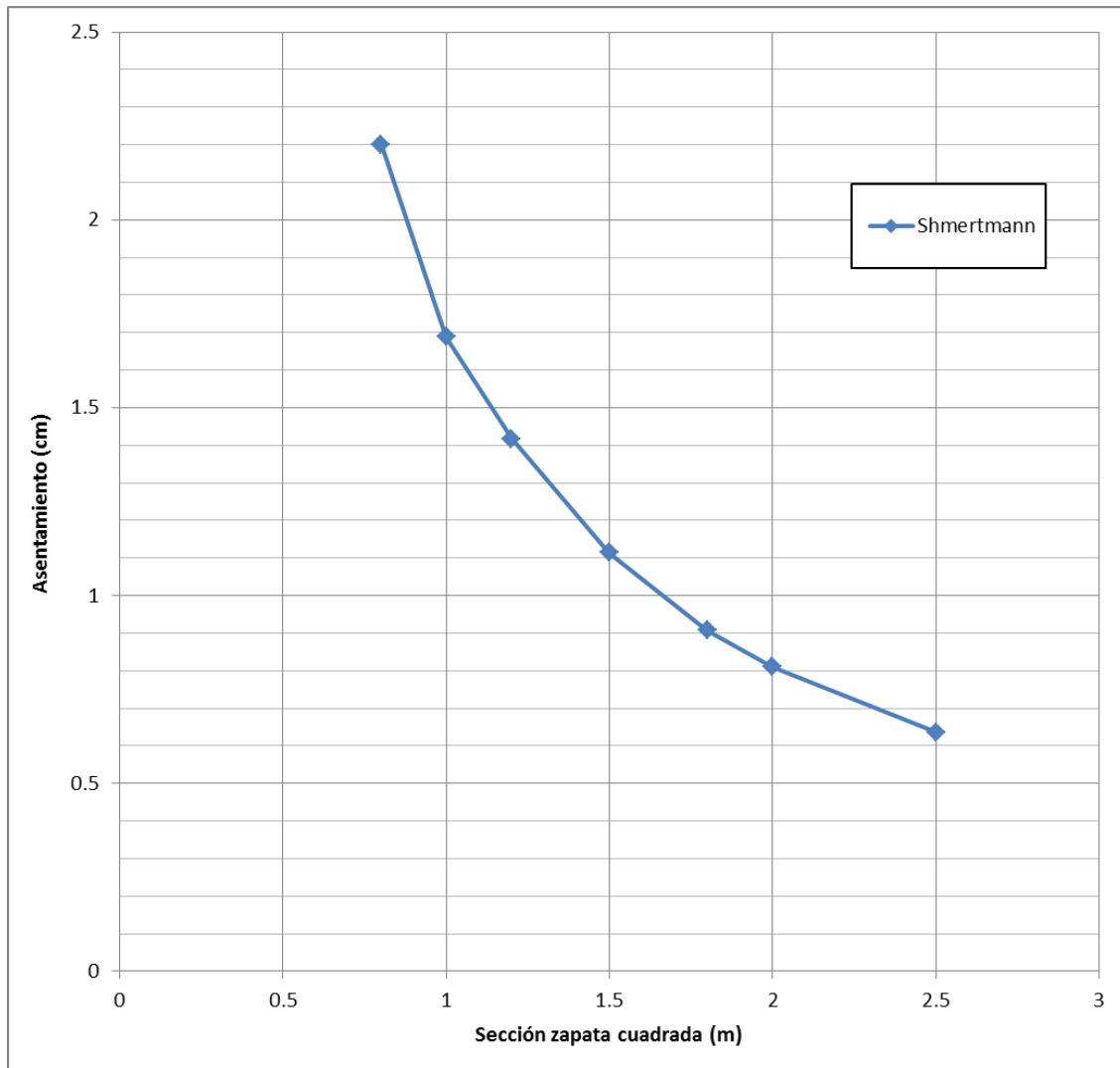
B (m)	z (m)	$\Delta z$	z / (B/2)	lz	E (Kpa)	lz / E	(lz / E)* $\Delta z$
2.5	0.0	0.0	0.00	0.0	13,125	0	0
Hasta:	0.2	0.2	0.16	0.1	13,125	7.3143E-06	1.46286E-06
5	0.4	0.2	0.32	0.2	13,125	1.4629E-05	2.92571E-06
	0.6	0.2	0.48	0.3	13,125	2.1943E-05	4.38857E-06
	0.8	0.2	0.64	0.4	17,500	2.1943E-05	4.38857E-06
	1.0	0.2	0.80	0.5	17,500	2.7429E-05	5.48571E-06
	1.2	0.2	0.96	0.6	17,500	3.2914E-05	6.58286E-06
	1.4	0.2	1.12	0.6	17,500	3.2914E-05	6.58286E-06
	1.6	0.2	1.28	0.5	17,500	3.1086E-05	6.21714E-06
	1.8	0.2	1.44	0.5	15,750	3.2508E-05	6.50159E-06
	2.0	0.2	1.60	0.5	15,750	3.0476E-05	6.09524E-06
	2.2	0.2	1.76	0.4	15,750	2.8444E-05	5.68889E-06
	2.4	0.2	1.92	0.4	15,750	2.6413E-05	5.28254E-06
	2.6	0.2	2.08	0.4	30,625	1.2539E-05	2.50776E-06
	2.8	0.2	2.24	0.4	30,625	1.1494E-05	2.29878E-06
	3.0	0.2	2.40	0.3	30,625	1.0449E-05	2.0898E-06
	3.2	0.2	2.56	0.3	30,625	9.4041E-06	1.88082E-06
	3.4	0.2	2.72	0.3	30,625	8.3592E-06	1.67184E-06
	3.6	0.2	2.88	0.2	30,625	7.3143E-06	1.46286E-06
	3.8	0.2	3.04	0.2	30,625	6.2694E-06	1.25388E-06
	4.0	0.2	3.20	0.2	30,625	5.2245E-06	1.0449E-06
	4.2	0.2	3.36	0.1	30,625	4.1796E-06	8.35918E-07
	4.4	0.2	3.52	0.1	30,625	3.1347E-06	6.26939E-07
	4.6	0.2	3.68	0.1	30,625	2.0898E-06	4.17959E-07
	4.8	0.2	3.84	0.0	30,625	1.0449E-06	2.0898E-07
	5.0	0.2	4.00	0.0	30,625	0	0
<b>SUMA</b>							<b>7.79029E-05</b>

En Resumen para el caso estudiado por el método de Shmertmann y para el asentamiento de zapata aislada en arena de compacidad *media*, se tiene que:

B	L	Área	$\Sigma Q$ (KN)	q (Kpa)	2B	P'o	C1 > 0.5	C2	s (m)	s (cm)
0.8	0.8	0.64	364.9505	570.2351	1.60	20.58	0.9820	1.2	<b>0.0220</b>	<b>2.2014</b>
1.0	1.0	1.00	372.9758	372.9758	2.00	20.58	0.9724	1.2	<b>0.0169</b>	<b>1.6889</b>
1.2	1.2	1.44	382.7845	265.8226	2.40	20.58	0.9613	1.2	<b>0.0142</b>	<b>1.4174</b>
1.5	1.5	2.25	400.8414	178.1517	3.00	20.58	0.9422	1.2	<b>0.0111</b>	<b>1.1138</b>
1.8	1.8	3.24	422.9110	130.5281	3.60	20.58	0.9212	1.2	<b>0.0091</b>	<b>0.9081</b>
2.0	2.0	4.00	439.8533	109.9633	4.00	20.58	0.9064	1.2	<b>0.0081</b>	<b>0.8104</b>
2.5	2.5	6.25	490.0114	78.4018	5.00	20.58	0.8688	1.2	<b>0.0064</b>	<b>0.6367</b>



Gráfica con resultados:





### 7.3.4 Software SEETLE, Arena Media.

Datos:

#### Loads

##### 1. Rectangular Load

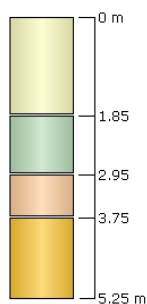
Length: 2.5 m  
Width: 2.5 m  
Rotation angle: 0 degrees  
Load Type: Rigid  
Area of Load: 6.25 m<sup>2</sup>  
Force: 350 kN  
Mx: 0 kN.m  
My: 0 kN.m  
Depth: 1.2 m  
Installation Stage: Stage 1

##### Coordinates

X [m]	Y [m]
2245.26	1076.34
2247.76	1076.34
2247.76	1078.84
2245.26	1078.84

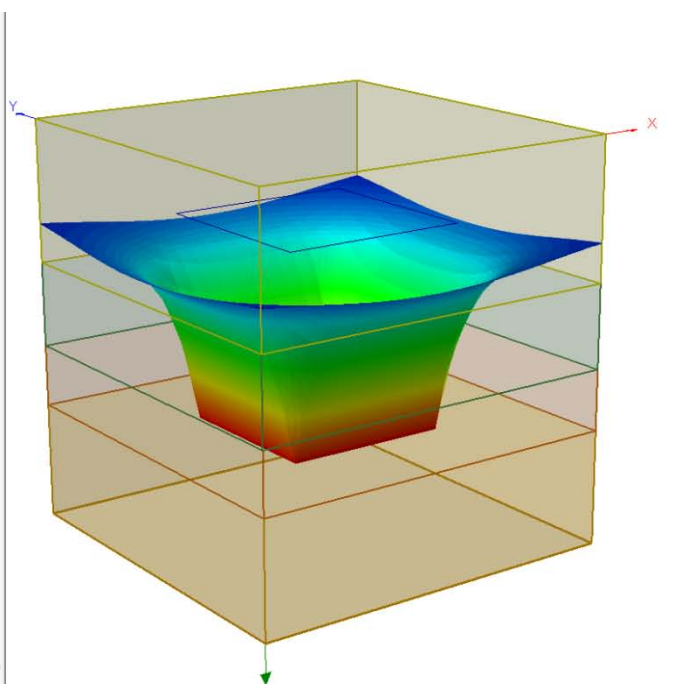
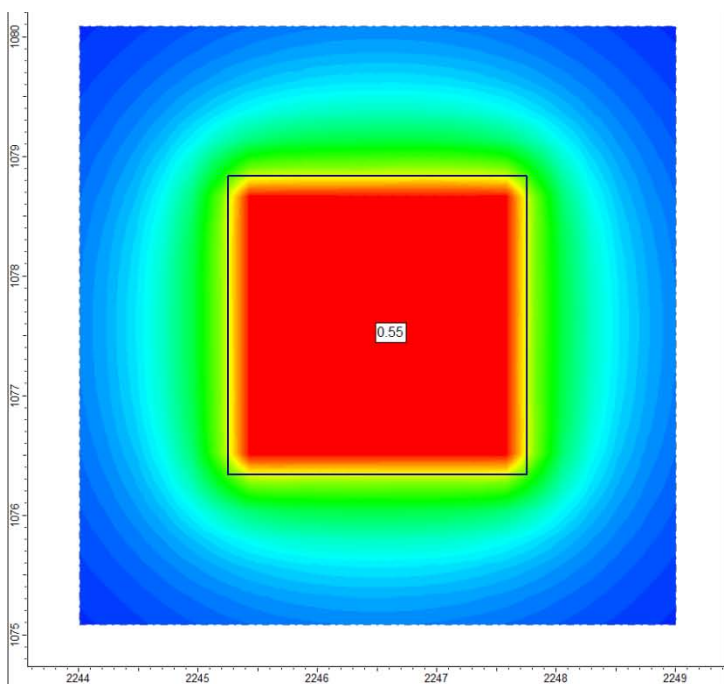
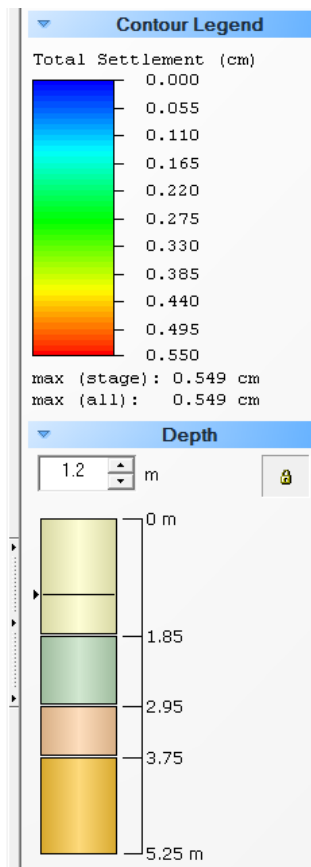
#### Soil Layers

Layer #	Type	Thickness [m]	Depth [m]
1	SM-0	1.85	0
2	SC-1	1.1	1.85
3	SC-2	0.8	2.95
4	SM-1	1.5	3.75

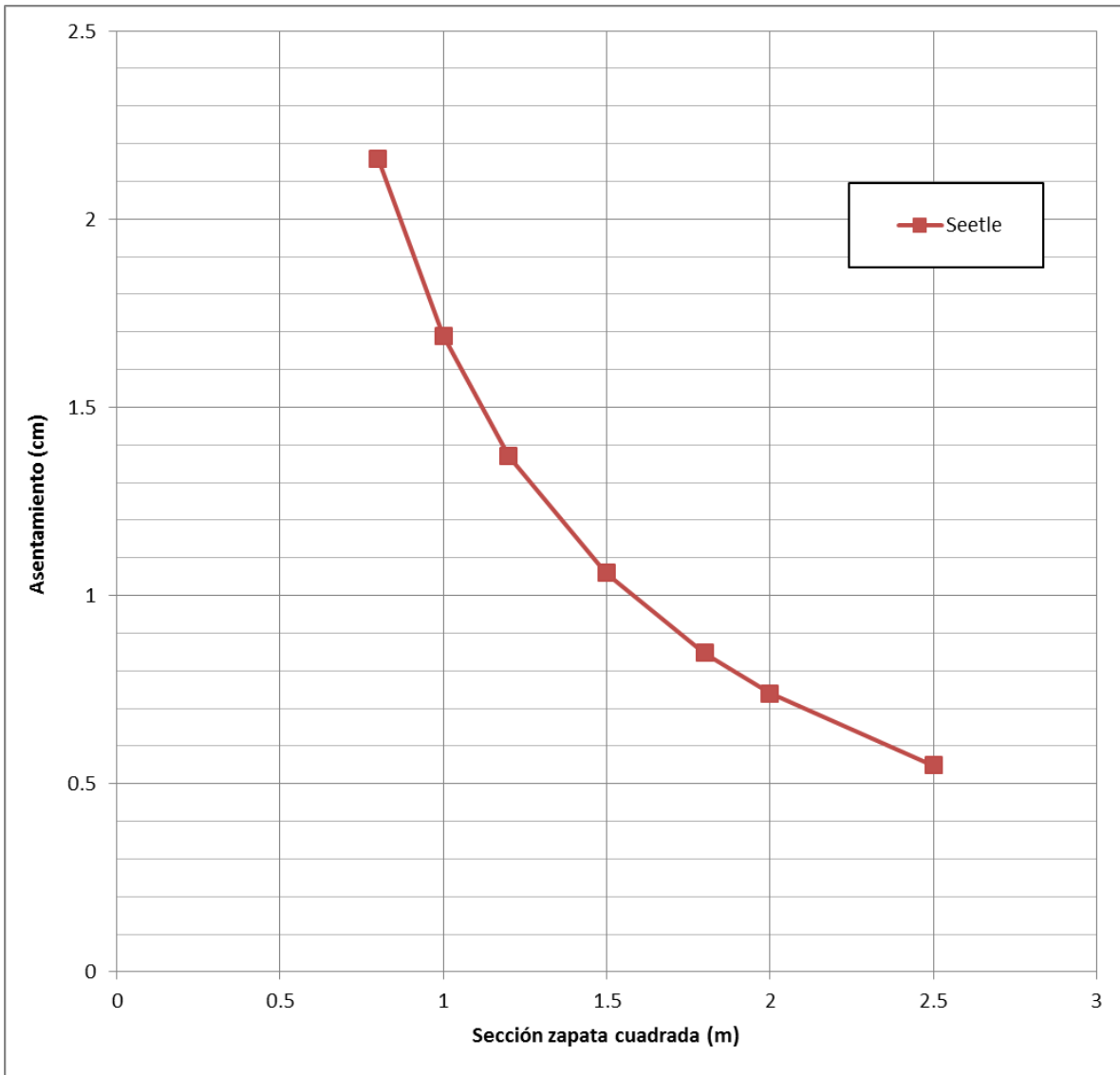


#### Soil Properties

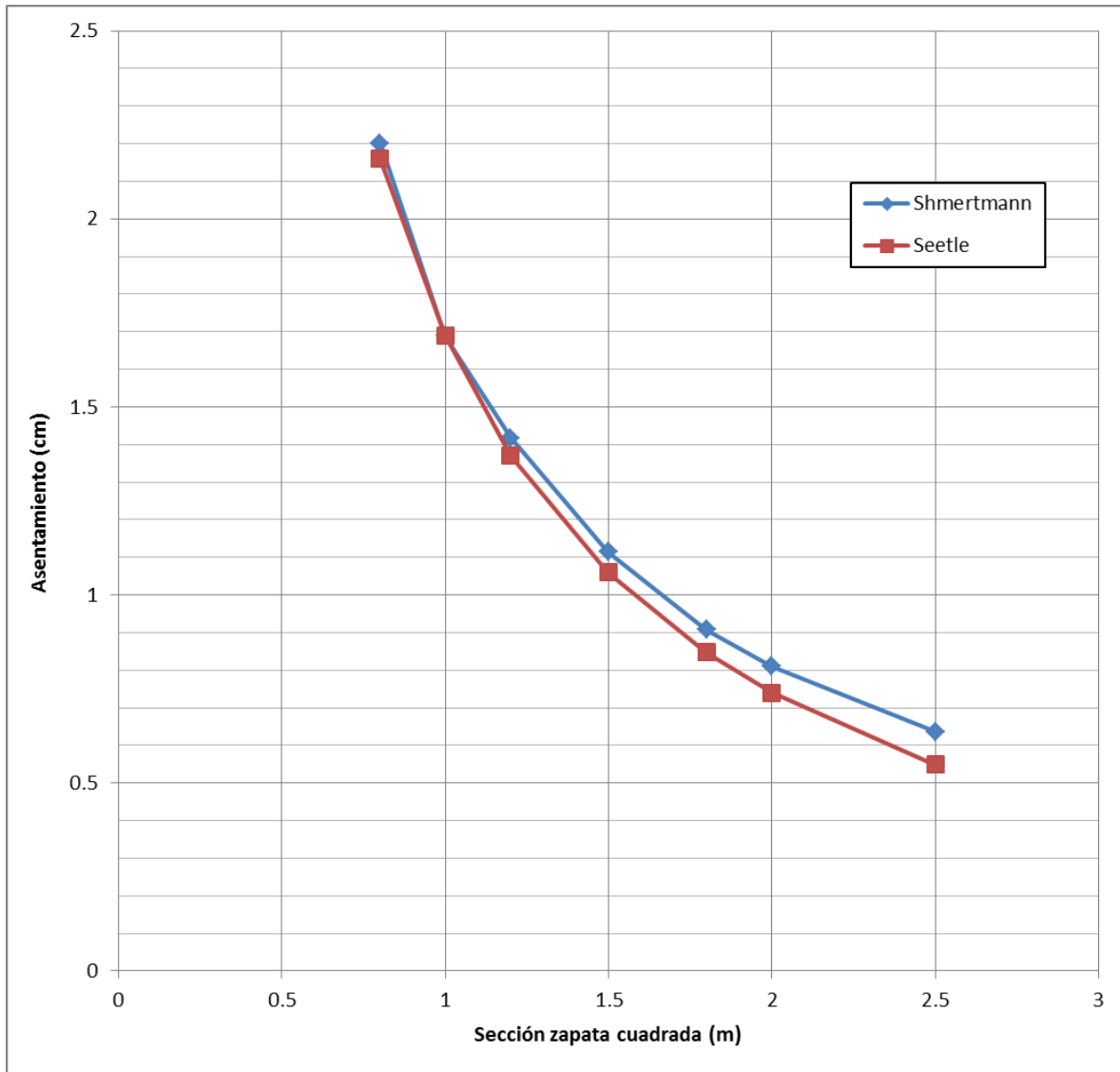
Property	SM-0	SC-1	SC-2	SM-1
Color				
Unit Weight [kN/m <sup>3</sup> ]	17.15	17.5	17.2	18.3
Saturated Unit Weight [kN/m <sup>3</sup> ]	17.15	17.5	17.2	18.3
Immediate Settlement	Enabled	Enabled	Enabled	Enabled
Es [kPa]	13125	17500	15750	26250
Esur [kPa]	13125	17500	15750	30625



Gráfica con resultados:



Cabe aclarar que el software de Rocscience, Seetle utiliza el método de Shmertmann para ejecutar las corridas de cálculo para estimar asentamientos, por lo que vale la pena comparar entre los resultados obtenidos con Seetle y los obtenidos con la hoja de cálculo de acuerdo al método de Schmertmann.



Como podemos observar, los resultados obtenidos en Seetle comparados con los obtenidos con el método de Schmertmann se consideran para fines prácticos iguales, por lo que es una forma válida para comparar la veracidad de la hoja de cálculo elaborada para este trabajo utilizando el método de Schmertmann.





### 7.3.5 Denver, Arena Media.

Datos:

Zapata		
h =	0.25	m
Df:	1.2	m
B =	Variable	Ver tabla
L =	Variable	Ver tabla
Df - h =	0.95	m

Distancia entre zapatas (a centros)

a =	5	m
-----	---	---

No. Estrato	Num Golpes	E (KPa)	E (MPa)	ϕ pergeom	ϕ J.Badillo	Espesor	Dr%(emplear)	Y (KN/m3)
1	15	27110.88342	27.1109	32	31	0.65	45	17.15
2	20	31304.95168	31.3050	34	33	1.1	50	17.5
3	18	29698.48481	29.6985	32	32	0.8	40	17.2
4	35	41412.55848	41.4126	36	37	1.5	70	18.3

c =	7	Mpa	(constante)
-----	---	-----	-------------

Tabulador con resultados:

B (m)	L (m)	Área (m <sup>2</sup> )	ΣQ (KN)	q (Kpa)	r0
0.8	0.8	0.64	364.95	570.24	0.4514
1	1	1	372.98	372.98	0.5642
1.2	1.2	1.44	382.78	265.82	0.6770
1.5	1.5	2.25	400.84	178.15	0.8463
1.8	1.8	3.24	422.91	130.53	1.0155
2	2	4	439.85	109.96	1.1284
2.5	2.5	6.25	490.01	78.40	1.4105
3	3	9	551.32	61.26	1.6926
3.5	3.5	12.25	623.77	50.92	1.9747
4	4	16	707.36	44.21	2.2568
4.5	4.5	20.25	802.11	39.61	2.5389
5	5	25	908.00	36.32	2.8209



0.80 x 0.80								
No. Estrato	Num Golpes	z	Estratos	z/r0	S (de gráfica)	q (Kpa)	s(Zn/ro)-s(zn+1/ro)	E (KPa)
1	15	0		0.0000	1.5	570.24	-2.1602	27110.8834
		0.65		1.4401	0.6		-1.4623	27110.8834
2	20	1.75		3.8772	0.22		-0.3899	31304.9517
3	18	2.55		5.6497	0.16		-0.5317	29698.4848
4	35	4.05		8.9730	0.065		0.5832	41412.5585

$s(Zn/ro)-s(zn+1/ro))/E$	c	L/B	re	D/ro	de	a	a/ro	b
-7.96794E-05	0.9974	1	1	2.6587	0.85	5	11.0778	0.07
-5.39368E-05								
-1.24562E-05								
-1.79045E-05								
1.40838E-05								

SUMA:	-0.00015	
s =	-0.03858	m
s0 =	-0.03271	m
$\Delta S0 =$	-0.002289445	m
St =	<b>-0.0350</b>	<b>m</b>
St (0.8x0.8 m)=	<b>-3.4996</b>	<b>cm</b>

1.0 x 1.0								
No. Estrato	Num Golpes	z	Estratos	z/r0	S (de gráfica)	q (Kpa)	s(Zn/ro)-s(zn+1/ro)	E (KPa)
1	15	0		0.0000	1.5	372.98	-1.7281	27110.8834
		0.65		1.1521	0.75		-1.4623	27110.8834
2	20	1.75		3.1018	0.3		-0.4254	31304.9517
3	18	2.55		4.5198	0.19		-0.5051	29698.4848
4	35	4.05		7.1784	0.08		0.5743	41412.5585

$(s(Zn/ro)-s(zn+1/ro))/E$	c	L/B	re	D/ro	de	a	a/ro	b
-6.37435E-05	0.9964	1	1	2.1269	0.86	5	8.8623	0.08
-5.39368E-05								
-1.35886E-05								
-1.70093E-05								
1.38672E-05								



SUMA:	-0.00013	
s =	-0.02828	m
s0 =	-0.02424	m
$\Delta S0$ =	-0.00194	m
St =	<b>-0.0262</b>	<b>m</b>
St (1.0x1.0 m)=	<b>-2.6175</b>	<b>cm</b>

1.2 x 1.2								
No. Estrato	Num Golpes	z	Estratos	z/r0	S (de gráfica)	q (Kpa)	s(Zn/ro)-s(zn+1/ro)	E (KPa)
1	15	0		0.0000	1.5	265.82	-1.4401	27110.8834
		0.65		0.9601	0.8		-1.2998	27110.8834
2	20	1.75	2.5848	0.38	-0.4490		31304.9517	
3	18	2.55	3.7665	0.25	-0.5539		29698.4848	
4	35	4.05	5.9820	0.11	0.6580		41412.5585	

$(s(Zn/ro)-s(zn+1/ro))/E$	c	L/B	re	D/ro	de	a	a/ro	b
-5.31196E-05	0.9774	1	1	1.7725	0.88	5	7.3852	0.1
-4.79438E-05								
-1.43435E-05								
-1.86505E-05								
1.58895E-05								

SUMA:	-0.00012	
s =	-0.02127	m
s0 =	-0.01829	m
$\Delta S0$ =	-0.00183	m
St =	<b>-0.0201</b>	<b>m</b>
St (1.2x1.2 m)=	<b>-2.0120</b>	<b>cm</b>

1.5 x 1.5								
No. Estrato	Num Golpes	z	Estratos	z/r0	S (de gráfica)	q (Kpa)	s(Zn/ro)-s(zn+1/ro)	E (KPa)
1	15	0		0.0000	1.5	178.15	-1.1521	27110.8834
		0.65		0.7681	0.9		-1.1698	27110.8834
2	20	1.75	2.0679	0.46	-0.4348		31304.9517	
3	18	2.55	3.0132	0.29	-0.5140		29698.4848	
4	35	4.05	4.7856	0.15	0.7178		41412.5585	



$(s(Zn/ro)-s(zn+1/ro))/E$	c	L/B	re	D/ro	de	a	a/ro	b
-4.24957E-05	0.9338							
-4.31494E-05								
-1.38905E-05								
-1.73077E-05								
1.7334E-05		1	1	1.4180	0.89	5	5.9082	0.13

SUMA:	-0.00010	
s =	-0.01500	m
s0 =	-0.01247	m
$\Delta S0 =$	-0.00162	m
St =	<b>-0.0141</b>	<b>m</b>
St (1.5x1.5 m)=	<b>-1.4090</b>	<b>cm</b>

1.8 x 1.8		No. Estrato	Num Golpes	z	Estratos	z/r0	S (de gráfica)	q (Kpa)	$s(Zn/ro)-s(zn+1/ro)$	E (KPa)
1	15	0			0.0000	1.5	130.53	-0.9601	27110.8834	
		0.65		0.6401	1	-1.0832		27110.8834		
2	20	1.75		1.7232	0.6	-0.4727		31304.9517		
3	18	2.55		2.5110	0.38	-0.5613		29698.4848		
4	35	4.05		3.9880	0.19	0.7577		41412.5585		

$(s(Zn/ro)-s(zn+1/ro))/E$	c	L/B	re	D/ro	de	a	a/ro	b
-3.54131E-05	0.8843							
-3.99532E-05								
-1.50984E-05								
-1.88992E-05								
1.8297E-05		1	1	1.1816	0.9	5	4.9235	0.145

SUMA:	-0.00009	
s =	-0.01207	m
s0 =	-0.00961	m
$\Delta S0 =$	-0.00139	m
St =	<b>-0.0110</b>	<b>m</b>
St (1.8x1.8 m)=	<b>-1.1000</b>	<b>cm</b>



2.0 x 2.0								
No. Estrato	Num Golpes	z	Estratos	z/r0	S (de gráfica)	q (Kpa)	s(Zn/ro)-s(zn+1/ro)	E (KPa)
1	15	0		0.0000	1.5	109.96	-0.8641	27110.8834
		0.65		0.5760	1.1		-1.0723	27110.8834
2	20	1.75		1.5509	0.7		-0.4963	31304.9517
3	18	2.55		2.2599	0.4		-0.5317	29698.4848
4	35	4.05		3.5892	0.25		0.8973	41412.5585

$(s(Zn/ro)-s(zn+1/ro))/E$	c	L/B	re	D/ro	de	a	a/ro	b
-3.18717E-05	0.8511	1	1	1.0635	0.92	5	4.4311	0.18
-3.95537E-05								
-1.58533E-05								
-1.79045E-05								
2.16675E-05								

SUMA:	-0.00008	
s =	-0.01036	m
s0 =	-0.00811	m
$\Delta S0 =$	-0.00146	m
St =	<b>-0.0096</b>	<b>m</b>
St (2.0x2.0 m)=	<b>-0.9574</b>	<b>cm</b>

2.5 x 2.5								
No. Estrato	Num Golpes	z	Estratos	z/r0	S (de gráfica)	q (Kpa)	s(Zn/ro)-s(zn+1/ro)	E (KPa)
1	15	0		0.0000	1.5	78.40	-0.6913	27110.8834
		0.65		0.4608	1.2		-0.9359	27110.8834
2	20	1.75		1.2407	0.85		-0.4821	31304.9517
3	18	2.55		1.8079	0.5		-0.5317	29698.4848
4	35	4.05		2.8714	0.3		0.8614	41412.5585

$(s(Zn/ro)-s(zn+1/ro))/E$	c	L/B	re	D/ro	de	a	a/ro	b
-2.54974E-05	0.7729	1	1	0.8508	0.935	5	3.5449	0.19
-3.45196E-05								
-1.54004E-05								
-1.79045E-05								
2.08008E-05								

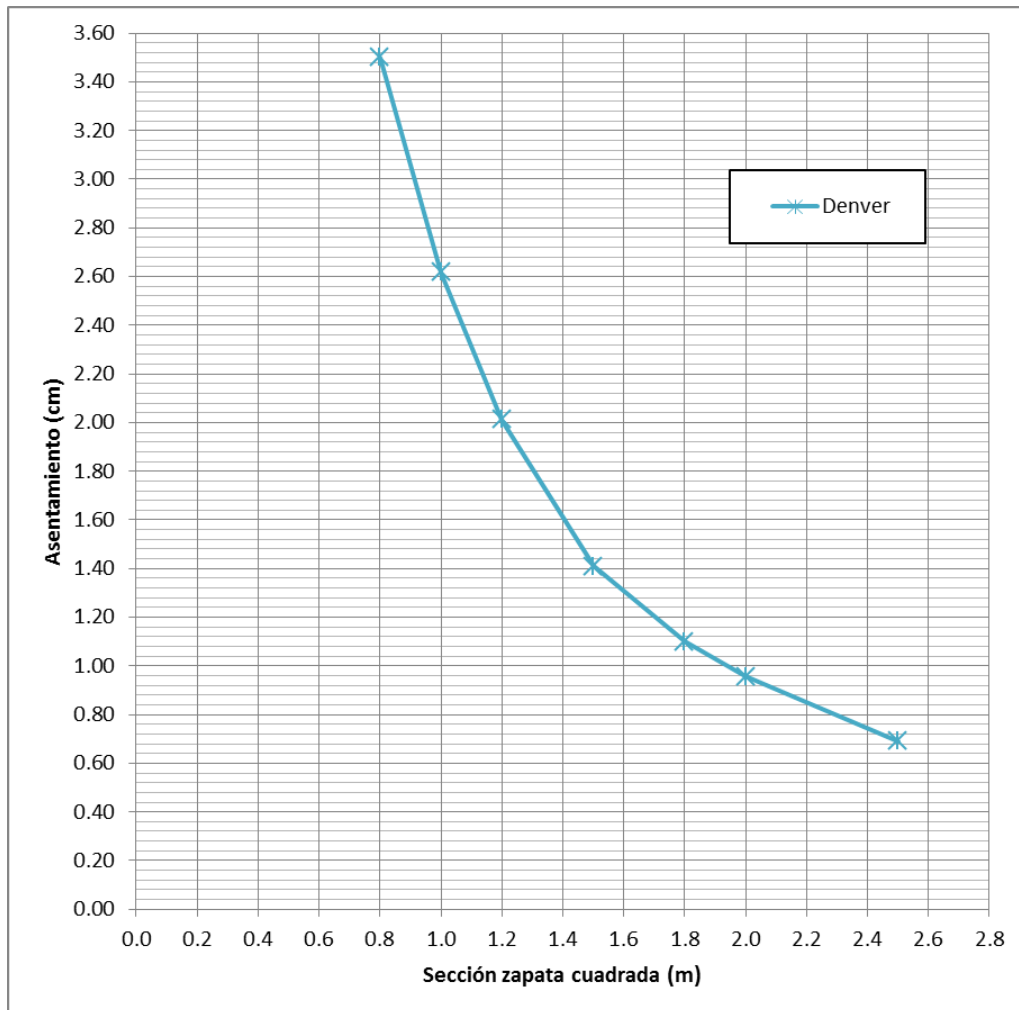


SUMA:	-0.00007	
s =	-0.00802	m
s0 =	-0.00580	m
$\Delta S0$ =	-0.00110	m
St =	<b>-0.0069</b>	<b>m</b>
St (2.5x2.5 m)=	<b>-0.6896</b>	<b>cm</b>

En Resumen para el caso estudiado por el método de *Denver* y para el asentamiento de zapata aislada en arena de compactidad *media*, se tiene que:

B (m)	$\delta z$ (cm)
0.8	3.50
1.0	2.62
1.2	2.01
1.5	1.41
1.8	1.10
2.0	0.96
2.5	0.69

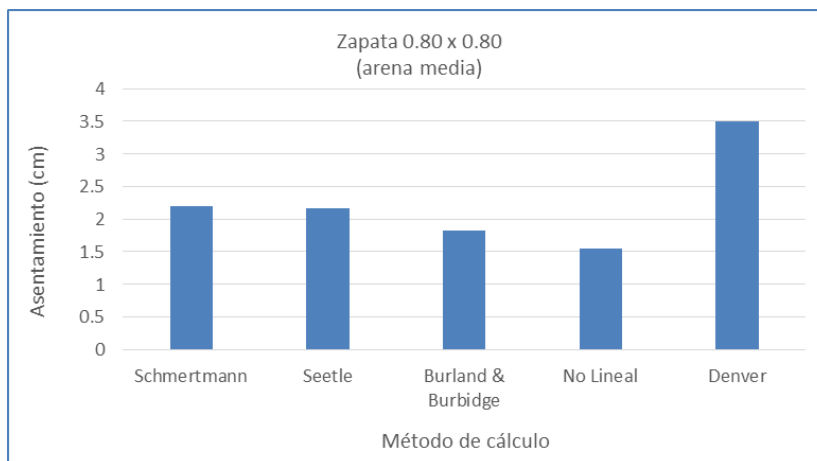
Gráfico de resultados:



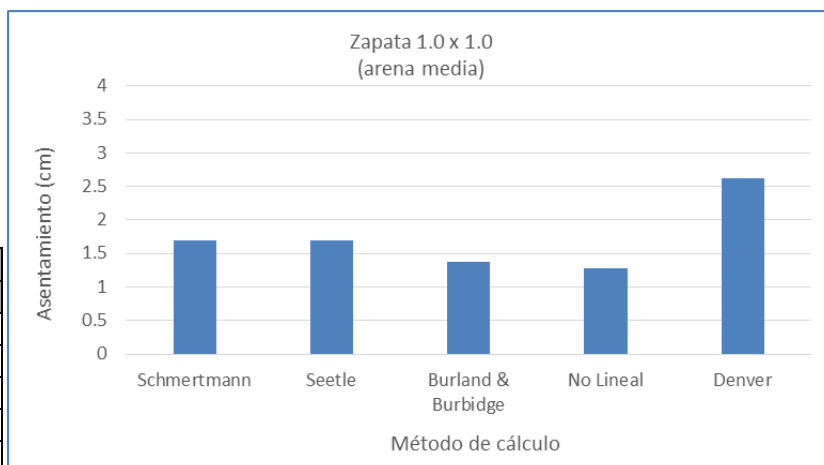


A continuación se presentan a manera de resumen una comparativa de resultados para cada una de las secciones cuadradas de zapata que se estudiaron, en la que se puede observar el resultado del asentamiento resuelto por cada uno de los métodos descritos en el presente trabajo.

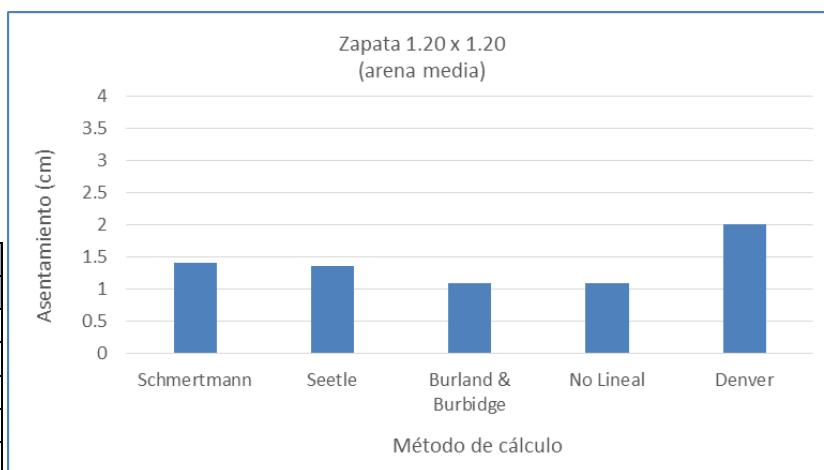
Sección: 0.80 x 0.80 m	
Método	$\delta z$ (cm)
Schmertmann	2.2014
Seetle	2.1600
Burland & Burbidge	1.8263
No Lineal	1.5435
Denver	3.4996



Sección: 1.0 x 1.0 m	
Método	$\delta z$ (cm)
Schmertmann	1.6889
Seetle	1.6900
Burland & Burbidge	1.3782
No Lineal	1.2784
Denver	2.6175



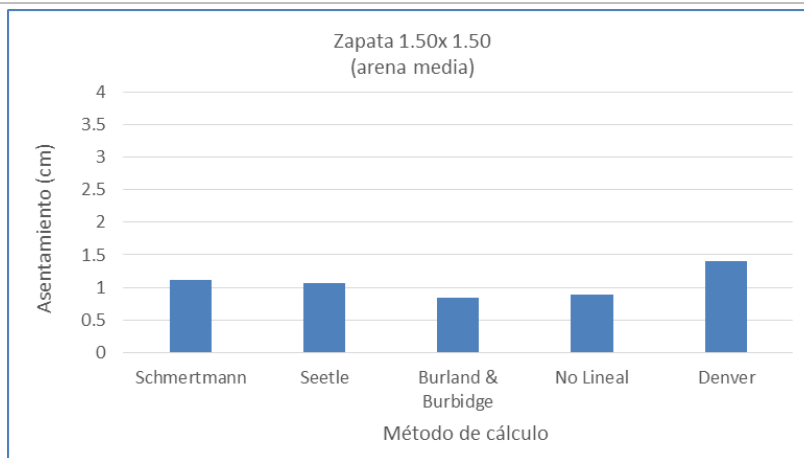
Sección: 1.2 x 1.2 m	
Método	$\delta z$ (cm)
Schmertmann	1.4174
Seetle	1.3700
Burland & Burbidge	1.0988
No Lineal	1.0934
Denver	2.0120



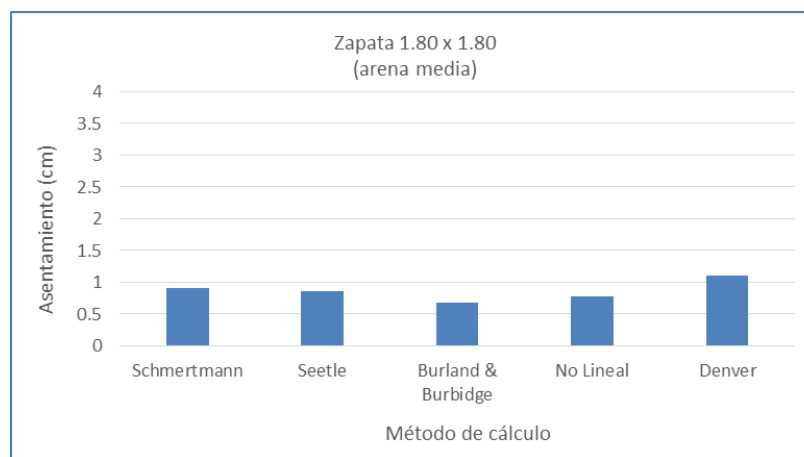




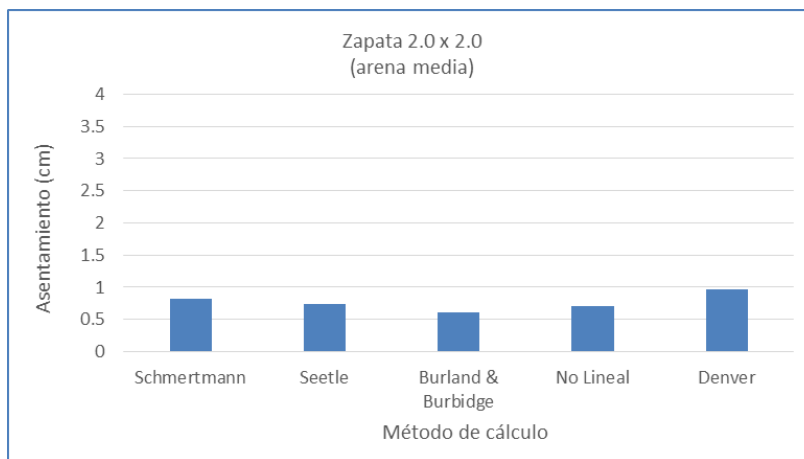
Sección: 1.5 x 1.5 m	
Método	$\delta z$ (cm)
Schmertmann	1.1138
Seetle	1.0600
Burland & Burbidge	0.8379
No Lineal	0.8966
Denver	1.4090

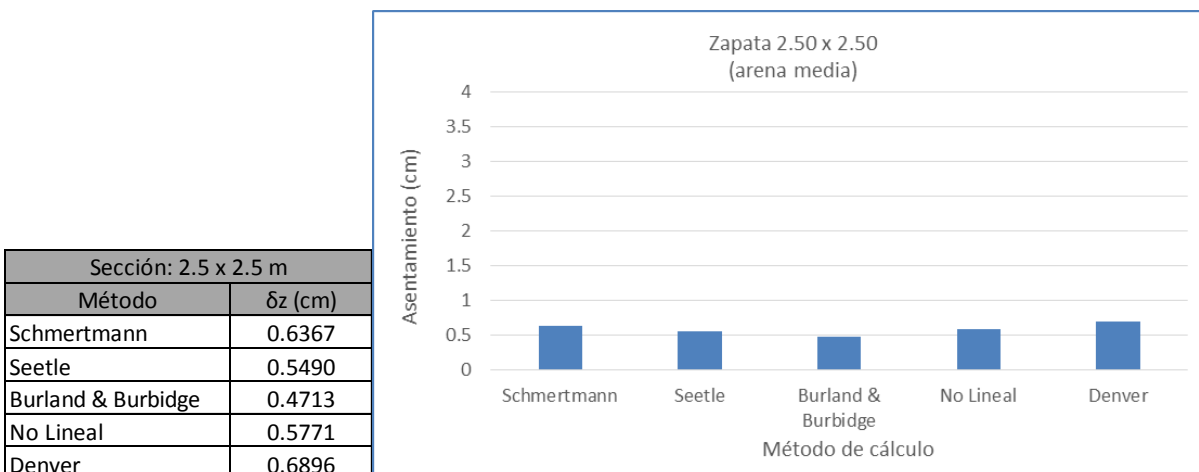


Sección: 1.8 x 1.8 m	
Método	$\delta z$ (cm)
Schmertmann	0.9081
Seetle	0.8470
Burland & Burbidge	0.6762
No Lineal	0.7639
Denver	1.1000

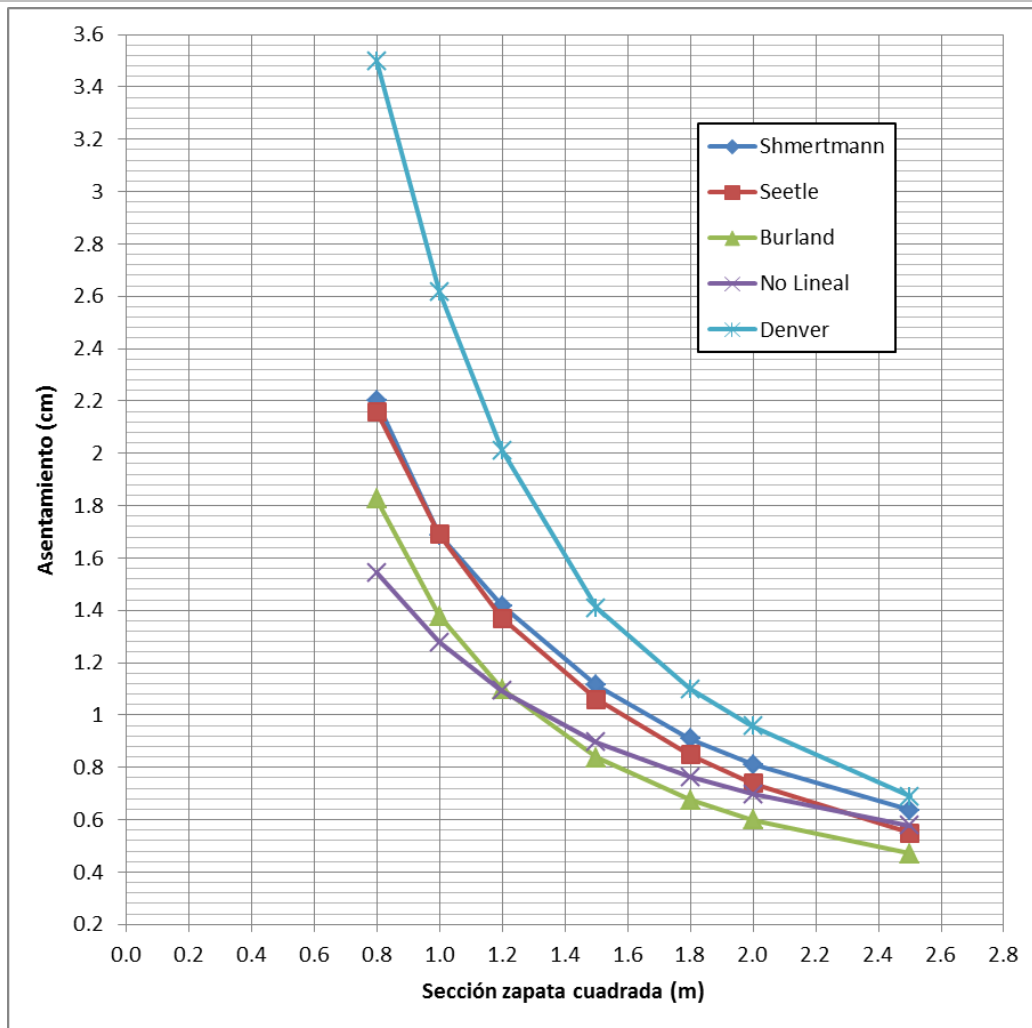


Sección: 2.0 x 2.0 m	
Método	$\delta z$ (cm)
Schmertmann	0.8104
Seetle	0.7400
Burland & Burbidge	0.5998
No Lineal	0.6974
Denver	0.9574





A continuación se presentan concentrados en un solo gráfico los resultados para los asentamientos calculados por los distintos métodos descritos en los capítulos anteriores, así como todas las secciones de zapatas cuadradas analizadas. El asentamiento se presenta en centímetros y la sección de la zapata en metros.



Cabe mencionar que para la presentación de resultados en gráficas para arenas de compacidad media, se eligió una escala numérica para el asentamiento desde 0.0 cm y hasta 3.6 cm, ya que por el método de Denver y para la sección de zapata de menor dimensión (0.8 m) se obtuvo un asentamiento muy por encima de los valores medios por los otros métodos.

Como se comentó anteriormente vale la pena hacer notar la cercanía de los resultados numéricos para los resultados obtenidos por el método de Shmertmann y Seetle, con lo anterior, tenemos certeza de la veracidad de los demás resultados y es un buen punto de comparación para los demás métodos.

A diferencia de las arenas de compacidad suelta, en este caso, en el que la compacidad en estudio es la variable que cambió respecto al caso de estudio anterior, como se observa en la gráfica anterior, los resultados aunque se encuentran en una franja de valores cercanos entre sí, es evidente que se aprecia una dispersión en los valores mayor a los obtenidos para compacidad suelta.



Es importante mencionar entonces, que para las secciones cuadradas de 0.80m y 1.20 m donde no se cumple la condición  $q_R > q_{ult}$  es donde se presenta las diferencias más significativas, como se observa en la gráfica los resultados por el método de Denver son los que presentan mayores diferencias respecto a la media de valores obtenidos por los otros métodos. A partir de la sección cuadrada 1.5 m, los resultados tienden a disminuir la variación entre estos y tienden a estrecharse a medida que aumenta la sección de la zapata cuadrada.

Siendo entonces, el método de Burland & Burbidge que resulta ser más arriesgados de acuerdo a los resultados obtenidos en el presente escrito. Mientras que el método de Denver resulta ser en este caso de estudio el más conservador. En este caso si existen diferencias considerables para considerar al método de Denver consevador para el cálculo de asentamientos en zapatas aisladas, apoyadas en suelo arenoso de compacidad media.

Se recomienda utilizar el método No Lineal o Shmertmann para el cálculo de asentamientos de zapatas aisladas apoyadas en arenas de compacidad media. Aunque resulta una obviedad es importante aclarar, que se recomiendan estos métodos siempre y cuando se cumpla con la revisión del estado límite de falla.



## 7.4 Análisis de resultados para el caso de Arena Densa.

A continuación se presentan los resultados para asentamientos de zapata aislada apoyada en arena de compactación *densa*.

### 7.4.1 Burland y Burbidge, Arena Densa.

Datos:

Zapata		
h =	0.25	m
Df:	1.2	m
B =	Variable	Ver tabla
L =	Variable	Ver tabla
Df - h =	0.95	m

No. Estrato	Num Golpes	ϕ pergeom	ϕ J.Badillo	Espesor	Dr%(emplear)	Y (KN/m3)
1	30	36	34	0.65	70	18.3
2	24	34	32	1.1	45	17.2
3	28	34	33	0.8	50	17.6
4	31	36	34	1.5	75	18.8

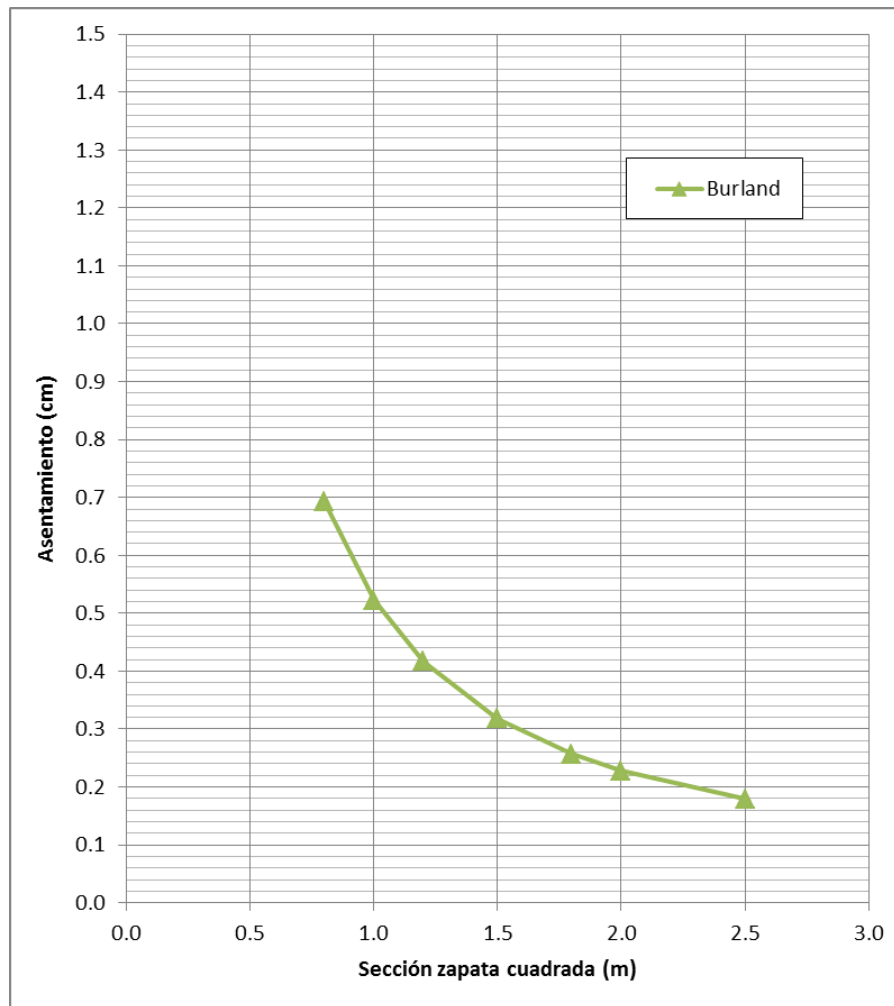
Tabulador con resultados:

B (m)	L (m)	Área	∑Q (KN)	q (Kpa)	fs	ZI	Hs
0.8	0.8	0.64	365.5350	571.1484	1.00	0	4.05
1.0	1.0	1.00	373.9536	373.9536	1.00	0	4.05
1.2	1.2	1.44	384.2430	266.8354	1.00	1.15	4.05
1.5	1.5	2.25	403.1848	179.1933	1.00	1.25	4.05
1.8	1.8	3.24	426.3360	131.5852	1.00	1.5	4.05
2.0	2.0	4.00	444.1086	111.0271	1.00	1.8	4.05
2.5	2.5	6.25	496.7248	79.4760	1.00	1.95	4.05

Hs ≤ ZI	fl	σ'vo	q' (Kpa)	Ic	Si (mm)	Si (cm)
No Aplica, usar 1.0	1.00	21.9600	556.5084	0.0145	6.9201	0.6920
No Aplica, usar 1.0	1.00	21.9600	359.3136	0.0145	5.2234	0.5223
No Aplica, usar 1.0	1.00	21.9600	252.1954	0.0145	4.1653	0.4165
No Aplica, usar 1.0	1.00	21.9600	164.5533	0.0145	3.1772	0.3177
No Aplica, usar 1.0	1.00	21.9600	116.9452	0.0145	2.5654	0.2565
No Aplica, usar 1.0	1.00	21.9600	96.3871	0.0145	2.2762	0.2276
No Aplica, usar 1.0	1.00	21.9600	64.8360	0.0145	1.7900	0.1790



Gráfica de resultados:





### 7.4.2 No Lineal, Arena Densa.

Datos:

Estrato	$z$ (m)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$P_{vo}$ (Kpa)	$\varphi$	$\varphi$ (rad)	OCR	$K_o$	$V = K_o / (1+K_o)$	$P_{co}$ (Kpa)
1	1.525	18.3	27.9075	34	0.59341	1	0.4408	0.3059	17.5037
2	2.4	17.2	43.315	32	0.55851	1	0.4701	0.3198	28.0127
3	3.35	17.6	59.815	33	0.57596	1	0.4554	0.3129	38.0966
4	4.5	18.8	80.955	34	0.59341	1	0.4408	0.3059	50.7754

Calculando la distribución de esfuerzos para varias secciones; se tiene que:

SECCIÓN:		0.8		
Estrato	$z$ (m)	$\sigma_z$	$\sigma_x$	$\sigma_y$
1	0.3250	453.2600	80.3200	80.3200
2	1.2000	102.2000	0.0000	0.0000
3	2.1500	35.7000	0.0000	0.0000
4	3.3000	15.6400	0.0000	0.0000

SECCIÓN:		1.0		
Estrato	$z$ (m)	$\sigma_z$	$\sigma_x$	$\sigma_y$
1	0.3250	325.3700	79.6800	79.6800
2	1.2000	96.0300	0.0000	0.0000
3	2.1500	35.4300	0.0000	0.0000
4	3.3000	15.7900	0.0000	0.0000

SECCIÓN:		1.2		
Estrato	$z$ (m)	$\sigma_z$	$\sigma_x$	$\sigma_y$
1	0.3250	244.0900	74.0200	74.0200
2	1.2000	89.6900	0.3000	0.3000
3	2.1500	35.1200	0.0000	0.0000
4	3.3000	15.9700	0.0000	0.0000

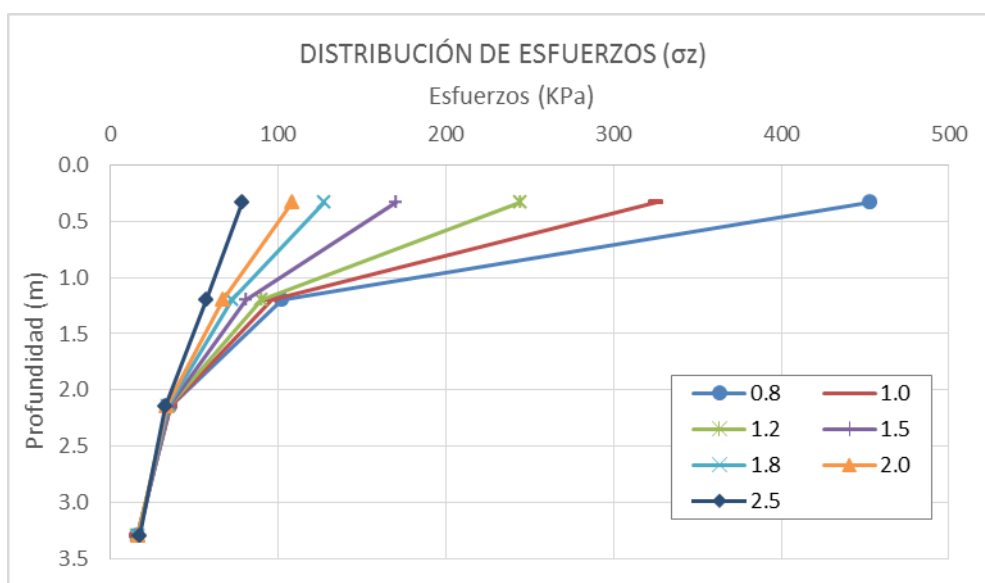
SECCIÓN:		1.5		
Estrato	$z$ (m)	$\sigma_z$	$\sigma_x$	$\sigma_y$
1	0.3250	170.4400	63.8700	63.8700
2	1.2000	80.5000	2.6200	2.6200
3	2.1500	34.6000	0.0000	0.0000
4	3.3000	16.2700	0.0000	0.0000



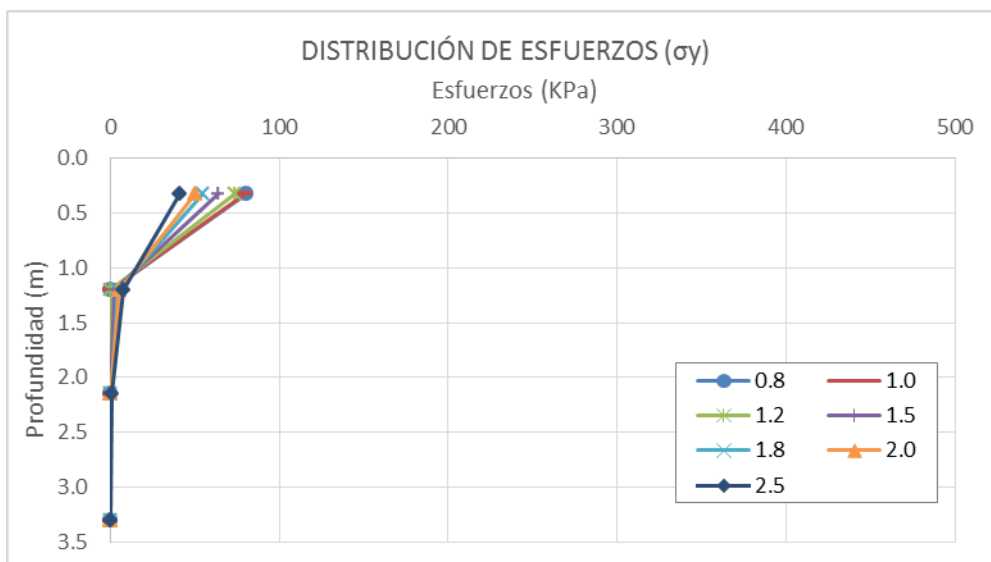
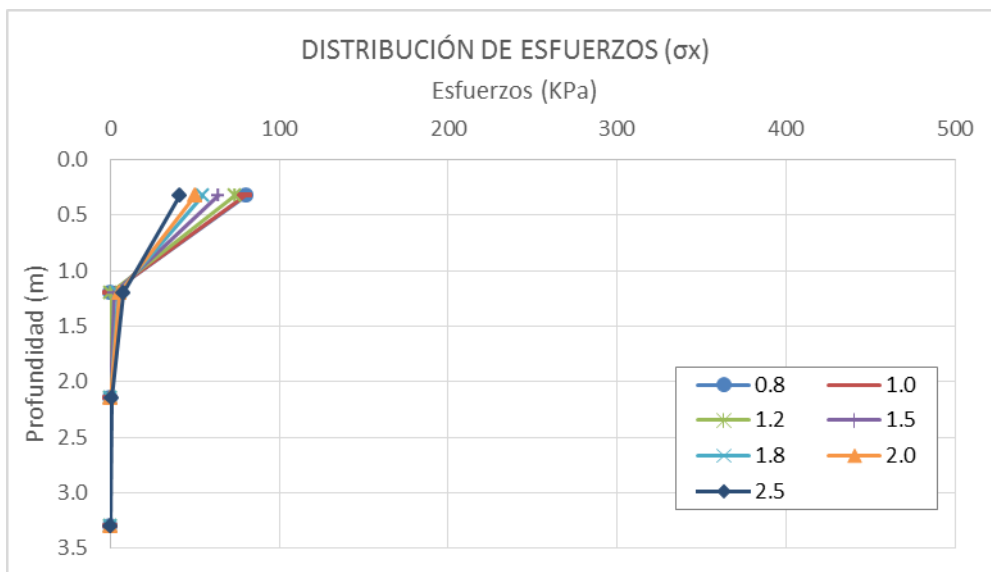
SECCIÓN:		1.8		
Estrato	z (m)	$\sigma_z$	$\sigma_x$	$\sigma_y$
1	0.3250	127.6200	54.9700	54.9700
2	1.2000	72.2300	4.6000	4.6000
3	2.1500	34.0300	0.0000	0.0000
4	3.3000	16.6300	0.0000	0.0000

SECCIÓN:		2.0		
Estrato	z (m)	$\sigma_z$	$\sigma_x$	$\sigma_y$
1	0.3250	108.5200	50.0600	50.0600
2	1.2000	67.3300	5.7300	5.7300
3	2.1500	33.6500	0.0000	0.0000
4	3.3000	16.8800	0.0000	0.0000

SECCIÓN:		2.5		
Estrato	z (m)	$\sigma_z$	$\sigma_x$	$\sigma_y$
1	0.3250	78.5200	40.8900	40.8900
2	1.2000	57.2700	7.9100	7.9100
3	2.1500	32.6700	0.6300	0.6300
4	3.3000	17.5600	0.0000	0.0000









Tabulador con resultados:

B (m)	L (m)	Área (m <sup>2</sup> )	ΣQ (KN)	q (Kpa)	f = 1 - V(a1+a2)	a1	a2	b1 = b2 = 1/3	c = b1+b2(a1+a2)	N	N <sup>1.125</sup>
0.8	0.8	0.64	365.5350	571.1484	0.8916	0.1772	0.1772	0.33	0.4515	30	45.8946
					1	0	0	0.33	0.3333	24	35.7057
					1	0	0	0.33	0.3333	28	42.4671
					1	0	0	0.33	0.3333	31	47.6192
1.0	1.0	1.00	373.9536	373.9536	0.8502	0.2449	0.2449	0.33	0.4966	30	45.8946
					1	0	0	0.33	0.3333	24	35.7057
					1	0	0	0.33	0.3333	28	42.4671
					1	0	0	0.33	0.3333	31	47.6192
1.2	1.2	1.44	384.2430	266.8354	0.8144	0.3032	0.3032	0.33	0.5355	30	45.8946
					0.9979	0.0033	0.0033	0.33	0.3356	24	35.7057
					1	0	0	0.33	0.3333	28	42.4671
					1	0	0	0.33	0.3333	31	47.6192
1.5	1.5	2.25	403.1848	179.1933	0.7707	0.3747	0.3747	0.33	0.5832	30	45.8946
					0.9792	0.0325	0.0325	0.33	0.3550	24	35.7057
					1	0	0	0.33	0.3333	28	42.4671
					1	0	0	0.33	0.3333	31	47.6192
1.8	1.8	3.24	426.3360	131.5852	0.7364	0.4307	0.4307	0.33	0.6205	30	45.8946
					0.9593	0.0637	0.0637	0.33	0.3758	24	35.7057
					1	0	0	0.33	0.3333	28	42.4671
					1	0	0	0.33	0.3333	31	47.6192
2.0	2.0	4.00	444.1086	111.0271	0.7177	0.4613	0.4613	0.33	0.6409	30	45.8946
					0.9456	0.0851	0.0851	0.33	0.3901	24	35.7057
					1	0	0	0.33	0.3333	28	42.4671
					1	0	0	0.33	0.3333	31	47.6192
2.5	2.5	6.25	496.7248	79.4760	0.6814	0.5208	0.5208	0.33	0.6805	30	45.8946
					0.9117	0.1381	0.1381	0.33	0.4254	24	35.7057
					0.9879	0.0193	0.0193	0.33	0.3462	28	42.4671
					1	0	0	0.33	0.333333333	31	47.6192



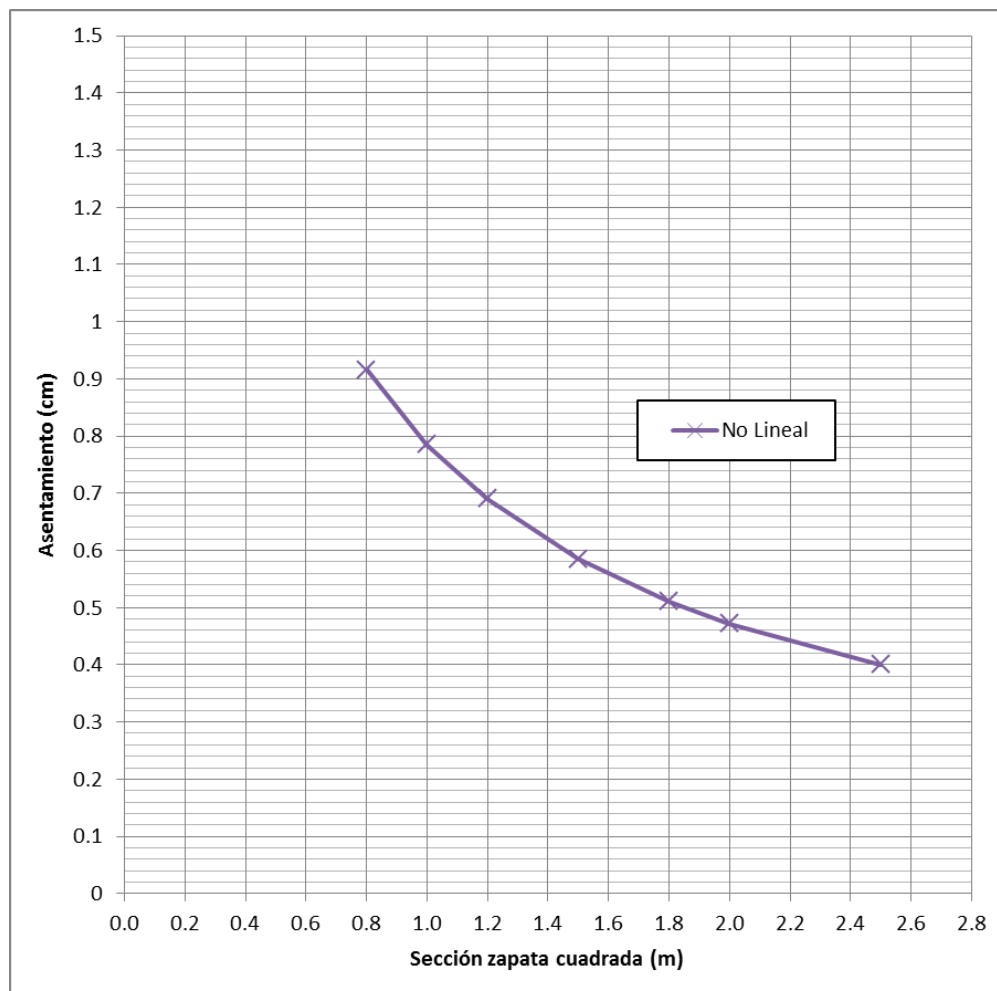
$A_m$	$A=A_m*C$	$\alpha$ (de tabla)	$C$	$s = 0.5$	$\Delta z_0$			$\delta z$ (m)	$\delta z$ (cm)	
1204.7328	619.5100	0.844	0.5142	0.5	0.65	0.0068	0.0068	0.0044	0.4399	
937.2748	482.3128	0.844	0.5146	0.5	1.1	0.0032	0.0032	0.0035	0.3511	
1114.7618	573.3989	0.844	0.5144	0.5	0.8	0.0009	0.0009	0.0007	0.0747	<b>Suma</b>
1250.0035	642.6964	0.844	0.5142	0.5	1.5	0.0003	0.0003	0.0005	0.0496	<b>0.9153</b>
1204.7328	619.5100	0.844	0.5142	0.5	0.65	0.0051	0.0050	0.0033	0.3275	
937.2748	482.3128	0.844	0.5146	0.5	1.1	0.0030	0.0030	0.0033	0.3332	
1114.7618	573.3989	0.844	0.5144	0.5	0.8	0.0009	0.0009	0.0007	0.0742	<b>Suma</b>
1250.0035	642.6964	0.844	0.5142	0.5	1.5	0.0003	0.0003	0.0005	0.0501	<b>0.7850</b>
1204.7328	619.5100	0.844	0.5142	0.5	0.65	0.0039	0.0039	0.0025	0.2529	
937.2748	482.3128	0.844	0.5146	0.5	1.1	0.0029	0.0029	0.0031	0.3136	
1114.7618	573.3989	0.844	0.5144	0.5	0.8	0.0009	0.0009	0.0007	0.0736	<b>Suma</b>
1250.0035	642.6964	0.844	0.5142	0.5	1.5	0.0003	0.0003	0.0005	0.0507	<b>0.6907</b>
1204.7328	619.5100	0.844	0.5142	0.5	0.65	0.0028	0.0028	0.0018	0.1824	
937.2748	482.3128	0.844	0.5146	0.5	1.1	0.0025	0.0025	0.0028	0.2784	
1114.7618	573.3989	0.844	0.5144	0.5	0.8	0.0009	0.0009	0.0007	0.0725	<b>Suma</b>
1250.0035	642.6964	0.844	0.5142	0.5	1.5	0.0003	0.0003	0.0005	0.0516	<b>0.5849</b>
1204.7328	619.5100	0.844	0.5142	0.5	0.65	0.0022	0.0021	0.0014	0.1396	
937.2748	482.3128	0.844	0.5146	0.5	1.1	0.0022	0.0022	0.0025	0.2466	
1114.7618	573.3989	0.844	0.5144	0.5	0.8	0.0009	0.0009	0.0007	0.0714	<b>Suma</b>
1250.0035	642.6964	0.844	0.5142	0.5	1.5	0.0004	0.0004	0.0005	0.0527	<b>0.5104</b>
1204.7328	619.5100	0.844	0.5142	0.5	0.65	0.0018	0.0018	0.0012	0.1201	
937.2748	482.3128	0.844	0.5146	0.5	1.1	0.0021	0.0021	0.0023	0.2277	
1114.7618	573.3989	0.844	0.5144	0.5	0.8	0.0009	0.0009	0.0007	0.0707	<b>Suma</b>
1250.0035	642.6964	0.844	0.5142	0.5	1.5	0.0004	0.0004	0.0005	0.0535	<b>0.4719</b>
1204.7328	619.5100	0.844	0.5142	0.5	0.65	0.0014	0.0014	0.0009	0.0884	
937.2748	482.3128	0.844	0.5146	0.5	1.1	0.0017	0.0017	0.0019	0.1887	
1114.7618	573.3989	0.844	0.5144	0.5	0.8	0.0008	0.0008	0.0007	0.0678	<b>Suma</b>
1250.0035	642.6964	0.844	0.5142	0.5	1.5	0.0004	0.0004	0.0006	0.0556	<b>0.4004</b>



En resumen:

$B$ (m)	$\delta z$ (cm)
0.8	0.9153
1.0	0.7850
1.2	0.6907
1.5	0.5849
1.8	0.5104
2.0	0.4719
2.5	0.4004

Gráfica con resultados:





### 7.4.3 Schmertmann, Arena Densa.

Datos:

Zapata		
h =	0.25	m
Df:	1.2	m
B =	Variable	Ver tabla
L =	Variable	Ver tabla
Df - h =	0.95	m

No. Estrato	Num Golpes	$s_{pergeom}$	$s_{J.Badillo}$	Espesor	Dr%(emplear)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$q_c$ (Kpa)	E (Kpa)
1	30	36	34	0.65	70	18.3	10,500.00	26,250
2	24	34	32	1.1	45	17.2	8,400.00	21,000
3	28	34	33	0.8	50	17.6	9,800.00	24,500
4	31	36	34	1.5	75	18.8	10,850.00	27,125

\* $q_c = 3.5 N$  (kg/cm<sup>2</sup>)

\* $E = 2.5q_c$ , para  $L/B = 1$

t años = 1 años

Tabulador con resultados:

B	z	$\Delta z$	$z / (B/2)$	$l_z$	E (Kpa)	$l_z / E$	$(l_z / E) * \Delta z$
0.8	0.0	0.0	0.00	0.0	26,250	0	0
Hasta:	0.2	0.2	0.50	0.3	26,250	1.1429E-05	2.28571E-06
1.6	0.4	0.2	1.00	0.6	26,250	2.2857E-05	4.57143E-06
	0.6	0.2	1.50	0.5	26,250	1.9048E-05	3.80952E-06
	0.8	0.2	2.00	0.4	21,000	1.9048E-05	3.80952E-06
	1.0	0.2	2.50	0.3	21,000	1.4286E-05	2.85714E-06
	1.2	0.2	3.00	0.2	21,000	9.5238E-06	1.90476E-06
	1.4	0.2	3.50	0.1	21,000	4.7619E-06	9.52381E-07
	1.6	0.2	4.00	0.0	21,000	0	0
						SUMA	2.01905E-05



B	z	$\Delta z$	$z / (B/2)$	lz	E (Kpa)	lz / E	$(lz / E) * \Delta z$
1	0.0	0.0	0.00	0.0	26,250	0	0
Hasta:	0.2	0.2	0.40	0.2	26,250	9.1429E-06	1.82857E-06
2	0.4	0.2	0.80	0.5	26,250	1.8286E-05	3.65714E-06
	0.6	0.2	1.20	0.6	26,250	2.1333E-05	4.26667E-06
	0.8	0.2	1.60	0.5	21,000	2.2857E-05	4.57143E-06
	1.0	0.2	2.00	0.4	21,000	1.9048E-05	3.80952E-06
	1.2	0.2	2.40	0.3	21,000	1.5238E-05	3.04762E-06
	1.4	0.2	2.80	0.2	21,000	1.1429E-05	2.28571E-06
	1.6	0.2	3.20	0.2	21,000	7.619E-06	1.52381E-06
	1.8	0.2	3.60	0.1	24,500	3.2653E-06	6.53061E-07
	2.0	0.2	4.00	0.0	24,500	0	0
<b>SUMA</b>							<b>2.56435E-05</b>

B	z	$\Delta z$	$z / (B/2)$	lz	E (Kpa)	lz / E	$(lz / E) * \Delta z$
1.2	0.0	0.0	0.00	0.0	26,250	0	0
Hasta:	0.2	0.2	0.33	0.2	26,250	7.619E-06	1.52381E-06
2.4	0.4	0.2	0.67	0.4	26,250	1.5238E-05	3.04762E-06
	0.6	0.2	1.00	0.6	26,250	2.2857E-05	4.57143E-06
	0.8	0.2	1.33	0.5	21,000	2.5397E-05	5.07937E-06
	1.0	0.2	1.67	0.5	21,000	2.2222E-05	4.44444E-06
	1.2	0.2	2.00	0.4	21,000	1.9048E-05	3.80952E-06
	1.4	0.2	2.33	0.3	21,000	1.5873E-05	3.1746E-06
	1.6	0.2	2.67	0.3	21,000	1.2698E-05	2.53968E-06
	1.8	0.2	3.00	0.2	24,500	8.1633E-06	1.63265E-06
	2.0	0.2	3.33	0.1	24,500	5.4422E-06	1.08844E-06
	2.2	0.2	3.67	0.1	24,500	2.7211E-06	5.44218E-07
	2.4	0.2	4.00	0.0	24,500	0	0
<b>SUMA</b>							<b>3.14558E-05</b>



B	z	$\Delta z$	$z / (B/2)$	$l_z$	E (Kpa)	$l_z / E$	$(l_z / E)*\Delta z$
1.5	0.0	0.0	0.00	0.0	26,250	0	0
Hasta:	0.2	0.2	0.27	0.2	26,250	6.0952E-06	1.21905E-06
3	0.4	0.2	0.53	0.3	26,250	1.219E-05	2.4381E-06
	0.6	0.2	0.80	0.5	26,250	1.8286E-05	3.65714E-06
	0.8	0.2	1.07	0.6	21,000	2.7937E-05	5.5873E-06
	1.0	0.2	1.33	0.5	21,000	2.5397E-05	5.07937E-06
	1.2	0.2	1.60	0.5	21,000	2.2857E-05	4.57143E-06
	1.4	0.2	1.87	0.4	21,000	2.0317E-05	4.06349E-06
	1.6	0.2	2.13	0.4	21,000	1.7778E-05	3.55556E-06
	1.8	0.2	2.40	0.3	24,500	1.3061E-05	2.61224E-06
	2.0	0.2	2.67	0.3	24,500	1.0884E-05	2.17687E-06
	2.2	0.2	2.93	0.2	24,500	8.7075E-06	1.7415E-06
	2.4	0.2	3.20	0.2	24,500	6.5306E-06	1.30612E-06
	2.6	0.2	3.47	0.1	27,125	3.9324E-06	7.86482E-07
	2.8	0.2	3.73	0.1	27,125	1.9662E-06	3.93241E-07
	3.0	0.2	4.00	0.0	27,125	0	0
<b>SUMA</b>							<b>3.91879E-05</b>

B	z	$\Delta z$	$z / (B/2)$	$l_z$	E (Kpa)	$l_z / E$	$(l_z / E)*\Delta z$
1.8	0.0	0.0	0.00	0.0	26,250	0	0
Hasta:	0.2	0.2	0.22	0.1	26,250	5.0794E-06	1.01587E-06
3.6	0.4	0.2	0.44	0.3	26,250	1.0159E-05	2.03175E-06
	0.6	0.2	0.67	0.4	26,250	1.5238E-05	3.04762E-06
	0.8	0.2	0.89	0.5	21,000	2.5397E-05	5.07937E-06
	1.0	0.2	1.11	0.6	21,000	2.7513E-05	5.50265E-06
	1.2	0.2	1.33	0.5	21,000	2.5397E-05	5.07937E-06
	1.4	0.2	1.56	0.5	21,000	2.328E-05	4.65608E-06
	1.6	0.2	1.78	0.4	21,000	2.1164E-05	4.2328E-06
	1.8	0.2	2.00	0.4	24,500	1.6327E-05	3.26531E-06
	2.0	0.2	2.22	0.4	24,500	1.4512E-05	2.90249E-06
	2.2	0.2	2.44	0.3	24,500	1.2698E-05	2.53968E-06
	2.4	0.2	2.67	0.3	24,500	1.0884E-05	2.17687E-06
	2.6	0.2	2.89	0.2	27,125	8.1925E-06	1.6385E-06
	2.8	0.2	3.11	0.2	27,125	6.554E-06	1.3108E-06
	3.0	0.2	3.33	0.1	27,125	4.9155E-06	9.83103E-07
	3.2	0.2	3.56	0.1	27,125	3.277E-06	6.55402E-07
	3.4	0.2	3.78	0.0	27,125	1.6385E-06	3.27701E-07
	3.6	0.2	4.00	0.0	27,125	0	0



SUMA 4.64454E-05

B	z	$\Delta z$	$z / (B/2)$	$l_z$	E (Kpa)	$l_z / E$	$(l_z / E) * \Delta z$
2	0.0	0.0	0.00	0.0	26,250	0	0
Hasta:	0.2	0.2	0.20	0.1	26,250	4.5714E-06	9.14286E-07
4	0.4	0.2	0.40	0.2	26,250	9.1429E-06	1.82857E-06
	0.6	0.2	0.60	0.4	26,250	1.3714E-05	2.74286E-06
	0.8	0.2	0.80	0.5	21,000	2.2857E-05	4.57143E-06
	1.0	0.2	1.00	0.6	21,000	2.8571E-05	5.71429E-06
	1.2	0.2	1.20	0.6	21,000	2.6667E-05	5.33333E-06
	1.4	0.2	1.40	0.5	21,000	2.4762E-05	4.95238E-06
	1.6	0.2	1.60	0.5	21,000	2.2857E-05	4.57143E-06
	1.8	0.2	1.80	0.4	24,500	1.7959E-05	3.59184E-06
	2.0	0.2	2.00	0.4	24,500	1.6327E-05	3.26531E-06
	2.2	0.2	2.20	0.4	24,500	1.4694E-05	2.93878E-06
	2.4	0.2	2.40	0.3	24,500	1.3061E-05	2.61224E-06
	2.6	0.2	2.60	0.3	27,125	1.0323E-05	2.06452E-06
	2.8	0.2	2.80	0.2	27,125	8.8479E-06	1.76959E-06
	3.0	0.2	3.00	0.2	27,125	7.3733E-06	1.47465E-06
	3.2	0.2	3.20	0.2	27,125	5.8986E-06	1.17972E-06
	3.4	0.2	3.40	0.1	27,125	4.424E-06	8.84793E-07
	3.6	0.2	3.60	0.1	27,125	2.9493E-06	5.89862E-07
	3.8	0.2	3.80	0.0	27,125	1.4747E-06	2.94931E-07
	4.0	0.2	4.00	0.0	27,125	0	0
						SUMA	5.12948E-05





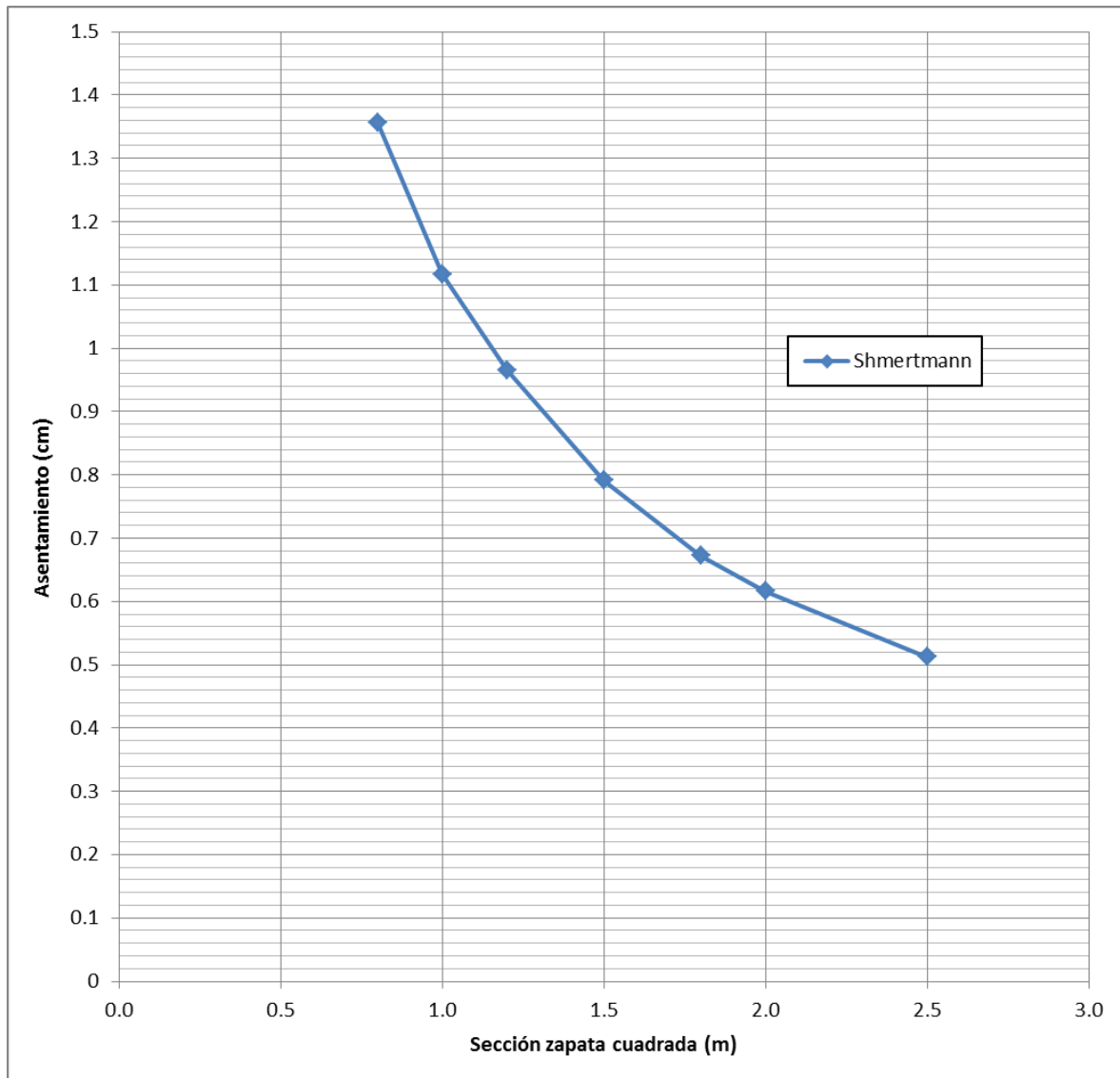
B	z	$\Delta z$	$z / (B/2)$	$I_z$	E (Kpa)	$I_z / E$	$(I_z / E) * \Delta z$
2.5	0.0	0.0	0.00	0.0	26,250	0	0
Hasta:	0.2	0.2	0.16	0.1	26,250	3.6571E-06	7.31429E-07
5	0.4	0.2	0.32	0.2	26,250	7.3143E-06	1.46286E-06
	0.6	0.2	0.48	0.3	26,250	1.0971E-05	2.19429E-06
	0.8	0.2	0.64	0.4	21,000	1.8286E-05	3.65714E-06
	1.0	0.2	0.80	0.5	21,000	2.2857E-05	4.57143E-06
	1.2	0.2	0.96	0.6	21,000	2.7429E-05	5.48571E-06
	1.4	0.2	1.12	0.6	21,000	2.7429E-05	5.48571E-06
	1.6	0.2	1.28	0.5	21,000	2.5905E-05	5.18095E-06
	1.8	0.2	1.44	0.5	24,500	2.0898E-05	4.17959E-06
	2.0	0.2	1.60	0.5	24,500	1.9592E-05	3.91837E-06
	2.2	0.2	1.76	0.4	24,500	1.8286E-05	3.65714E-06
	2.4	0.2	1.92	0.4	24,500	1.698E-05	3.39592E-06
	2.6	0.2	2.08	0.4	27,125	1.4157E-05	2.83134E-06
	2.8	0.2	2.24	0.4	27,125	1.2977E-05	2.59539E-06
	3.0	0.2	2.40	0.3	27,125	1.1797E-05	2.35945E-06
	3.2	0.2	2.56	0.3	27,125	1.0618E-05	2.1235E-06
	3.4	0.2	2.72	0.3	27,125	9.4378E-06	1.88756E-06
	3.6	0.2	2.88	0.2	27,125	8.2581E-06	1.65161E-06
	3.8	0.2	3.04	0.2	27,125	7.0783E-06	1.41567E-06
	4.0	0.2	3.20	0.2	27,125	5.8986E-06	1.17972E-06
	4.2	0.2	3.36	0.1	27,125	4.7189E-06	9.43779E-07
	4.4	0.2	3.52	0.1	27,125	3.5392E-06	7.07834E-07
	4.6	0.2	3.68	0.1	27,125	2.3594E-06	4.71889E-07
	4.8	0.2	3.84	0.0	27,125	1.1797E-06	2.35945E-07
	5.0	0.2	4.00	0.0	27,125	0	0
<b>SUMA</b>							<b>6.23242E-05</b>

En Resumen para el caso estudiado por el método de Shmertmann y para el asentamiento de zapata aislada en arena de compacidad *densa*, se tiene que:

B (m)	L (m)	Área	$\Sigma Q$ (KN)	q (Kpa)	2B	P'o	C1 > 0.5	C2	s (m)	s (cm)
0.8	0.8	0.64	365.5350	571.1484	1.6	21.96	0.9808	1.2	<b>0.0136</b>	<b>1.3572</b>
1.0	1.0	1.00	373.9536	373.9536	2	21.96	0.9706	1.2	<b>0.0112</b>	<b>1.1170</b>
1.2	1.2	1.44	384.2430	266.8354	2.4	21.96	0.9589	1.2	<b>0.0097</b>	<b>0.9658</b>
1.5	1.5	2.25	403.1848	179.1933	3	21.96	0.9387	1.2	<b>0.0079</b>	<b>0.7910</b>
1.8	1.8	3.24	426.3360	131.5852	3.6	21.96	0.9166	1.2	<b>0.0067</b>	<b>0.6722</b>
2.0	2.0	4.00	444.1086	111.0271	4	21.96	0.9011	1.2	<b>0.0062</b>	<b>0.6158</b>
2.5	2.5	6.25	496.7248	79.4760	5	21.96	0.8618	1.2	<b>0.0051</b>	<b>0.5123</b>



Gráfica con resultados:





#### 7.4.4 Software SEETLE, Arena Densa.

Datos:

### Loads

#### 1. Rectangular Load

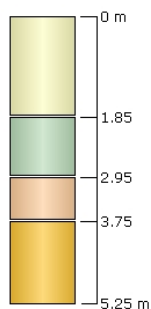
Length: 0.8 m  
Width: 0.8 m  
Rotation angle: 0 degrees  
Load Type: Rigid  
Area of Load: 0.64 m<sup>2</sup>  
Force: 350 kN  
Mx: 0 kN.m  
My: 0 kN.m  
Depth: 1.2 m  
Installation Stage: Stage 1

#### Coordinates

X [m]	Y [m]
2241.11	1077.19
2241.91	1077.19
2241.91	1077.99
2241.11	1077.99

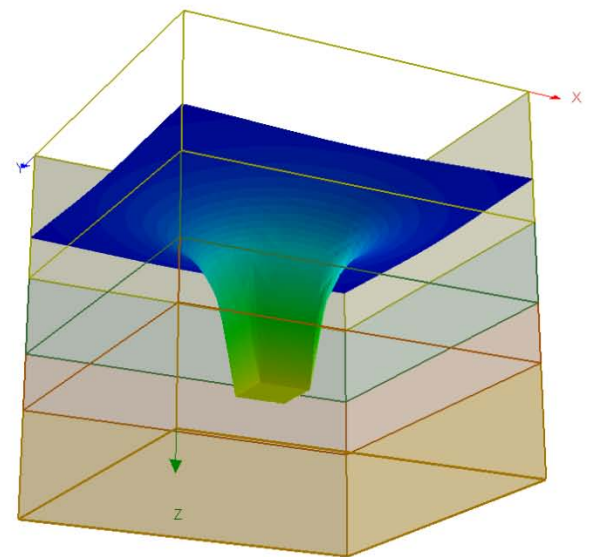
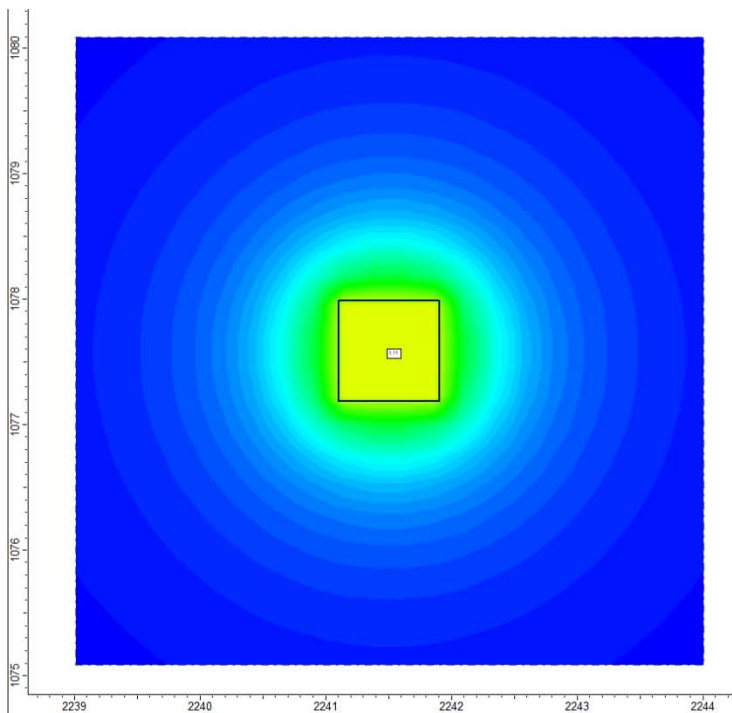
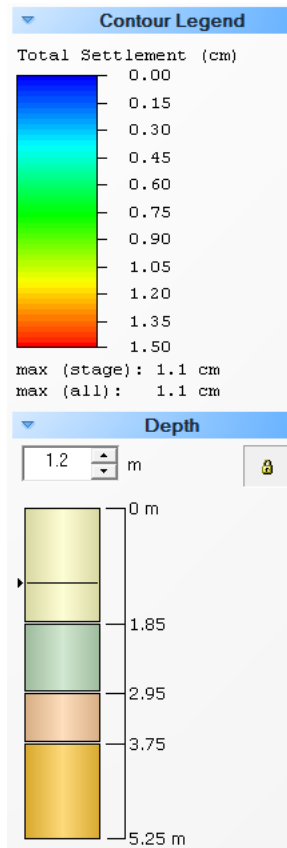
### Soil Layers

Layer #	Type	Thickness [m]	Depth [m]
1	SM-0	1.85	0
2	SC-1	1.1	1.85
3	SC-2	0.8	2.95
4	SM-1	1.5	3.75

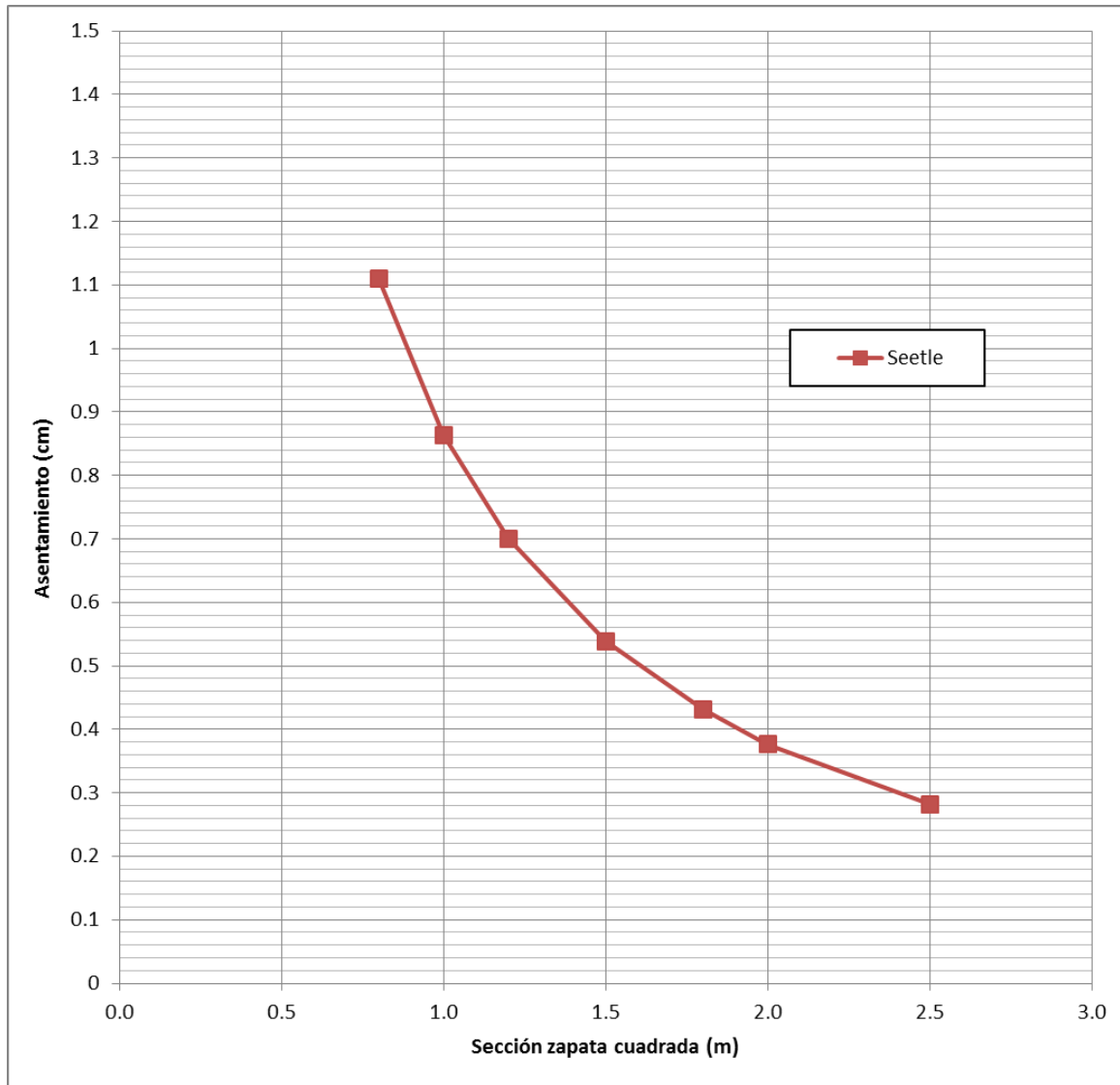


### Soil Properties

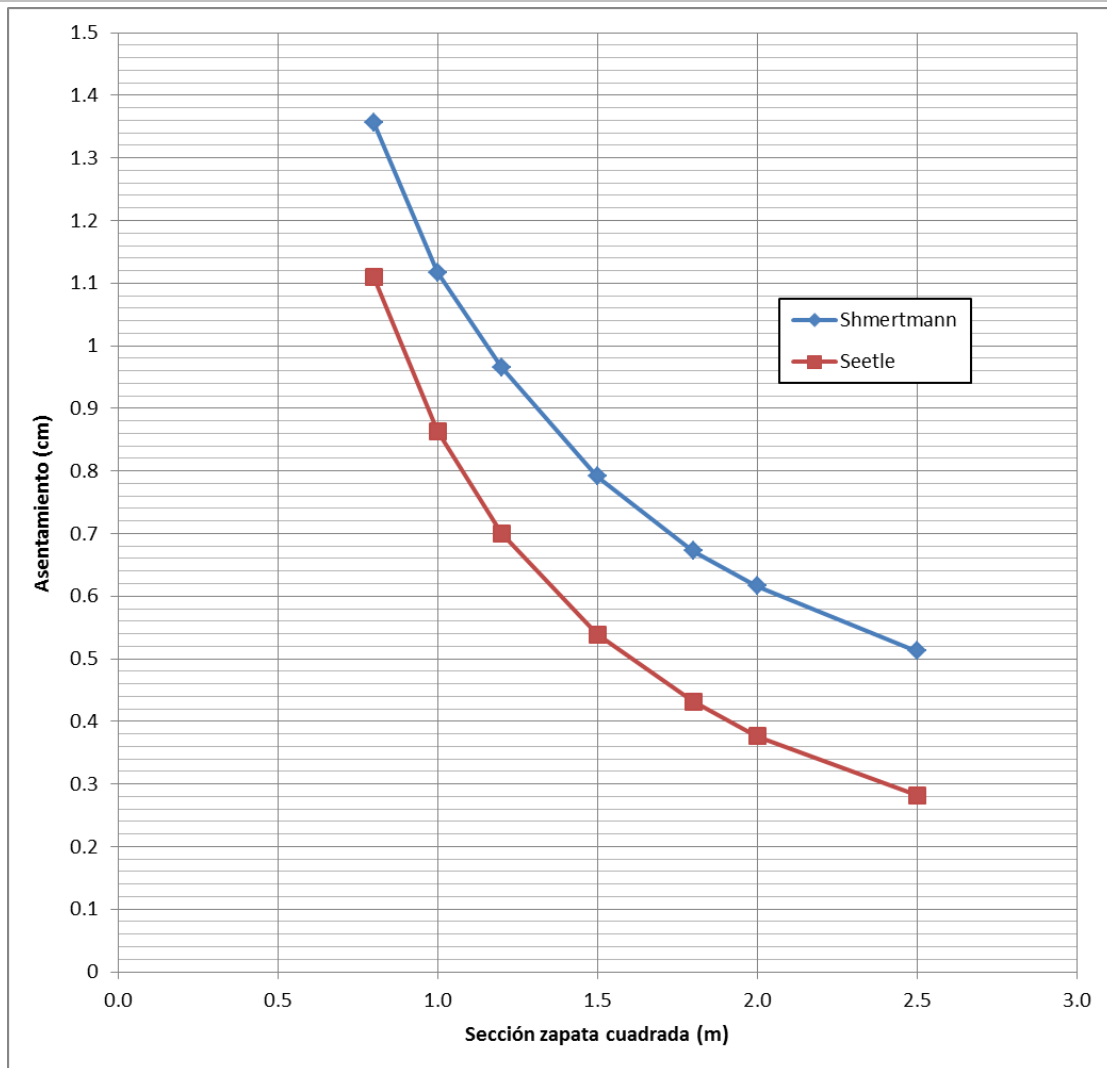
Property	SM-0	SC-1	SC-2	SM-1
Color				
Unit Weight [kN/m <sup>3</sup> ]	18.3	17.2	17.6	18.8
Saturated Unit Weight [kN/m <sup>3</sup> ]	18.3	17.2	17.6	18.8
Immediate Settlement	Enabled	Enabled	Enabled	Enabled
Es [kPa]	26250	21000	24500	27125
Esur [kPa]	26250	21000	24500	27125



Gráfica con resultados:



Cabe aclarar que el software de Rocscience, Seetle utiliza el método de Shmertmann para ejecutar las corridas de cálculo para estimar asentamientos, por lo que vale la pena comparar entre los resultados obtenidos con Seetle y los obtenidos con la hoja de cálculo de acuerdo al método de Schmertmann.



Como podemos observar, los resultados obtenidos en Seetle comparados con los obtenidos con el método de Schmertmann, a diferencia del caso de arenas de compactación suelta y media, presentan una variación mayor a estos dos casos anteriores.

Un aspecto a considerar en este caso, es que la compactación de la arena densa, naturalmente bajo las mismas condiciones de carga y geometría del cimiento, tiende a disminuir el asentamiento por las propiedades mecánicas de una arena de compactación densa que por su naturaleza tiende a soportar mayores cargas, con deformaciones menores.

Los resultados graficados del método Schmertmann y Seetle en la misma gráfica no dejan de ser considerablemente cercanos entre sí. La escala de la gráfica provoca que se pueda pensar que son muy distintos entre ellos. Por ejemplo para la zapata cuadrada de 1.5 m, la diferencia entre ambos es de 0.25 cm, o bien 25 mm, y en general para todos los casos la diferencia radica en este orden de magnitud, por lo que se considera aceptable.



### 7.4.5 Denver, Arena Densa.

Datos:

Zapata		
h =	0.25	m
Df:	1.2	m
B =	Variable	Ver tabla
L =	Variable	Ver tabla
Df - h =	0.95	m

Distancia entre zapatas (a centros)

a =	5	m
-----	---	---

No. Estrato	Num Golpes	E (KPa)	E (MPa)	$\alpha$ pergeom	$\alpha$ J.Badillo	Espesor	Dr%(emplear)	$\gamma$ (KN/m3)
1	30	38340.57903	38.3406	36	34	0.65	70	18.3
2	24	34292.8564	34.2929	34	32	1.1	45	17.2
3	28	37040.51835	37.0405	34	33	0.8	50	17.6
4	31	38974.35054	38.9744	36	34	1.5	75	18.8

c =	7	Mpa	(constante)
-----	---	-----	-------------

Tabulador con resultados:

B (m)	L (m)	Área	$\Sigma Q$ (KN)	q (Kpa)	r0
0.8	0.8	0.64	365.53	571.15	0.4514
1	1	1	373.95	373.95	0.5642
1.2	1.2	1.44	384.24	266.84	0.6770
1.5	1.5	2.25	403.18	179.19	0.8463
1.8	1.8	3.24	426.34	131.59	1.0155
2	2	4	444.11	111.03	1.1284
2.5	2.5	6.25	496.72	79.48	1.4105
3	3	9	561.03	62.34	1.6926
3.5	3.5	12.25	637.03	52.00	1.9747
4	4	16	724.73	45.30	2.2568
4.5	4.5	20.25	824.11	40.70	2.5389
5	5	25	935.19	37.41	2.8209



0.80 x 0.80								
No. Estrato	Num Golpes	z	Estratos	z/r0	S (de gráfica)	q (Kpa)	s(Zn/ro)-s(zn+1/ro)	E (KPa)
1	30	0		0.0000	1.5	571.15	-2.1602	38340.5790
		0.65		1.4401	0.6		-1.4623	38340.5790
2	24	1.75		3.8772	0.24		-0.4254	34292.8564
3	28	2.55		5.6497	0.13		-0.4320	37040.5184
4	31	4.05		8.9730	0.055		0.4935	38974.3505

$(s(Zn/ro)-s(zn+1/ro))/E$	c	L/B	re	D/ro	de	a	a/ro	b
-5.63418E-05	0.9974	1	1	2.6587	0.84	5	11.0778	0.08
-3.81391E-05								
-1.24046E-05								
-1.16639E-05								
1.26626E-05								

SUMA:	-0.00011	
s =	-0.02730	m
s0 =	-0.02287	m
$\Delta S0 =$	-0.001829522	m
St =	-0.0247	m
St (0.8x0.8 m)=	-2.4699	cm

1.0 x 1.0								
No. Estrato	Num Golpes	z	Estratos	z/r0	S (de gráfica)	q (Kpa)	s(Zn/ro)-s(zn+1/ro)	E (KPa)
1	30	0		0.0000	1.5	373.95	-1.7281	38340.5790
		0.65		1.1521	0.7		-1.3648	38340.5790
2	24	1.75		3.1018	0.31		-0.4396	34292.8564
3	28	2.55		4.5198	0.17		-0.4520	37040.5184
4	31	4.05		7.1784	0.055		0.3948	38974.3505

$(s(Zn/ro)-s(zn+1/ro))/E$	c	L/B	re	D/ro	de	a	a/ro	b
-4.50735E-05	0.9964	1	1	2.1269	0.86	5	8.8623	0.1
-3.55965E-05								
-1.28181E-05								
-1.22022E-05								
1.01301E-05								





SUMA:	-0.00010	
s =	-0.02016	m
s0 =	-0.01728	m
$\Delta S0 =$	-0.00173	m
St =	<b>-0.0190</b>	<b>m</b>
St (1.0x1.0 m)=	<b>-1.9003</b>	<b>cm</b>

1.2 x 1.2								
No. Estrato	Num Golpes	z	Estratos	z/r0	S (de gráfica)	q (Kpa)	s(Zn/ro)-s(zn+1/ro)	E (KPa)
1	30	0		0.0000	1.5	266.84	-1.4401	38340.5790
		0.65		0.9601	0.8		-1.2998	38340.5790
2	24	1.75		2.5848	0.35		-0.4136	34292.8564
3	28	2.55		3.7665	0.22		-0.4874	37040.5184
4	31	4.05		5.9820	0.11		0.6580	38974.3505

$(s(Zn/ro)-s(zn+1/ro))/E$	c	L/B	re	D/ro	de	a	a/ro	b
-3.75612E-05	0.9774	1	1	1.7725	0.875	5	7.3852	0.11
-3.39014E-05								
-1.206E-05								
-1.31592E-05								
1.68835E-05								

SUMA:	-0.00008	
s =	-0.01442	m
s0 =	-0.01233	m
$\Delta S0 =$	-0.00136	m
St =	<b>-0.0137</b>	<b>m</b>
St (1.2x1.2 m)=	<b>-1.3685</b>	<b>cm</b>

1.5 x 1.5								
No. Estrato	Num Golpes	z	Estratos	z/r0	S (de gráfica)	q (Kpa)	s(Zn/ro)-s(zn+1/ro)	E (KPa)
1	30	0		0.0000	1.5	179.19	-1.1521	38340.5790
		0.65		0.7681	0.86		-1.1178	38340.5790
2	24	1.75		2.0679	0.45		-0.4254	34292.8564
3	28	2.55		3.0132	0.33		-0.5849	37040.5184
4	31	4.05		4.7856	0.18		0.8614	38974.3505



$(s(Zn/ro)-s(zn+1/ro))/E$	c	L/B	re	D/ro	de	a	a/ro	b
-3.0049E-05	0.9338	1	1	1.4180	0.88	5	5.9082	0.12
-2.91552E-05								
-1.24046E-05								
-1.57911E-05								
2.2102E-05								

SUMA:	-0.00007	
s =	-0.00990	m
s0 =	-0.00814	m
$\Delta S0$ =	-0.00098	m
St =	<b>-0.0091</b>	<b>m</b>
St (1.5x1.5 m)=	<b>-0.9114</b>	<b>cm</b>

1.8 x 1.8		No. Estrato	Num Golpes	z	Estratos	z/r0	S (de gráfica)	q (Kpa)	s(Zn/ro)-s(zn+1/ro)	E (KPa)
1	30	0		0.0000		0.0000	1.5	131.59	-0.9601	38340.5790
		0.65		0.6401		1	-1.0832		38340.5790	
2	24	1.75	1.7232	0.57	-0.4490	34292.8564				
3	28	2.55	2.5110	0.4	-0.5908	37040.5184				
4	31	4.05	3.9880	0.2	0.7976	38974.3505				

$(s(Zn/ro)-s(zn+1/ro))/E$	c	L/B	re	D/ro	de	a	a/ro	b
-2.50408E-05	0.8843	1	1	1.1816	0.89	5	4.9235	0.145
-2.82512E-05								
-1.30937E-05								
-1.59506E-05								
2.04648E-05								

SUMA:	-0.00006	
s =	-0.00827	m
s0 =	-0.00651	m
$\Delta S0$ =	-0.00094	m
St =	<b>-0.0075</b>	<b>m</b>
St (1.8x1.8 m)=	<b>-0.7450</b>	<b>cm</b>



2.0 x 2.0								
No. Estrato	Num Golpes	z	Estratos	z/r0	S (de gráfica)	q (Kpa)	s(Zn/ro)-s(zn+1/ro)	E (KPa)
1	30	0		0.0000	1.5	111.03	-0.8641	38340.5790
		0.65		0.5760	1.1		-1.0723	38340.5790
2	24	1.75	1.5509	0.6	-0.4254		34292.8564	
3	28	2.55	2.2599	0.41	-0.5450		37040.5184	
4	31	4.05		3.5892	0.23		0.8255	38974.3505

$(s(Zn/ro)-s(zn+1/ro))/E$	c	L/B	re	D/ro	de	a	a/ro	b
-2.25367E-05	0.8511	1	1	1.0635	0.91	5	4.4311	0.185
-2.79687E-05								
-1.24046E-05								
-1.47144E-05								
2.11811E-05								

SUMA:	-0.00006	
s =	-0.00707	m
s0 =	-0.00548	m
$\Delta S0 =$	-0.00101	m
St =	<b>-0.0065</b>	<b>m</b>
St (2.0x2.0 m)=	<b>-0.6490</b>	<b>cm</b>

2.5 x 2.5								
No. Estrato	Num Golpes	z	Estratos	z/r0	S (de gráfica)	q (Kpa)	s(Zn/ro)-s(zn+1/ro)	E (KPa)
1	30	0		0.0000	1.5	79.48	-0.6913	38340.5790
		0.65		0.4608	1.22		-0.9515	38340.5790
2	24	1.75	1.2407	0.75	-0.4254		34292.8564	
3	28	2.55	1.8079	0.5	-0.5317		37040.5184	
4	31	4.05		2.8714	0.31		0.8901	38974.3505

$(s(Zn/ro)-s(zn+1/ro))/E$	c	L/B	re	D/ro	de	a	a/ro	b
-1.80294E-05	0.7729	1	1	0.8508	0.91	5	3.5449	0.19
-2.48158E-05								
-1.24046E-05								
-1.43555E-05								
2.28388E-05								



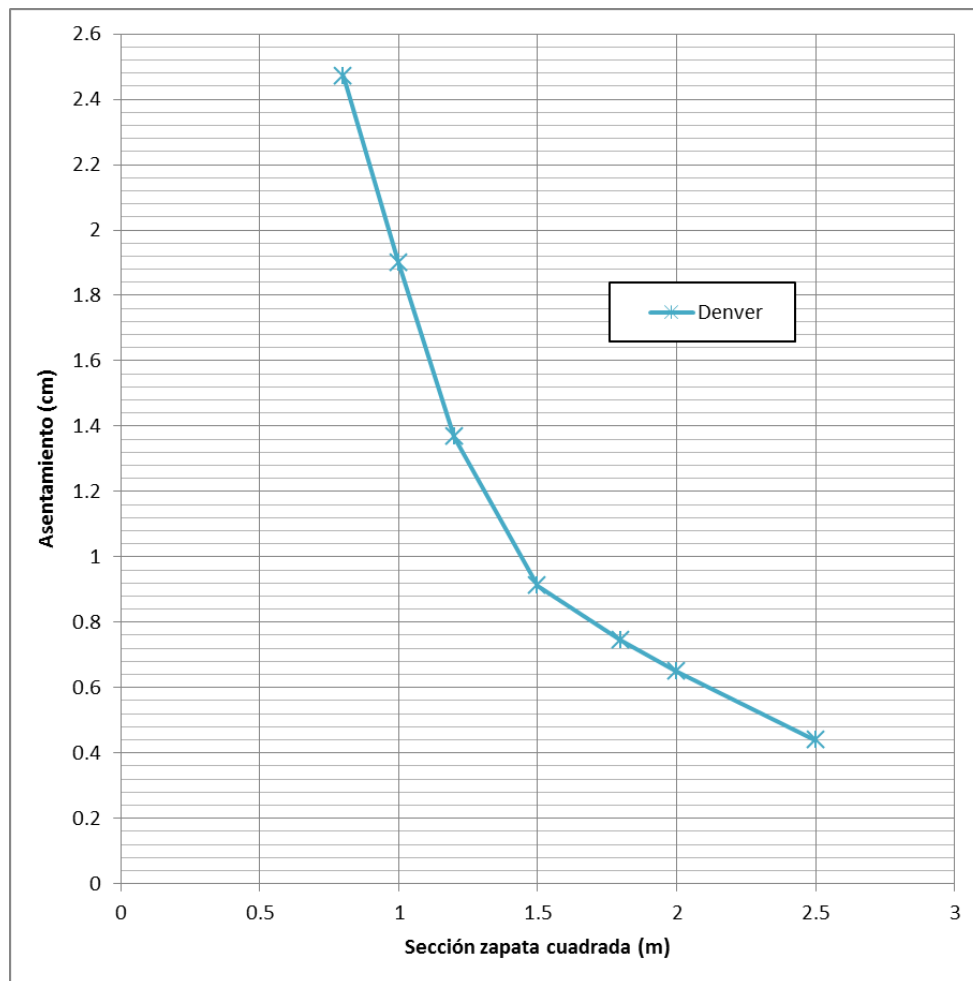
SUMA:	-0.00005	
s =	-0.00524	m
s0 =	-0.00369	m
$\Delta S0$ =	-0.00070	m
St =	<b>-0.0044</b>	<b>m</b>
St (2.5x2.5 m)=	<b>-0.4388</b>	<b>cm</b>

En Resumen para el caso estudiado por el método de *Denver* y para el asentamiento de zapata aislada en arena de compactidad *densa*, se tiene que:

B (m)	$\delta z$ (cm)
0.8	2.4699
1	1.9003
1.2	1.3685
1.5	0.9114
1.8	0.7450
2	0.6490
2.5	0.4388

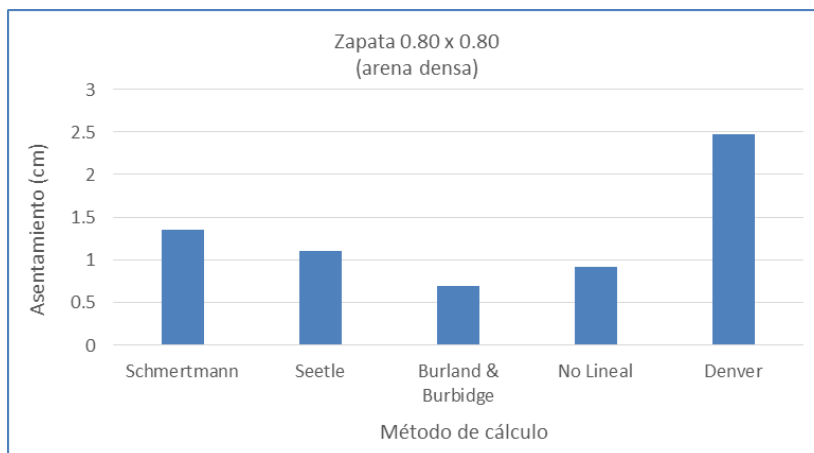


Gráfico de resultados:

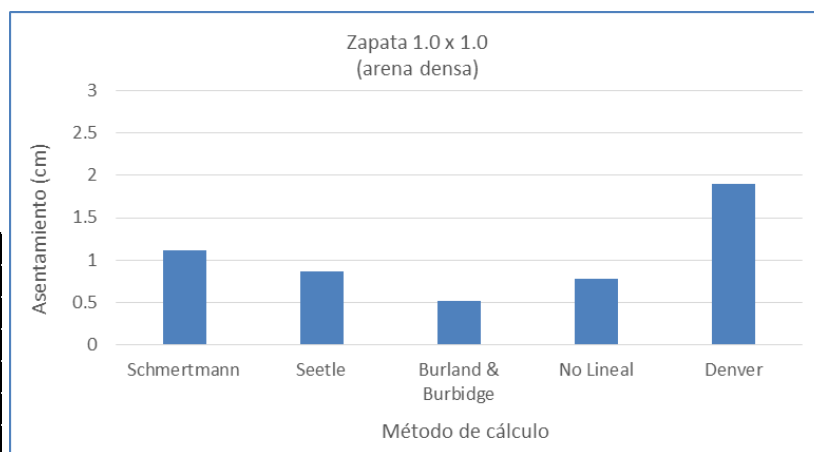


A continuación se presentan a manera de resumen una comparativa de resultados para cada una de las secciones cuadradas de zapata que se estudiaron, en la que se puede observar el resultado del asentamiento resuelto por cada uno de los métodos descritos en el presente trabajo.

Sección: 0.8 x 0.8 m	
Método	$\delta z$ (cm)
Schmertmann	1.3572
Seetle	1.1100
Burland & Burbidge	0.6920
No Lineal	0.9153
Denver	2.4699

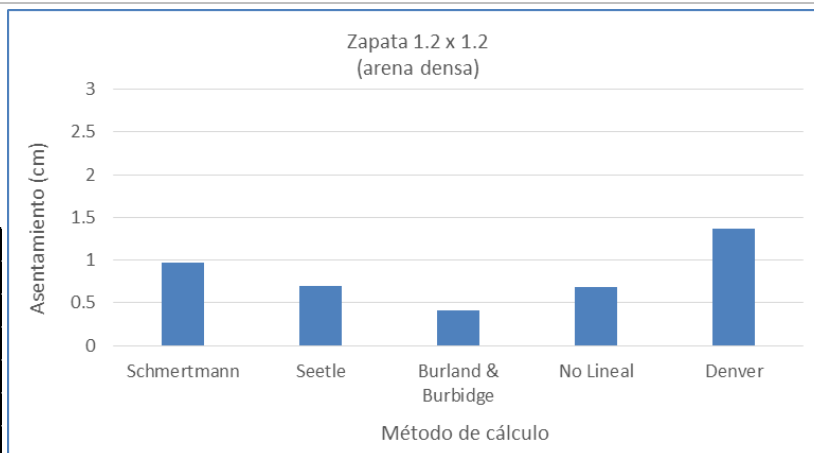


Sección: 1.0 x 1.0 m	
Método	$\delta z$ (cm)
Schmertmann	1.1170
Seetle	0.8640
Burland & Burbidge	0.5223
No Lineal	0.7850
Denver	1.9003

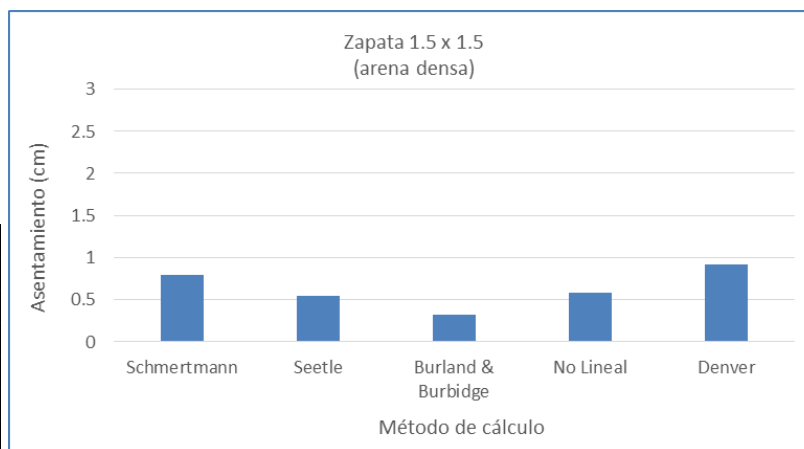




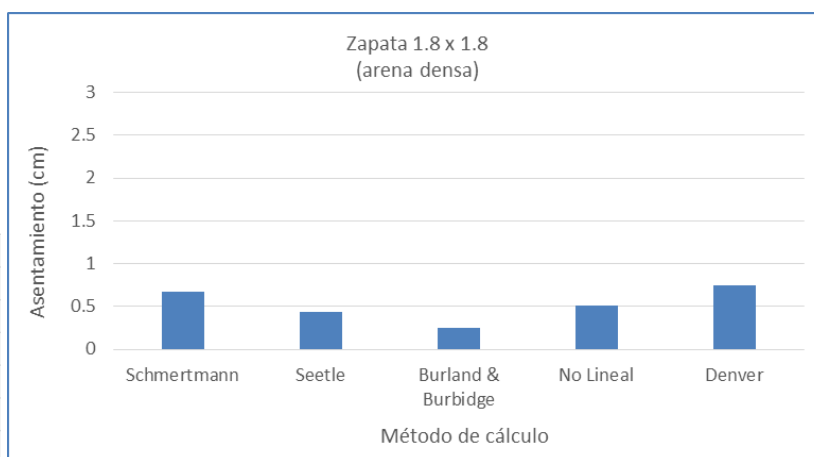
Sección: 1.20 x 1.20 m	
Método	$\delta z$ (cm)
Schmertmann	0.9658
Seetle	0.7000
Burland & Burbidge	0.4165
No Lineal	0.6907
Denver	1.3685



Sección: 1.50 x 1.50 m	
Método	$\delta z$ (cm)
Schmertmann	0.7910
Seetle	0.5390
Burland & Burbidge	0.3177
No Lineal	0.5849
Denver	0.9114

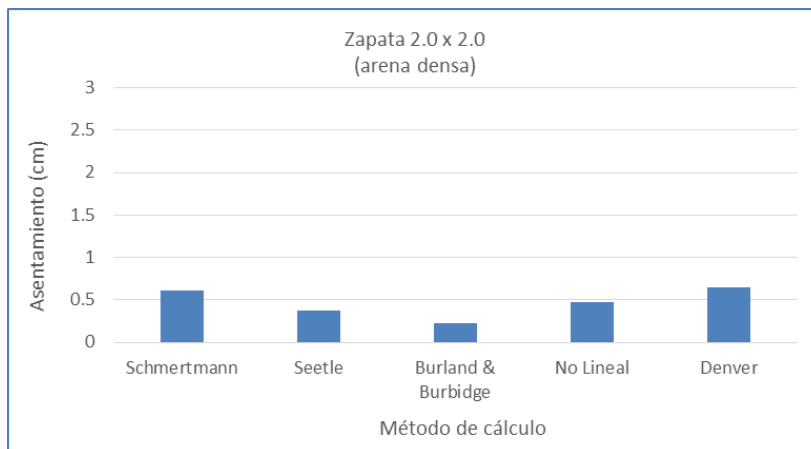


Sección: 1.80 x 1.80 m	
Método	$\delta z$ (cm)
Schmertmann	0.6722
Seetle	0.4320
Burland & Burbidge	0.2565
No Lineal	0.5104
Denver	0.7450

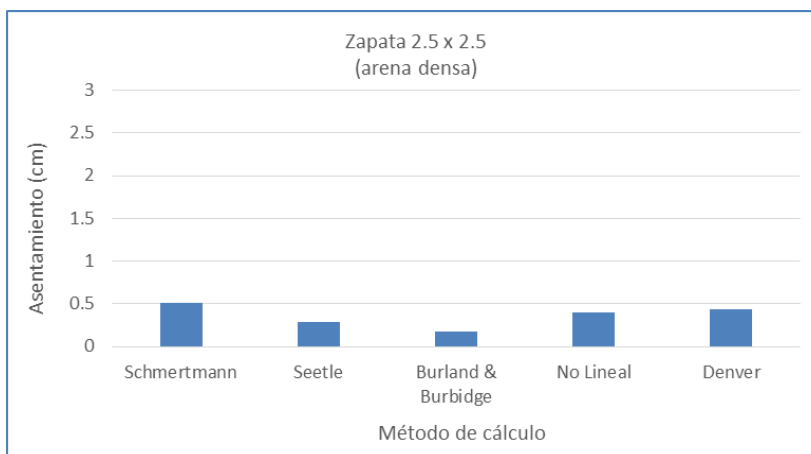




Sección: 2.0 x 2.0 m	
Método	$\delta z$ (cm)
Schmertmann	0.6158
Seetle	0.3760
Burland & Burbidge	0.2276
No Lineal	0.4719
Denver	0.6490

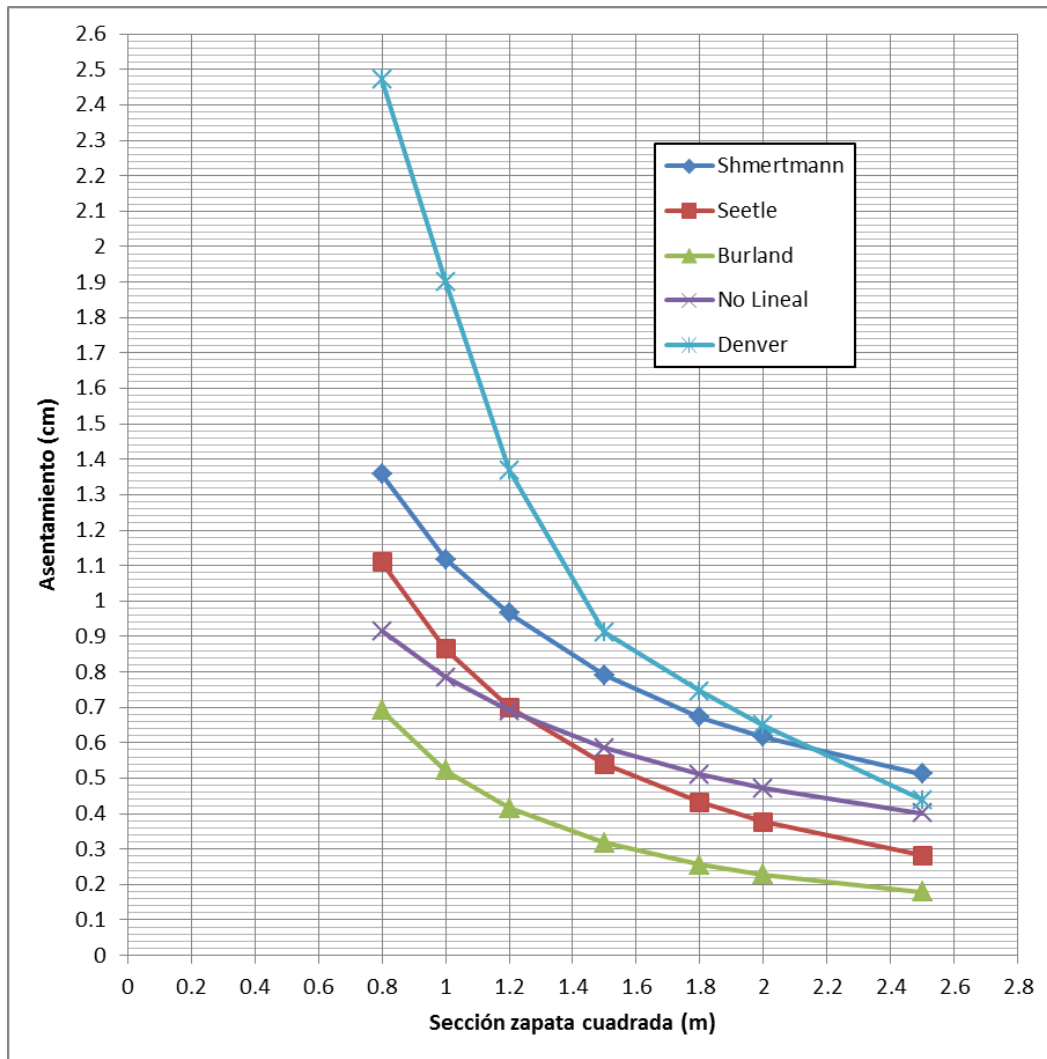


Sección: 2.5 x 2.5 m	
Método	$\delta z$ (cm)
Schmertmann	0.5123
Seetle	0.2820
Burland & Burbidge	0.1790
No Lineal	0.4004
Denver	0.4388



A continuación se presentan concentrados en un solo gráfico los resultados para los asentamientos calculados por los distintos métodos descritos en los capítulos anteriores, así como todas las secciones de zapatas cuadradas analizadas. El asentamiento se presenta en centímetros y la sección de la zapata en metros.





Cabe mencionar que para la presentación de resultados en gráficas para arenas de compacidad densa, se eligió una escala numérica para el asentamiento desde 0.0 cm y hasta 2.6 cm, ya que por el método de Denver y para la sección de zapata de menor dimensión (0.8 m) se obtuvo un asentamiento muy por encima de los valores medios obtenidos por los otros métodos.

Como se comentó anteriormente vale la pena comentar la cercanía de los resultados numéricos para los resultados obtenidos por el método de Shmertmann y Seetle, con lo anterior, tenemos certeza de la veracidad de los demás resultados y es un buen punto de comparación para los demás métodos. Aunque como se aclaró en los párrafos anteriores, para el caso de arena densa los resultados entre estos dos métodos de cálculo fueron los menos cercanos de los casos en estudio (arena suelta, media, densa).



A diferencia de las arenas suelta y media, en este caso, en el que la compacidad en estudio es la variable que cambió respecto a los casos de estudio anteriores, como se observa en la gráfica, los resultados aunque se encuentran en una franja de valores cercanos entre sí, es evidente que se aprecia una dispersión en los valores mayor a los obtenidos para compacidad suelta y media.

Se debe insistir en que la escala de la gráfica se tuvo que ajustar a la variación de los resultados, es decir, en este caso la escala máxima es de 2.5 cm, casi la mitad de la que se ocupó en el caso de arena de compacidad suelta, ya que para este último caso los asentamientos naturalmente resultaron mucho menores.

Como se puede observar en la gráfica de resultados, salvo el método de Denver, para las secciones desde 0.80 m y hasta 1.5 m, los resultados se concentran en una franja en la que los asentamientos no varían más allá de 0.7 cm, incluso para Denver después de 1.5 m de sección.

Es importante mencionar entonces, que para las secciones cuadradas de 0.80m y 1.20 m donde no se cumple la condición  $q_R > q_{ult}$  es donde se presenta las diferencias más significativas, como se observa en la gráfica los resultados por el método de Denver son los que presentan mayores diferencias respecto a la media de valores obtenidos por los otros métodos. A partir de la sección cuadrada 1.5 m, los resultados tienden a disminuir la variación entre estos, a diferencia del caso de arena media, en el que los resultados se estrechaban mientras la sección aumentaba, en este caso de arenas densas se puede decir que las diferencias entre los resultados de los distintos métodos permanecen constante, esto es evidente cuando el desarrollo de las gráficas para al menos 4 de los 5 métodos estudiados, excepto Denver, es paralelo entre sí.

Siendo entonces, el método de Burland & Burbidge que resulta ser más arriesgado de acuerdo a los resultados obtenidos en el presente escrito. Mientras que el método de Denver resulta ser el más conservador para arenas densas. En este caso si existen diferencias considerables para considerar al método de Denver conservador para el cálculo de asentamientos en zapatas aisladas, apoyadas en suelo arenoso de compacidad densa.

Se recomienda utilizar el método No Lineal o Shmertmann para el cálculo de asentamientos de zapatas aisladas apoyadas en arenas de compacidad densa. Aunque resulta una obviedad es importante aclarar, que se recomiendan estos métodos siempre y cuando se cumpla con la revisión del estado límite de falla.



7.5 Comparativa de criterios de diseño para el cálculo de asentamientos de zapatas apoyados en arena.

METODO	VENTAJA	DESVENTAJA	REPORTE DE RESULTADOS
Ensayo penetración Normal	Sólo es necesario prueba SPT	Las ecuaciones están basadas en muy pocos datos. Poca certeza	NO
	Correlación sencilla	Estricto control de calidad en pruebas de campo	
Meyerhoff	Sólo es necesario prueba SPT	No considera el origen geológico de la arena	NO
	Fórmulas sencilla aplicación	No permite considerar estratos de arena de espesor limitado	
	Define parámetros para la sección de zapata	No permite considerar estratos situados en la profundidad	
		Estricto control de calidad en pruebas de campo	
Shmertmann	Es necesario la prueba CPT (Cono Holandés).	No toma en cuenta la interacción con cimientos cercanos.	SI
	Toma en cuenta la geometría de la cimentación, relación de Poisson y la relación z/B	En arenas conchíferas es muy probable que resulte un asentamiento mayor al calculado	
	Considera un coeficiente de influencia $I_z$ con la profundidad	Estricto control de calidad en pruebas de campo	
	Considera un coeficiente de profundidad a la profundidad de desplante		
	Considera un coeficiente para las deformaciones lentas.		



METODO	VENTAJA	DESVENTAJA	REPORTE DE RESULTADOS
DENVER	Toma en cuenta la influencia de cimientos cercanos	Se utiliza un factor de corrección basado únicamente en la experiencia.	SI
	Considera un medio estratificado y sus propiedades particulares	Estricto control de calidad en pruebas de campo	
	Considera un factor para la forma de la cimentación	Ofrece resultados arriesgados	
	Considera un factor para la influencia de la profundidad	La forma de estimar el módulo de elasticidad, aunque es sencillo, puede ser impreciso	
	Considera un factor de corrección empírica debido a otros aspectos de la teoría de la elasticidad.	No toma en cuenta el confinamiento del suelo con la profundidad.	
	Considera la naturaleza de la carga, ya sea rígida o uniforme		
BURLAND & BURBIDGE	Su secuencia de cálculo es sencilla y breve	Es un método empírico	SI
	El cálculo del asentamiento está relacionado con su resistencia a la penetración dinámica	Estricto control de calidad en pruebas de campo	
	Considera un factor para la forma del cimiento	El número de golpes del SPT no se corrige por efecto de la profundidad	
	Considera un factor para tomar en cuenta la presencia de capa rígida debajo del perfil de suelo y cimiento.		
	Puede tomar en cuenta el efecto de asentamientos diferidos en el tiempo.		



METODO	VENTAJA	DESVENTAJA	REPORTE DE RESULTADOS
NO LINEAL	Al considerar la no linealidad del suelo, se hace uso de muy pocas propiedades mecánicas que además no cambian con la presión de confinamiento.	Para ser compatible con métodos numéricos como elementos finitos o diferencias finitas. Se deben emplear iteraciones, hasta que los valores de asentamiento y módulo $E_s$ sean iguales.	SI
	No depende principalmente de sondeos de campo y de la prueba SPT.		
	Toma en cuenta el efecto de la presión de confinamiento en la magnitud de la rigidez del terreno.		
	Se emplea ecuación constitutiva no lineal.		
	Considera varios estratos de arena.		
	Tiene la posibilidad de fijar el nivel de confianza mediante T student.		



### 7.6 Comparativa costo – beneficio.

En esta sección se evaluarán los conceptos que intervienen en la ejecución de zapatas aisladas en obra. Teniendo como una constante la profundidad de desplante que es de 1.20 m, se pretende demostrar la curva costo – beneficio para la selección de una sección de zapata cuadrada óptima en costo.

De acuerdo a lo anterior, los conceptos de obra, que se evalúan y cuantifican son los siguientes:

TRAZO				
SECCION	CANTIDAD	UNIDAD	PU	IMPORTE
0.8	0.64	m <sup>2</sup>	\$ 15.00	\$ 9.60
1.0	1.00	m <sup>2</sup>	\$ 15.00	\$ 15.00
1.2	1.44	m <sup>2</sup>	\$ 15.00	\$ 21.60
1.5	2.25	m <sup>2</sup>	\$ 15.00	\$ 33.75
1.8	3.24	m <sup>2</sup>	\$ 15.00	\$ 48.60
2.0	4.00	m <sup>2</sup>	\$ 15.00	\$ 60.00
2.5	6.25	m <sup>2</sup>	\$ 15.00	\$ 93.75
3.0	9.00	m <sup>2</sup>	\$ 15.00	\$ 135.00
3.5	12.25	m <sup>2</sup>	\$ 15.00	\$ 183.75
4.0	16.00	m <sup>2</sup>	\$ 15.00	\$ 240.00
4.5	20.25	m <sup>2</sup>	\$ 15.00	\$ 303.75
5.0	25.00	m <sup>2</sup>	\$ 15.00	\$ 375.00

Excavación				
SECCION	CANTIDAD	UNIDAD	PU	IMPORTE
0.8	0.77	m <sup>3</sup>	\$ 180.00	\$ 138.24
1.0	1.20	m <sup>3</sup>	\$ 180.00	\$ 216.00
1.2	1.73	m <sup>3</sup>	\$ 180.00	\$ 311.04
1.5	2.70	m <sup>3</sup>	\$ 180.00	\$ 486.00
1.8	3.89	m <sup>3</sup>	\$ 180.00	\$ 699.84
2.0	4.80	m <sup>3</sup>	\$ 180.00	\$ 864.00
2.5	7.50	m <sup>3</sup>	\$ 180.00	\$ 1,350.00
3.0	10.80	m <sup>3</sup>	\$ 180.00	\$ 1,944.00
3.5	14.70	m <sup>3</sup>	\$ 180.00	\$ 2,646.00
4.0	19.20	m <sup>3</sup>	\$ 180.00	\$ 3,456.00
4.5	24.30	m <sup>3</sup>	\$ 180.00	\$ 4,374.00
5.0	30.00	m <sup>3</sup>	\$ 180.00	\$ 5,400.00



<b>Plantilla</b>				
<b>SECCION</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>PU</b>	<b>IMPORTE</b>
0.8	0.64	m <sup>2</sup>	\$ 80.00	\$ 51.20
1.0	1.00	m <sup>2</sup>	\$ 80.00	\$ 80.00
1.2	1.44	m <sup>2</sup>	\$ 80.00	\$ 115.20
1.5	2.25	m <sup>2</sup>	\$ 80.00	\$ 180.00
1.8	3.24	m <sup>2</sup>	\$ 80.00	\$ 259.20
2.0	4.00	m <sup>2</sup>	\$ 80.00	\$ 320.00
2.5	6.25	m <sup>2</sup>	\$ 80.00	\$ 500.00
3.0	9.00	m <sup>2</sup>	\$ 80.00	\$ 720.00
3.5	12.25	m <sup>2</sup>	\$ 80.00	\$ 980.00
4.0	16.00	m <sup>2</sup>	\$ 80.00	\$ 1,280.00
4.5	20.25	m <sup>2</sup>	\$ 80.00	\$ 1,620.00
5.0	25.00	m <sup>2</sup>	\$ 80.00	\$ 2,000.00

<b>Cimbra (cachete)</b>				
<b>SECCION</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>PU</b>	<b>IMPORTE</b>
0.8	0.80	m <sup>2</sup>	\$ 150.00	\$ 120.00
1.0	1.00	m <sup>2</sup>	\$ 150.00	\$ 150.00
1.2	1.20	m <sup>2</sup>	\$ 150.00	\$ 180.00
1.5	1.50	m <sup>2</sup>	\$ 150.00	\$ 225.00
1.8	1.80	m <sup>2</sup>	\$ 150.00	\$ 270.00
2.0	2.00	m <sup>2</sup>	\$ 150.00	\$ 300.00
2.5	2.50	m <sup>2</sup>	\$ 150.00	\$ 375.00
3.0	3.00	m <sup>2</sup>	\$ 150.00	\$ 450.00
3.5	3.50	m <sup>2</sup>	\$ 150.00	\$ 525.00
4.0	4.00	m <sup>2</sup>	\$ 150.00	\$ 600.00
4.5	4.50	m <sup>2</sup>	\$ 150.00	\$ 675.00
5.0	5.00	m <sup>2</sup>	\$ 150.00	\$ 750.00



<b>Concreto</b>				
<b>SECCION</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>PU</b>	<b>IMPORTE</b>
0.8	0.16	m <sup>3</sup>	\$ 1,800.00	\$ 288.00
1.0	0.25	m <sup>3</sup>	\$ 1,800.00	\$ 450.00
1.2	0.36	m <sup>3</sup>	\$ 1,800.00	\$ 648.00
1.5	0.56	m <sup>3</sup>	\$ 1,800.00	\$ 1,012.50
1.8	0.81	m <sup>3</sup>	\$ 1,800.00	\$ 1,458.00
2.0	1.00	m <sup>3</sup>	\$ 1,800.00	\$ 1,800.00
2.5	1.56	m <sup>3</sup>	\$ 1,800.00	\$ 2,812.50
3.0	2.25	m <sup>3</sup>	\$ 1,800.00	\$ 4,050.00
3.5	3.06	m <sup>3</sup>	\$ 1,800.00	\$ 5,512.50
4.0	4.00	m <sup>3</sup>	\$ 1,800.00	\$ 7,200.00
4.5	5.06	m <sup>3</sup>	\$ 1,800.00	\$ 9,112.50
5.0	6.25	m <sup>3</sup>	\$ 1,800.00	\$ 11,250.00

<b>Acero</b>				
<b>SECCION</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>PU</b>	<b>IMPORTE</b>
0.8	11.20	kg	\$ 23.00	\$ 257.60
1.0	17.50	kg	\$ 23.00	\$ 402.50
1.2	25.20	kg	\$ 23.00	\$ 579.60
1.5	39.38	kg	\$ 23.00	\$ 905.63
1.8	56.70	kg	\$ 23.00	\$ 1,304.10
2.0	70.00	kg	\$ 23.00	\$ 1,610.00
2.5	109.38	kg	\$ 23.00	\$ 2,515.63
3.0	157.50	kg	\$ 23.00	\$ 3,622.50
3.5	214.38	kg	\$ 23.00	\$ 4,930.63
4.0	280.00	kg	\$ 23.00	\$ 6,440.00
4.5	354.38	kg	\$ 23.00	\$ 8,150.63
5.0	437.50	kg	\$ 23.00	\$ 10,062.50





FACULTAD DE INGENIERIA - UNAM  
MAESTRÍA EN GEOTECNIA

“Análisis de factibilidad para métodos de cálculo en asentamientos de zapatas aisladas apoyadas en arenas”



Relleno				
SECCION	CANTIDAD	UNIDAD	PU	IMPORTE
0.8	0.51	m <sup>3</sup>	\$ 80.00	\$ 40.66
1.0	0.85	m <sup>3</sup>	\$ 80.00	\$ 68.02
1.2	1.27	m <sup>3</sup>	\$ 80.00	\$ 101.46
1.5	2.04	m <sup>3</sup>	\$ 80.00	\$ 163.02
1.8	2.98	m <sup>3</sup>	\$ 80.00	\$ 238.26
2.0	3.70	m <sup>3</sup>	\$ 80.00	\$ 296.02
2.5	5.84	m <sup>3</sup>	\$ 80.00	\$ 467.02
3.0	8.45	m <sup>3</sup>	\$ 80.00	\$ 676.02
3.5	11.54	m <sup>3</sup>	\$ 80.00	\$ 923.02
4.0	15.10	m <sup>3</sup>	\$ 80.00	\$ 1,208.02
4.5	19.14	m <sup>3</sup>	\$ 80.00	\$ 1,531.02
5.0	23.65	m <sup>3</sup>	\$ 80.00	\$ 1,892.02

B (m)	L (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Trazo (m <sup>2</sup> )	Excavación (m <sup>3</sup> )	Afine (m <sup>2</sup> )	Plantilla (m <sup>2</sup> )	Cimbra (m <sup>2</sup> )	Concreto (m <sup>3</sup> )	Acero (kg)	Relleno	IMPORTE
0.8	0.8	0.6	0.64	0.77	0.64	0.64	0.80	0.16	11.20	0.51	\$ 905.30
1.0	1.0	1.0	1.00	1.20	1.00	1.00	1.00	0.25	17.50	0.85	\$ 1,381.52
1.2	1.2	1.4	1.44	1.73	1.44	1.44	1.20	0.36	25.20	1.27	\$ 1,956.90
1.5	1.5	2.3	2.25	2.70	2.25	2.25	1.50	0.56	39.38	2.04	\$ 3,005.90
1.8	1.8	3.2	3.24	3.89	3.24	3.24	1.80	0.81	56.70	2.98	\$ 4,278.00
2.0	2.0	4.0	4.00	4.80	4.00	4.00	2.00	1.00	70.00	3.70	\$ 5,250.02
2.5	2.5	6.3	6.25	7.50	6.25	6.25	2.50	1.56	109.38	5.84	\$ 8,113.90
3.0	3.0	9.0	9.00	10.80	9.00	9.00	3.00	2.25	157.50	8.45	\$ 11,597.52
3.5	3.5	12.3	12.25	14.70	12.25	12.25	3.50	3.06	214.38	11.54	\$ 15,700.90
4.0	4.0	16.0	16.00	19.20	16.00	16.00	4.00	4.00	280.00	15.10	\$ 20,424.02
4.5	4.5	20.3	20.25	24.30	20.25	20.25	4.50	5.06	354.38	19.14	\$ 25,766.90
5.0	5.0	25.0	25.00	30.00	25.00	25.00	5.00	6.25	437.50	23.65	\$ 31,729.52



Como se puede observar en el gráfico, el impacto en el catálogo de conceptos de toda obra es significativo si se diseña una zapata cuadrada de sección de 1.2 m a una sección cuadrada de 2.5 m o mayor. Por lo que resulta interesante no solo tomar en cuenta la revisión del estado límite de falla y estado límite de servicio. No hay que perder de vista que si se diseña con un criterio bastante conservador y con un coeficiente de seguridad muy alto sin justificación, las obras en ocasiones pueden volverse incosteables; por lo que los costos también deben ser un criterio de diseño en la geotecnia.



## **8. RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS**

Es costumbre disponer cada zapata en forma tal que la carga resultante pase por el centro de gravedad del área de la base. En este caso, los momentos flectores y esfuerzos cortantes se suelen calcular en la hipótesis de que la presión del suelo se distribuye uniformemente en la superficie de contacto. En realidad, la presión de contacto en las cimentaciones depende de la forma de la misma, de la rigidez relativa del suelo y la zapata, y del nivel de carga actuante.

La influencia de la forma es clara; pensando en términos de elasticidad la distribución tensional es diferente según se coloque la carga en un cuadrado o en un círculo, por ejemplo. También lo es la de la rigidez relativa. En cuanto al nivel de carga, se comprende porque en algunas zonas de suelo puede haberse sobrepasado su resistencia, formándose zonas plásticas contenidas que alteran fundamentalmente las relaciones tensión deformación que venimos manejando. Con los coeficientes de seguridad del orden de 3 normalmente empleados, estas “burbujas plásticas”, si existen, deben ser de pequeña extensión y su influencia poco notable. Con todo, en arenas, normalmente la presión es máxima en el centro y disminuye hacia los bordes, con lo que los momentos reales son menores que los calculados en la hipótesis de distribución uniforme de presiones. Por el contrario, en arcillas, en zapatas muy rígidas, la presión puede aumentar en los bordes, con lo que los momentos reales exceden de los calculados. Estas diferencias entre hipótesis y realidad quedan normalmente cubiertas por los márgenes de seguridad comúnmente adoptados en el cálculo de estructuras.

En cuanto a las sollicitaciones, tenemos que, por ejemplo, las columnas de edificios industriales que soportan rieles de grúas se hallan sujetas a grandes cargas excéntricas cuando la grúa opera cerca de ellas, mientras que el resto del tiempo sólo soportan el peso propio y las sobrecargas ordinarias. Si las zapatas descansan sobre arcillas, la tensión máxima en el extremo más sollicitado del suelo, cuando se consideran todas las cargas, no debe exceder de la tensión admisible. El centro de gravedad de la zapata debe hacerse coincidir con el punto de paso de la resultante del peso propio, la sobrecarga normal y un 25% de la sobrecarga extraordinaria, en este ejemplo de la grúa. Además, todas las zapatas deben dimensionarse de forma que, en estas condiciones, la presión máxima transmitida sea la misma. Los momentos flectores podrían calcularse admitiendo un reparto trapecial de tensiones en la base de contacto. Si, por el contrario, las zapatas descansan sobre arena, que es el caso de estudio del presente documento, deben disponerse de forma que, bajo el peso propio, la sobrecarga normal y la máxima carga que en condiciones normales de operación pueda esperarse de la grúa, la presión sobre el suelo resulte uniforme e igual o menor que la admisible. En ninguna combinación de carga concebible debe la presión máxima transmitida exceder de más de un 50% de la admisible.



Como sabemos, el asentamiento de áreas cargadas, de la misma forma, y que transmiten la misma presión al suelo, aumenta con el ancho de la zona cargada. Si las zapatas de una estructura difieren mucho de tamaño, el asentamiento diferencial debido a esta causa puede resultar importante. En estos casos puede estar justificado el adaptar el tamaño de las zapatas a las tensiones transmitidas al suelo.

Si el terreno es arena, el asentamiento diferencial puede disminuirse reduciendo las dimensiones de las zapatas más pequeñas, siempre que se compruebe que el coeficiente de seguridad respecto al hundimiento sigue siendo aceptable. Este procedimiento no es aplicable, en general, al caso de cimentaciones en arcillas, normalmente dimensionadas en función de un coeficiente de seguridad dado, por lo que el ajuste debe hacerse aumentando el tamaño de las zapatas mayores. No se olvide, sin embargo, que para hacer estos ajustes con alguna perspectiva de éxito se necesita mucho criterio, debido a que además, hay que considerar los cambios periódicos excepcionales que pueden producirse en las condiciones de carga de las estructuras.

En el caso concreto de las arcillas, como el asentamiento aumenta prácticamente proporcional al ancho, y la presión transmitida disminuye en la misma proporción, no es mucho lo que puede disminuirse el asentamiento diferencial por este procedimiento.

### PRECAUCIONES DURANTE LA CONSTRUCCIÓN.

Hay que tener en cuenta que todas las cimentaciones directas sobre zapatas se proyectan inevitablemente en la hipótesis de que el suelo situado debajo de las mismas se halla aproximadamente en el mismo estado en que fue encontrado durante las perforaciones o ensayos de carga o penetración efectuados para estudiarlos. Si el suelo contiene bolsadas blandas no detectadas por dichos reconocimientos, o si se altera la estructura del suelo durante la excavación, el asentamiento puede llegar a ser mayor, incluso más irregular al calculado con las primeras propiedades determinadas en el laboratorio, producto de la primera campaña de exploración y con mucha probabilidad que las presiones bajo el cimientamiento varíen considerablemente.

Se puede evitar este riesgo ejecutando un ensayo simple de penetración en el lugar de cada zapata, una vez hecha la excavación correspondiente. Uno de los métodos prácticos consiste simplemente en clavar una barra de hierro en el terreno a golpes con un martillo. Si dentro de la zona que quedará afectada por la zapata (lo que podríamos denominar como profundidad activa) se encuentran puntos excepcionalmente blandos, entonces deberá proyectarse de nuevo la zapata. Este procedimiento es mucho más económico que tener que recurrir posteriormente a una re cimentación o a procedimientos de estabilización del sub suelo.



Hay dos casos que se presentan con frecuencia en obra y que merecen especial cuidado, pues suelen producir una alteración de la estructura del suelo. Si el terreno está formado esencialmente de limo o de arena fina, puede resultar enormemente alterado cuando se bombea de sumideros en el interior de la excavación. Esta alteración suele ir asociada a un sifonamiento del fondo, que incluso puede producir un descenso de la superficie exterior del terreno con el consiguiente peligro para las estructuras próximas. Por ello, en estos casos debe efectuarse el bombeo desde pozos filtrantes y no desde sumideros, aunque sin olvidar que incluso en esta forma pueden seguir produciéndose asentamientos en la superficie.



## 9. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

La toma de muestras inalteradas de suelos granulares es un espacio de la Geotecnia para el cual no se cuenta con las herramientas capaces de obtenerlas, así que se debe interpretar su comportamiento con sondeos de cono, cuando puedan ser capaces de penetrar, junto con el análisis granulométrico de las muestras alteradas que se rescaten.

Durante la ejecución de este trabajo escrito, y considerando los varios enfoques que tienen las diversas fuentes consultadas, vale la pena comentar lo siguiente. La diferencia entre una cimentación rígida y flexible, es que en la flexible las cargas que se transmiten desde la estructura a la cimentación se consideran como una carga repartida, en t/m<sup>2</sup> o bien KPa = KN/m<sup>2</sup>. Mientras que si se trata de una cimentación rígida se expresa la carga como una fuerza puntual en KN o Ton.

Es importante señalar que la elección del método de cálculo puede basarse en la certidumbre de las propiedades mecánicas e índice del suelo. Por ejemplo si se cuenta con el perfil de resistencia de punta del cono ( $q_c$ ) se puede utilizar sin problema el método de Shmertmann. Mientras que si se cuenta solamente con el número de golpes del SPT, y no se tiene la certeza de que fue elaborado correctamente, o se tienen dudas sobre estos resultados; se puede utilizar un método más conservador; caso contrario si se tiene confianza y certeza en los procedimientos para obtener las propiedades del suelo.

Se ha demostrado que las correlaciones empíricas obtenidas de los métodos de exploración del suelo juegan un papel importante en el cálculo de desplazamientos verticales en suelos granulares. Por lo que se recomienda un control de calidad estricto en los procedimientos y métodos de exploración.

Por otro lado, es importante hacer observaciones respecto al método de Burland y Burbidge y algunas consideraciones que se deben hacer para proceder con el cálculo. El cálculo del índice de compresibilidad ( $I_c$ ) es una variable importante para la obtención de resultados, durante la ejecución del presente trabajo se identificaron en la literatura y en la práctica varios criterios para usarlo y calcularlo. Retomando un poco, sabemos que  $I_c$  se calcula como:

$$I_c = \frac{1.7}{N_{med}^{1.4}}$$

Como se puede ver, la variable es el número de golpes  $N$ . Dado que  $I_c$  se calcula con “ $N_{med}$ ”, que es la media aritmética del número de golpes en la prueba SPT, es importante mencionar que se deben considerar el número de golpes a lo largo de la zona de influencia ( $Z_I$ ). En este caso la  $Z_I$  más desfavorable es de 1.95 m, por lo que se considera el registro del número de golpes del primer estrato solamente, con una  $z = 1.85$  m.



Por otro lado, si se ocupa el  $I_c$ , ponderando la  $N$  para los 4 estratos se obtienen asentamientos mucho más bajos, del orden de los que se obtienen con el Método No Lineal.

Sin embargo, en los cálculos presentados se usó el  $I_c$  calculado con  $N$ , que corresponde a la zona de influencia, así dice la teoría, si la zona de influencia solo abarca el 1er estrato, se usará solamente la  $N$  del 1er estrato.

Se puede decir que únicamente se requieren los fundamentos de la teoría de elasticidad y pruebas de campo para resolver problemas de asentamientos en arenas. Con la gran desventaja en general para todos los métodos analizados, que se necesita un estricto control de calidad durante las pruebas en campo; sin duda es una actividad mucho más sencilla que la extracción de muestras inalteradas en arenas.

Con los métodos y procedimientos expuestos en el presente trabajo, se demuestra que mediante pruebas de campo, el uso de correlaciones, aplicando la teoría de elasticidad y un histórico registro observacional de diversas construcciones e investigaciones de la comunidad ingenieril; es posible el cálculo de asentamientos en arena sin la necesidad de desarrollar métodos refinados que requieren cálculos rigurosos y mucho más tiempo para la obtención del resultado.

Una variable fundamental que debe influir en la selección del método de cálculo para los asentamientos de zapatas aisladas apoyadas en arenas es sin duda, la compacidad de la arena. Para lo cual se debe contar con la información de la exploración y sondeos del sitio, cuya importancia para la elaboración del cálculo es también muy importante, por lo que la supervisión en la ejecución en campo es necesaria y no se debe perder de vista por el ingeniero geotecnista.

En el presente trabajo como se ha mencionado y estudiado en los capítulos anteriores, se trabajaron tres grados de compacidad en arenas, que son: arena suelta, arena media y arena densa. Los resultados muestran tendencias distintivas para cada estado de compacidad analizado, y según el método elegido para calcular asentamientos.

En el caso de Arena suelta, concluimos lo siguiente:

- El software Seetle utiliza la teoría de Shmertmann, se realizó una gráfica comparativa en la que se demuestra que para el caso de arena suelta los resultados entre los cálculos elaborados con el método de Shmertmann y Seetle son para fines prácticos iguales.
- Para este caso (arena suelta), se tomaron como parámetros de referencia los resultados obtenidos con Seetle.
- Los resultados reportados y graficados de los cinco métodos en cuestión presentan la menor dispersión entre los datos, comparados con las arenas medias o densas.
- Para secciones de 0.8 m y hasta 1.5 m, el método No Lineal es el que ofrece resultados de asentamientos más bajos, por lo que se considera el más arriesgado



- Los demás métodos se mantienen en una franja muy estrecha de variación mínima entre los mismos, aún en las secciones pequeñas para las cuales no se cumple el estado límite de falla (capacidad de carga).
- Mientras que para secciones desde 0.8 m y hasta 1.5 m el método de Denver y Burland resultan ser los más conservadores al ofrecer los valores más altos en asentamientos.
- La dispersión entre los cinco métodos se estrecha después de la sección 1.5, que es la sección a partir de la cual se satisface la revisión de capacidad de carga.
- Lo anterior es un ejemplo claro de la necesidad de revisar estado límite de falla antes de estado límite de servicio. Por lo que se incluyó en el presente trabajo escrito.
- Se recomienda utilizar el método de Shmertmann para el cálculo de asentamientos de zapatas aisladas cuadradas desplantadas en arenas de compacidad suelta.

En el caso de Arena de media compacidad, concluimos lo siguiente:

- Al igual que en el caso de la arena de compacidad suelta, se utilizó el software Seetle y la hoja de cálculo de Shmertmann para verificar y calibrar resultados.
- En este caso, los resultados que se obtuvieron con Seetle y el método de Schmertmann para fines prácticos se consideran iguales, ya que presentan una variación mínima que se considera despreciable. Aunque a medida que aumenta la sección del cimiento y por consecuencia disminuye el asentamiento los resultados tienden a variar en mayor medida, sin resultar considerable esta diferencia.
- Los resultados en este caso, al igual que los obtenidos para la compacidad suelta, también se concentran en una franja constante para la mayoría de los casos. Aunque con una dispersión mayor al caso de arena sueltas, del orden de 0.2 a 0.4 cm, por lo que no se considera una diferencia para tomarse en cuenta.
- Lo anterior se cumple, salvo con el método Denver que para el caso de las secciones más pequeñas donde no se cumple la revisión por capacidad de carga, la variación de los asentamientos calculados es considerable, para la sección cuadrada de 0.80 m la diferencia entre los resultados obtenidos es del orden de 1.3 cm. Lo cual no tiene importancia, ya que la cimentación debe cumplir ambas revisiones (Estado límite de falla y servicio).
- El método Denver en este caso de arenas de mediana compacidad, es el que ofrece los resultados mayores para todas las secciones, por lo que se considera el más conservador de entre todos.
- El método Burland & Burbidge resultó ser el más arriesgado para las secciones en las que se cumple la revisión por estado límite de falla.
- Para el caso de arenas de compacidad media, se recomienda utilizar el método No Lineal o Shmertmann para el cálculo de asentamientos.





En el caso de Arena de compacidad densa, concluimos lo siguiente:

- Al igual que en el caso de la arena de compacidad suelta, se utilizó el software Seetle y la hoja de cálculo de Shmertmann para verificar y calibrar resultados.
- Los resultados obtenidos entre Seetle y Schmertmann en este caso presentan una variación mayor a los obtenidos con arenas suelta y media, del orden de 0.2 cm, por lo que no se consideran iguales, pero la diferencia no es considerable.
- La compacidad de la arena densa, naturalmente bajo las mismas condiciones de carga y geometría del cimiento, tiende a disminuir el asentamiento por las mismas propiedades mecánicas de la arena, que por su naturaleza tiende a soportar mayores cargas, con deformaciones mucho menores si las comparamos con arenas sueltas o de mediana compacidad.
- Es importante mencionar que en cada caso, la escala de la gráfica para presentar los resultados no es la misma y se ajustó de tal manera que los resultados se logran apreciar claramente. En el caso de la arena densa, la escala en cm para asentamientos tiene una exactitud de 0.1 cm.
- Como se puede observar en la gráfica de resultados, salvo el método de Denver, para las secciones desde 0.80 m y hasta 1.5 m, los resultados se concentran en una franja en la que los asentamientos no varían más allá de 0.7 cm, incluso para Denver después de 1.5 m de sección.
- Es importante mencionar entonces, que para las secciones cuadradas de 0.80m y 1.20 m donde no se cumple la condición  $q_R > q_{ult}$  es donde se presenta las diferencias más significativas, como se observa en la gráfica, los resultados por el método de Denver son los que presentan mayores diferencias respecto a la media de valores obtenidos por los otros métodos. A partir de la sección cuadrada 1.5 m, los resultados tienden a disminuir la variación entre estos, a diferencia del caso de arena media, en el que los resultados se estrechaban mientras la sección aumentaba, en este caso de arenas densas se puede decir que las diferencias entre los resultados de los distintos métodos permanecen constante, esto es evidente cuando el desarrollo de las gráficas para al menos 4 de los 5 métodos estudiados, excepto Denver, es paralelo entre sí.
- Siendo entonces, el método de Burland & Burbidge que resulta ser más arriesgado de acuerdo a los resultados. Mientras que el método de Denver resulta ser el más conservador para arenas densas. En este caso si existen diferencias considerables para considerar al método de Denver como conservador para el cálculo de asentamientos en zapatas aisladas, apoyadas en suelo arenoso de compacidad densa, por lo que no se recomienda en este caso específicamente.
- Se recomienda utilizar el método No Lineal o Shmertmann para el cálculo de asentamientos de zapatas aisladas apoyadas en arenas de compacidad densa.



Es importante tener consistencia en la obtención de datos y consideraciones de acuerdo a la metodología que se haya elegido, como hemos visto, existen distintas formas de estimar las propiedades de deformabilidad del suelo y la obtención del parámetro elástico del suelo (E). Algunos métodos proponen la corrección de lectura del número de golpes en la penetración estándar, otros no. Algunos métodos toman en cuenta un medio estratificado, otros no.

Una vez dicho lo anterior cabe mencionar que no es recomendable utilizar procedimientos para el cálculo mezclados entre los métodos aquí expuestos, durante el proceso de elaboración de este documento y con la obtención de resultados a prueba y error para identificar inconsistencias en el cálculo, se pudo percatar que el hecho de mezclar metodologías de dos o más procedimientos de cálculo es muy probable obtener resultados poco confiables.

Por lo anterior, es un hecho que una vez elegido el procedimiento de cálculo, de acuerdo a las características particulares de cada proyecto y estratigrafía de algún sitio en particular. Se debe seguir fielmente el procedimiento sin intervención de algún otro.

Es importante concientizar al ingeniero diseñador que la toma de decisiones desde la etapa de cálculo es fundamental para la factibilidad de un proyecto. Es necesario diseñar, siempre teniendo consciencia de los costos que implican en el proyecto. Puede ser una muy buena ventaja competitiva en la práctica profesional si se acompaña el diseño de una constante comparativa costo – beneficio. En este caso se hizo el análisis para una sola zapata aislada y se comprobó que en función de la correcta y óptima selección de la profundidad de desplante y sección de la zapata, es posible economizar potencialmente la cimentación.



## 10. REFERENCIAS:

- JIMENEZ SALAS, José Antonio, GEOTECNIA Y CIMIENTOS III, Cimentaciones, excavaciones y aplicaciones a la geotecnia, Editorial Rueda, Madrid, 1980.
- JUÁREZ Badillo, Mecánica de Suelos Tomo I,II y III. Ed. Limusa, México 1984
- DIAZ Rodriguez, Abraham, Apuntes de Propiedades de los Suelos y Mecánica de Suelos, No publicados.
- DENVER H, Settlement calculation for footings on sand, Geotechnical Institute, Copenhagen, Denmark.
- DEMÉNEGHI Agustín, Cálculo del asentamiento de un cimiento en arena, XXIV Reunión Anual de Mecánica de Suelos, 2008.
- RICO Rodriguez , Del CASTILLO. La ingenieria de los suelos en las vías terrestres. Volumen 1 y 2, Editorial Limusa.
- SMIG Nabor Carrillo, Acapulco 2010
- ICE. (1996). The Observational Method in Geotechnical Engineering. Institution of Civil Engineers. Thomas Telford Publishing. Londres.
- BURLAND, J.B., and BURBIDGE, M.C. (1985) Settlement of foundations on sand and gravel. Proceedings Institution of Civil Engineers 78 (Dec), p.p. 1325-81.
- CALAVERA, J. (1987). Cálculo de estructuras de cimentación. 2ª Edición. INTEMAC.
- PECK, HANSON, Ingenieria de Cimentaciones, Ed. Limusa.
- BACHY S.I.F. (1973). Catálogo de la empresa
- HVORSLEV, J. (1949). Subsurface exploration and sampling of soil for civil engineering purposes. ASCE, 2a edición actualizada.
- BISHOP, A.W. y Henkel, D.J. (1957). The Triaxial Cell. Measurement of soil properties. Edit, Edgard Aronld Ltd. London.
- TERZAGHI, K. y PECK, R. (1967). Soil mechanics in engineering practice. John Wiley and Sons, Nueva York.
- Vozdvizhenski, B.I., Novozhilov, A.A. y Golubinstev, O.N. (1982). Perforación de pozos. Edit. Mir. Winterkorn, H. y Fang, H. (1977). Foundation Engineering Handbook. Van Nostrand Co.
- Timoshenki y Goodier, 1970