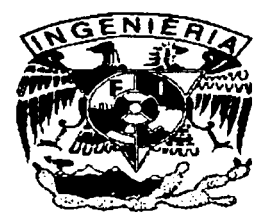
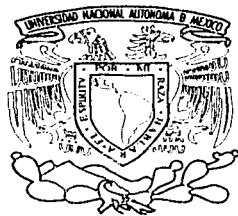


01121
40



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

Tesis Profesional para obtener el título de Ingeniero Civil

Herramientas de optimización en análisis de asentamientos para estructuras de planta no poligonal, con pilotes de fricción.

Alumno:

Luis Angel Flores Aguario

Agosto de 2003.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/ 127/02

Señor
LUIS ANGEL FLORES AGUARIO
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. RICARDO RUBÉN PADILLA VELÁZQUEZ, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tema de tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"HERRAMIENTAS DE OPTIMIZACIÓN EN ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS PARA ESTRUCTURAS DE PLANTA NO POLIGONAL, CON PILOTES DE FRICCIÓN"

- I. INTRODUCCIÓN
- II. ELEMENTOS TEÓRICOS PARA CÁLCULO DE INCREMENTOS DE ESFUERZO VERTICAL
- III. ELEMENTOS PARA CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS A LARGO PLAZO
- IV. PROGRAMA DE CÓMPUTO PARA ANÁLISIS DE BULBOS DE ESFUERZO
- V. OPTIMIZACIÓN DE TOMA DE MUESTRAS Y DEFINICIÓN DE ESPESORES ÚTILES DE ESTRATOS.
- VI. EJEMPLOS DE APLICACIÓN
- VII. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberán prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria a 27 de agosto de 2002.
EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GEB/GMP/mstg.

TRABAJO DE
TESIS CONCLUIDO.

Vo Bo
RICARDO PADILLA VELÁZQUEZ

Vo. Bo.
Humberto Guardia Villegas

Vo Bo
César Villegas Segura

Vo. Bo.

B



ÍNDICE GENERAL

Introducción.	3
I. Elementos teóricos para cálculo de incrementos de esfuerzo vertical.	5
I.1 Solución de Boussinesq para carga puntual.	6
I.2 Solución de Mindlin para carga puntual.	9
I.3 Solución de Mindlin para carga rectangular con esfuerzo uniforme.	12
I.4 Solución de Mindlin para carga triangular con esfuerzo uniforme.	14
I.5 Solución de Mindlin para carga triangular (triángulo rectángulo) con esfuerzo uniforme.	16
I.6 Modelado de áreas poligonales.	20
II. Elementos para cálculo de asentamientos a largo plazo.	24
II.1 Compresibilidad unidimensional de suelos.	26
II.2 Deformabilidad de estratos y aportación a asentamientos de superficie.	30
III. Programa de cómputo para análisis de bulbos de esfuerzo.	33
III.1 Modelado de áreas circulares y obtención de coordenadas cartesianas.	34
III.2 Definición de la profundidad del modelo.	38
III.3 Programa de generación de la matriz (x, y, z, incremento de esfuerzo).	44
III.4 Bulbos de incremento de esfuerzos para cortes en X, Y o Z.	49
IV. Optimización de toma de muestras.	57
IV.1 Recomendaciones para la toma de muestras.	58
IV.2 Superposición de cortes de bulbo y perfil estatigráfico.	62



V.	Ejemplo de aplicación.	71
V.1	Recomendaciones para el cálculo de asentamientos.	73
V.2	Análisis de asentamientos según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.	76
V.3	Desarrollo del ejemplo de aplicación.	78
VI.	Conclusiones.	114
	Referencias	118



INTRODUCCIÓN

En la zona de suelos de alta compresibilidad en la Ciudad de México, gran número de edificios con más de seis niveles están apoyados sobre pilotes de fricción. La mayor parte de los apoyos del tramo elevado del Metro también están cimentados sobre pilotes de este tipo.

El uso de pilotes de fricción es la opción más apropiada para cimentar estructuras con carga por unidad de área mediana o grande (aproximadamente 97.8 kPa), sobre suelos compresibles de espesor muy grande (varias decenas de metros) o cuando se sospecha que los suelos estarán sujetos a consolidación generalizada (aun cuando el espesor del estrato sea moderado) y no se desea que la cimentación emerja o que los pilotes sean sobrecargados por fricción negativa. En la Ciudad de México puede darse una de las condiciones anteriores o varias a la vez, pero esta hermosa ciudad no es sino un ejemplo más de circunstancias en las que los pilotes de fricción son la mejor forma de cimentar una edificación.

El diseño de tales cimentaciones casi siempre se rige por la magnitud de los asentamientos medios o diferenciales, y en el medio ingenieril, es bien sabido la complejidad de realizar predicciones acertadas de dichos hundimientos cuando se trata de cimentaciones sobre pilotes.

Uno de los principales factores de la mencionada complejidad es de tipo numérico, derivado del hecho de que el cálculo de esfuerzos para cargas en el interior de un semiespacio elástico (problema de Mindlin) es más complejo que para cargas en la superficie del mismo semiespacio (problema de Boussinesq).

La solución de Mindlin es utilizada por muchos de los autores de métodos de cálculo de asentamiento (como León, Resendiz y Zeevaert), sin embargo, todos ellos tienen el problema de que, para que las fórmulas de Mindlin puedan aplicarse, requieren que el área de carga tenga una forma regular.

En 1985, J. Damy y C. Casales comenzaron a abrir brecha que conduciría a la aplicación de las fórmulas de Boussinesq y Mindlin para áreas no regulares. Comenzaron modelando polígonos irregulares mediante triángulos, a los pioneros los siguieron O. Rossa y G. Auvinet, quienes aplicaron el modelado de polígonos a las fórmulas de Mindlin. Uno de los últimos esfuerzos por ampliar esta brecha lo realizó R. Padilla, quien modeló las áreas poligonales mediante triángulos rectángulos y propuso una herramienta matemática para realizar éste modelo.

El presente trabajo tiene la intención de mostrar a detalle el trabajo de los últimos ingenieros mencionados y perfeccionar su labor al realizar un programa que calcule los incrementos de esfuerzo de manera automático, aprovechando algunas herramientas actuales.

En el primer capítulo, se presenta a detalle, la evolución matemática de la solución al problema de Mindlin, enfocando la atención en la modelación de áreas poligonales mediante triángulos. El programa que se desarrolla se basa en los trabajos del M. en I. Ricardo Padilla Velázquez, por lo que se analizan a detalle sus trabajos respecto al cálculos de incremento de esfuerzo vertical en puntos bajo



área poligonal cargada con esfuerzo uniforme inmersa en un medio semi infinito, homogéneo, elástico-lineal e isótropo.

Para mostrar una utilidad de la herramienta que se desarrolló en este trabajo, en el capítulo II se presenta la deducción de las fórmulas de asentamiento de suelos por compresión, analizando para ello el fenómeno de consolidación primaria e indicando las herramientas gráficas que se utilizan en el cálculo de asentamientos.

Parte medular de mi trabajo son los programas que desarrollé, los cuales me permiten: generar áreas que tienden tener formas curvas y modelarlas mediante triángulos, realizar los cálculos de incremento de esfuerzo de manera mucho más rápida utilizando los versores propuestos en los trabajos del M. en I. R. Padilla, graficar curvas de isoesfuerzos en diversos cortes en los ejes X, Y y Z, entre otras muchas cosas. La forma en que los realicé, así como los programas, están en el capítulo III .

Para calcular asentamientos, es necesario contar con ciertos parámetros de los suelos, en el capítulo cuatro describo otra utilidad del programa que desarrollé, la visualización de las influencias de las descargas y la forma de la planta de las edificaciones sobre los suelos, enuncio varias características y recomendaciones de la toma de muestras en exploraciones del subsuelo establecidas por asociaciones especializadas en el ramo. En éste capítulo muestro también un ejemplo en el que se utiliza la superposición de las gráficas que genera el programa y un perfil estatigráfico y explico las ventajas de la visualización de esta superposición.

Finalmente, concentro varias recomendaciones que deben considerarse en el cálculo de asentamientos, según los especialistas en el tema y con la ayuda de hojas de cálculo, en el capítulo cinco. Con la ayuda de una hoja de cálculo, aplico el programa, sus gráficas y valores y las recomendaciones a un ejemplo real de cálculo de asentamientos de una edificación construida en la zona lacustre de la Ciudad de México, sin entrar en detalles estructurales de la edificación misma y de su cimentación, por no ser temas de este trabajo.



I. ELEMENTOS TEÓRICOS PARA CÁLCULO DE INCREMENTOS DE ESFUERZO VERTICAL.

Los suelos son sistemas de fase múltiple, es decir, que están compuestos por sólidos, agua y aire. En un volumen dado de suelo, las partículas de los sólidos están distribuidas al azar con espacios vacíos entre ellas. Los espacios vacíos son continuos y están ocupados por agua, aire o ambos. Para analizar problemas tales como la compresibilidad de suelos, la capacidad de carga de cimentaciones, la presión lateral sobre estructuras de retención de tierras, los ingenieros necesitan conocer la naturaleza de la distribución de los esfuerzos a lo largo de una sección transversal dada del perfil del suelo, es decir, que fracción del esfuerzo normal a una profundidad dada en una masa de suelo es tomada por el agua en los espacios vacíos y cuál es tomada por el esqueleto del suelo en los puntos de contacto de las partículas de suelo. A este último se le denomina *esfuerzo efectivo*.

El esfuerzo efectivo en el suelo depende entonces de si el suelo tiene infiltración de agua o no la tiene; si la tiene depende de si el suelo está saturado o no lo está y si el suelo está saturado, el esfuerzo efectivo depende de la dirección de la infiltración.

Cuando a la masa semi infinita de suelo (de dónde estamos, parados hacia abajo) se le coloca algún tipo de carga, adicional al peso propio de los compuestos de la masa de suelo (que provocan el esfuerzo efectivo), se producirá un *incremento del esfuerzo vertical*.



I.1 Solución de Boussinesq para carga puntual

El primero que resolvió el problema de calcular los incrementos de esfuerzos producidos en cualquier punto de un medio homogéneo, elástico-lineal e isótropo como resultado de una carga puntual aplicada sobre la superficie de un semi espacio infinitamente grande fue Boussinesq en 1883. Él encontró las siguientes expresiones para calcular los incrementos de esfuerzo $\Delta\sigma_x$, $\Delta\sigma_y$ y $\Delta\sigma_z$ mostrados en la figura 1. En éste punto de la tesis, vale la pena comentar que, para usos en ingeniería civil, el incremento de esfuerzo en el eje z, es igual al incremento de esfuerzo vertical, es decir; $\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_v$

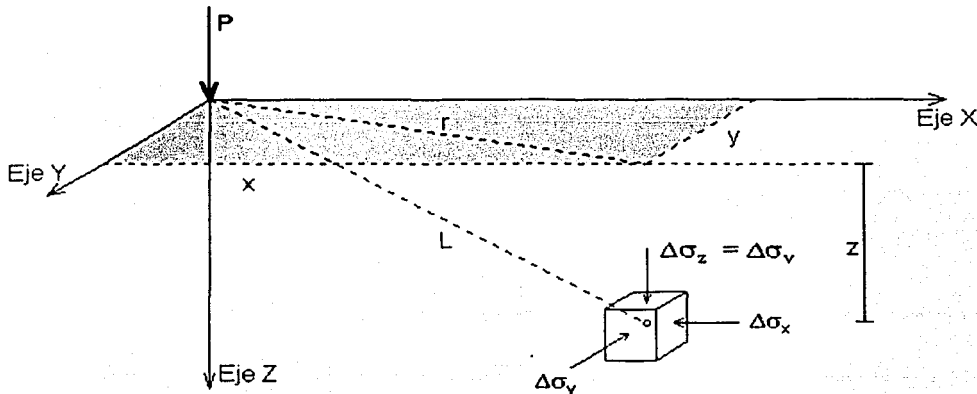


Figura 1. Esfuerzos en un medio elástico causados por una carga puntual sobre la superficie

Las fórmulas que encontró Boussinesq pueden expresarse como una función de longitudes o ángulos presentes en la figura 1, para fines prácticos, utilizaré las fórmulas expresadas en la referencia 2, página 123 y 124:

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_v = \frac{3Pz^3}{2\pi L^5} = \frac{3P}{2\pi} \left(\frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}} \right) \dots (1.1 a)$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



con:

$$r = \sqrt{x^2 + y^2}$$

$$L = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2} = \sqrt{r^2 + z^2}$$

ν = relación de Poisson

En la práctica de la mecánica de suelos, la fórmula (I.1 a) (que sirve para calcular $\Delta\sigma_v$) es la más usada de las anteriores, pero para su aplicación práctica, conviene expresar la en forma adimensional.

La fórmula $\Delta\sigma_v = \frac{3Pz^3}{2\pi L^5} = \frac{3P}{2\pi} \left(\frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}} \right)$, con un poco del álgebra, podemos reescribirla adimensionalmente de la siguiente manera:

$$\Delta\sigma_v = \frac{P}{z^2} \left\{ \frac{3}{2\pi} \frac{1}{\left[\left(\frac{r}{z} \right)^2 + 1 \right]^{5/2}} \right\} \quad \dots \text{(I.1 b)}$$

si establecemos que $I_1 = \frac{3}{2\pi} \frac{1}{\left[\left(\frac{r}{z} \right)^2 + 1 \right]^{5/2}}$ podemos expresar la fórmula (I.1 b) de la siguiente

manera:

$$\Delta\sigma_v = \frac{P}{z^2} I_1 \quad \dots \text{(I.1 c)}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Algunos valores de I_1 correspondientes a valores de r/z están dados en la tabla I.1

Tabla I.1 Valores de I_1 en función de valores de r/z

r/z	I_1	r/z	I_1
0	0.4775	0.9	0.1083
0.1	0.4657	1.0	0.0844
0.2	0.4329	1.5	0.0251
0.3	0.3849	1.75	0.0144
0.4	0.3295	2.0	0.0085
0.5	0.2733	2.5	0.0034
0.6	0.2214	3.0	0.0015
0.7	0.1762	4.0	0.0004
0.8	0.1386	5.0	0.00014



En la referencia 5, página 53, se presentan más valores de I_1 con el nombre de P_0 , la realidad es que en la actualidad, estas tablas se usan poco, pues las modernas computadoras permiten el cálculo de estos coeficientes de manera rápida y precisa.

Para calcular $\Delta\sigma_x$ y $\Delta\sigma_y$ pueden utilizarse las fórmulas:

$$\Delta\sigma_x = \frac{P}{2\pi} \left\{ \frac{3x^2z}{L^5} - (1-2\nu) \left[\frac{x^2 - y^2}{Lr^2(L+z)} + \frac{y^2z}{L^3r^2} \right] \right\} \dots (1.1 d)$$

y

$$\Delta\sigma_y = \frac{P}{2\pi} \left\{ \frac{3y^2z}{L^5} - (1-2\nu) \left[\frac{y^2 - x^2}{Lr^2(L+z)} + \frac{x^2z}{L^3r^2} \right] \right\} \dots (1.1 e)$$

tomadas de la referencia 2.

En el cálculo de $\Delta\sigma_x$ y $\Delta\sigma_y$, se requieren los valores de la relación de Poisson

Tabla I.2 Valores representativos de la relación de Poisson

Tipo de suelo	Relación de Poisson, ν
Arena suelta	0.2 – 0.4
Arena media	0.25 – 0.4
Arena densa	0.3 – 0.45
Arena limosa	0.2 – 0.4
Arcilla blanda	0.15 – 0.25
Arcilla media	0.2 – 0.5



I.2 Solución de Mindlin para carga puntual

En 1936, Mindlin propone las fórmulas para calcular los incrementos de esfuerzo inducidos en un punto de un medio semi infinito, homogéneo, elástico-lineal e isótropo por una carga puntual y vertical, P inmersa en el medio.

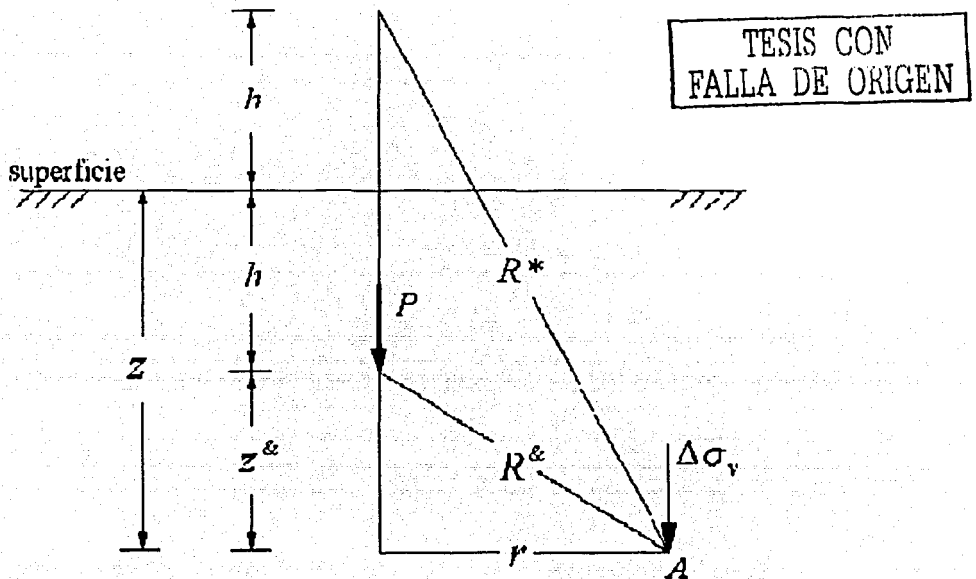


Figura 2. Esfuerzos en un medio elástico causados por una carga puntual que actúa dentro del medio



Las fórmulas que propuso Mindlin pueden expresarse en función de diversas longitudes presentes en la figura 2, para fines prácticos, utilizaré, para $\Delta\sigma_x$ y $\Delta\sigma_y$, las fórmulas expresadas en la referencia 10, página 17 y para $\Delta\sigma_z$, utilizaré las fórmulas utilizadas en la referencia 8, páginas 1,2,3 y 5:

$$\Delta\sigma_x = \frac{P}{8\pi(1-\nu)} \left[\frac{(1-2\nu)(z-h)}{R_*^3} - \frac{3x^2(z-h)}{R_*^5} + \frac{(1-2\nu)[3(z-h) - 4\nu(z+h)]}{R_*^3} - \frac{3(3-4\nu)x^2(z-h) - 6h(z+h)[z(1-2\nu) - 2\nu h]}{R_*^5} - \frac{30hx^2z(z+h)}{R_*^7} - \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_*(R_*+z+h)} \left[1 - \frac{x^2}{R_*(R_*+z+h)} - \frac{x^2}{R_*^2} \right] \right] \quad (1.2 a)$$

$$\Delta\sigma_y = \frac{P}{8\pi(1-\nu)} \left[\frac{(1-2\nu)(z-h)}{R_*^3} - \frac{3y^2(z-h)}{R_*^5} + \frac{(1-2\nu)[3(z-h) - 4\nu(z+h)]}{R_*^3} - \frac{3(3-4\nu)y^2(z-h) - 6h(z+h)[z(1-2\nu) - 2\nu h]}{R_*^5} - \frac{30hy^2z(z+h)}{R_*^7} - \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_*(R_*+z+h)} \left[1 - \frac{y^2}{R_*(R_*+z+h)} - \frac{y^2}{R_*^2} \right] \right] \quad (1.2 b)$$



y

$$\Delta\sigma_v = \frac{P}{8\pi(1-\nu)} \left\{ \frac{A}{R_{\&}^5} + B \left[\frac{1}{R_{\&}^3} - \frac{1}{R_{\&}^3} \right] + \frac{C}{R_{\&}^5} + \frac{C}{R_{\&}^7} \right\} \dots (1.2 c)$$

en donde:

$$z_{\&} = z - h$$

$$z_{\ast} = z + h$$

$$A = 3z_{\&}^3$$

$$B = -(1-2\nu)z_{\&}$$

$$C = 3z(3-4\nu)z_{\&}^2 - 3hz_{\ast}(5z-h)$$

$$D = 30hzz_{\&}^3$$

$$r = (x^2 + y^2)^{\frac{1}{2}}$$

$$R_{\&} = [r^2 + (z-h)^2]^{\frac{1}{2}} = [r^2 + z_{\&}^2]^{\frac{1}{2}}$$

$$R_{\ast} = [r^2 + (z+h)^2]^{\frac{1}{2}} = [r^2 + z_{\ast}^2]^{\frac{1}{2}}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Cabe destacar que con estas fórmulas, las fórmulas de Boussinesq se convierten en un caso particular de las de Mindlin para $h = 0$.



1.3 Solución de Mindlin para carga rectangular con esfuerzo uniforme

En la práctica de la ingeniería civil, las cargas que se manejan no son puntuales (o casi nunca), por lo que las soluciones que requerimos no son las anteriormente expuestas, sino que requerimos las fórmulas para cargas con diversas figuras geométricas, sin embargo, lo expuesto en las secciones I.1 y I.2 son el inicio en la búsqueda de las soluciones que requerimos los ingenieros.

Matemáticamente hablando, el trabajo que sigue es integrar las ecuaciones para carga puntual a lo largo de una línea de acción y posteriormente sobre un área. Para las ecuaciones de Mindlin (que son las que nos interesan en esta tesis), el trabajo de integración lo realizó Skopek en 1961.

Skopek propone las fórmulas para calcular $\Delta\sigma_v$ en puntos ubicado bajo una esquina de un rectángulo de dimensiones $a \times b$, inducidos por una carga uniforme Q actuando sobre el rectángulo.

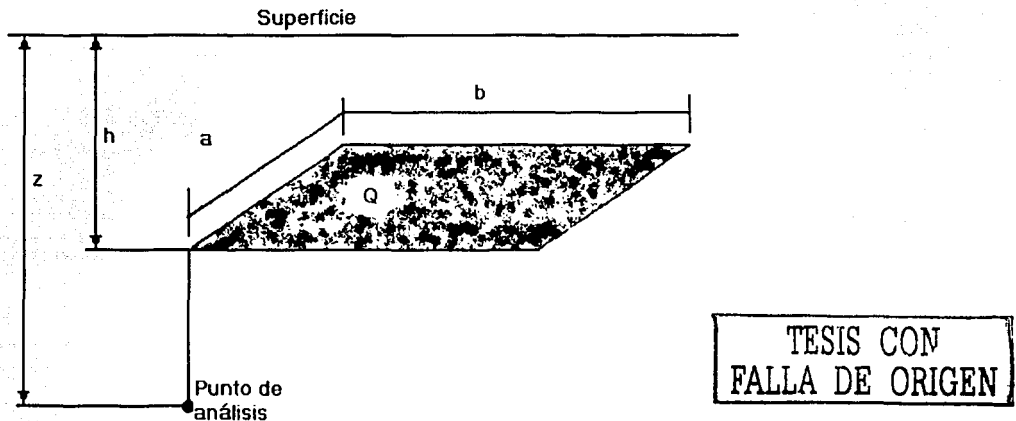


Figura 3. Carga rectangular con esfuerzo uniforme Q actuando a cierta profundidad



La fórmula propuesta por Skopek es:

$$\Delta\sigma_v = \frac{Q}{4\pi(1-\nu)} \left[\begin{aligned} & (1-\nu) \left(\operatorname{tg}^{-1} \left(\frac{ab}{(z-h)R_1} \right) + \operatorname{tg}^{-1} \left(\frac{ab}{(z+h)R_2} \right) \right) + \\ & \frac{(z-h)aR_1}{2br_1^2} - \frac{a(z-h)^3}{2br_3^2R_1} + \\ & \frac{[(3-4\nu)z(z+h) - h(5z-h)]aR_2}{2(z+h)br_2^2} - \dots(I.2a) \\ & \frac{[(3-4\nu)z(z+h)^2 - h(z+h)(5z-h)]a}{2br_4^2R_2} + \\ & \frac{2hz(z+h)aR_2^3}{b^3r_4^4} + \frac{3hzaR_2r_5^2}{(z+h)b^3r_2^2} - \\ & \frac{hz(z+h)^3a}{br_4^4R_2} \left(\frac{2b^2 - (z+h)^2}{b^2} - \frac{a^2}{R_2^2} \right) \end{aligned} \right]$$

en donde:

$$R_1^2 = a^2 + b^2 + (z-h)^2$$

$$R_2^2 = a^2 + b^2 + (z+h)^2$$

$$r_1^2 = a^2 + (z-h)^2$$

$$r_2^2 = a^2 + (z+h)^2$$

$$r_3^2 = b^2 + (z-h)^2$$

$$r_4^2 = b^2 + (z+h)^2$$

$$r_5^2 = b^2 - (z+h)^2$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Para obtener el incremento de esfuerzo vertical en cualquier otro punto dentro de la masa de suelo, puede ser calculado utilizando el principio de superposición.



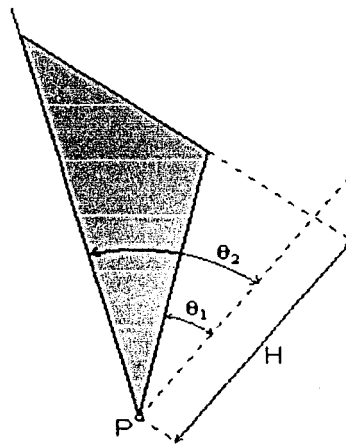
I.4 Solución de Mindlin para carga triangular con esfuerzo uniforme

En la actualidad, los ingenieros cuentan con una herramienta de cálculo que permite aumentar la rapidez y precisión de los mismos; se trata de la computadora.

Con la intención de obtener fórmulas que permitan modelar cualquier tipo de área y no sólo cuadrados o círculos, sin importar una gran cantidad de variables y operaciones a usarse en ellas, diversos investigadores se han dado la tarea de proponer modelos para calcular el incremento de esfuerzo vertical inducidos por descargas uniformemente distribuidas sobre áreas triangulares, pues cualquier polígono puede modelarse con varios triángulos.

En 1985, los profesores de la UNAM, Julio Damy Ríos y Carlos Casales G. encuentran la manera de integrar las ecuaciones de Boussinesq, concluyendo su trabajo con una expresión que les permite calcular el incremento de esfuerzo vertical en puntos bajo el vértice de un área triangular uniformemente cargada ubicada en la superficie del suelo.

En 1992, el profesor Gabriel Auvinet y el investigador Olivier Rossa integraron la fórmula (1.2 c) y obtuvieron una fórmula para calcular el incremento de esfuerzo vertical para un punto bajo un vértice de un área triangular con carga uniformemente distribuida Q . La figura 4 muestra las características geométricas de la superficie cargada.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 4. Área triangular con carga uniforme



La fórmula es:

$$\Delta\sigma_v = \frac{Q}{8\pi(1-\nu)} [AJ_1^5 + B(J_2^3 - J_1^3) + CJ_2^5 + DJ_2^7] \quad \dots (1.4 a)$$

en donde:

$$J_i^3 = \frac{1}{|z_i|} \left(\theta_2 - \theta_1 - \left\{ \operatorname{tg}^{-1} \left[\frac{|a_i| \operatorname{sen}(\theta_2)}{v_{i,2}} \right] - \operatorname{tg}^{-1} \left[\frac{|a_i| \operatorname{sen}(\theta_1)}{v_{i,1}} \right] \right\} \right)$$

$$J_i^5 = \frac{1}{3|z_i|^3} \left(\theta_2 - \theta_1 - \left\{ \operatorname{tg}^{-1} \left[\frac{|a_i| \operatorname{sen}(\theta_2)}{v_{i,2}} \right] - \operatorname{tg}^{-1} \left[\frac{|a_i| \operatorname{sen}(\theta_1)}{v_{i,1}} \right] \right\} \right) + \frac{|a_i|}{(1+a_i^2)} \left[\frac{\operatorname{sen}(\theta_2)}{v_{i,2}} - \frac{\operatorname{sen}(\theta_1)}{v_{i,1}} \right]$$

$$J_i^7 = \frac{1}{5|z_i|^5} \left(\theta_2 - \theta_1 - \left\{ \operatorname{tg}^{-1} \left[\frac{|a_i| \operatorname{sen}(\theta_2)}{v_{i,2}} \right] - \operatorname{tg}^{-1} \left[\frac{|a_i| \operatorname{sen}(\theta_1)}{v_{i,1}} \right] \right\} \right) + \frac{|a_i|(1+2a_i^2)}{(1+a_i^2)} \left[\frac{\operatorname{sen}(\theta_2)}{v_{i,2}} - \frac{\operatorname{sen}(\theta_1)}{v_{i,1}} \right] - \frac{|a_i|^3}{3(1+a_i^2)^2} \left[\frac{\operatorname{sen}^3(\theta_2)}{v_{i,2}^3} - \frac{\operatorname{sen}^3(\theta_1)}{v_{i,1}^3} \right]$$

$$\text{con: } a_i = \frac{z_i}{H} \quad \text{y} \quad v_{i,j} = \sqrt{a_i^2 \cos^2(\theta_j) + 1}$$



I.5 Solución de Mindlin para carga triangular (triángulo rectángulo) con esfuerzo uniforme

Siguiendo con la búsqueda de expresiones matemáticas más simples y manejables, tanto para la docencia, como para la programación en lenguajes de cómputo, el Maestro Ricardo R. Padilla Velázquez, profesor de tiempo completo de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, adapta la ecuación (I.4 a) al caso de triángulos rectángulos, basado en que cualquier triángulo es susceptible de ser modelado a partir de triángulos rectángulos, llegando a una ecuación simple que permite calcular el incremento de esfuerzo vertical bajo el vértice agudo de un triángulo rectángulo, cargado con un esfuerzo uniforme, actuando dentro de un medio semi infinito, homogéneo, elástico-lineal e isótropo. En la siguiente figura se muestra el triángulo rectángulo con esfuerzo uniforme q_0 dentro del medio, a una profundidad h .

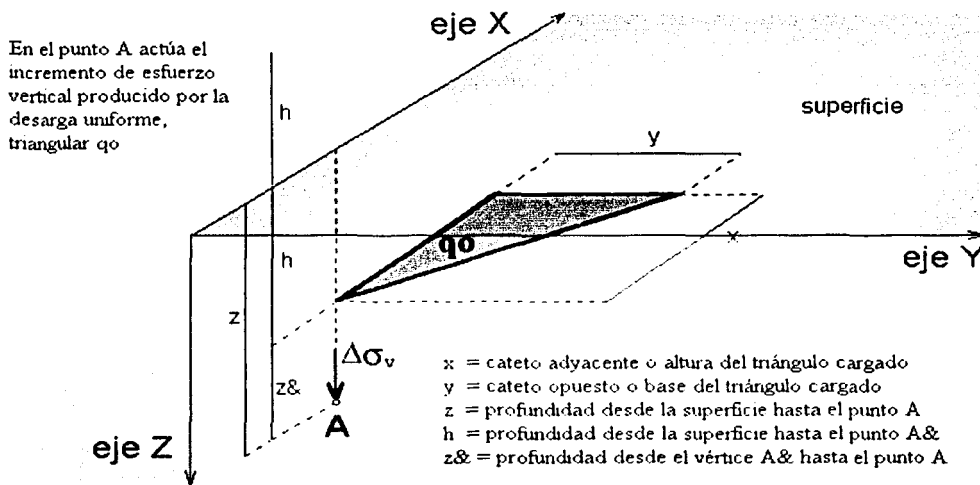


Figura 5. Área triangular con carga uniforme

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



En la figura 5, q_0 = esfuerzo vertical uniforme actuante en el triángulo dentro del medio.

De las longitudes y geometrías mostradas en las figura 2 y 5 , y con fines de simplificación de fórmulas, se establece que:

$$z_{\&} = z - h$$

$$z_{\ast} = z + h$$

$$A = 3z_{\&}^3$$

$$B = -(1 - 2\nu)z_{\&}$$

$$C = 3z(3 - 4\nu)z_{\ast}^2 - 3hz_{\ast}(5z - h)$$

$$D = 30hzz_{\ast}^3$$

$$r = (x^2 + y^2)^{\frac{1}{2}}$$

$$R_{\&} = [r^2 + (z - h)^2]^{\frac{1}{2}} = [r^2 + z_{\&}^2]^{\frac{1}{2}}$$

$$R_{\ast} = [r^2 + (z + h)^2]^{\frac{1}{2}} = [r^2 + z_{\ast}^2]^{\frac{1}{2}}$$

se establecen también relaciones adimensionales:

$$a_{\&} = \frac{z_{\&}}{x}$$

$$a_{\ast} = \frac{z_{\ast}}{x}$$

$$b = \frac{y}{x}$$

Finalmente, definiendo dos variables auxiliares, las ecuaciones pueden escribirse en forma muy simplificada, esta variables son:

$$c_{\&} = \frac{a_{\&}b}{\sqrt{a_{\&}^2 + b^2 + 1}}$$

y

$$c_{\ast} = \frac{a_{\ast}b}{\sqrt{a_{\ast}^2 + b^2 + 1}}$$



Entonces, la fórmula para triángulo rectángulo es igual que para cualquier triángulo (1.4 a):

$$\Delta\sigma_v = \frac{q_0}{8\pi(1-\nu)} [AJ_{\&}^5 + B(J_{\&}^3 - J_{\&}^3) + CJ_{\&}^5 + DJ_{\&}^7] \quad \dots(1.5 a)$$

el M.I. R.R.Padilla encontró, que para la forma particular de triángulo rectángulo, la reducción se obtiene en la forma de las "J", de modo que:

$$J_{\&}^3 = \frac{1}{z_{\&}} \{ \text{tg}^{-1}(b) - \text{tg}^{-1}(c_{\&}) \}$$

$$J_{\&}^3 = \frac{1}{z_{\&}} \{ \text{tg}^{-1}(b) - \text{tg}^{-1}(c_{\&}) \}$$

$$J_{\&}^5 = \frac{1}{3z_{\&}^3} \left\{ \text{tg}^{-1}(b) - \text{tg}^{-1}(c_{\&}) + \frac{c_{\&}}{1+a_{\&}^2} \right\}$$

$$J_{\&}^5 = \frac{1}{3z_{\&}^3} \left\{ \text{tg}^{-1}(b) - \text{tg}^{-1}(c_{\&}) + \frac{c_{\&}}{1+a_{\&}^2} \right\}$$

$$J_{\&}^7 = \frac{1}{5z_{\&}^5} \left\{ \text{tg}^{-1}(b) - \text{tg}^{-1}(c_{\&}) + \frac{(1+2a_{\&}^2)c_{\&}}{(1+a_{\&}^2)^2} - \frac{c_{\&}^3}{3(1+a_{\&}^2)^2} \right\}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Los triángulos rectángulos pueden modelar cualquier triángulo, ya sea acutángulo u obtusángulo. Así, para modelar un triángulo acutángulo se pueden sumar dos triángulos rectángulos y para modelar un triángulo obtusángulo, se pueden restar dos triángulos rectángulos. Lo anterior se muestra en forma gráfica es las siguientes figuras.

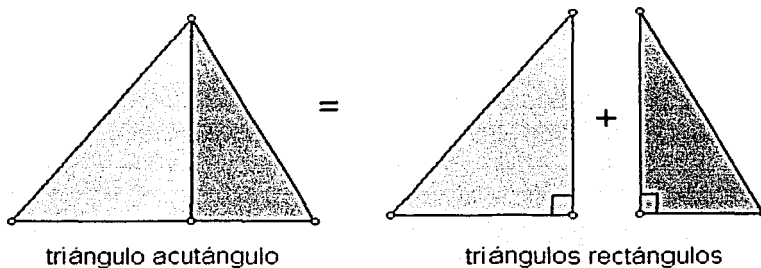


Figura 6.1. Modelado de un triángulo acutángulo con triángulos rectángulos

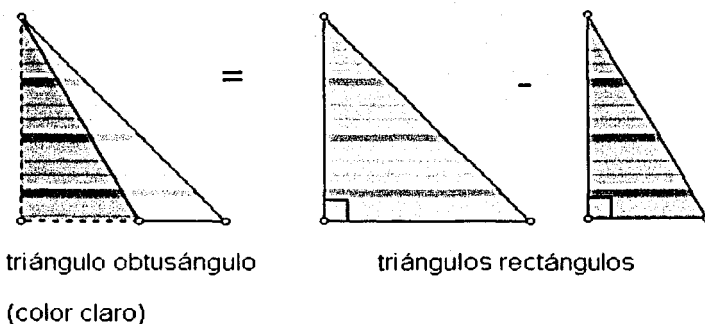


Figura 6.2. Modelado de un triángulo obtusángulo con triángulos rectángulos

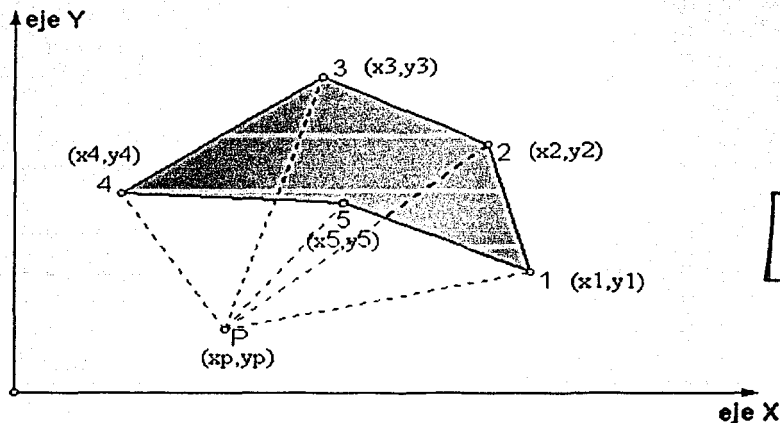


1.6 Modelado de áreas poligonales

Como se comentó anteriormente, una de las finalidades de encontrar fórmulas para áreas triangulares cargadas es que cualquier polígono regular se puede componer por varios triángulos, en esta sección explicaré dos formas de modelar las áreas poligonales, la primera forma es utilizada por Damy y Casales, así como por Rossa y Auvinet y la segunda es utilizada por el Maestro Ricardo R. Padilla Velázquez.

Primer modelo (modelo geométrico).

Como un área poligonal puede subdividirse en áreas triangulares, es posible aplicar las fórmulas de cálculo de incremento de esfuerzo vertical para áreas triangulares uniformemente cargadas en forma secuencial para todos los triángulos que formen el área poligonal.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 7. Área poligonal con carga uniforme

En la figura 7, los triángulos P12, P23 y P34 contribuyen con áreas positivas (con cargas positivas que incidirán en el valor de $\Delta\sigma_v$ para puntos abajo del punto P), mientras que los triángulos P45 y P51 contribuirán con áreas negativas. Para aplicar la ecuación (1.4 a) en forma secuencial para áreas poligonales, los vértices del polígono deben estar numerados en sentido contrario a las manecillas del reloj.

Así, las fórmulas para calcular el incremento de esfuerzo vertical debido a una descarga poligonal uniforme, para un polígono de n vértices se obtienen de aplicar reiteradamente la ecuación (1.4 a) en los n triángulos formados por el punto P y dos vértices consecutivos i e $i+1$.

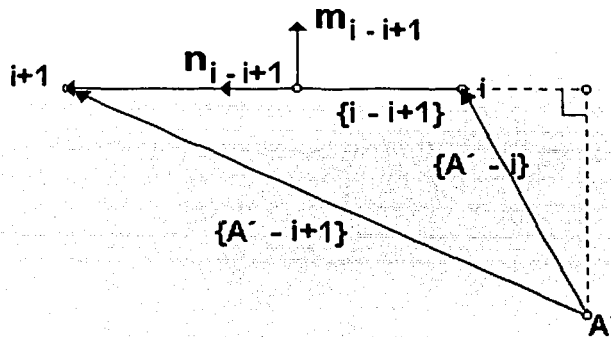


Segundo modelo (modelo vectorial).

Explicación tomada de la referencia 9

“El método vectorial está diseñado para obtener la base y la altura de cada triángulo rectángulo, donde con dos de estos se puede modelar, por medio de una suma un triángulo acutángulo, y por medio de una resta un triángulo obtusángulo. La base del triángulo que siempre estará sobre el lado analizado, corresponde con el cateto opuesto, respecto del punto vértice bajo el cual se modela el incremento de esfuerzo vertical. La altura del triángulo, que siempre será normal al lado analizado, corresponde, con la misma connotación comentada, al cateto adyacente.

Para que el método funcione correctamente, se enumera los vértices del polígono en planta, con sentido contrario al de las manecillas del reloj. La búsqueda de los datos comentados se hace por medio de vectores, utilizando para el análisis de cada lado del polígono, un vector que sale del punto de análisis (que llamaremos A' , bajo el cual se calcula $\Delta\sigma_z$) al primer punto que define al lado (que llamaremos vértice i), y otro vector que sale del mismo punto anterior de análisis, para ir al segundo punto que define al lado analizado (que llamaremos vértice $i+1$). Lo anterior se esquematiza en la figura 8.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

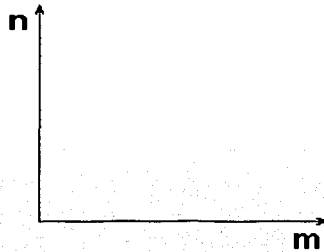
Figura 7. Versores n y m

Por medio de una diferencia de vectores, se puede calcular el vector que representa al lado analizado del polígono.

$$\{i-i+1\} = \{A'-i+1\} - \{A'-i\} \quad (1)$$

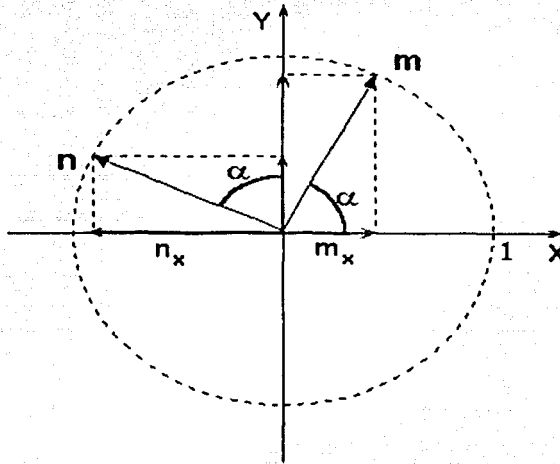


Conocido este vector, se divide entre su módulo para obtener el versor auxiliar (vector unitario) \mathbf{n} . El versor auxiliar \mathbf{m} formará un sistema derecho con el versor auxiliar \mathbf{n} , es decir:



El módulo de \mathbf{m} y \mathbf{n} es unitario.

Refiriendo el sistema derecho \mathbf{m} , \mathbf{n} con respecto a los ejes X y Y, tenemos que:



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

de donde:

$$m_x = |m| \cos \alpha$$

$$m_y = |m| \sin \alpha$$

$$n_x = -|n| \sin \alpha$$

$$n_y = |n| \cos \alpha$$

como $|m| = |n|$ entonces:

$$m_x = n_y$$

$$m_y = -n_x$$



Por lo tanto, las componentes escalares del versor \mathbf{n} en un plano XY son, en notación de Gibbs:

$$\mathbf{n} = n_x \mathbf{i} + n_y \mathbf{j} \quad (2)$$

Para obtener el versor auxiliar \mathbf{m} de manera que formen un sistema derecho con \mathbf{n} , tenemos que siempre se debe cumplir que:

$$\mathbf{m} = n_y \mathbf{i} + (-n_x) \mathbf{j} \quad (3)$$

Para el lado general que se comenta, tenemos que:

1. Al proyectar el vector $\{A' - i\}$ sobre el versor auxiliar $\{n_{i-i+1}\}$, se obtiene la base del primer triángulo rectángulo asociado a este lado. Al proyectar el vector $\{A' - i+1\}$ sobre el versor auxiliar $\{n_{i-i+1}\}$, se obtiene la base del segundo triángulo rectángulo asociado a este lado. Al comparar los resultados de las dos operaciones anteriores, debe observarse como son los signos de ambos. Si en los dos casos el signo es el mismo, esto indicará que el resultado de calcular $\Delta\sigma_v$ para cada triángulo por separado con la expresión correspondiente al caso de la ubicación de la carga en la superficie o dentro del medio, tomando primero la base más grande en valor positivo, se debe restar al de la base más pequeña para modelar un triángulo obtusángulo, también en valor positivo. Si en los dos casos el signo es diferente, esto indica que se debe realizar una suma de bases de los dos cálculos, en valor positivo, para modelar un triángulo acutángulo.
2. Al proyectar el vector $\{A' - i+1\}$ sobre el versor auxiliar $\{m_{i-i+1}\}$, se obtiene la altura de los dos triángulos rectángulos que modelan al que se forme. Tanto la base (cateto opuesto) como la altura (cateto adyacente) entran en la expresión de cálculo con valor positivo. En este caso, si en operación, la altura se reporta con signo positivo, querrá decir que el $\Delta\sigma_v$ aportado en este análisis de lado, se debe tomar como aportación positiva. En el caso opuesto, si en la operación, la altura se reporta con signo negativo, se entenderá que el incremento de esfuerzo vertical aportado en el análisis del lado, se debe tomar como una aportación negativa.

Finalmente, para calcular el efecto total de las aportaciones con el fin de conocer el incremento total de esfuerzo vertical, se toma en cuenta si las aportaciones parciales son positivas o negativas. Esto permite conocer este dato en el punto "A" que se encuentra a una profundidad determinada.



II. ELEMENTOS PARA CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS A LARGO PLAZO.

Los suelos sufren incrementos de esfuerzo adicionales al esfuerzo que provoca su propio peso cuando se coloca sobre ellos alguna carga adicional; los ingenieros somos responsables de colocar cargas no naturales, tales como cimentaciones, edificaciones, etc.

Los nuevos esfuerzos que sufre el suelo provocan que en éste haya una compresión, la cual es causada por: a) deformación de las partículas de suelo, b) reacomodo de las partículas de suelo, y c) expulsión de agua o aire de los espacios vacíos. Esta compresión del suelo provoca que en él existan asentamientos los cuales podemos dividir los en 3 amplias categorías:

1. Asentamiento inmediato, provocado por la deformación elástica del suelo seco y de suelos húmedos y saturados sin ningún cambio de contenido de agua. Los cálculos de los asentamientos inmediatos se basan, generalmente, en ecuaciones derivadas de la teoría de la elasticidad.
2. Asentamiento por consolidación primaria, es el resultado de un cambio de volumen el suelo saturados cohesivos debido expulsión del agua que ocupa los espacios vacíos.
3. Asentamiento por consolidación secundaria, se observa en suelos saturados cohesivos y es resultado del ajuste plástico de la estructura del suelo. Éste sigue al asentamiento por consolidación primaria bajo un incremento de esfuerzo efectivo constante.

En este trabajo de tesis sólo trataré el asentamiento del suelo por consolidación primaria.

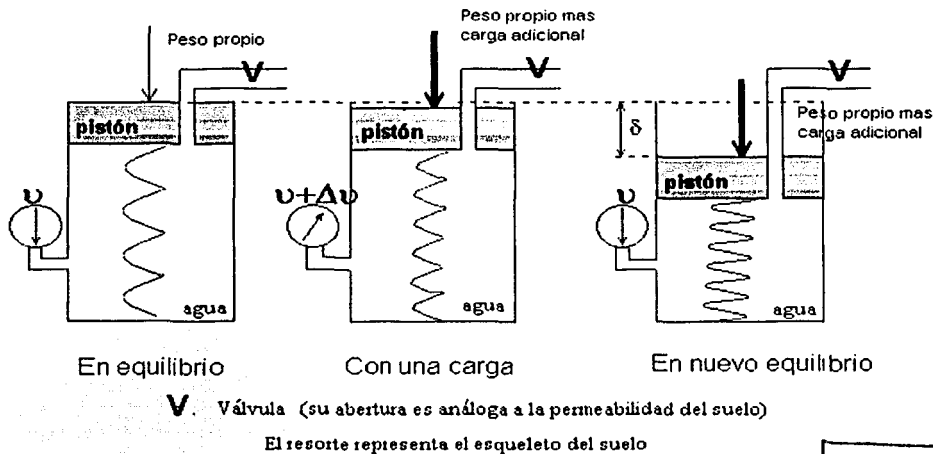
Cuando un estrato de suelo saturado está sometido a un incremento de esfuerzos, la presión de poro del agua aumenta repentinamente. En suelos arenosos que son altamente permeables, el drenaje causado por el incremento en la presión de poro del agua se lleva a cabo inmediatamente. El drenaje del agua de los poros va acompañado por una reducción en el volumen de la masa de suelo, generándose un asentamiento. Debido al rápido drenaje del agua de los poros en los suelos arenosos, el asentamiento inmediato y la consolidación se efectúan simultáneamente. El asentamiento por consolidación depende del tiempo.

La consolidación de arcillas puede modelarse mediante la llamada "analogía del resorte", mostrada en la figura 8. Un pistón comprime a un resorte que se encuentra en una cámara llena de agua. El resorte es análogo al esqueleto mineral del suelo mientras que el agua en la cámara representa el agua en los vacíos del suelo. La válvula V representa el tamaño de los poros en suelo, se dice que el suelo está en equilibrio cuando la válvula está abierta y por ella no sale agua. Del lado izquierdo de la cámara hay un manómetro que muestra la presión hidrostática en la cámara. En un primer tiempo, el suelo sólo está cargado por su propio peso y el sistema está en equilibrio, en un segundo tiempo el suelo es cargado con una carga adicional, asumiendo que la válvula está inicialmente cerrada, la presión de la nueva descarga es transmitida al agua en el suelo, como para esfuerzos de ingeniería civil, el agua se considera incompresible, así como el pistón, y la cámara es indeformable, entonces el manómetro



registra el aumento en la presión hidrostática a la que originalmente estaba sometida el agua en el suelo.

Para simular un suelo de granos finos (arcillas), la válvula debe abrirse un poco (baja permeabilidad), por esta abertura, el agua abandonará la cámara poco a poco aliviando la presión excesiva en el agua misma, transmitiendo la presión que ejerce el pistón al esqueleto del suelo (el resorte), el cual se comprime. El drenaje de agua ocurrirá por cierto tiempo, hasta que se alivie totalmente la presión, es decir, que ésta haya sido transmitida totalmente al resorte, dejando al sistema nuevamente en equilibrio pero con una deformación δ .



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 8. Modelado de la consolidación de suelos (Analogía del resorte)

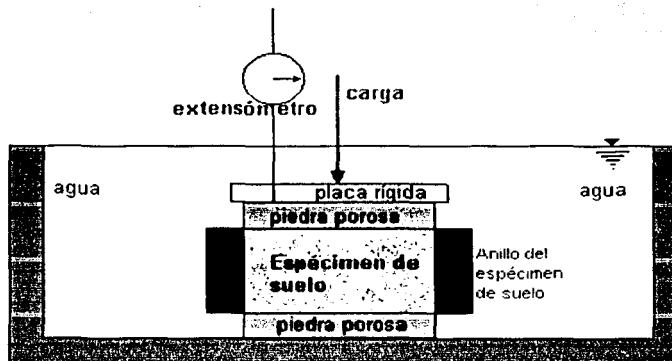


II.1 Compresibilidad unidimensional de suelos.

Cuando grandes áreas de suelo son cargadas verticalmente, puede considerarse que la compresión ocurrirá de manera unidimensional. A medida que pasa el tiempo, el agua abandona totalmente los poros que ocupaba. Resulta que los esfuerzos y los incrementos de esfuerzo que sufre el suelo serán tomados por la estructura del suelo, lo cual provocan asentamientos en la masa de suelo.

El odómetro

Para estudiar este fenómeno se realiza una prueba de consolidación unidimensional, la cual fue sugerida inicialmente por Terzaghi en 1925. Esta prueba se efectúa en un consolidómetro (también llamado odómetro), mostrado en la figura 9.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 9. Consolidómetro (Odómetro)

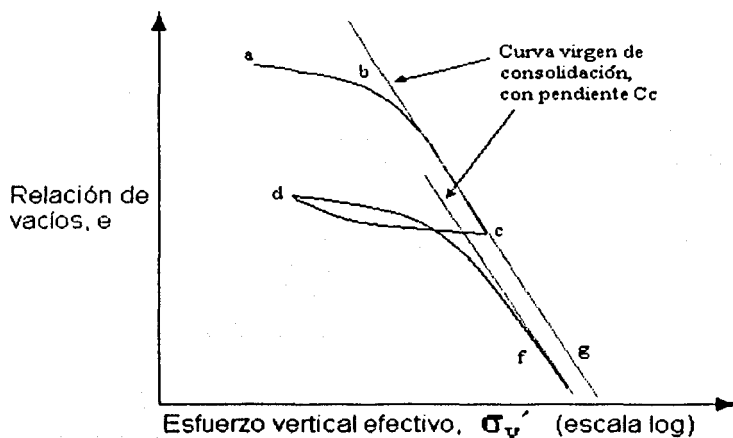
El espécimen de suelo se coloca dentro de un anillo metálico con dos piedras porosas en la parte superior y en la inferior del espécimen. Los especímenes son usualmente de 63.5 mm de diámetro y 25.4 mm de espesor. La carga sobre el espécimen se aplica por medio de un brazo de palanca y la compresión se mide por medio de un extensómetro calibrado. El espécimen se mantiene bajo agua durante la prueba. Cada carga se mantiene usualmente durante 24 horas. Después se duplica la carga sobre el espécimen y se continúa la medición de la compresión. Al final se determina el peso seco del espécimen de la prueba.



Gráfica de esfuerzo vertical efectivo versus relación de vacíos, para arcillas consolidadas y preconsolidadas.

Un suelo en el campo a cierta profundidad ha estado sometido a cierto esfuerzo vertical efectivo máximo en el pasado de su historia geológica. Este esfuerzo vertical efectivo máximo pasado puede ser mayor o igual que el esfuerzo vertical de sobrecarga existente en el tiempo de muestreo. La reducción del esfuerzo vertical en el campo es causada por procesos geológicos naturales o por procesos humanos. Durante el muestreo de suelo, el esfuerzo vertical de sobrecarga efectiva existente es también liberado, resultando cierta expansión. Cuando el espécimen está sometido a una prueba de consolidación, una pequeña cantidad de compresión ocurrirá cuando el esfuerzo vertical total aplicado es menor que el esfuerzo vertical de sobrecarga efectivo máximo en el campo a la que el suelo fue sometido en el pasado. Cuando el esfuerzo vertical total aplicado sobre el espécimen es mayor que el esfuerzo vertical efectivo máximo en el pasado, el cambio en la relación de vacíos es mucho mayor, por lo que la relación e - $\log \sigma_v'$ se mueve con una pendiente más inclinada.

Esta relación es verificada en el laboratorio cargando espécimen de manera que se exceda el esfuerzo vertical de sobrecarga efectivo máximo y luego descargándolo y recargándolo de nuevo. La gráfica e - $\log \sigma_v'$ para estos casos se muestra la figura 11, en la cual ab representa la primera carga que se aplica al espécimen (si el suelo no tuviera una memoria de las cargas que ha sufrido, la pendiente inclinada bc empezaría prácticamente para un esfuerzo vertical efectivo de 0), cd representa la descarga y dfg representa el proceso de recarga.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 11. Gráfica de e vs. $\log \sigma_v'$ que muestra las ramas de carga, descarga y recarga.



El anterior comportamiento nos conduce a dar dos definiciones básicas de las arcillas, con base en la historia del esfuerzo que han sufrido:

1. *Normalmente consolidadas*: el esfuerzo vertical de sobrecarga efectiva presente es el esfuerzo vertical máximo a la que el suelo fue sometido en el pasado.
2. *Preconsolidadas*: el esfuerzo vertical de sobrecarga efectivo presente es menor que el que el suelo experimentó en el pasado. El esfuerzo vertical efectivo máximo en el pasado se llama esfuerzo de preconsolidación.

La relación de preconsolidación (OCR) para un suelo puede definirse como:

$$OCR = \frac{\sigma'_{vp}}{\sigma_v} \quad \dots (11.1)$$

donde: σ'_{vp} = esfuerzo de preconsolidación de un espécimen.
 σ_v = esfuerzo vertical efectivo presente.



II.2 Deformabilidad de estratos y aportación a asentamientos de superficie.

Considerando un estrato de arcilla saturada de espesor H_i y área de sección transversal A bajo un esfuerzo σ_v' de sobrecarga efectiva promedio, ocurrirá un asentamiento primario igual a δ debido al incremento de esfuerzo vertical $\Delta\sigma_v$, cómo se muestra en la figura 12.

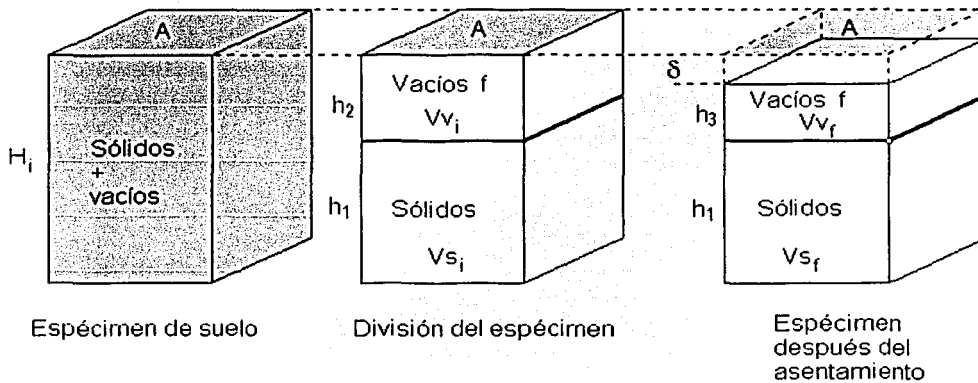


Figura 12. Diagrama del asentamiento de un espécimen de suelo

En la figura 12, se observan las siguientes dimensiones:

H_i .- Altura original del espécimen de suelo.

A .- Área original del espécimen de suelo.

Antes de la sobrecarga:

V_{v_i} .- Volumen de vacíos antes de la sobrecarga.

V_{s_i} .- Volumen de sólidos antes de la sobrecarga.

h_2 .- altura de los vacíos antes de la sobrecarga.

h_1 .- altura de los sólidos antes de la sobrecarga (pues el suelo no pierde masa).

Después de la sobrecarga:

V_{v_f} .- Volumen de vacíos después de la sobrecarga

V_{s_f} .- Volumen de sólidos después de la sobrecarga, en realidad es igual a V_{s_0} , pues el suelo no pierde masa.

h_3 .- altura de los vacíos después de la sobrecarga.

h_1 .- altura de los sólidos después de la sobrecarga (es la misma h que antes de la sobrecarga, pues el suelo no pierde masa).

δ .- ASENTAMIENTO ($\delta = \Delta H$)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



De las dimensiones del espécimen del suelo tenemos que:

$$H_i = h_2 + h_1 \quad \dots(\text{II.2}) \quad \text{y} \quad \delta = h_2 - h_3 \quad \dots(\text{II.3})$$

Por definición de relación de vacíos:

$$e_i = \frac{V_{v_i}}{V_{s_i}} = \frac{h_2 A}{h_1 A} = \frac{h_2}{h_1} \quad ; \text{ de donde: } h_1 = \frac{h_2}{e_i} \quad \dots(\text{II.4})$$

$$e_f = \frac{V_{v_f}}{V_{s_f}} = \frac{h_3 A}{h_1 A} = \frac{h_3}{h_1} \quad ; \text{ de donde: } h_1 = \frac{h_3}{e_f} \quad \dots(\text{II.5})$$

Como II.4 y II.5 son iguales, entonces:

$$\frac{h_2}{e_i} = \frac{h_3}{e_f} \quad ; \text{ de donde: } h_3 = \frac{e_f}{e_i} h_2 \quad \dots(\text{II.6})$$

Sustituyendo II.6 en II.3:

$$\delta = h_2 - \frac{e_f}{e_i} h_2 \quad ; \quad \delta = h_2 \left(\frac{e_i - e_f}{e_i} \right) \quad ; \quad \delta = h_2 \left(\frac{\Delta e}{e_i} \right)$$

$$\text{con } \Delta e = e_i - e_f$$

Multiplicando el numerador y el denominador de la expresión anterior por $\left(\frac{1}{e_i} + 1 \right)$

tenemos que:

$$\delta = \frac{\Delta e \left(\frac{1}{e_i} + 1 \right)}{e_i \left(\frac{1}{e_i} + 1 \right)} h_2 = \frac{\Delta e}{1 + e_f} \left(\frac{1}{e_i} + 1 \right) h_2$$

$$\delta = \frac{\Delta e}{1 + e_i} \left(\frac{h_2}{e_i} + h_2 \right) \quad ; \text{ sustituyendo II.4: } \delta = \frac{\Delta e}{1 + e_i} (h_2 + h_1)$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



finalmente, sustituyendo II.2 en la última expresión tenemos que:

$$\delta = \frac{\Delta e}{1 + e_i} H_i$$

como $\delta = \Delta H$

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_i} H_i \quad \dots(\text{II.7})$$

en donde:

ΔH = asentamiento.

H_i = altura del estrato original.

e_i = relación de vacíos del espécimen de suelo *in situ*.

Δe = cambio en la relación de vacíos debido a un incremento de esfuerzos en el suelo.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

El cambio en la relación de vacíos Δe se obtiene de la gráfica relación de vacíos versus logaritmo de la esfuerzo efectivo (e vs. $\log \sigma_v'$) obtenida en laboratorio. El incremento de esfuerzo que sufre el suelo se obtiene con los métodos propuestos en el capítulo I de la presente tesis.



III. PROGRAMA DE CÓMPUTO PARA ANÁLISIS DE BULBOS DE ESFUERZO.

Para realizar este programa seleccioné el programa Matlab de entre varios programas de matemáticas posibles, entre la selección estaban Visual Basic, Maple, Matemática, entre otros. Por su facilidad de uso, su capacidad de cálculo y graficación destacan el Matlab y el Maple, pero en el momento de programar, de realizar cálculos reiterativos, de escribir fórmulas y evaluarlas, me pareció más sencillo Matlab, sin demeritar lo grandioso de los otros, principalmente del Maple que, tanto para ingenieros, como para maestros de matemáticas y física, es una herramienta en extremo valiosa.

Matlab es un software de alta tecnología para cálculos técnicos. Integra cálculos matemáticos, gráficas y programación en un ambiente de fácil uso en el que los problemas y sus soluciones son expresadas en notación matemática familiar a los que estamos involucrados de alguna manera con ellas. Matlab es un sistema cuya base de trabajo son arreglos numéricos que no requieren ser declarados ni dimensionados permitiendo escribir y resolver fácilmente varios problemas de matemáticas relacionados con fórmulas que requieren matrices y vectores para desarrollarse. Matlab ha sido perfeccionado a lo largo de los años (desde 1984) por laboratorios de cómputo de diversas universidades y de diversas empresas. En varias universidades norteamericanas, saber el manejo de éste programa es básico para cursos avanzados de matemáticas y ciencias en general.

La versión con la que trabajé fue Matlab 6 release 12, el cual tiene ciertos problemas para trabajar en computadoras con procesador Pentium IV, requiere cambiarle un archivo que conseguí en la página de la empresa que desarrolla el programa (MathWorks).



III.1 Modelado de áreas circulares y obtención de coordenadas cartesianas.

Realicé dos programas que para escribir las coordenadas de la planta de las edificaciones que se requiere analizar, uno llamado Circulo.m y otro llamado Vértices.m.

El programa Vertices.m sirve para indicarle a Matlab los vértices del área sobre la que estará la descarga; el programa sirve para figuras formadas por líneas quebradas, figuras regulares e irregulares, polígonos, líneas, etcétera. El programa asigna las coordenadas a una matriz llamada E, la cual guarda los datos en un archivo denominado E.mat que será leído por otros programas de cálculos. Al ejecutarse y al finalizar, el programa limpia la memoria de Matlab para no trabajar con datos erróneos.

Programa Vertices.m

```
clear
savefile = 'E.mat';
E=[1 1
  2 3
  3 0
  4 4
  1 3
  1 1]
save(savefile,'E')
clear
```

Sin embargo, no todas las edificaciones tienen formas rectilíneas, de hecho, las nuevas tendencias son a diseñar edificaciones con formas curvas. Las curvas pueden ser de muy diversas formas, en el mejor de los casos se trata de secciones de alguna curva cónica, tales como: circunferencias, parábolas, elipses, o secciones de algunas de ellas. Para modelar estas curvas puede utilizarse Matlab. Realicé el programa Circulo.m para generar coordenadas cartesianas de circunferencias o segmentos de las mismas, pero con pequeñas modificaciones pueden generarse las otras cónicas o segmentos de ellas

Programa Circulo.m (versión elemental)

```
clear
savefile = 'E.mat';
cont=0;
for i=0:pi/48:2*pi
    cont=cont+1;
    t=i;
    r=1;
    K(cont,:)=t,r;
end
[x,y]=pol2cart(K(:,1),K(:,2));
A=[x,y];
```



```
B=A*1000;  
C=fix(B);  
E=C/1000  
plot(E(:,1),E(:,2))  
save(savefile,'E')  
clear
```

El programa Circulo.m, realiza un ciclo en donde genera dos valores, que corresponden a las coordenadas polares de la sección de circunferencia de interés, de radio r con, en éste caso, 48 puntos que al unirse tienden a generar una sección de circunferencia; los pares de puntos generados se guardan en una matriz de nombre K.

Una vez que se genera la matriz K, la función pol2cart convierte las coordenadas polares en coordenadas cartesianas y las guarda en la matriz A; las matrices B, C y E sirven para eliminar los decimales que no se considerarán de los elementos de la matriz A. Finalmente el programa asigna las coordenadas a una matriz llamada E, la cual guarda los datos en un archivo denominado E.mat que será leído por otros programas de cálculos. Al ejecutarse y al finalizar, el programa limpia la memoria de Matlab para no trabajar con datos erróneos.

Para generar la planta de la edificación del ejemplo de aplicación que analizaré en capítulo V de esta tesis, el programa Circulo.m sufrió algunas modificaciones, pues tuvo que generar dos circunferencias y dos rectas y unir los puntos en una sola matriz, el programa se anexa en las páginas subsecuentes al final de este subcapítulo.



% CIRCULO

```
clear
savefile = 'E1.mat';
% Círculo grande
pg=30;
cont=0;
for i=0:pi/pg:pi
    cont=cont+1;
    t=i;
    r=25;
    K(cont,:)= [t,r];
end
% Círculo pequeño
pp=16
cont=0
for i=0:pi/pp:0.999*pi
    cont=cont+1;
    t=i;
    r1=7;
    K1(cont,:)= [t,r1];
end
[x,y]=pol2cart(K(:,1),K(:,2));
[x1,y1]=pol2cart(K1(:,1),K1(:,2));
```

% CIRCULO GRANDE (E1)

```
A=[x,y];
B=A*1000;
C=fix(B);
E1=C/1000;
```

% CIRCULO PEQUEÑO (E3)

```
A1=[x1,y1];
B1=A1*1000;
C1=fix(B1);
E2=C1/1000;
```

```
aux1=size(E2);
cont1=0;
for i=aux1:-1:1
    cont1=cont1+1;
    E3(i,:)=E2(cont1,:);
end
```



```
%REC IV DERECHA (E4)
cont2=0;
for i=r1:3:r
    cont2=cont2+1;
    E4(cont2,:)= [i,0];
end

%REC IVA IZQUIERDA (E5)
cont3=0;
for i=-r:3:-r1
    cont3=cont3+1;
    E5(cont3,:)= [i,0];
end

E=[E1
   E5
   E3
   E4]

plot(E(:,1),E(:,2),'b-*');

save(savefile,'E')
clear
```



III.2 Definición de la profundidad del modelo.

El siguiente paso en la generación de los bulbos de incremento de esfuerzos es definir la profundidad a la que los programas deberán calcularlos. En capítulos posteriores explicaré más a detalle los criterios usados por los ingenieros para decidir hasta que profundidad es necesario conocer los incrementos de esfuerzo, por el momento sólo diré que en esta tesis trabajé siguiendo el criterio de la American Society of Civil Engineers que establece que la profundidad a la que interesa saber los incrementos de esfuerzo es aquella en la que éstos sean el 10% de la descarga inicial, q_0 .

El programa que realicé para calcular esta profundidad se llama `zetas1puntoint.m`, el nombre hace alusión a que el programa calcula los valores de z debajo de un punto (x, y) , situado al nivel de la descarga, está diseñado para hacer cálculos sin restricciones iniciales de profundidad, pero en el momento en que el incremento de esfuerzo es menor o igual al 9% de la descarga inicial, detiene los cálculos.

Explicaré a detalle la forma en que este programa realiza los cálculos, ésta forma es la misma con que el programa que genera la matriz completa realiza los cálculos (`Calculos.m`)

`Clear` Limpia la memoria de Matlab.
`savefile = 'cont1.mat';` Prepara un archivo para guardar datos al final de la ejecución.
`E=importdata('E.mat');` Lee los datos del archivo E.mat.

`q0=27000;` Establece la descarga (en Pa).
`h=18;` Establece la profundidad a la que se encuentra la descarga.
`gu=0.38;` Establece el valor de la relación de Poisson del medio.
`d=3` Establece la profundidad de desplante (si la hay), para considerarla.

`Eauxw=length(E);` Establece el tamaño (renglones) de la matriz E.
`xa=(max(E(:,1))+min(E(:,1)))/2` Primera aproximación de la abscisa del centroide.
(promedio entre los valores máximos y mínimos de las abscisas de los vértices de la planta).
`ya=(max(E(:,2))+min(E(:,2)))/2` Primera aproximación de la ordenada del centroide
(promedio entre los valores máximos y mínimos de las ordenadas de los vértices de la planta).

`Aaux=[xa,ya];` Coordenadas del punto debajo del cual se calcularán los incrementos de esfuerzo.

`cont1=0;` Primer ciclo reiterativo, genera valores de metro en metro de las profundidades a las que se generarán los incrementos de esfuerzo desde la profundidad a la que se encuentra la descarga.
`for altw=1:Inf`
`zw=altw+h-1+0.1;`

`zpw, zaw, kw, Aw, Bw, Cw, Dw` Variables correspondientes a z^* , z^* , A, B, C y D definidas en el capítulo I de esta tesis.



for pw=1:Eauxw-1 Ciclo que genera reiteración de las fórmulas para calcular los incrementos de esfuerzo a una cierta profundidad considerando todos los vértices de la planta.

Nw Calcula la resta de los vectores de posición de los primeros dos vértices de la planta.

MNw Calcula el módulo del vector Nw.

nw Calcula el versor **n** descrito en el capítulo I.

mw Calcula el versor **m** descrito en el capítulo I.

Rcolw y Rcaw Establecen las restas de los vectores de posición de cada uno de los dos vértices considerados y el punto de cálculo.

caw Calcula la proyección de Rcaw sobre la dirección de **m**.

colw Calcula la proyección de Rcolw sobre la dirección de **n**.

b1w, ap1w, aalw, cp1w, calw Variables correspondientes a b , a^* , a^* , c^* y c^* respectivamente, definidas en el capítulo I.

Lp1w, La1w, L1w Constantes que facilitan la programación, definidas por mí.

J1p3w, J1p5w, J1a3w, J1a5w y J1a7w Variables correspondientes a $J_{\&}^3$, $J_{\&}^5$, $J_{\&}^5$ y $J_{\&}^7$ definidas en el capítulo I.

s1w Calcula el incremento de esfuerzo por el primer triángulo rectángulo que modela el triángulo que forman los dos primeros vértices analizados y el punto de cálculo.

if colw==0 Establece la condición de que si el punto de cálculo está debajo de la línea
s1w=0; que uno de los vértices analizados, el incremento de esfuerzo es nulo.
end

Las siguientes variables son similares a las anteriores, pero realizan los cálculos correspondientes al segundo triángulo rectángulo que modela el triángulo descrito unas líneas arriba.

sauxw Guarda los valores de incrementos de esfuerzo de los dos triángulos rectángulos.
coauxw Guarda los valores de las bases de los triángulos rectángulos considerados.

Las siguientes condicionantes calculan el valor final del incremento de esfuerzo, así como el signo de su aportación al incremento de esfuerzo total, considerando que: si las bases de los triángulos rectángulos son de mismo signo, las aportaciones de ambos se restarán una de la otra, si son de signos



diferentes, se sumarán. El incremento de esfuerzo será del mismo signo que la altura de los triángulos rectángulos (caw).

A continuación, termina el ciclo de cálculo para el primer par de vértices considerados y se repite el ciclo para el siguiente par de vértices.

La matriz T va guardando los valores de incremento de esfuerzo y realiza un cálculo de la suma de ellos al considerar a todos los vértices de la planta, compara el valor de la suma con el 9% de la descarga inicial, si los incrementos de esfuerzo son mayores, genera un nuevo punto (profundidad) de análisis, si son menores, detiene el proceso.

Al final, la variable cont1 guarda el número de cotas que se consideraron en los cálculos y guarda este dato en el archivo cont1.mat. Al finalizar, el programa limpia la memoria de Matlab para no trabajar con datos erróneos posteriormente.

Si por razones de estadigrafía, el análisis de incremento de esfuerzo debe realizarse a profundidades menores a las establecidas en el programa, puede establecerse tal condición, por ejemplo, en el ejemplo que se desarrolla en el capítulo V, a partir de los 35 m de profundidad, existen estratos resistentes, por lo que los cálculos de incremento de esfuerzo se realizan hasta esa profundidad, el programa calculó inicialmente que el 9% de la descarga original de ese ejemplo estaba a 60 m de profundidad.

El programa lo anexé en las páginas subsecuentes al final de este subcapítulo.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



%ZLENSPINTOEN.m

```
clear  
savefile = 'cont1.mat';  
E=importdata('E.mat');
```

```
%Datos  
qo=27000;  
h=18;  
gu=0.38;  
%desplante  
d=3
```

```
Eauxw=length(E);
```

%Si el punto debajo del cual se calculara el incremento de esfuerzo sería especificado,

%las siguientes dos líneas deben convertirse en textos y sustituir los valores de xa y ya

%por las coordenadas del punto de interés

```
xa=0 %(max(E(:,1))+min(E(:,1)))/2
```

```
ya=14 %(max(E(:,2))+min(E(:,2)))/2
```

```
Aaux=[xa,ya]; %punto debajo del cual se calculara el incremento de esfuerzo
```

```
cont1=0;
```

```
for altw=1:35%Inf  
    zw=altw+h-1+0.1;
```

```
zpw=zw-h;
```

```
zaw=(2*h)+zpw;
```

```
kw=qo/(8*pi*(1-gu));
```

```
Aw=3*(zpw^3);
```

```
Bw=-zpw*(1-(2*gu));
```

```
Cw=3*(3-(4*gu))*zw*(zaw^2) - 3*h*zaw*((5*zw)-h);
```

```
Dw=30*h*zw*(zaw^3);
```

```
for pw=1:Eauxw-1
```

```
Nw=[E(pw+1,1),E(pw+1,2)]-[E(pw,1),E(pw,2)];
```

```
MNw= sqrt((Nw(1,1))^2+(Nw(1,2))^2); %modulo de N
```

```
nw=[Nw(1,1)/MNw,Nw(1,2)/MNw];, mw=[nw(1,2),-nw(1,1)];
```

```
Rcolw=[E(pw,1),E(pw,2)]-Aaux;
```

```
Rcaw=[E(pw+1,1),E(pw+1,2)]-Aaux;
```

```
caw=mw*Rcaw;
```

```
colw=nw*Rcolw;
```

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



```
b1w=abs(c01w/caw);
ap1w=abs(zpw/caw);
aa1w=abs(zaw/caw);
cp1w=ap1w*b1w*((ap1w^2)+(b1w^2)+1)^(-0.5);
ca1w=aa1w*b1w*((aa1w^2)+(b1w^2)+1)^(-0.5);
Lp1w=atan(b1w)-atan(cp1w);
La1w=atan(b1w)-atan(ca1w);
L1w=(1+(aa1w^2))^-2);
J1p3w=Lp1w/zpw;
J1p5w=(1/(3*(zpw^3)))*(Lp1w+(cp1w/(1+(ap1w^2))));
J1a3w=La1w/zaw;
J1a5w=(1/(3*(zaw^3)))*(La1w+ca1w/L1w^(-0.5));
J1a7w=(1/(5*(zaw^5)))*(La1w+ca1w*(1-(L1w*(aa1w^4))-((L1w*(ca1w^2))/3)));
s1w=kw*((Aw*J1p5w)+(Bw*(J1a3w-J1p3w))+(Cw*J1a5w)+(Dw*J1a7w));
if c01w==0
    s1w=0;
end
co2w=nw*Rcaw';
b2w=abs(co2w/caw);
ap2w=abs(zpw/caw);
aa2w=abs(zaw/caw);
cp2w=ap2w*b2w*((ap2w^2)+(b2w^2)+1)^(-0.5);
ca2w=aa2w*b2w*((aa2w^2)+(b2w^2)+1)^(-0.5);
Lp2w=atan(b2w)-atan(cp2w);
La2w=atan(b2w)-atan(ca2w);
L2w=(1+(aa2w^2))^-2);
J2p3w=Lp2w/zpw;
J2p5w=(1/(3*(zpw^3)))*(Lp2w+(cp2w/(1+(ap2w^2))));
J2a3w=La2w/zaw;
J2a5w=(1/(3*(zaw^3)))*(La2w+ca2w/L2w^(-0.5));
J2a7w=(1/(5*(zaw^5)))*(La2w+ca2w*(1-(L2w*(aa2w^4))-((L2w*(ca2w^2))/3)));
s2w=kw*((Aw*J2p5w)+(Bw*(J2a3w-J2p3w))+(Cw*J2a5w)+(Dw*J2a7w));
if co2w==0
    s2w=0;
end
sauxw=[s1w,s2w];
coauxw=[c01w,co2w];

if coauxw(1,1)*coauxw(1,2)<=0 & caw>0
    sw(pw)=sauxw(1,1)+sauxw(1,2);
elseif coauxw(1,1)*coauxw(1,2)<=0 & caw<0
    sw(pw)=-(sauxw(1,1)+sauxw(1,2));
elseif coauxw(1,1)*coauxw(1,2)>0 & caw>0
    sw(pw)=abs(sauxw(1,1)-sauxw(1,2));
```



```
elseif coauxw(1,1)*coauxw(1,2)>0 & caw<0
    sw(pw)=-abs(sauxw(1,1)-sauxw(1,2));
elseif caw==0
    sw(pw)=0;
end
end
contl=contl+1;
T(contl,1)=sum(sw');
if T(contl,1)<0.09*qo
break
end
end
T(contl)
contl
save(savefile,'contl')
clear
```



III.3 Programa que genera la matriz $(x, y, z, \Delta\sigma_v)$.

El programa Calculos.m es el que genera dicha matriz, los cálculos de incremento de esfuerzo para una profundidad determinada los realiza de igual manera que el programa zetaslpuntoint.m descrito a detalle en el subcapítulo anterior.

La diferencia principal de éste programa con el anterior es que va cambiando de punto x, y desde el cual se realizan los cálculos. Estos cambios los realiza de la siguiente manera:

Primero, el programa lee los datos de los archivos E.mat y cont1.mat.

Las matrices E1 y E2, dividen a los vértices en sus abscisas y sus ordenadas por separado

Las matrices E1mx, E2mx, E1mn y E2mn, calculan los valores máximos y mínimos de las matrices E1 y E2

Dom1	Calcula el dominio de E
Ran1	Calcula el rango de E
Dom2	Calcula el valor de la resta de la menor abscisa de E menos un dominio de E.
Ran2	Calcula el valor de la resta de la menor ordenada de E menos un rango de E.
Dom	Calcula el triple del valor del dominio de E
Ran	Calcula el triple del valor del rango de E

y, x y kn son contadores, inician con un valor de cero

En el ciclo for $xaux$ se realiza las reiteraciones que generan las abscisas que se considerarán para el cálculo, en éste ciclo debe especificarse cuanto se distanciarán, unos de otros, los puntos en el eje X, el inicio de los puntos de análisis será de un dominio menos que el menor valor del dominio de E (Dom2) y llegará hasta un dominio más que el máximo valor del dominio de E más 1 (Dom+1)

En el ciclo for $yaux$ se realiza las reiteraciones que generan las ordenadas que se considerarán para el cálculo, en éste ciclo debe especificarse cuanto se distanciarán unos de otros los puntos en el eje Y, el inicio de los puntos de análisis será de un rango menos que el menor valor del rango de E (Ran2) y llegará hasta un rango más que el máximo valor del rango de E más 1 (Ran+1)

La matriz A1 guarda los valores de x e y para ser considerado en el cálculo, ésta matriz va cambiando en cada ciclo de x y en cada ciclo de y .

El ciclo for alt permite ir variando las profundidades y debe especificarse cuanto se distanciarán unos puntos de otros en el eje z , la profundidad a la que llegarán los cálculos será la establecida en el programa descrito en el subcapítulo anterior.

Así pues, el programa calcula los incrementos de esfuerzo en todas las profundidades debajo de todos los puntos de la rejilla de puntos superficiales que generan los ciclos para x y y .



Los datos de x generados se van guardando en la matriz AF, los de y en la BF, los de z en la CF y los de $\Delta\sigma_z$ en la matriz DF, la matriz que guarda todos estos datos se denomina EF; EF=[AF,BF,CF,DF].

Al terminar los cálculos, el programa informa el tamaño de la matriz EF y da la hora, salva los datos de EF en el archivo EF.mat y limpia la memoria.

El tiempo de ejecución de este programa es sumamente variado, depende de la velocidad del procesador de la computadora en donde se ejecute y de la memoria de la misma. Las computadoras con procesador PIII o más actuales trabajan éste programa con gran rapidez.

Aun con una computadora de altas velocidades, el tiempo de ejecución es muy variado, desde fracciones de segundo, hasta días enteros, lo anterior depende de la precisión con que se genere la rejilla tridimensional de valores (x , y , z) y del número de vértices que intervienen en cada cálculo, sin embargo, el programa puede ejecutarse varias veces, empezando por rangos grandes de valores de distanciamiento de puntos y reduciendo dichas distancias hasta llegar a las que realmente engloban los valores de incremento de esfuerzo que nos interesan. Ya teniendo las dimensiones menores de cálculo, puede ejecutarse el programa con distanciamientos más pequeños. Si no se dan suficientes puntos de cálculo, el programa no puede generar las gráficas de cortes, pero si calcula los incrementos de esfuerzo en los puntos tridimensionales indicados.

Este programa genera matrices desde 1×4 hasta de $999,999 \times 4$ elementos, aproximadamente.

El programa se anexa en las páginas subsecuentes al final de este subcapítulo.



%Cálculo de E

```
clear
clock
savefile='EF.mat';
E=importdata('E.mat');
cont1=importdata('cont1.mat');
```

```
%Datos
qo=27000;
finz=0.09*qo;
h=18;
gu=0.38;
%desplante
d=3
```

```
E1=E(:,1);, E2=E(:,2);
```

```
E1mx= max(E1);, E1mn= min(E1);, E2mx= max(E2);, E2mn= min(E2);
```

```
%Dominio
%Dom1 = E1mx-E1mn;
%Dom2 = E1mn-E1*Dom1;
%Rango
% Ran1 = E2mx-E2mn;
% Ran2 = E2mn-E1*Ran1;
```

```
%Criterio de stop(x)
%Dom = 3*Dom1;
%Criterio de stop(y)
%Ran = 3 * Ran1;
```

```
y=0;
x=0;
kn=0;
for xaux=1:1:61
    x=xaux-1-30;
    for yaux=1:1:41
        y=yaux-1-10;
        A1=[x,y];
        for alt=1:0.5:cont1-h
            z=alt-1+h;
```



```
if z==h
    z=h+0.1
end
Eaux=length(E);
zp=z-h;
za=(2*h)+zp;
k=qo/(8*pi*(1-gu));

A=3*(zp^3);
B=-zp*(1-(2*gu));
C=3*(3-(4*gu))*z*(za^2) - 3*h*za*((5*z)-h);
D=30*h*z*(za^3);

kn=kn+1;
AF(kn,1)=x;
BF(kn,1)=y;
CF(kn,1)=z+d;
ST=0;
for p=1:Eaux-1
    N=[E(p+1,1),E(p+1,2)]-[E(p,1),E(p,2)];
    MN= sqrt((N(1,1))^2+(N(1,2))^2); %modulo de N
    n=[N(1,1)/MN,N(1,2)/MN];, m=[n(1,2),-n(1,1)];
    Rcol=[E(p,1),E(p,2)]-A1;
    Rca=[E(p+1,1),E(p+1,2)]-A1;
    ca=m*Rca';
    col=n*Rcol';
    b1=abs(col/ca);
    ap1=abs(zp/ca);
    aa1=abs(za/ca);
    cp1=ap1*b1*((ap1^2)+(b1^2)+1)^(-0.5);
    ca1=aa1*b1*((aa1^2)+(b1^2)+1)^(-0.5);
    Lp1= atan(b1)-atan(cp1);
    La1= atan(b1)-atan(ca1);
    L1=(1+(aa1^2))^(-2);
    J1p3= Lp1/zp;
    J1p5= (1/(3*(zp^3)))*(Lp1+(cp1/(1+(ap1^2))));
    J1a3= La1/za;
    J1a5= (1/(3*(za^3)))*(La1+ca1/L1^(-0.5));
    J1a7= (1/(5*(za^5)))*(La1+ca1*(1-(L1*(aa1^4))-((L1*(ca1^2))/3)));
    s1= k*((A*J1p5)+(B*(J1a3-J1p3))+(C*J1a5)+(D*J1a7));
    if col==0
        s1=0;
    end
    co2=n*Rca';
```



```
b2=abs(co2/ca);
ap2=abs(zp/ca);
aa2=abs(za/ca);
cp2=ap2*b2*((ap2^2)+(b2^2)+1)^(-0.5);
ca2=aa2*b2*((aa2^2)+(b2^2)+1)^(-0.5);
Lp2= atan(b2)-atan(cp2);
La2= atan(b2)-atan(ca2);
L2=(1+(aa2^2))^(2);
J2p3= Lp2/zp;
J2p5= (1/(3*(zp^3)))*(Lp2+(cp2/(1+(ap2^2))));
J2a3= La2/za;
J2a5= (1/(3*(za^3)))*(La2+ca2/L2^(-0.5));
J2a7= (1/(5*(za^5)))*(La2+ca2*(1-(L2*(aa2^4))-((L2*(ca2^2))/3)));
s2= k*((A*J2p5)+(B*(J2a3-J2p3))+(C*J2a5)+(D*J2a7));
if co2==0
    s2=0;
end
saux=[s1,s2];
coaux=[co1,co2];

if coaux(1,1)*coaux(1,2)<=0 & ca>0
    s(p)=saux(1,1)+saux(1,2);
elseif coaux(1,1)*coaux(1,2)<=0 & ca<0
    s(p)=-saux(1,1)+saux(1,2);
elseif coaux(1,1)*coaux(1,2)>0 & ca>0
    s(p)=abs(saux(1,1)-saux(1,2));
elseif coaux(1,1)*coaux(1,2)>0 & ca<0
    s(p)=-abs(saux(1,1)-saux(1,2));
elseif ca==0
    s(p)=0;
end
end
DF(kn,1)=sum(s');
end
end
EF=[AF,BF,CF,DF];
size(EF)
clock
save(savefile,'EF')
clear
```



III.4 Bulbos de incremento de esfuerzos para cortes en X, Y o Z.

Los tres programas que generan los datos de estos cortes trabajan de manera similar, en esencia realizan dos acciones: primero seleccionan los datos, correspondientes al corte de interés, de la matriz EF y después realizan una interpolación de datos, considerando los seleccionados y los grafican. Lo anterior lo hacen de la siguiente manera:

Lee los datos del archivo EF.mat

Se establece el valor de X, Y o Z en donde se requiere el corte, debe ser un valor que sabemos que fue generado por el programa Calculos.m, de otra manera, Matlab indicará que no hay valores para ese corte.

Hace una revisión punto por punto de la matriz EF y selecciona aquellos cuya X, Y o Z tengan valores iguales a los pedidos con anterioridad y los guarda en una matriz denominada CortX, CortY o CortZ, según el programa que se ejecute.

Matlab no puede mostrar los elementos de matrices que contengan más de 10,000 elementos, si nuestros cortes tienen más de 10,000 elementos (que es muy común), podemos hacer dos cosas, una de ellas es guardar la matriz en un archivo ajeno a Matlab, por ejemplo, un archivo .doc o uno .xls con la función diary, la otra es eliminar la columna correspondiente al valor de X, Y o Z del corte (pues en todos los puntos seleccionados valdrá lo mismo), y reducir así el tamaño de las matrices. La selección de qué hacer dependerá del tamaño de EF.

Para la graficación de los valores de las matrices de corte se realiza lo siguiente:

- xx Matriz de una columna que contiene los valores del eje X de la gráfica que se realizará.
- yy Matriz de una columna que contiene los valores de Y de la gráfica que se realizará.
- zz Matriz de una columna que contiene los valores de Z de la gráfica que se realizará.

- mxx Mínimo valor de xx
- Mxx Máximo valor de xx
- myy Mínimo valor de yy
- Myy Máximo valor de yy

La función meshgrid genera una rejilla de valores entre los valores máximos y mínimos calculados con intervalos determinados. Los resultados los guarda en la matriz [X,Y]

La función griddata interpola los valores correspondientes a los puntos generados con la función anterior que no pertenezcan a la matriz de corte, tomando en cuenta los valores de los elementos de ésta. Los resultados los guarda en la matriz Z



En la matriz v se especifican los valores en los que queremos que trace curvas de isovalor, los elementos de ésta matriz dependerán del rango de valores de los incrementos de esfuerzo calculados. La función `contour` genera la gráfica bidimensional considerando los puntos tridimensionales (X, Y, Z) .

`set(gca,'YDir','rev')` Establece que la dirección en la gráfica de los valores del eje Y de la misma serán considerados en sentido inverso (profundidades).

<code>title('----')</code>	Texto arriba del gráfico
<code>xlabel('----')</code>	Texto del eje X de la gráfica correspondiente
<code>ylabel('----')</code>	Texto del eje Y de la gráfica correspondiente
<code>axis([----])</code>	Valores límites de los ejes (se especifican cuando se requieren)
<code>grid on</code>	Permite que los ejes secundarios sean mostrados en la gráfica
<code>clabel('----')</code>	Da interactividad a la gráfica, permitiendo que el usuario pida el valor en un punto localizado por el mismo en la gráfica.
<code>clear</code>	Limpia la memoria de Matlab para no trabajar con datos erróneos posteriormente.

Las gráficas que genera Matlab pueden ser tratadas con el editor de gráficos del mismo programa o pueden ser exportados del mismo en algún formato de gráficos (.bmp o .jpg, por ejemplo).

Algunos ejemplos de las gráficas que generan cada uno de los tres programas de cortes, se muestran en los capítulos subsecuentes.

El programa se anexa en las páginas subsecuentes al final de este subcapítulo.



%CORTX.m

```
clear  
EF=importdata('EF.mat');
```

```
%Especificar el valor de la X en donde se requiere el corte  
x=0;
```

```
cx=x;  
u=0;  
for i=1:length(EF)  
    ccx=EF(i,1);  
    if ccx==cx  
        u=u+1;  
        CortX(u,:)=EF(i,:);  
    end  
end  
CortX;
```

```
%CORTX  
xx=CortX(:,2);  
yy=CortX(:,3);  
zz=CortX(:,4);  
mxx=min(xx);  
Mxx=max(xx);  
myy=min(yy);  
Myy=max(yy);
```

```
[X,Y]=meshgrid(mxx:0.1:Mxx,myy:0.1:Myy);  
Z=griddata(xx,yy,zz,X,Y,'cubic');  
v=[ 2000 2000  
    3000 3000  
    4000 4000  
    5000 5000  
    6000 6000  
    7000 7000  
    8000 8000  
    9000 9000  
   10000 10000  
   11000 11000  
   12000 12000  
   13000 13000  
   14000 14000
```



15000 15000
16000 16000
17000 17000
18000 19000
19000 19000
20000 20000
21000 21000
22000 22000
23000 23000
24000 24000
25000 25000
26000 26000]

```
[c,h]=contour(X,Y,Z,v,'b-');  
set(gca,'YDir','rev')  
"no especificar el nombre de la grafica  
title('Corte en el plano X=0')  
xlabel('Eje Y')  
ylabel('Profundidades (eje Z) Cotas desde la superficie')  
axis([-10,30,12,36]);  
grid on  
clabel(c,h,'manual')  
clear
```




Matrices y Graficas

```
clear
EF=importdata('EF.mat');

u=0;
for i=1:length(EF)
    cy=EF(i,2);
    %al especificar el valor de la Y en donde se requiere el corte
    if cy==25
        u=u+1;
        CortY(u,:)=EF(i,:);
    end
end
CortY;
```

```
% Grafica
xx=CortY(:,1);
yy=CortY(:,3);
zz=CortY(:,4);
mxx=min(xx);
Mxx=max(xx);
myy=min(yy);
Myy=max(yy);
```

```
[X,Y]=meshgrid(mxx:0.1:Mxx,myy:0.1:Myy);
Z=griddata(xx,yy,zz,X,Y,'cubic');
```

```
v=[ 2000 2000
    3000 3000
    4000 4000
    5000 5000
    6000 6000
    7000 7000
    8000 8000
    9000 9000
   10000 10000
   11000 11000
   12000 12000
   13000 13000
   14000 14000
   15000 15000
   16000 16000
   17000 17000
   18000 18000
```



```
19000 19000
20000 20000
21000 21000
22000 22000
23000 23000
24000 24000
25000 25000
26000 26000];
[c,h]=contour(X,Y,Z,v,'b+');
set(gca,'YDir','rev')
%especificar el nombre de la grafica
title('Corte en el plano Y=0')
xlabel('Eje X')
ylabel('Profundidades (eje Z). Cotas desde la superficie')
axis([-30,30,12,36]);
grid on
clabel(c,h,'manual')
clear
```



%%CORTZ.m

```
clear
E=importdata('E.mat');
EF=importdata('EF.mat');

for i=1:length(E)
    G(i,1)=5;
end
G;
Fig=[E G];

u=0;
for i=1:length(EF)
    cz=EF(i,3);
    %% especificar el valor de la Z en donde se requiere el corte
    if cz==32
        u=u+1;
        CortZ(u,:)=EF(i,:);
    end
end
CortZ;

%% Matriz auxiliar para poder leer los datos
%% E = 0;
for i = 1:length(CortZ)
    %% E = E + 1;
    %% AA = E(1) CortZ(i,1);
    %% BB = E(1) CortZ(i,2);
    %% CC = E(1) CortZ(i,4);
end
%% CortZ aux = [AA BB CC];

%% grafica
xx=CortZ(:,1);
yy=CortZ(:,2);
zz=CortZ(:,4);
mxx=min(xx);
Mxx=max(xx);
myy=min(yy);
Myy=max(yy);

[X,Y]=meshgrid(mxx:0.1:Mxx,myy:0.1:Myy);
Z=griddata(xx,yy,zz,X,Y,'cubic');
```



```
v=[ 5000 5000
    6000 6000
    7000 7000
    8000 8000
    9000 9000
    10000 10000
    11000 11000
    12000 12000
    12500 12500
    12700 12700
    13000 13000
    13500 13500
    13900 13900
    14000 14000
    15000 15000
    15500 15500
    16000 16000
    16500 16500
    17000 17000
    17500 17500
    18000 18000
    18500 18500
    19000 19000
    20000 20000
    21000 21000
    22000 22000
    23000 23000
    24000 24000
    25000 25000
    26000 26000];
[c,h]=contour(X,Y,Z,v,'b');
% Cambiar el nombre de la grafica
title('Corte en el plano Z = 32 m')
xlabel('Eje X')
ylabel('Eje Y')
axis equal ([mmyx-2,Mxx-2,myy-2,Myy+2]);
grid on
clabel(c,h,'manual')
hold on
patch(Fig(:,1),Fig(:,2),Fig(:,3))
plot(xx,yy,'r','Markersize',3)
hold off
clear
```



IV. OPTIMIZACIÓN DE TOMA DE MUESTRAS.

El proceso de identificar los estratos de depósito que subyacen a una estructura propuesta y sus características físicas se denomina *exploración del subsuelo*, y su propósito es obtener información que ayude al ingeniero en geotecnia en las siguientes tareas:

- Seleccionar el tipo y profundidad de una cimentación, adecuada para una estructura dada.
- Evaluar la capacidad de carga de la cimentación.
- Determinar problemas potenciales de la cimentación.
- Determinar la posición del nivel de agua.
- Predecir la presión lateral de tierra en estructuras tales como muros de retención, tablaestacas y cortes apuntalados.
- Establecer métodos de construcción para condiciones cambiantes del subsuelo.

La exploración del subsuelo es necesaria también para construcciones y excavaciones en el subsuelo y puede ser requerida cuando se contemplan adiciones o alteraciones de estructuras existentes.

El ingeniero debe auxiliarse de inspecciones visuales del sitio así como de la naturaleza de la estratificación y propiedades físicas, del suelo cercano, disponibles de exploraciones del subsuelo para estructuras existentes cercanas.



IV.1 Recomendaciones para la toma de muestras.

La fase de investigación del sitio del programa de exploración consiste en planear, hacer barrenos de prueba y recolectar muestras de suelo a intervalos deseados para observaciones y pruebas de laboratorio subsecuentes. La profundidad mínima aproximada requerida de los barrenos debe predeterminarse; sin embargo, la profundidad puede cambiarse durante la operación de perforado, dependiendo del subsuelo encontrado. Para determinar la profundidad mínima de barrenado para cimentaciones, los ingenieros usan las reglas establecidas por la Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles (ASCE), estas reglas son:

1. Determine el incremento de esfuerzo neto $\Delta\sigma_v$, bajo el centroide de una cimentación.
2. Estime la variación del esfuerzo vertical efectivo, $\Delta\sigma'$, con la profundidad.
3. Determine la profundidad h_1 para la cual el incremento de esfuerzo $\Delta\sigma_v$ es igual a un décimo del esfuerzo neto estimado sobre la cimentación (q_0).
4. Determine la profundidad h_2 para la cual $\Delta\sigma_v / \Delta\sigma' = 0.05$
5. A menor que se encuentra un lecho rocoso, la menor de las dos profundidades h_1 y h_2 , antes determinadas, es la profundidad mínima aproximada de perforación requerida.

Cuando se pretenden realizar excavaciones profundas, la profundidad de la perforación debe ser por lo menos 1.5 veces la profundidad de la excavación. Algunas veces las condiciones del subsuelo requieren que la carga de la cimentación sea transmitida al lecho rocoso. La profundidad mínima de perforación en el lecho rocoso es de aproximadamente tres metros. Si el lecho rocoso es irregular o está intemperizado, las perforaciones tienen que ser más profundas. No existen reglas fijas para la separación de los barrenos, el espaciamiento se incrementa o disminuye, dependiendo de las condiciones del subsuelo. Si varios estratos de suelo son más o menos uniformes y predecibles, se necesitarán menos barrenos que en un estrato de suelo no homogéneo. El ingeniero debe tomar en cuenta también el costo final de la estructura al tomar decisiones respecto a la extensión de la exploración del campo. El costo de la exploración debe ser aproximadamente de 0.1% a 0.5% del costo de la estructura.

Los barrenos del suelo se efectúan por varios métodos, tales como: la perforación con barrenas, por lavado, por percusión, el sondeo rotatorio, entre otros.

La perforación con barrenas es el método más simple para efectuar sondeo de exploración, las barrenas manuales no se usan para excavaciones de más de tres a cinco metros, pero sirven bastante bien para trabajos de exploración de suelos en algunas carreteras y estructuras pequeñas. Cuando se dispone de energía eléctrica, las barrenas de raspado continuo son las más idóneas para efectuar una perforación.

El sondeo de lavado es otro método para efectuar perforaciones. En éste, un ademe de dos a tres metros del largo se hinca en el terreno, el suelo dentro del ademe se retira entonces por medio de un trépano cortador unido a una barrena perforadora, por donde se inyecta agua a altas velocidades. El agua y las partículas desmenuzadas del suelo se elevan por el agujero taladrado y fluyen hacia la parte superior del ademe.



El sondeo rotatorio es un procedimiento por medio del cual trépanos rotatorios de perforación unidos al fondo de las barras perforadoras, cortan y muelen el suelo y profundizan el barreno. El sondeo rotatorio se usa en arena, arcilla y roca que no esté muy fisurada.

El sondeo por percusión es un método alternativo de excavar un barreno, particularmente a través de roca y suelo duro.

Dos tipos de muestras de suelo se obtienen durante la exploración del subsuelo: alteradas e inalteradas. Las muestras alteradas, pero representativas, se usan para análisis granulométrico, determinación de límites líquido y plástico, determinación de la densidad de los sólidos del suelo, determinación del contenido orgánico y clasificación de suelo. Sin embargo las muestras alteradas no se usan para pruebas de consolidación, permeabilidad o resistencia a corte.

Muestreo con tubo muestreador de media caña (Penetrómetro estándar).
Prueba de penetración estándar.

Los muestreadores de media caña se usan en el campo para obtener muestras de suelo generalmente alteradas pero representativas. Este muestreador consiste en una zapata de acero para hincado, un tubo de acero cortado longitudinalmente en dos y un cople en su parte superior. El cople conecta el muestreador a la barra de perforación. Cuando un barreno se lleva hasta una profundidad determinada, las herramientas de perforación se retiran y el muestreador se baja al fondo del agujero barrenado. El muestreador se hinca en el suelo con golpes de martillo en la parte superior de la varilla de perforación. El peso estándar del martinete es de 62.3 N y en cada golpe el martinete debe caer desde una altura de 0.762 m. El número de golpes, requerido para la penetración del muestreador de tres intervalos de 152.4 mm, es registrado. El número de golpes requeridos para los dos últimos intervalos se suman para dar el número de penetración estándar a esa profundidad. Luego se sacará el muestreador, y la zapata y el cople también se retiran. La muestra recuperada de suelo del tubo se coloca en una botella de vidrio y se transporta laboratorio.

Las muestras con penetrómetro estándar se toman generalmente a intervalos de 1.5 m. Cuando el material encontrado es arena, la obtención de una muestra por medio del penetrómetro estándar resulta difícil. En ese caso se utiliza un dispositivo conocido como extractor de núcleos de resorte, el cual se coloca dentro del penetrómetro estándar.

Además de la obtención de muestras de suelos, las pruebas de penetración estándar proporcionan varias correlaciones útiles, tales como: la consistencia de los suelos arcillosos, la tasa de preconsolidación, el ángulo pico de fricción de suelos granulares y la compacidad relativa de la arena.

Aunque aproximada, con una correcta interpretación, la prueba de penetración estándar da una buena evaluación de las propiedades de los suelos. Las principales fuentes de error en las pruebas son: una limpieza inadecuada del barreno, un conteo descuidado del número de golpes, un golpeteo excéntrico del martinete sobre la barra de perforar y un mantenimiento inadecuado del nivel del agua en el barreno.



El grado de alteración de una muestra de suelo es usualmente expresado como:

$$A_R(\%) = \frac{D_o^2 - D_i^2}{D_i^2} (100)$$

donde A_R = relación de área

D_o = diámetro exterior del tubo muestreador

D_i = diámetro interior del tubo muestreador

Cuando la relación de área es de aproximadamente 10% o menor, la muestra se considera como inalterada.

Cucharón raspador

Cuando los depósitos de suelos están constituidos por arena mezclada con guijarros, la obtención de muestras por medio de cuchara partida con un captador de núcleos de resorte, a veces no es posible debido a que los guijarros impiden que los resortes se cierren. En tales casos, se usa un cucharón rascador para obtener muestras inalteradas representativas. El cucharón rascador tiene una punta de hincado y se une a una barra perforadora. El cucharón es hincado y girado en el suelo y el suelo lateral desprendido queda en el cucharón.

Tubo de pared delgada

Los tubos de pared delgada son llamados a veces tubos Shelby; están hechos de acero sin costura, de 80cm y 100 cm de largo, y se usan comúnmente para obtener muestras inalteradas de suelos arcillosos. Los muestreadores de tubos de pared delgada usados comúnmente tienen diámetros exteriores de 50.8 mm y 76.2 mm. El extremo del fondo del tubo está afilado. Los tubos se unen a barras de perforación y juntos son bajados al fondo de la perforación en donde el muestreador se hinca en el suelo. La muestra de suelo dentro del tubo es entonces extraída. Los dos extremos del muestreador son sellados y éste se envía a laboratorio para su análisis.

Las muestras obtenidas de esta manera se usan para pruebas de corte o de consolidación. Un tubo de pared delgada de 50.8 mm de diámetro exterior tiene un diámetro interior de aproximadamente 47.63 mm por lo que la razón de área A_R es de 13.75%. El incremento de los diámetros de las muestras sube el costo de obtención de éstas.

Muestreador de pistón.

Cuando las muestras inalteradas de suelo son muy blandas o mayores de 76.2 mm de diámetro, tienden a salirse del muestreador. Los muestreadores de pistón son particularmente útiles bajo ciertas condiciones y existen varios tipos, sin embargo, el más útil consiste en un tubo de pared delgada con un pistón. Inicialmente, el pistón cierra el extremo del tubo de pared delgada. El muestreador se baja al fondo del barreno y el tubo se integra únicamente en el suelo más allá del pistón. La presión es



Universidad Nacional Autónoma de México
Facultad de Ingeniería Luis Angel Flores Aguario



entonces liberada a través de un agujero en la barra del pistón. En gran medida, la presencia del pistón impide la distorsión de la muestra al no dejar que el suelo se aplaste en el tubo muestreador y al no admitir suelo adicional. En consecuencia, las muestras obtenidas de esta manera quedan menos alteradas que las obtenidas con los tubos Shelby.

Existen otras pruebas que deben realizarse a los suelos, tales como, la observación de los niveles de agua, la resistencia de corte no drenada, la penetración, la resistencia por fricción, la resistencia y deforma habilidad *in situ*, entre otras. La extracción de núcleos de roca requiere también de procedimientos especializados En este trabajo no se detallan las pruebas y procedimientos mencionados por quedar fuera de los alcances del mismo.



IV.2 Superposición de cortes de bulbo y perfil estatigráfico.

El número, tipo y profundidad de los sondeos que deben ejecutarse en un programa de exploración de suelos depende fundamentalmente del tipo de subsuelo y de la importancia de la obra. El número de sondeos exploratorios será suficiente para obtener el conocimiento completo de las condiciones de suelo de nuestro interés.

Un punto que requiere especial cuidado es la determinación de la profundidad a la que debe llevarse la exploración del suelo. Para fines de cimentación, en donde asentamientos y resistencia del suelo son los factores determinantes, el área de apoyo de las estructuras, concretamente el ancho, es una de las variables más importantes. Una recomendación práctica es explorar a una profundidad comprendida entre 1.5 y tres veces el ancho de la estructura por cimentar, cabe mencionar que éste no es un criterio riguroso y es preferible considerar los incrementos de esfuerzo que sufre el suelo debido a la descarga en la superficie o dentro de ella según sea caso. En el apartado IV.1 está establecido a que profundidad deberá explorarse el subsuelo tomando en cuenta los incrementos de esfuerzo. La profundidad de los sondeos también puede fijarse con otros criterios, por ejemplo, si los sondeos revelan la presencia de suelos muy blandos que obliguen a pensar en la conveniencia de cimentaciones piloteadas, apoyadas en estratos resistentes, será necesario explorar hasta encontrar tales estratos y tratar de verificar si su espesor es adecuado, en caso de que debajo de ellos existan otros estratos blandos, será necesario explorarlos.

Evidentemente, muchas de las razones por las que se debe dejar de hacer una exploración del subsuelo son de índole económico, por lo que optimizar el número de exploraciones que se realizaran en un programa de exploración, así como la profundidad de las mismas, se vuelve prioritario. Al respecto, dos preguntas fundamentales son:

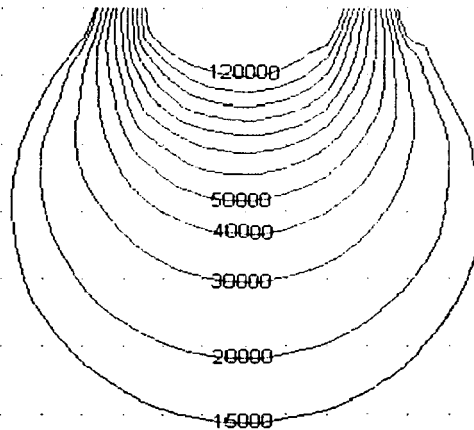
- ¿En qué coordenadas del plano superficial se deben realizar los pozos de exploración?
- ¿A qué profundidad deben realizarse las exploraciones?

La visualización de los bulbos de esfuerzo ayuda a encontrar respuestas útiles a ambas preguntas.

El incremento de esfuerzo que sufre el suelo al colocarle una descarga depende de ciertas variables que se discuten en el capítulo I de este trabajo, pero la forma de los bulbos de esfuerzos depende principalmente de la forma del área sobre la que se realiza la descarga; es evidente que en áreas regulares, los bulbos alcanzan los más altos valores en el centroide de la figura, pero en figuras irregulares, las cosas cambian. Los ingenieros se han conformado con adaptar teorías de fácil utilización en condiciones que las hagan aun más fáciles, por ejemplo, se conforman con utilizar la teoría de Boussinesq, cuando la descarga está dentro de un medio, y las formas de las plantas de las edificaciones las tratamos como si se trataran de rectángulos y círculos. Es justamente aquí en donde nos ayuda el programa que desarrollé y los modelos matemáticos perfeccionados por el M. en I. Ricardo Padilla V.



En la figura 12 podemos ver bulbos de esfuerzo típicos de una descarga regular de 150 kPa uniformemente repartida.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 12. Bulbos de esfuerzo en un corte en el eje X para una descarga rectangular uniformemente repartida.

En este tipo de descargas los bulbos de esfuerzo debajo de los centroides son los que tienen los más altos valores.

Pero si el área no es regular, si toma formas semicirculares, con líneas quebradas etcétera, el bulbo de esfuerzos que se genera no se parece en nada al anterior, las figuras 13 y 14 muestran los bulbos de esfuerzo generados por un área irregular.

En ambas figuras, podemos notar lo siguiente: los valores mayores de los bulbos de esfuerzo, no están siempre debajo del mismo punto en la superficie, en la figura 13 los valores mayores están tendientes a la derecha, sobre todo a profundidades pequeñas, pues a mayores profundidades, se estabiliza esta tendencia. En la figura 14 notamos la misma tendencia.

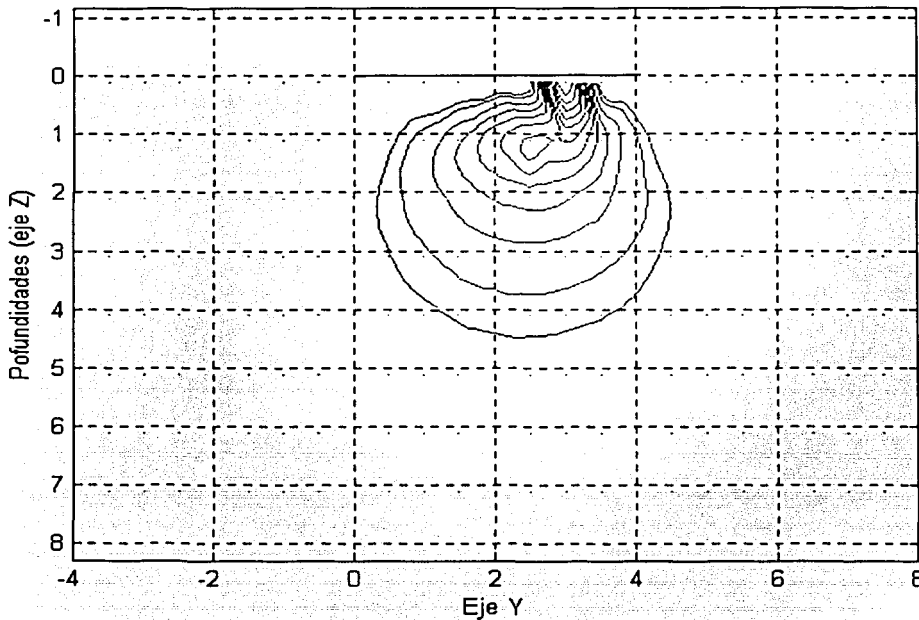


Figura 13. Corte en el eje X

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

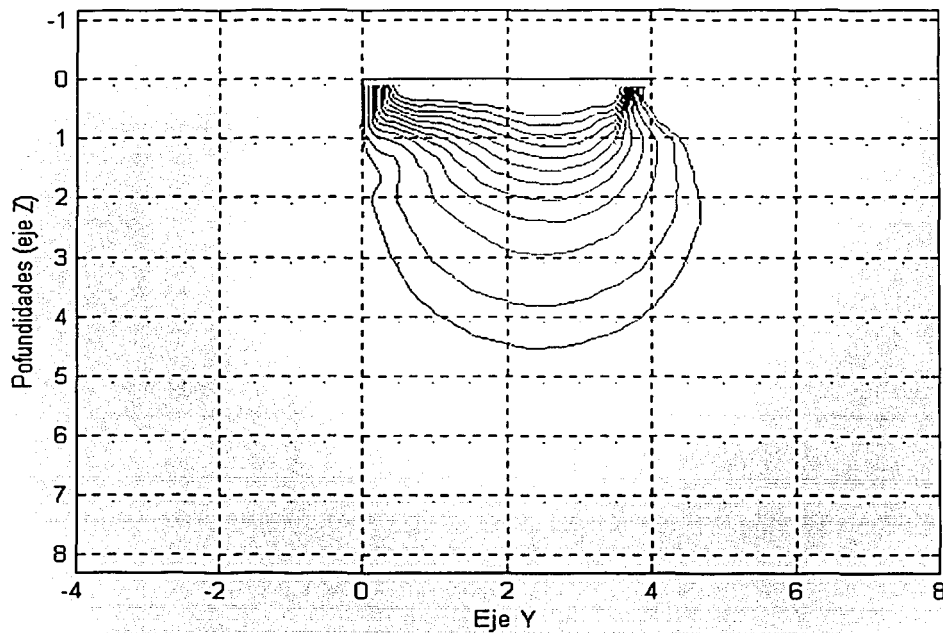


Figura 14. Corte en el eje Y

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Las figuras 15 y 16 muestran cortes en el eje Z de la misma descarga irregular, a profundidades diferentes, la primera de ellas está más cerca de la superficie. En ellas podemos ver que los valores de incremento de esfuerzo mayores no están debajo del mismo punto en la superficie.

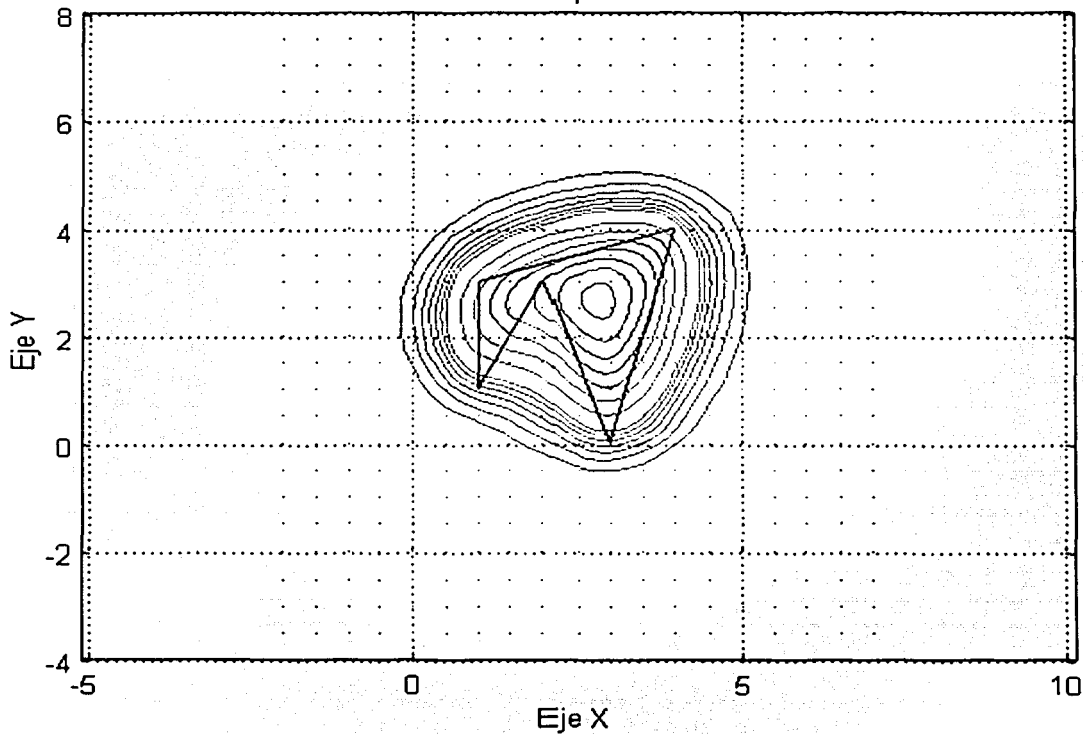


Figura 15. Corte en Z cerca de la superficie

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

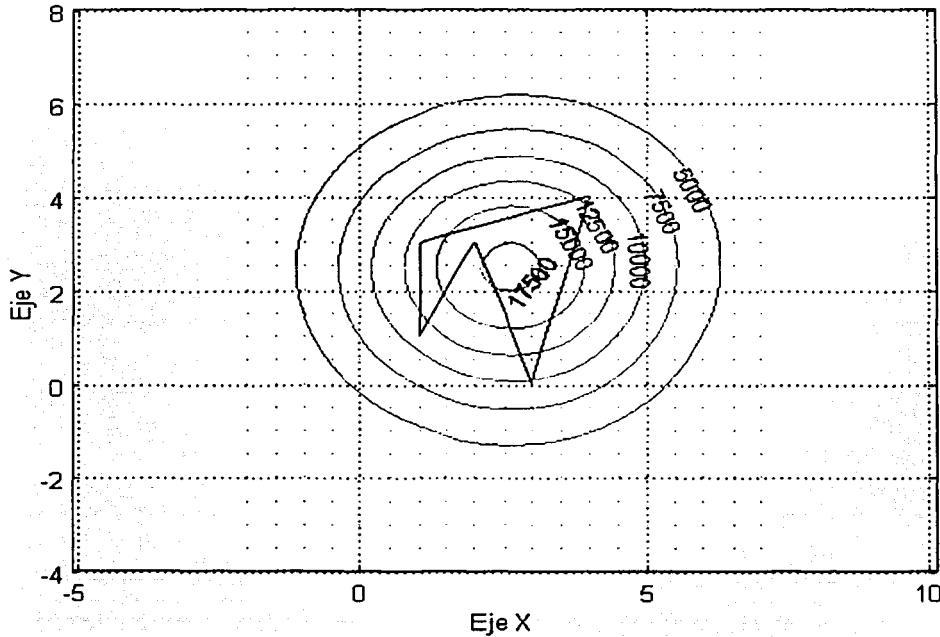


Figura 16. Corte en Z a mayores profundidades

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Sin la ayuda visual que nos brindan los gráficos, la decisión a tomar sobre debajo de qué puntos debemos hacer las exploraciones es mucho más complicada.

Mediante la ayuda de algunos programas de dibujo es posible sobreponer las gráficas de bulbo de esfuerzo a la estratigrafía del suelo, haciendo fácilmente visible las influencias de ciertos valores de incremento de esfuerzos sobre tal o cual estrato. Esta superposición permite definir que estratos considerar para el cálculo de asentamientos, que estratos son los que reciben valores críticos de incremento de esfuerzos para, a esa profundidad, realizar las exploraciones, entre otras cosas. Los beneficios didácticos de la visualización de los bulbos de esfuerzos juntos con los estratos que atraviesan son enormes. Un ejemplo de esta superposición puede verse en la figura 17.

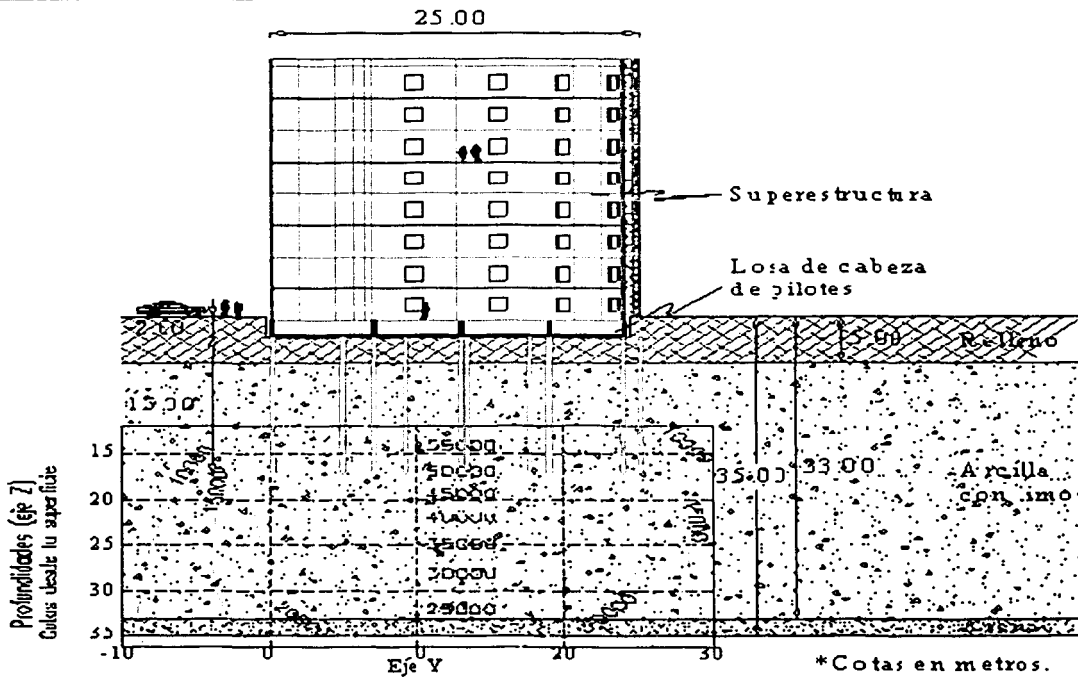
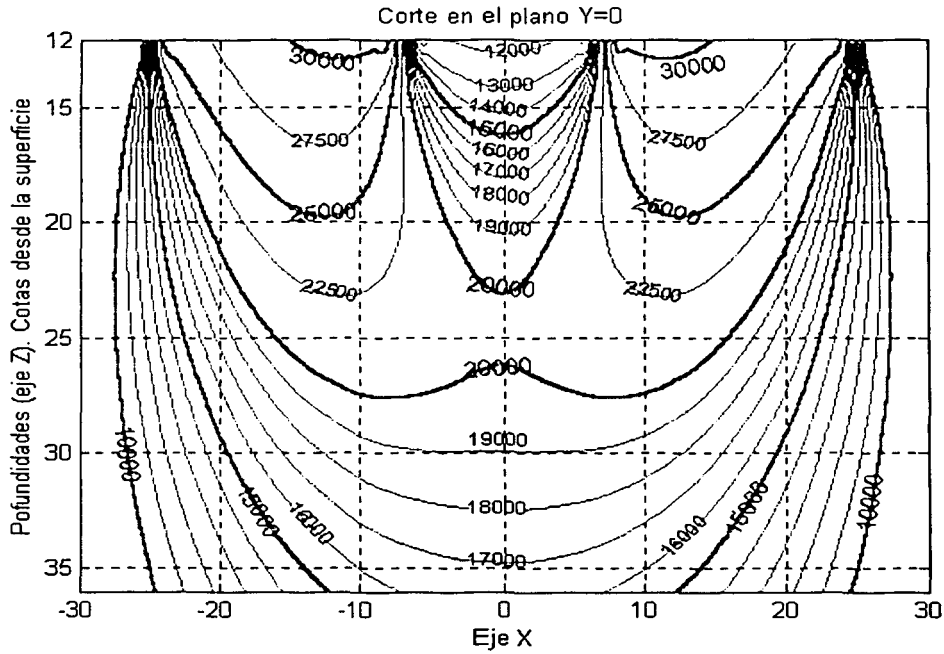


Figura 17. Primer ejemplo de superposición de bulbos de incremento de esfuerzo vertical a una estratigrafía

El corte que se muestra en la figura anterior corresponde a un caso con los siguientes datos:

- Edificación ubicada en la zona de lago de la Ciudad de México.
- Planta resultante de la sustracción de un semicírculo de radio 7 m a otro de radio 25 m.
- Cimentación a base de pilotes de fricción de 15 m de longitud desplantados a una profundidad de 2 m.

Este caso (que analizaré a detalle en el capítulo V de esta tesis) genera bulbos de esfuerzo que sin las gráficas resultan, por demás, difíciles de imaginar; un ejemplo claro de estas gráficas puede verse en la figura 18.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 18. Bulbos de esfuerzo difícil de imaginar



Otro ejemplo de superposición de bulbos de esfuerzo a estratigrafías está en la siguiente figura.

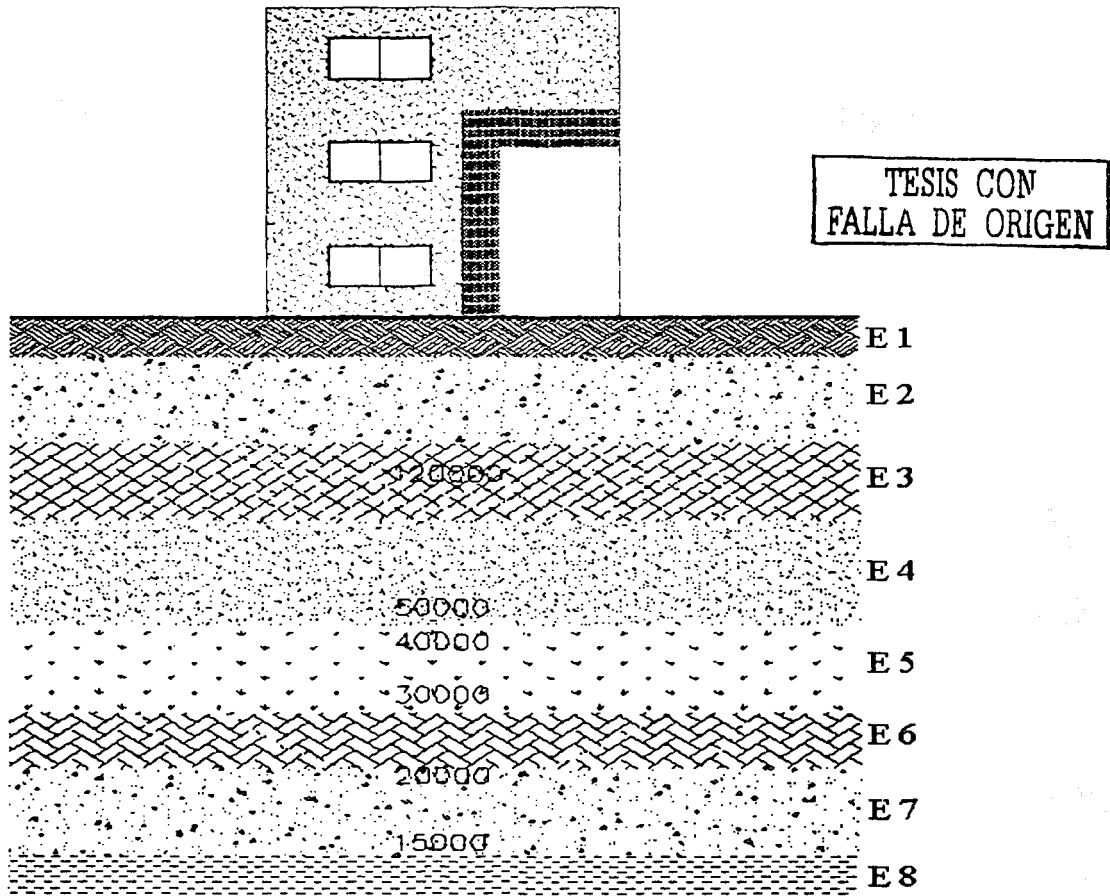


Figura 19. Segundo ejemplo de superposición de bulbos de incremento de esfuerzo vertical a una estratigrafía



V. EJEMPLO DE APLICACIÓN.

Con la intención de mostrar otra utilización del programa de cómputo que se desarrolló, se calcula, en este capítulo, el asentamiento que sufre una estructura, sin entrar a detalles de las cimentaciones, procurando utilizar datos razonablemente válidos. Los datos correspondientes al tipo de suelo en que estará colocada la estructura, serán reales, así como los incrementos de esfuerzo. Para calcular los incrementos de esfuerzo en el suelo y el asentamiento que sufre éste, se utiliza las teorías explicadas en el capítulo I y II. Para evidenciar la aplicabilidad de la teoría de Mindlin (incrementos de esfuerzo inducidos en un punto de un medio semi infinito, homogéneo, elástico-lineal e isótropo por una carga puntual y vertical inmersa en el medio), desarrollaré el ejemplo utilizando una cimentación profunda trabajando a fricción, de manera que la descarga, que originalmente es superficial, se transmita hacia el interior del suelo.

Los pilotes son miembros estructurales hechos de acero, concreto y/o madera, usados para construir cimentaciones profundas, las cuales son más caras que las cimentaciones superficiales. A pesar del costo, el uso de pilotes frecuentemente es necesario para garantizar la seguridad estructural. Este tipo de cimentaciones se requieren en circunstancias especiales, entre otras están las siguientes:

1. Cuando el estrato superior del suelo es altamente comprensible y demasiado débil para soportar la carga transmitida por la superestructura, se usan pilotes para transmitir la carga al lecho de roca subyacente o a un estrato de suelo más fuerte. Cuando no se encuentra un lecho de roca a una profundidad razonable debajo de la superficie del terreno, se usan pilotes para transmitir gradualmente la carga estructural al suelo. La resistencia a la carga estructural aplicada se deriva principalmente de la resistencia por fricción desarrollada en la interfase suelo-pilote.
2. Cuando están sometidas a fuerzas horizontales, las cimentaciones con pilotes resisten por flexión mientras soportan aún la carga vertical transmitida por la superestructura.
3. Existen suelos que se expanden y se contraen conforme el contenido de agua aumenta y disminuye, y la presión de expansión de tales suelos es considerable. En tales casos, se usan las cimentaciones con pilotes en las que éstos se extienden hasta estratos de suelo estable, más allá de la zona de cambios posibles de contenido de agua.
4. Los estribos y pilas de puentes son construidos usualmente sobre cimentaciones con pilotes para evitar la posible pérdida de capacidad de carga que una cimentación superficial podría padecer debido a la erosión del suelo en la superficie del terreno.

Se usan diferentes tipos de pilotes en el trabajo de construcción, dependiendo del tipo de carga por tomarse, de las condiciones del suelo y del nivel de agua freática. Por el tamaño de la descarga que utilizaré en este ejemplo, propondré la utilización de pilotes de fricción de concreto (grupo de pilotes). Los pilotes de concreto se dividen en dos tipos básicos: pilotes prefabricados y colados *in situ*. Los pilotes prefabricados se preparan usando refuerzo ordinario y suelen ser cuadrados u octagonal en su sección transversal. El refuerzo se proporciona para que los pilotes resistan el momento flexionante desarrollado durante su levantamiento y transporte, la carga vertical y el momento flexionante causado por la carga lateral. Los pilotes son colados a las longitudes deseadas antes de ser transportados a los



Universidad Nacional Autónoma de México
Facultad de Ingeniería Luis Angel Flores Aguario



sitios de trabajo. Los pilotes prefabricados también pueden ser presforzados usando torones de presfuerzo de acero de alta resistencia.

Cuando no se tiene un estrato de roca o de material rocoso a una profundidad razonable en un lugar, utilizar pilotes de punta resulta antieconómico, lo que da una razón para utilizar pilotes que trabajen a fricción. En el caso de suelos arcillosos, los pilotes de fricción también trabajan por adhesión. La longitud de los pilotes de fricción depende de la resistencia cortante del suelo y de la carga aplicada.



V.1 Recomendaciones para el cálculo de asentamientos.

El comportamiento de un grupo de pilotes es distinto del de un pilote aislado, tanto en lo que respecta a la capacidad de carga, como en lo referente a asentamientos. El conocimiento teórico del comportamiento de un grupo de pilotes, en la actualidad, no pasa de ser un marco de referencia que sirva para encasillar debidamente el criterio y experiencia del ingeniero proyectista, se dice que el diseño de una cimentación piloteada es más un arte que una cuestión científica.

En pilotes de fricción, el efecto de grupo más importante en lo que se refiere la capacidad de carga es la posibilidad de una falla de la cimentación en conjunto, esta falla estriba en que la resistencia por adherencia y fricción en el área lateral del prisma de misma altura que el grupo de pilotes, envolvente de los mismos, será menor que la suma de las resistencias de todos los pilotes considerados individualmente. Para evitar esta falla debe cumplirse que el perímetro del área ocupada por los pilotes sea mayor o igual que la suma de los perímetros de los pilotes individuales.

En lo que se refiere a asentamientos de grupos de pilotes de fricción, puede decirse que no tienen ninguna relación con el asentamiento de un pilote aislado. En general, el asentamiento de una cimentación con pilotes de fricción es menor que el que se tendría si la misma carga se aplicase al nivel de la cabeza de los pilotes (ubicada en la superficie del suelo), directamente sobre la misma área que se pilotea, lo anterior ocurre por dos razones principales: una, porque los pilotes transmiten una parte substancial de la carga a zonas profundas, en las que, por haber mayor presión inicial, el material es menos comprensible, y la otra es que, al repartir la carga a lo largo de todo el fuste, el nivel del mayor esfuerzo transmitido al suelo es menor que si la carga se transmitiera con una zapata.

Existen diversas teorías para el cálculo de asentamientos, todas involucran, evidentemente, teorías de cálculo de incrementos de esfuerzo, de éstas, algunos autores proponen usar la teoría de Boussinesq, otros la de Mindlin, otras usan combinaciones de las mismas y algunos otros utilizan reglas prácticas que modifican los valores obtenidos de las dos principales teorías (Boussinesq y Mindlin) mediante algunos factores obtenidos en la práctica.

Dentro del conjunto de los procedimientos para calcular asentamientos, destacan las propuestas en las referencias 6 y 12.

Según el doctor Juárez Badillo, uno de los métodos más utilizados en los fines prácticos es el propuesto por Terzaghi y Peck (referencia 11), según el cual la carga tomada por los pilotes puede considerarse aplicada en el tercio inferior de los mismos, como uniformemente repartida en el área piloteada, calculando el asentamiento de ese nivel hacia abajo, como si no existiera pilotes alguno (figura 20); lo anterior implica la suposición de que el espesor de suelo correspondiente a los dos tercios superiores de los pilotes no se consolida. Los autores de este método lo presentan como una solución aproximada. En la mayoría de los casos, la estimación de este procedimiento resulta conservadora; es decir, los asentamientos reales son menores que los calculados.

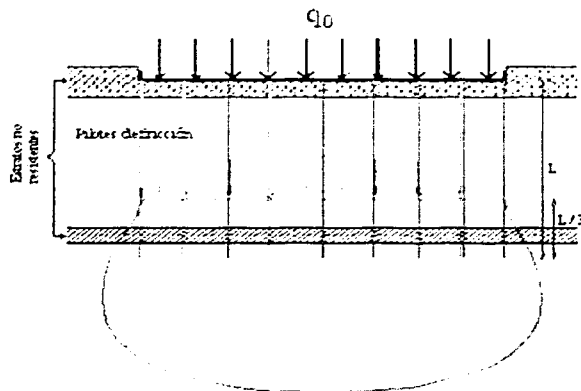
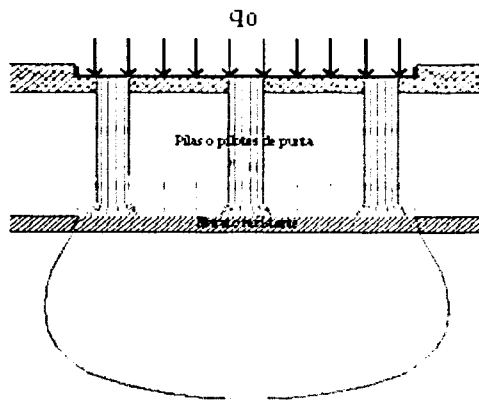


Figura 20. Descarga transmitida a mayores profundidades por los pilotes de fricción

Otros autores proponen considerar la carga uniforme equivalente aplicada al nivel de la punta de los pilotes, con lo que se reduce el espesor de material consolidable y se obtienen asentamientos menores. Si el grupo de pilotes atraviesa arcilla blanda, pero penetra algo en un estrato de otra arcilla más firme, es razonable colocar y la carga uniforme equivalente aplicada al nivel de la punta de los pilotes, calculando el asentamiento en el espesor de arcilla más firme, del nivel de la punta hacia abajo: esto equivale prácticamente a considerar un grupo de pilotes de punta desplantados en la arcilla más firme (figura 21).



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 21. Bulbo de esfuerzos para pilotes de punta.



En un caso real, existen diversos asentamientos que deben considerarse, además del existente en el suelo, tales como: el asentamiento del fuste del pilote, el asentamiento del pilote causado por la carga en la punta del pilote y el asentamiento elástico del grupo de pilotes.

En el caso de estribos de puentes en los que el estrato comprensible disminuye de espesor y se consolida por el peso de los terraplenes de acceso, o en el caso de algunos valles en los que el bombeo para fines agrícolas induce la consolidación, se presenta un problema en las cimentaciones; la fricción negativa. Los estratos no consolidables y resistentes permanecen comparativamente fijos respecto a los suelos blandos superiores que se enjutan, tendiendo a bajar a lo largo del fuste de los pilotes. Esta tendencia induce esfuerzos de fricción en el fuste que sobrecargan al pilote. Si estas cargas no han sido tomadas en cuenta en el diseño, pueden llegar a producir el colapso del pilote por penetración en el suelo. Si la fricción negativa no indujera falla y sea resistida, de cualquier manera es mala, pues ocupa una buena parte de la capacidad de carga del pilote.

Leonardo Zeevaert, observó que, al colgarse el suelo del pilote por fricción negativa, parte del peso que gravitaba en la zona de la punta del pilote se ha aliviado, esta disminución del esfuerzo efectivo conlleva una disminución de la resistencia al esfuerzo cortante y de la capacidad de carga y, por lo tanto, propicia la penetración del pilote.

Una solución al problema del asentamiento regional se encontró en la utilización de pilotes de control.



V.2 Análisis de asentamientos según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

En lo referente al cálculo de asentamientos para cimentaciones con pilotes de fricción, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, aprobado por la Asamblea Legislativa del Distrito Federal, publicado en el Diario Oficial de la Federación el 2 de agosto de 1993, así como en sus diversas modificaciones, establece en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones lo siguiente:

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones.

3.5 Cimentaciones con pilotes de fricción

Los pilotes de fricción, es decir aquellos que transmiten cargas al suelo principalmente a lo largo de su superficie lateral, podrán usarse como complemento de un sistema de cimentaciones parcialmente compensado para reducir asentamientos transfiriendo parte de la carga de la cimentación a estratos más profundos.

3.5.2 Estados límite de servicio

Los asentamientos o emersiones de cimentaciones con pilotes de fricción bajo cargas estáticas se estimarán considerando la penetración de los mismos y las deformaciones del suelo de apoyo bajo las cargas actuantes en ellos, así como la fricción negativa y la interacción con el hundimiento regional. En el cálculo de los movimientos anteriores se tomarán explícitamente en cuenta las excentricidades de carga.

El desplazamiento horizontal y el giro transitorio de la cimentación bajo la fuerza cortante y el momento de volteo sísmicos se calcularán, cuando proceda, como se indica en el artículo 203, capítulo VI de diseño sísmico. Las deformaciones permanentes bajo la combinación de cargas que incluya el efecto del sismo se podrá estimar a partir de los resultados de pruebas de laboratorio representativas del fenómeno, y serán mínimas. Para el cálculo de éstas deformaciones, se considerará en la carga máxima soportada por los pilotes en condiciones sísmicas esta definida por la ecuación $C_I = A_I \cdot f \cdot F_R$

La Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, A.C., realizó una propuesta de revisión de las Normas Técnicas Complementarias, esta propuesta en el resultado del trabajo de diversos comités establecidos por el Comité Técnico Asesor de Seguridad Estructural del Gobierno del Distrito Federal. En la propuesta, se trató de incorporar los avances más recientes de los conocimientos sobre los temas cubiertos, de revisar los requisitos de manera de aclarar su interpretación, y de simplificar y facilitar su aplicación mediante criterios optativos, se cambian algunas ecuaciones y especificaciones, de manera de hacerlas congruentes con el sistema oficial de unidades y medidas en el país (Sistema Internacional).



Cabe resaltar que el texto de la propuesta que trata sobre los asentamientos, prácticamente no sufrió modificaciones.

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones. (Nueva propuesta)

3.5 Cimentaciones con pilotes de fricción

Los pilotes de fricción son aquellos que transmiten cargas al suelo principalmente a lo largo de su superficie lateral. En suelos blandos, se usan comúnmente como complemento de un sistema de cimentación parcialmente compensada para reducir asentamientos, transfiriendo parte de la carga a los estratos más profundos (diseño en términos de deformaciones). En este caso, los pilotes no tienen generalmente la capacidad para soportar por sí solos el peso de la construcción y trabajan al límite en condiciones estáticas, por lo que no pueden contribuir a tomar solicitaciones accidentales e inclusive pueden, de acuerdo con la experiencia, perder una parte importante de su capacidad de carga en condiciones sísmicas, por lo que resulta prudente ignorar su contribución a la capacidad de carga global.

Opcionalmente, los pilotes de fricción pueden usarse para soportar el peso total de la estructura y asegurar su estabilidad (diseño en términos de capacidad de carga). En este último caso, en suelos blandos en proceso de consolidación como los de las zonas II y III, la losa puede despegarse del suelo de apoyo por lo que resulta prudente considerar que no contribuye a la capacidad de carga global. En ambos casos, se verificará que la cimentación no exceda los estados límites de falla y de servicio.

El espacio dejado entre la punta de los pilotes de fricción y toda capa dura subyacente debe ser suficiente para que en ninguna condición pueda llegar a apoyarse en esta capa a consecuencia de la consolidación del estrato en el que se colocaron.

3.5.2 Estados límite de servicio

Los asentamientos o emersiones de cimentaciones con pilotes de fricción bajo cargas estáticas se estimarán considerando la penetración de los mismos y las deformaciones del suelo que los soporta, así como la fricción negativa y la interacción con el hundimiento regional. En el cálculo de los movimientos anteriores se tomarán en cuenta las excentricidades de carga.

Como se indica en el Artículo 203 del Reglamento, deberá revisarse que el desplazamiento horizontal y el giro transitorios mismos de la cimentación bajo la fuerza cortante y el momento de volteo sísmicos no resulten excesivos. Las deformaciones permanentes bajo la combinación de carga que incluya el efecto del sismo se podrán estimar con procedimientos de equilibrio límite para condiciones dinámicas. En estas determinaciones, se tomará en cuenta el efecto restrictivo de los pilotes.



V.3 Ejemplo de aplicación.

A continuación se calcula el asentamiento de una edificación con las siguientes características:

- Edificación ubicada en la zona de lago de la Ciudad de México (el estudio estatigráfico del suelo sobre el cual se colocará la edificación se detalla más adelante)
- Planta resultante de la sustracción de un semicírculo de radio 7 m a otro de radio 25 m. Las planta se muestra en la figura 22. El centroide de la planta está a 11 m de la base de la planta.
- Área = 904.78 m² Perímetro = 136 m
- 7 niveles a partir del desplante, el nivel inferior será estacionamiento (proyecto arquitectónico).
- Descarga de $\cong 1 \text{ tf/m}^2 = 9780 \text{ N/m}^2$ por cada piso
- El desplante se realizará a 3 m de profundidad, 20 cm abajo del nivel freático.
- El esfuerzo efectivo al nivel del desplante es de 40.009 kN (0.409 kgf/cm²) como puede verse en la figura 24.
- La presión hidrostática del agua ($P_h = d \cdot g \cdot h$), al nivel de desplante, es igual a 1956 N.
- Por lo anterior, considerará que la descarga que recibirá la cimentación es de:
 $q_0 = 68460 \text{ Pa} - 40009 \text{ Pa} - 1956 \text{ Pa} = 26495 \text{ Pa} \quad \therefore q_0 \cong 27 \text{ kPa}$

Considerando los datos anteriores, trabajaré con una cimentación a base de pilotes de fricción en grupo con las siguientes características:

- Grupo de 20 pilotes distribuidos como se muestra en la figura 22
- Pilotes de concreto presforzado con carga máxima de 3000 kN cada uno
- Sección transversal de cada pilote de .35 m x .35 m, área transversal de 0.1225 m²
- Pilote con forma transversal cuadrada de perímetro 1.4 m
- Longitud del pilote = 27 m

La selección de la cimentación la realicé considerando las recomendaciones incluidas en las referencias 2 y 5, cumpliendo con la separación mínima entre pilotes y con que el perímetro de la envolvente del grupo de pilotes sea mayor que la suma de los perímetros de cada pilote para evitar una falla de conjunto del grupo de pilotes. Destaco el hecho de que, para los fines de esta tesis, no es relevante el número de pilotes ni las características de los mismos, sólo la longitud de ellos; si los 20 pilotes no constituyen un grupo, se podrían usar más pilotes repartidos en la planta de la edificación, hechos de un material menos resistente (como concreto reforzado o incluso de madera).

La estatigrafía del suelo en el que se colocarán los pilotes se muestra en la figura 24, y las gráficas esfuerzo efectivo v.s. relación de vacíos en escalas logarítmicas, se muestran en la figura 23, los esfuerzos efectivos están en kgf/cm², ambas figuras y datos los tomé de la referencia 7. Tomaré una relación de Poisson $\nu = 0.38$ por tratarse de una arcilla de la Ciudad de México, de acuerdo con datos del Dr. Zeevaert en la referencia 12.

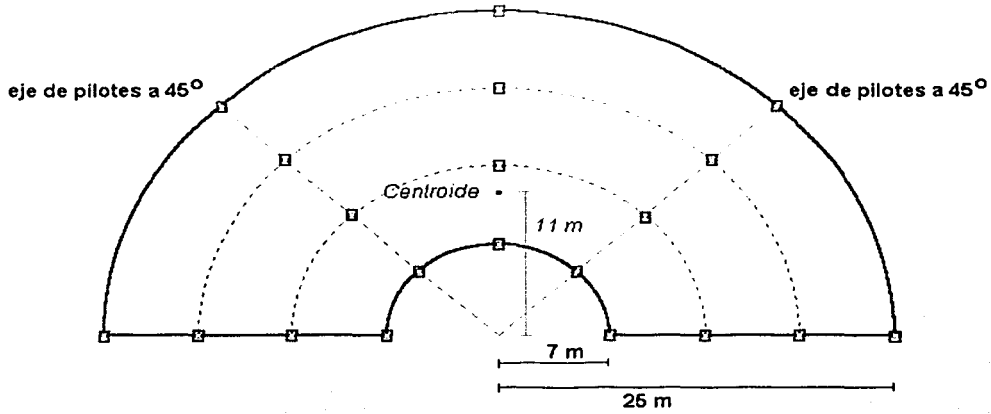


Figura 22. Planta de la edificación y distribución de los pilotes.

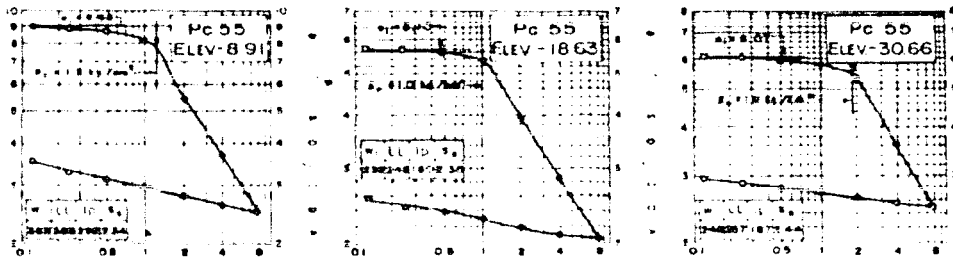


Figura 23. Gráficas Esfuerzo efectivo v.s. relación de vacíos en escalas logarítmica.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

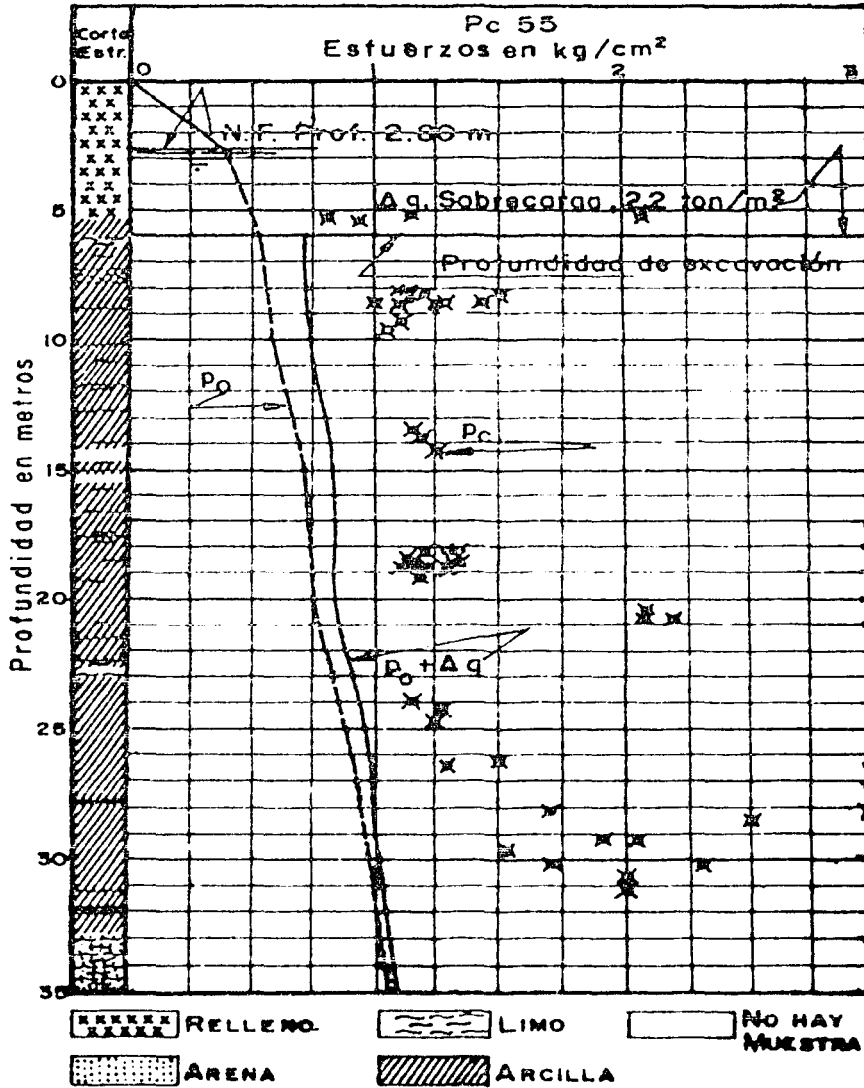


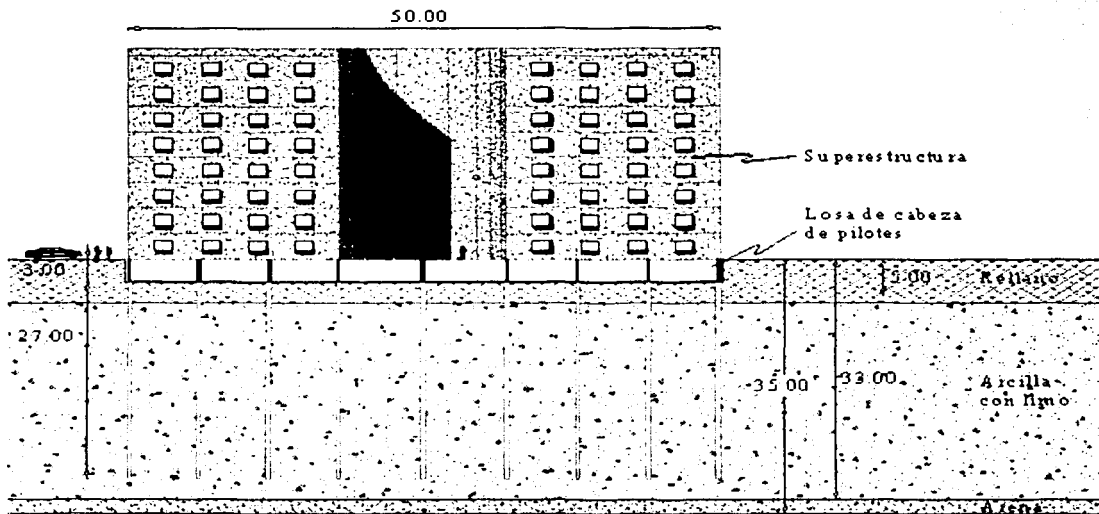
Figura 24. Estratigrafía del suelo.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Como puede verse en la figura 24 (página anterior), la estratigrafía está graficada hasta una profundidad de 35 m debajo de la superficie, a partir de los 32 m de profundidad comienza un estrato de arena que es de algunos metros de profundidad, debajo de la cual existen estratos rocosos. Tanto los estratos de arena como el lecho rocoso subyacente a él no se considerarán en el cálculo de los asentamientos.

La figura 25 muestra una vista de frente de la edificación y el suelo, a escala.

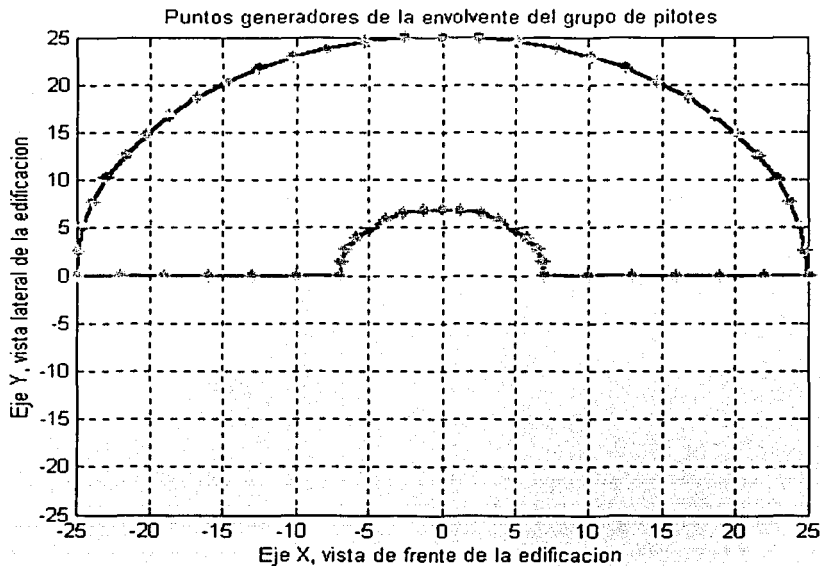


TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 25. Vista de frente de la edificación y su cimentación



En la figura 26 podemos ver la graficación de los puntos que genera el programa Circulo.m para la planta de la edificación que estoy considerando en este ejemplo. El programa generó 61 puntos.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 26. Vértices que se considerarán en los cálculos

Al correr el programa zetas1punto.m en el centroide de la planta, el cual se encuentra en las coordenadas (0,11), el contador de profundidad indicó que un incremento de esfuerzo del 9% de la descarga original (27 kN/m^2) se alcanza a los 60 m de profundidad. El perfil estatigráfico sólo se presenta hasta una profundidad de 35 m, por la dificultad en la toma de muestras a mayores profundidades (estratos más duros). Por lo tanto, los cálculos los realizaré hasta los 35 m de profundidad.



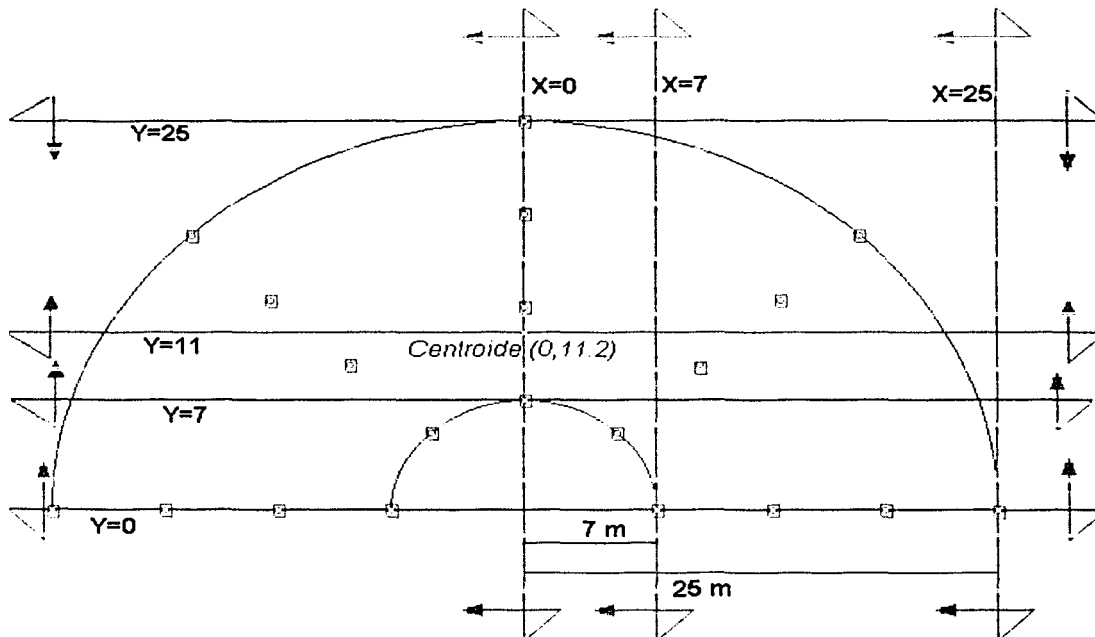
Para calcular el asentamiento se siguen los siguientes pasos:

1. Aplicación de los programas de cómputo.
 - 1.1. Modelado de la planta de la edificación, generando los vértices de las figuras geométricas en el programa Circulo.m.
 - 1.2. Se establecen los datos de carga repartida, profundidad, relación de Poisson del medio y del porcentaje mínimo de la carga original que considerará para los cálculos de incremento de esfuerzo en el programa zetas1punto.m. Los cálculos deben realizarse en puntos cercanos al centroide de la figura.
 - 1.3. Una vez calculada la profundidad a la que se presenta un incremento de esfuerzo igual al porcentaje especificado, se ejecuta el programa Calculos.m para encontrar los bulbos de esfuerzo debajo de la edificación. Si el programa se ejecuta varias veces delimitando, según los resultados, las distancias en X y Y, así como la distancia entre punto y punto, se obtienen mejores resultados.
 - 1.4. Se verifica, mediante las vistas en los cortes con los programas Corte X.m, CorteY.m, CorteZ.m así como en la matrices que generan los mismos, los valores máximos de incremento de esfuerzo a las profundidades de los centroides de los estratos considerados para el cálculo de asentamientos.
2. Cálculo del cambio en la relación de vacíos.
 - 2.1. Se adaptan las gráficas de la figura 23 con el programa relvac.xls para cada una de las profundidades seleccionadas (las profundidades serán las correspondientes a las profundidades de los centros de gravedad de los estratos de suelo considerados).
 - 2.2. Se interpolan los valores de relación de vacíos correspondientes al esfuerzo vertical inicial y al esfuerzo vertical final. Lo anterior conviene corroborarlo graficando los valores encontrados.
3. Cálculo de asentamientos.
 - 3.1. Con los datos obtenidos en el paso anterior se aplica la fórmula II.7 para calcular los asentamientos.
 - 3.2. Se suman los valores de los asentamientos.
4. Reporte de resultados.



Datos y resultados de los cálculos de incremento de esfuerzo

- En una primera aplicación, con X desde -75 m hasta 75 m, cada 5 m, con Y desde -25 m hasta 50 m, cada 5 m y con Z desde 10 hasta 35 cada 2 m, ejecuté el programa para delimitar los límites.
- En esta primera aplicación, el programa tardó sólo 30 segundos en hacer los cálculos y generó 840 puntos tetradimensionales.
- En el eje X, apliqué el programa desde -30 m hasta 30 m con un distanciamiento entre punto y punto de 1 m. En este dominio se involucraban los valores de incremento de esfuerzo que me interesaban.
- En el eje Y, apliqué el programa desde -10 m hasta 30 m con un distanciamiento entre punto y punto de 1 m. En este rango se involucraban los valores de incremento de esfuerzo que me interesaban.
- En el eje Z, apliqué el programa desde los 21 m de profundidad, medido desde la superficie, es decir, el programa consideró que la descarga estaba inmersa 18 m en el suelo. El distanciamiento en el eje Z entre punto y punto fue de 0.5 m.
- En ésta segunda aplicación, el programa tardó sólo 2.5 horas en hacer los cálculos y generó 82533 puntos tetradimensionales.
- Realicé 7 cortes (Figura 27) con los programas CorteX.m y CorteY.m en $X=0$, $X=7$, $X=25$, $Y=0$, $Y=7$, $Y=11$ y $Y=25$. Las gráficas de éstos cortes se pueden ver en las figuras 28.1 hasta la 28.7

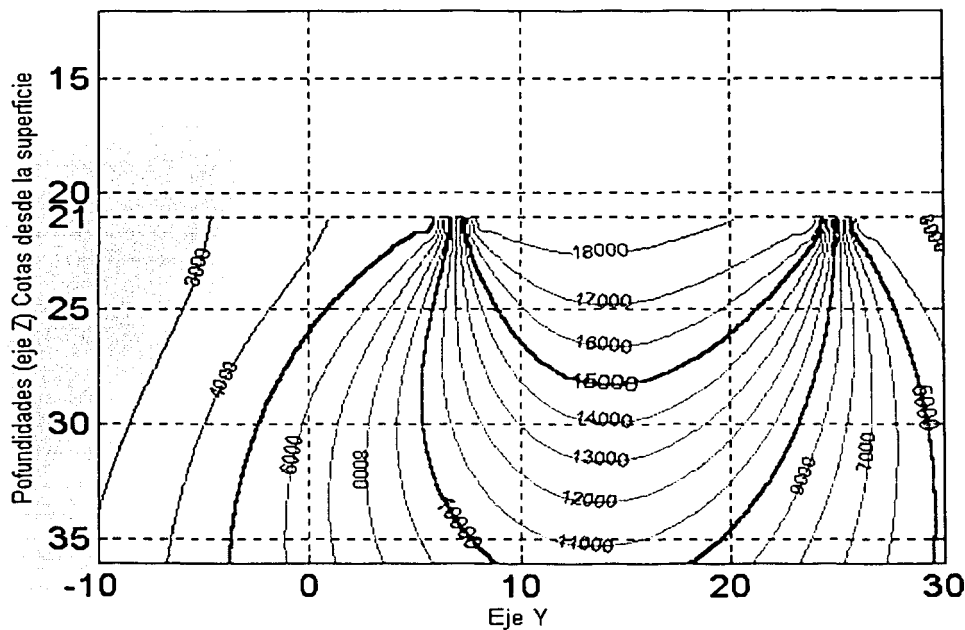


TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 27. Cortes realizados



Corte en el plano X=0



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 28.1 Corte en X=0



Corte en el plano X=7

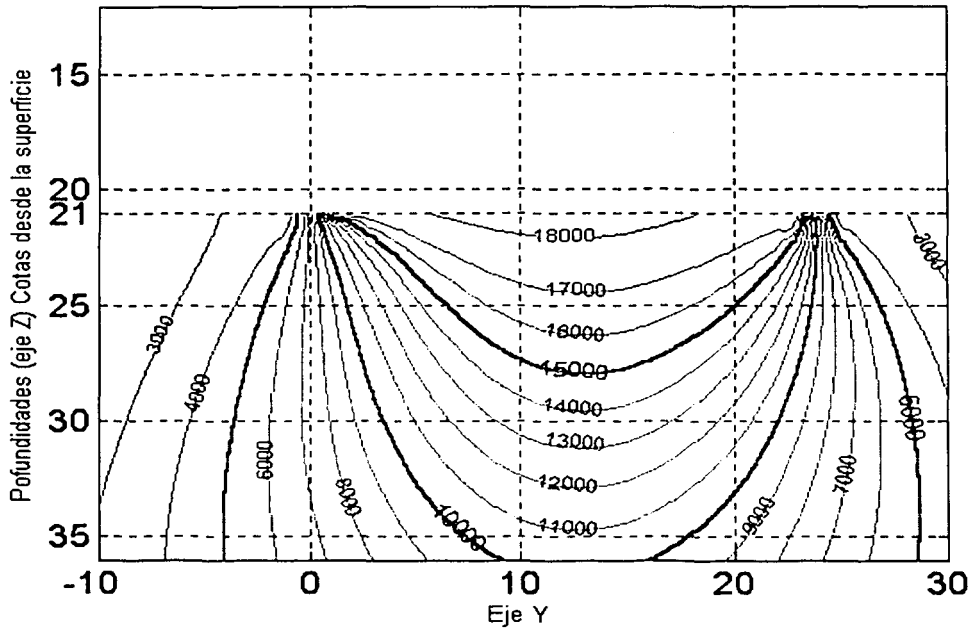
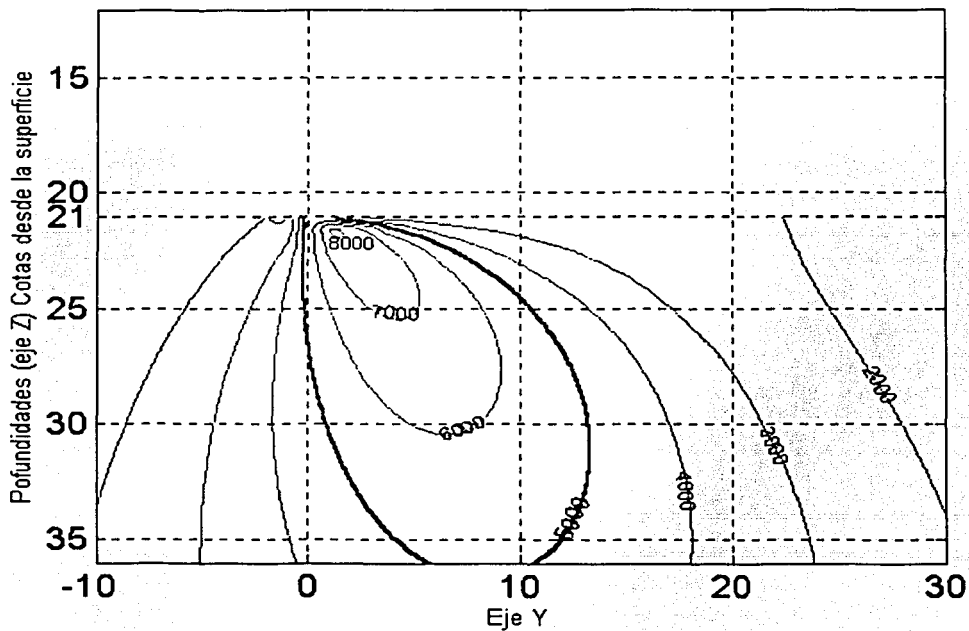


Figura 28.2 Corte en X=7

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Corte en el plano X=25



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 28.3 Corte en X=25



Corte en el plano $Y=0$

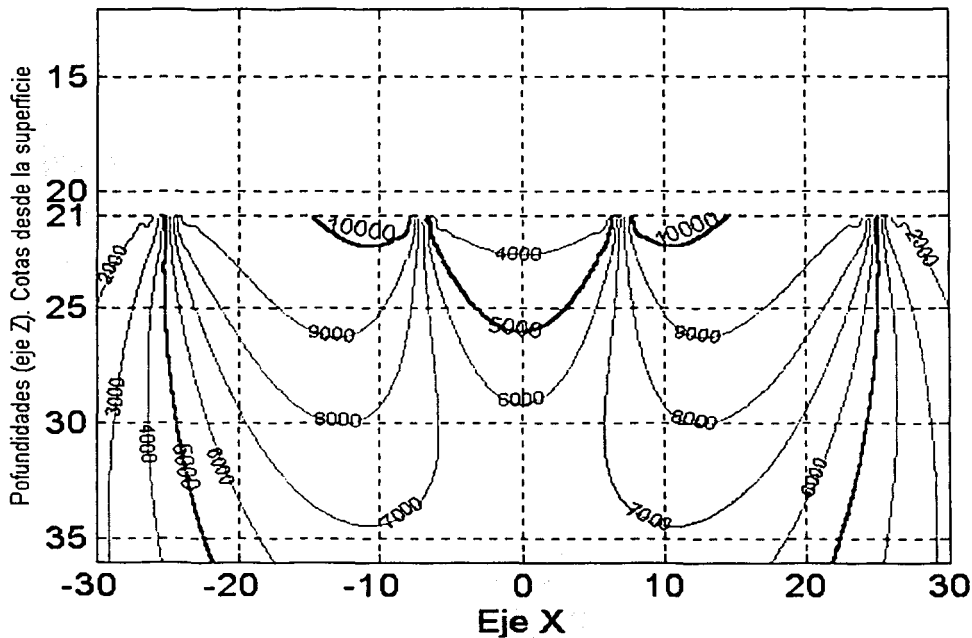


Figura 28.4 Corte en $Y=0$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Corte en el plano Y=7

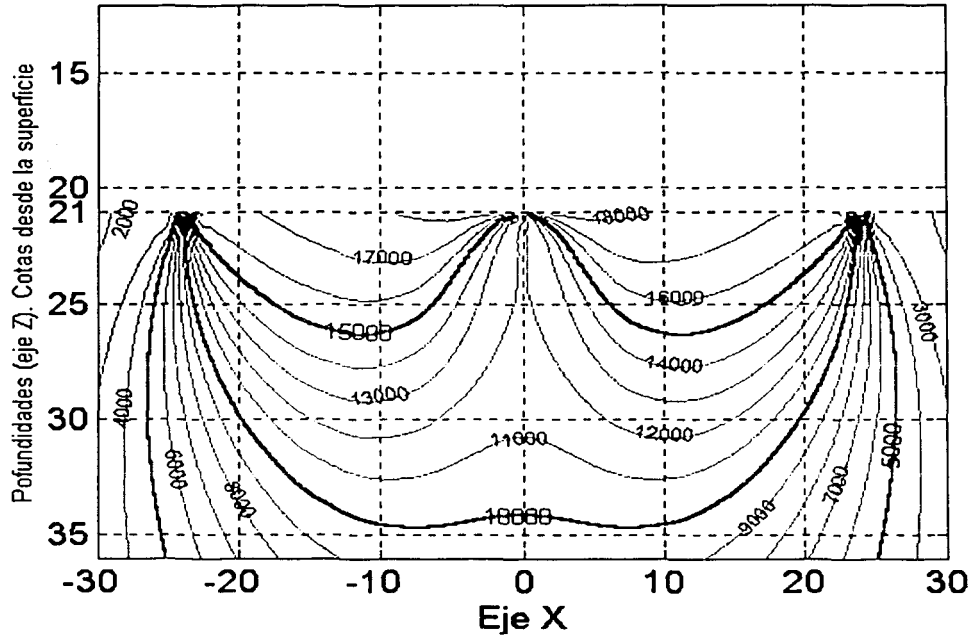


Figura 28.5 Corte en Y=7

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Corte en el plano Y=14

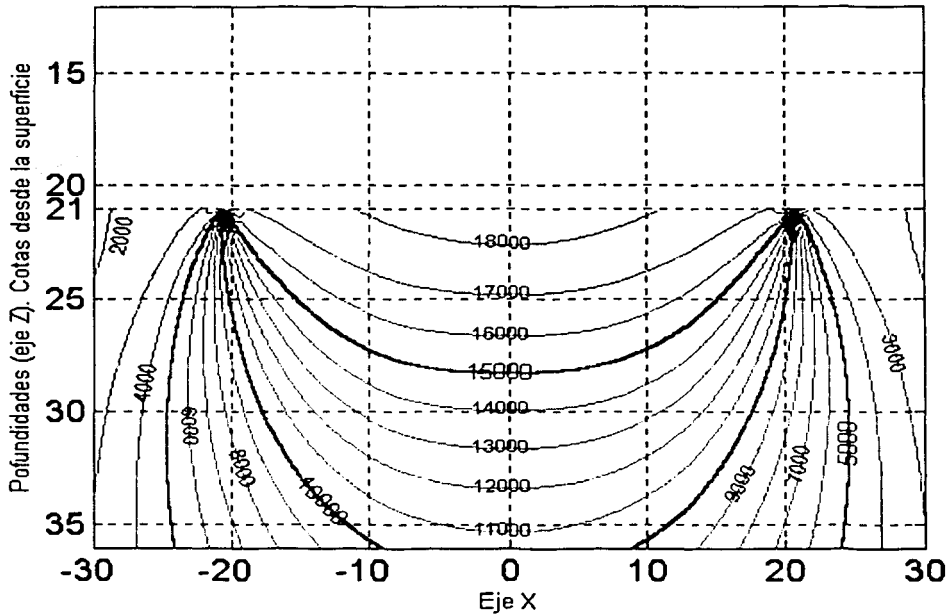


Figura 28.6 Corte en Y=14

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Corte en el plano $Y=25$

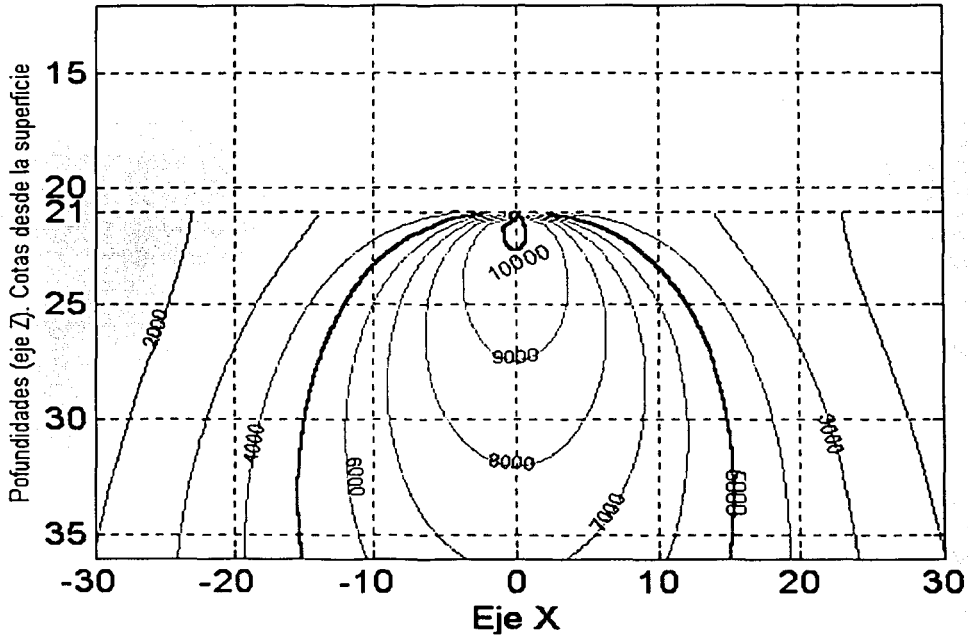


Figura 28.7 Corte en $Y=25$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



- Ejecuté el programa CorteZ.m a cada una de las profundidades de los centroides de los estratos considerados para el cálculo de asentamientos. Cada corte es de 2501 puntos tetradimensionales. En esta matriz se detectó el valor máximo de incremento de esfuerzo, este valor fue el que se consideró para el cálculo de asentamientos. Los cortes a las profundidades de los centroides de los estratos de suelo considerados para el cálculo de asentamiento, se muestran en las figuras 30 (de la 29.1 a la 29.6).

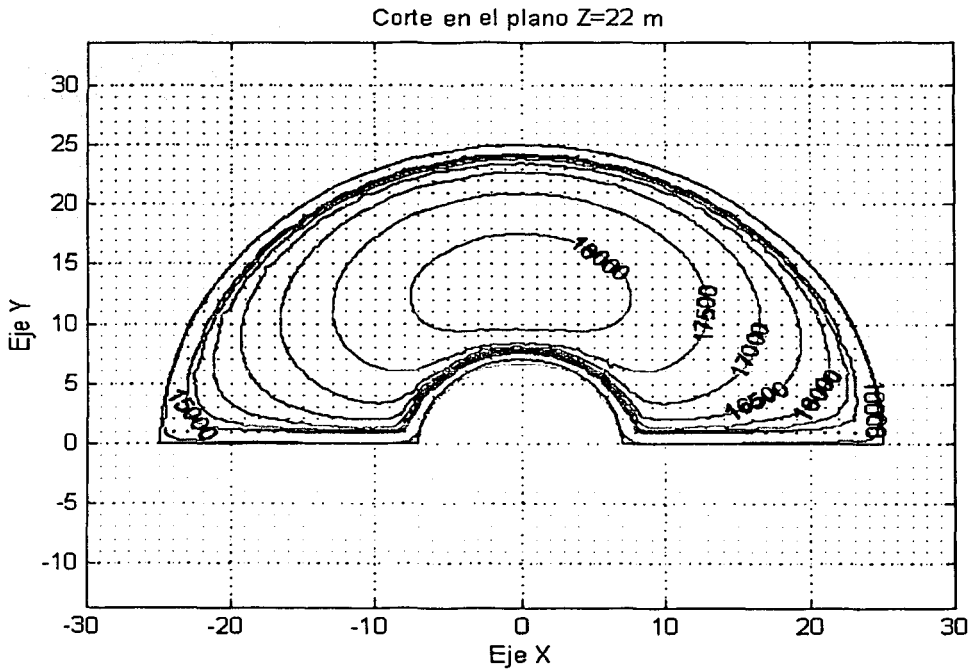
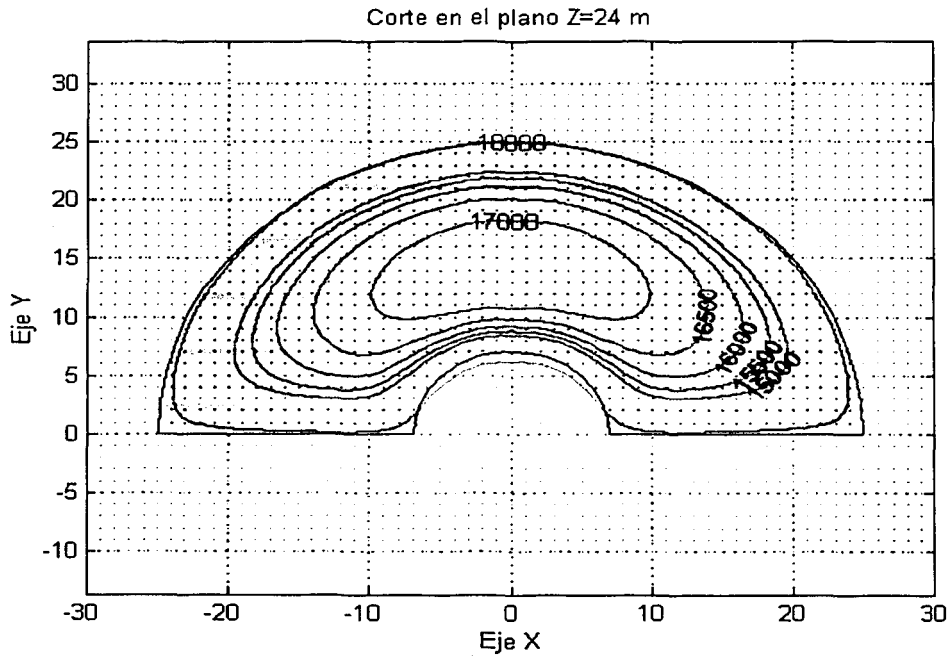


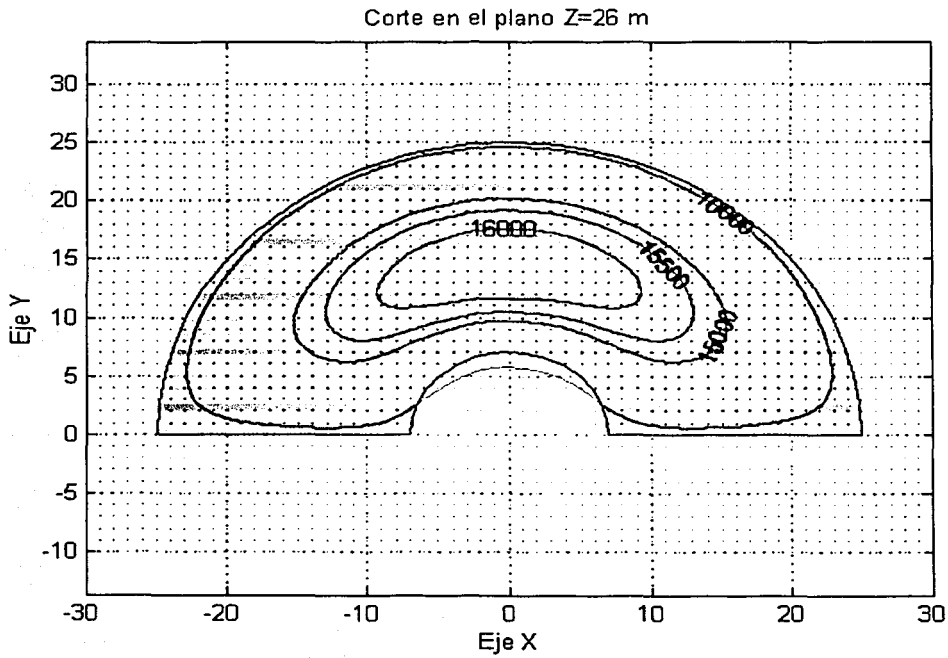
Figura 29.1. Corte en Z = 22 m

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



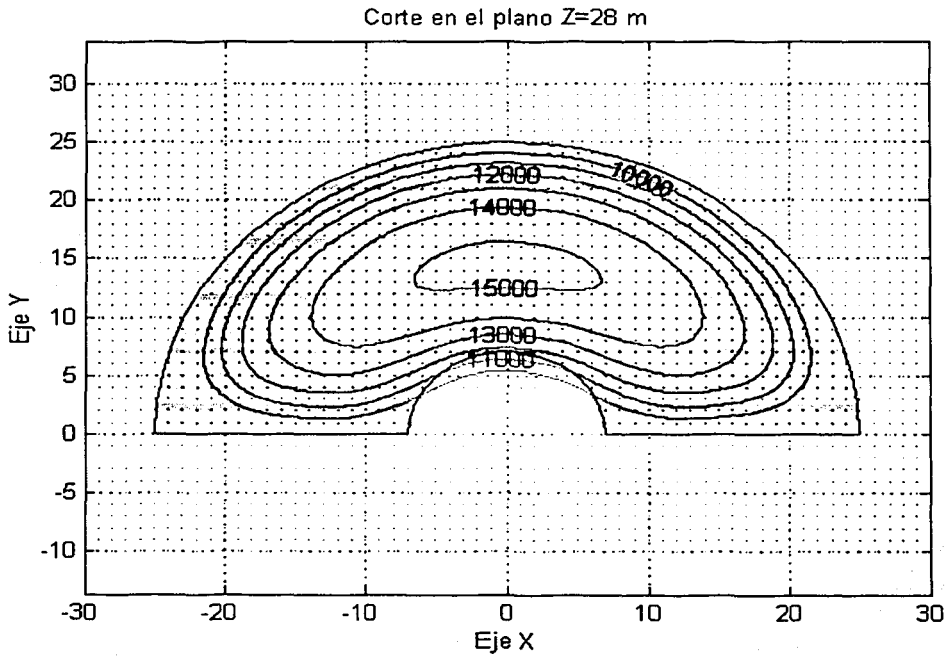
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 29.2. Corte en $Z = 24$ m



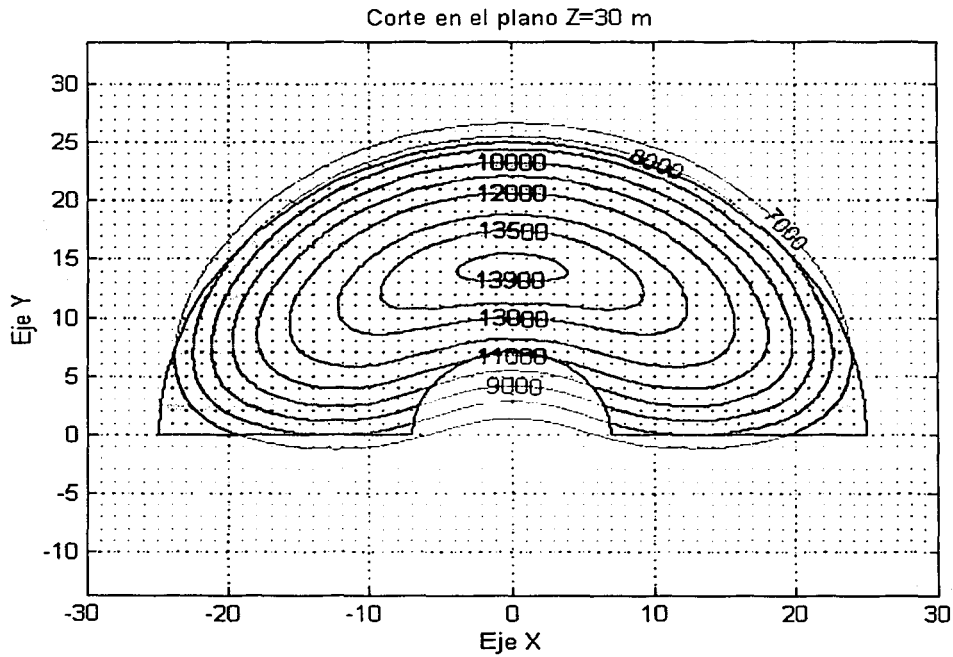
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 29.3. Corte en $Z = 26$ m



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 29.4. Corte en $Z = 28$ m



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 29.5. Corte en $Z = 30$ m

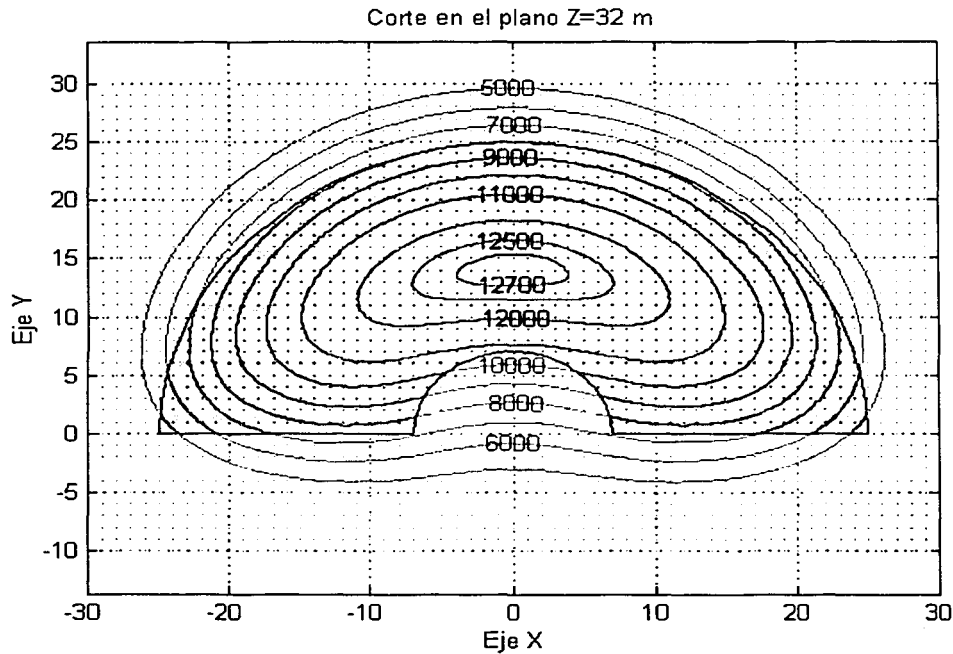


Figura 29.6. Corte en $Z = 32$ m

TESIS CON
FALLA DE ORIG.

- Finalmente, y con fines ilustrativos, se realiza una combinación de las gráficas en los cortes en X y Y con cortes arquitectónicos a escala (desde la figura 30.1 hasta la figura 30.7).

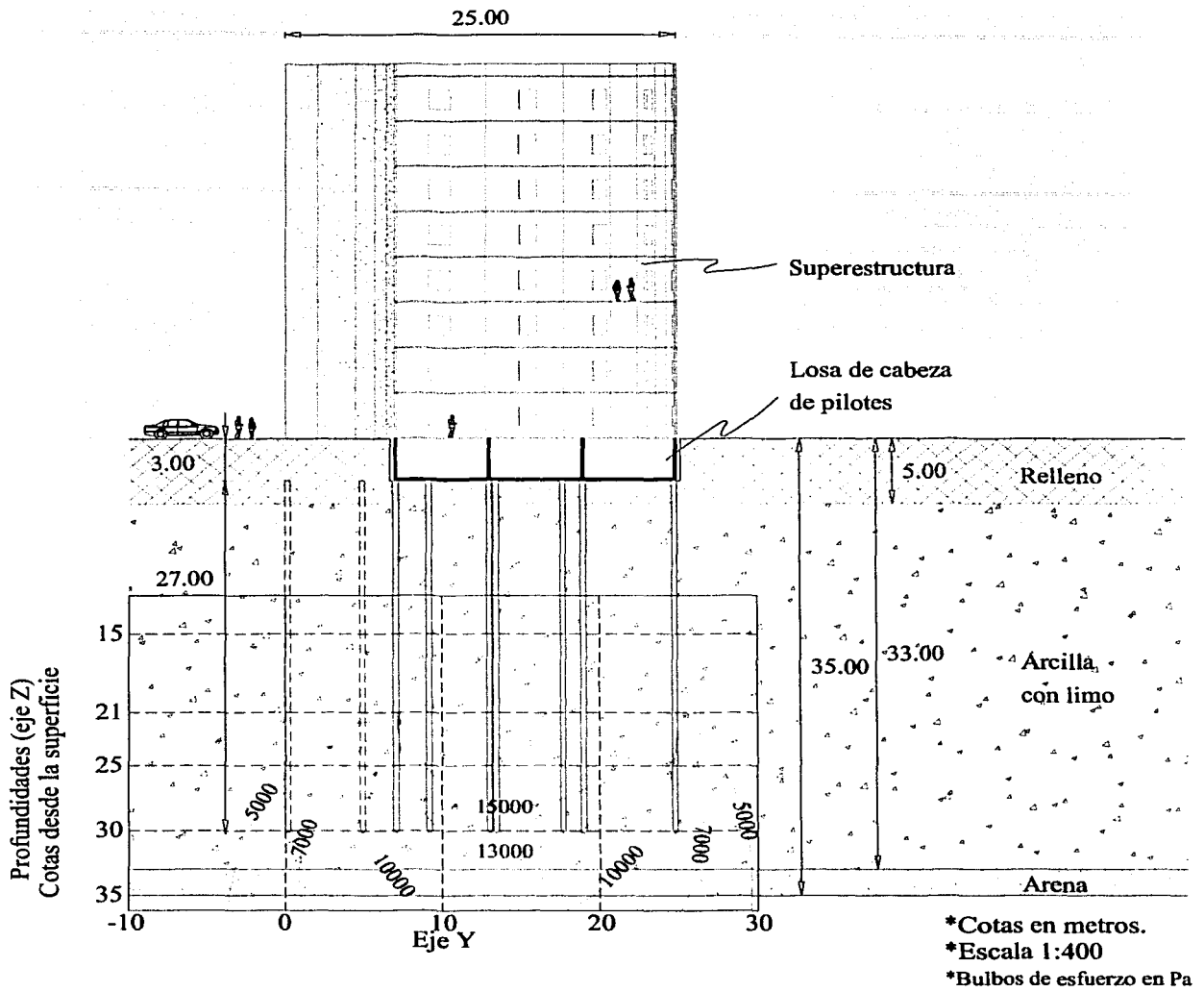


Figura 30.1 a Corte X=0

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

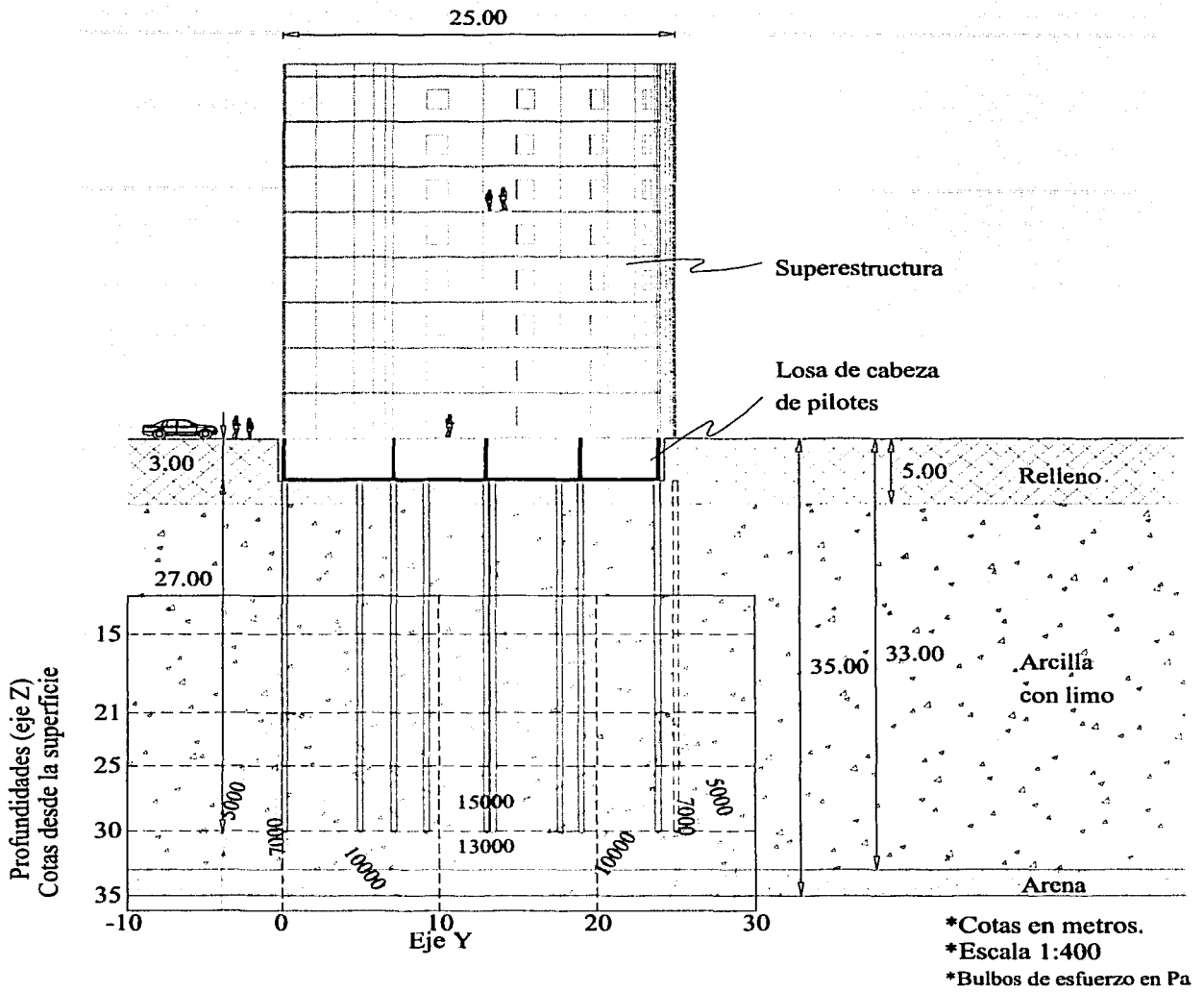


Figura 30.2 a Corte X=7

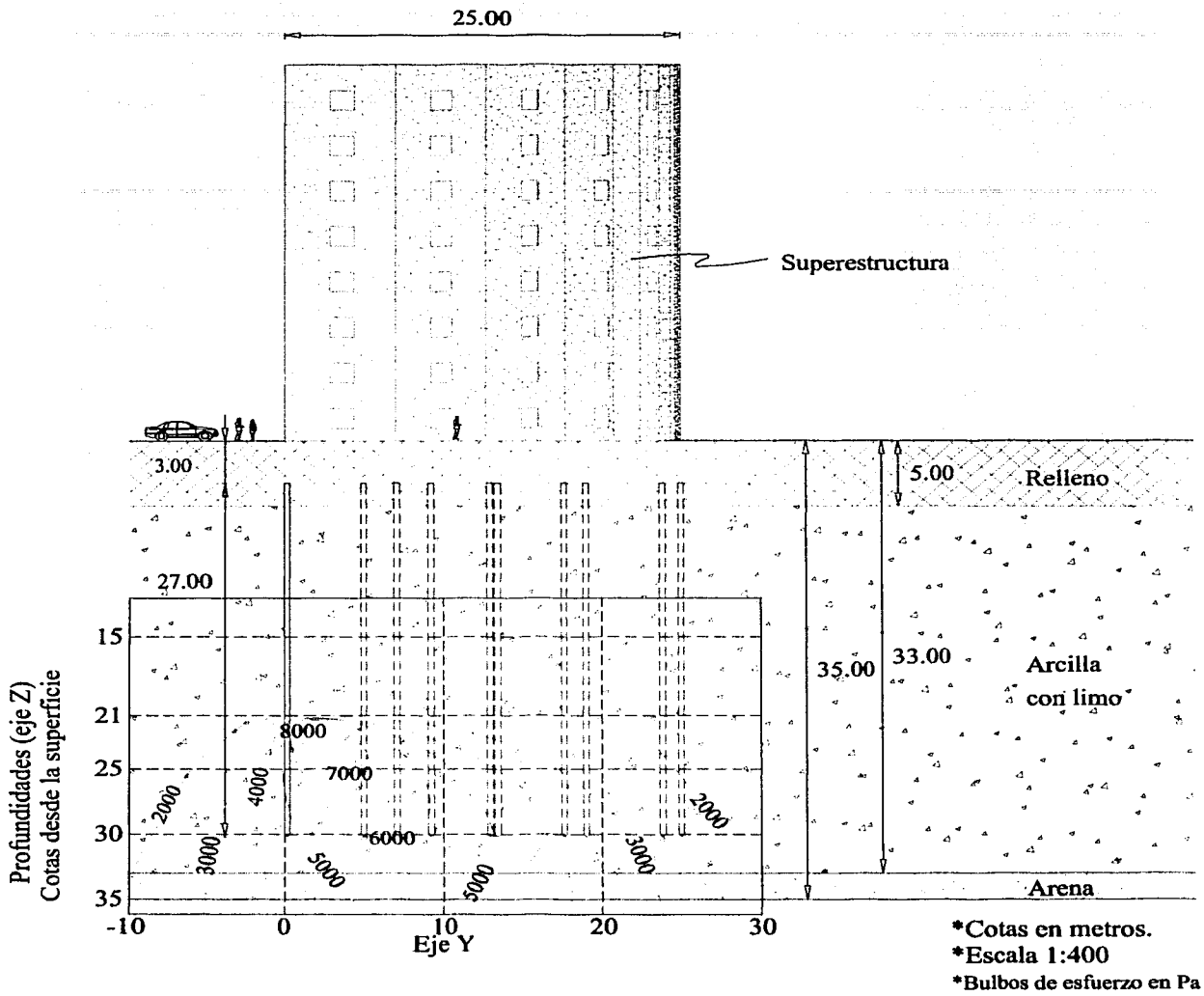


Figura 30.3 a Corte X=25

TESIS CON
FACILIDAD DE ORIGEN

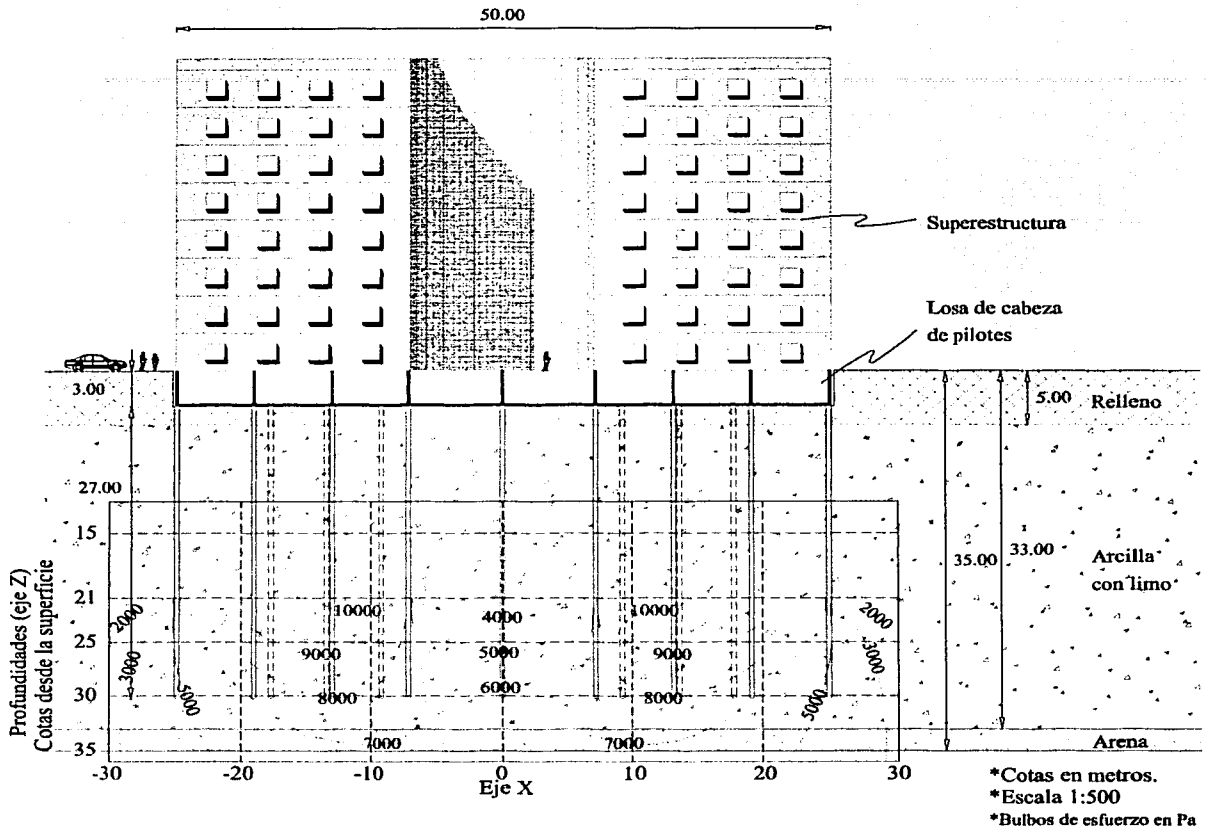


Figura 30.4 a Corte Y=0

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

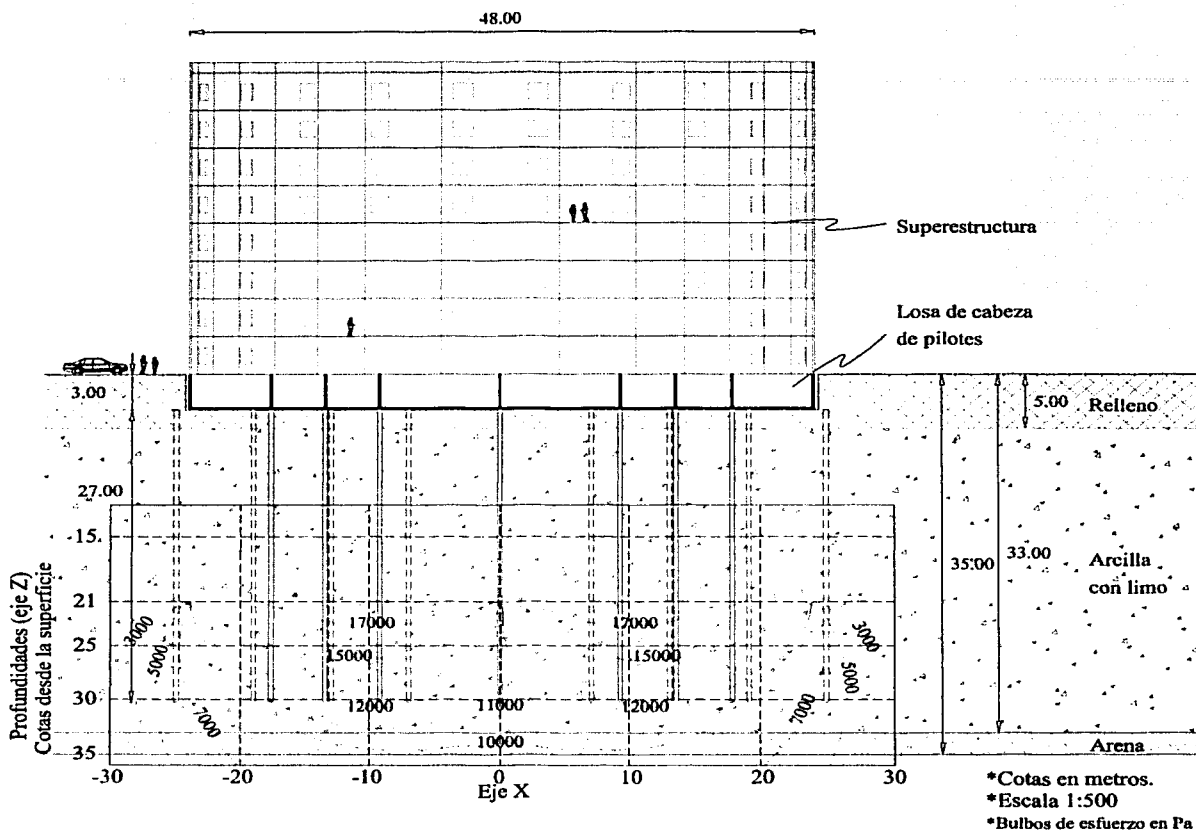


Figura 30.5 a Corte Y=7

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

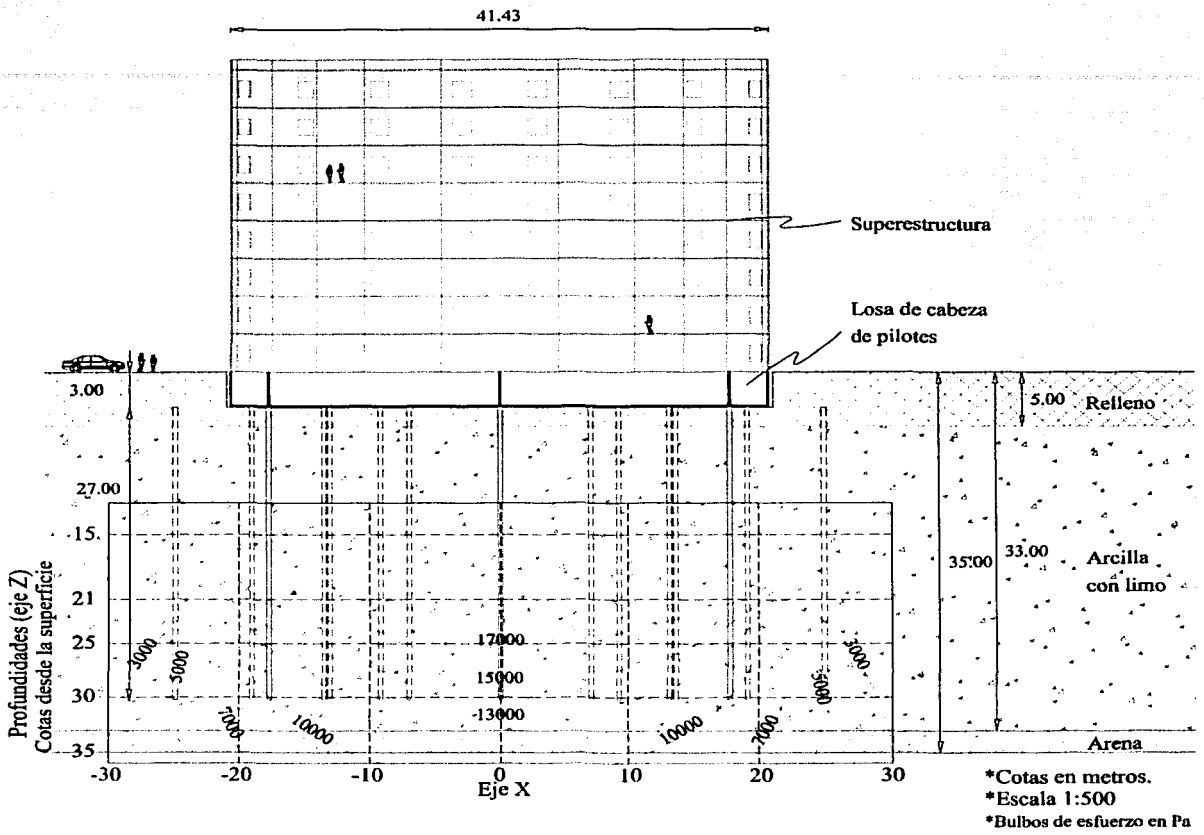


Figura 30.6 a Corte Y=14

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

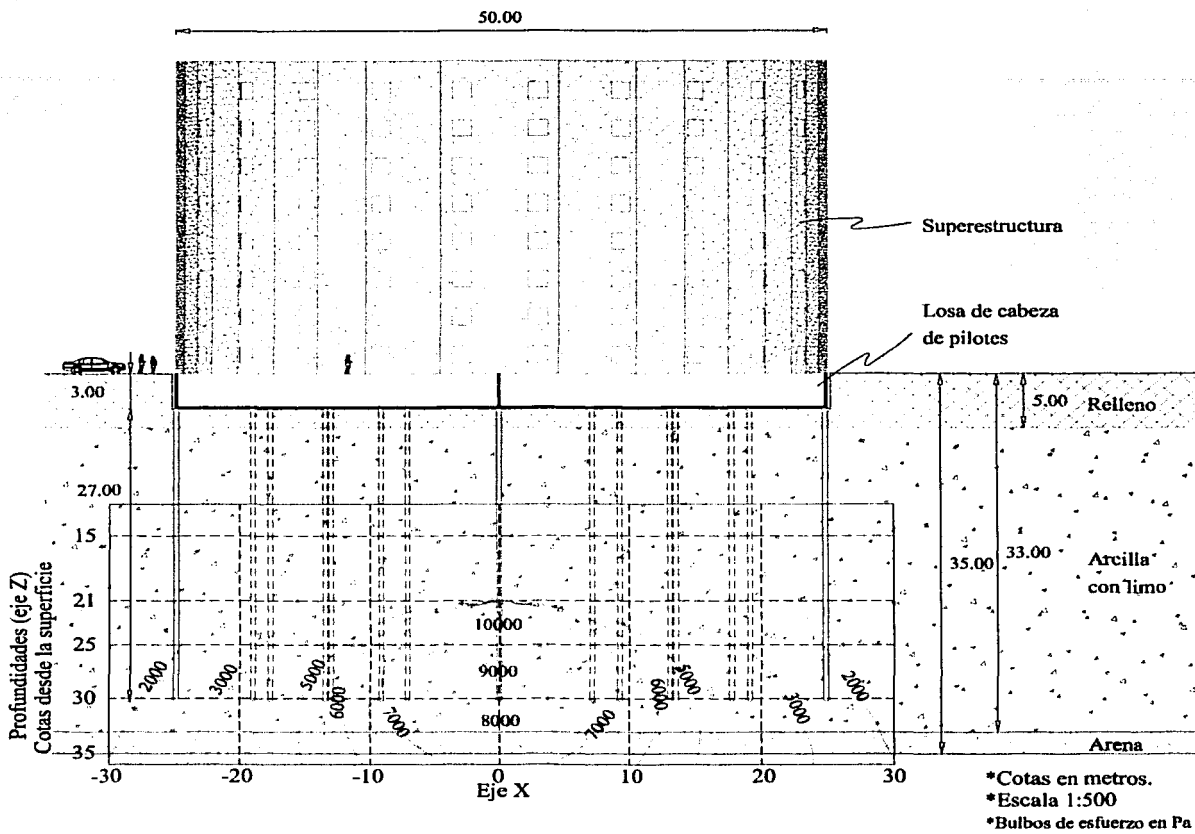


Figura 30.7 a Corte Y=25

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN



Datos y resultados de los cálculos de asentamientos.

- Realicé el modelado de las gráficas de la figura 23 en el programa de Excel, tanto los datos como las gráficas en escala logarítmica con la intención de buscar un comportamiento lineal.
- En cada gráfica de compresibilidad, desplacé la rama virgen según la diferencia existente entre el esfuerzo efectivo a la profundidad de la muestra y el esfuerzo efectivo a la profundidad del estrato analizado.
- Con las nuevas curvas de compresibilidad, interpolé el valor de la relación de vacíos final correspondiente a $\sigma_{v,i} + \Delta\sigma_v$ para obtener el valor de e_f . Los valores que obtuve los confirmé con la gráfica correspondiente.
- De las matrices generadas por el programa CorteZ.m leí los valores de incremento de esfuerzo $\Delta\sigma_v$ a las diferentes profundidades.
- Calculé el asentamiento de cada estrato con la fórmula
$$\Delta H = \frac{\Delta e}{e_i + 1} H_i$$
- Los resultados y el asentamiento total lo concentré en una tabla final.

Fig2

Elevación del centroide (en m) 22

Hi ancho del estrato (en m) 2

Cota superior del estrato (en m) 21

Cota inferior del estrato (en m) 23

σ'_{vp} ; esfuerzo de preconsolidación (en N/m^2) 97800

σ'_{vi} correspondiente a σ'_{vp} (en N/m^2) 72997

Desplazamiento de σ'_{vp} (en N/m^2) 5243

σ'_{vi} ; esfuerzo inicial (en N/m^2) 18235

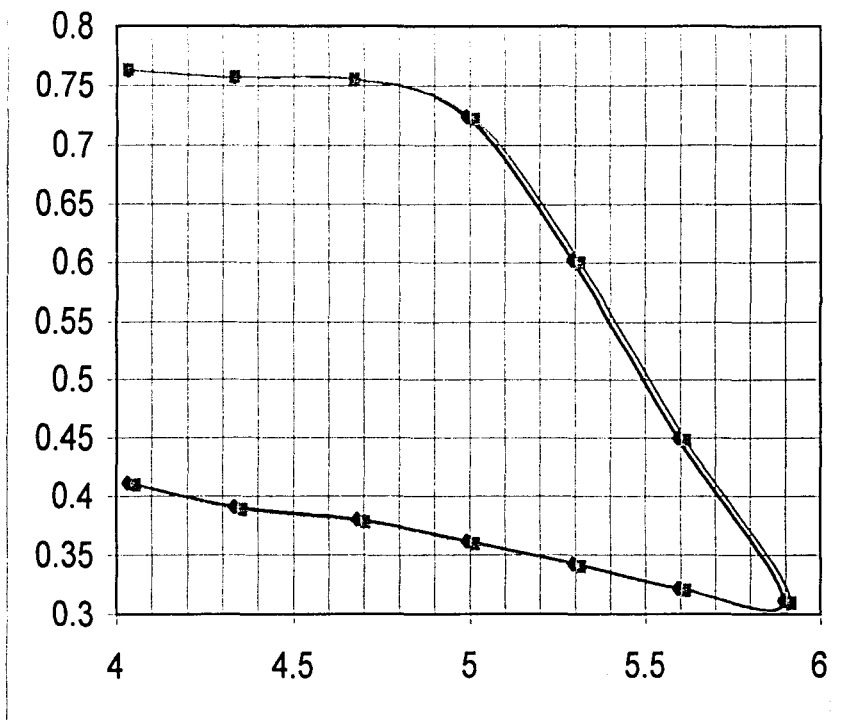
$\Delta\sigma_v$; incremento de esfuerzo vertical (en N/m^2) 18235

σ'_f ; esfuerzo final (en N/m^2) 96475

e_i 5.367976

e_f 5.367976

ΔH (en m) 0.080551



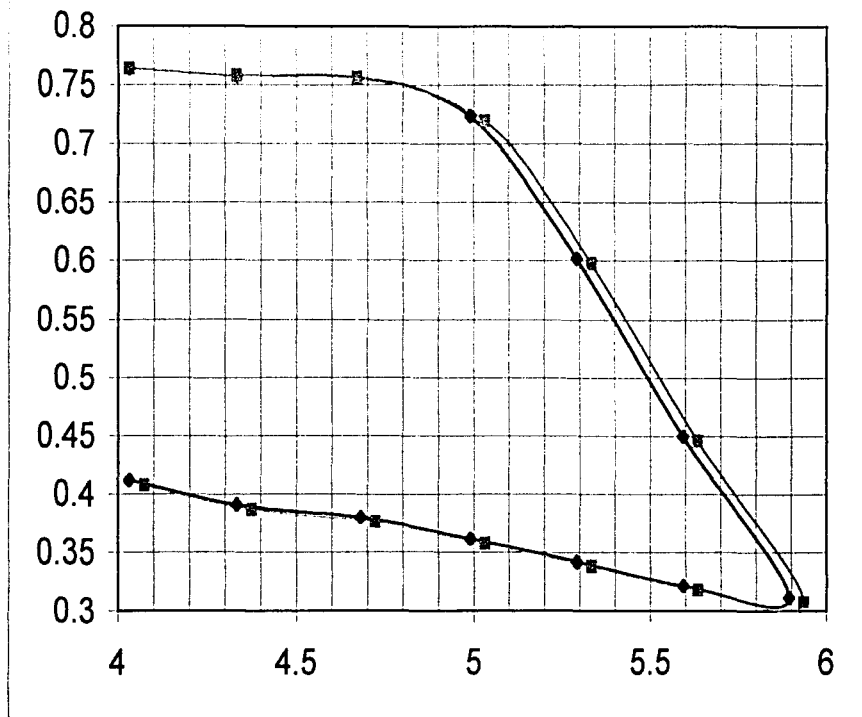
Datos de compresibilidad

σ'_v ; Esfuerzo efectivo (N/m^2)	e ; Relación de vacíos (adimensional)	$\log \sigma'_v$	$\log e$	$\log \sigma_v^{**}$	$\log e^*$	σ_v^{**}	e^*
10758	5.8	4.0317	0.7634	4.0317315	0.763428	10758	5.8
21516	5.72	4.3328	0.7574	4.3327615	0.757396	21516	5.72
46944	5.7	4.6716	0.7559	4.6715801	0.755875	46944	5.7
σ'_{vp} 97800	5.3	4.9903	0.7243	5.0130185	0.722028	103043	5.27263
195600	4	5.2914	0.6021	5.3140485	0.599812	206086	3.97935
391200	2.82	5.5924	0.4502	5.6150785	0.448001	412172	2.80544
782400	2.05	5.8934	0.3118	5.9161085	0.309506	824344	2.03941
391200	2.1	5.5924	0.3222	5.6150785	0.319971	412172	2.08916
195600	2.2	5.2914	0.3424	5.3140485	0.340174	206086	2.18864
97800	2.3	4.9903	0.3617	5.0130185	0.35948	103043	2.28812
47922	2.4	4.6805	0.3802	4.7032146	0.377963	50491	2.38761
21516	2.46	4.3328	0.3909	4.3554412	0.388687	22669	2.4473
10758	2.58	4.0317	0.4116	4.0544112	0.409371	11335	2.56668
Aux 103043	5.272633764	5.013	0.722				
				4.893428E	0.752513		
		0.0227	-0.002	4.984414E	0.731426	96475	5.33798

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Fig2

Elevación del centroide (en m)	24
H _i ; ancho del estrato (en m)	2
Cota superior del estrato (en m)	23
Cota inferior del estrato (en m)	25
$\sigma_{v'p}$; esfuerzo de preconsolidación (en N/m ²)	97800
σ_{vi} correspondiente a $\sigma_{v'p}$ (en N/m ²)	72997
Desplazamiento de $\sigma_{v'p}$ (en N/m ²)	9937
σ_{vi} ; esfuerzo inicial (en N/m ²)	60934
$\Delta\sigma_v$; incremento de esfuerzo vertical (en N/m ²)	17401
σ_{vf} ; esfuerzo final (en N/m ²)	100335
e_i	4.13001
e_f	5.36801
ΔH (en m)	0.08545

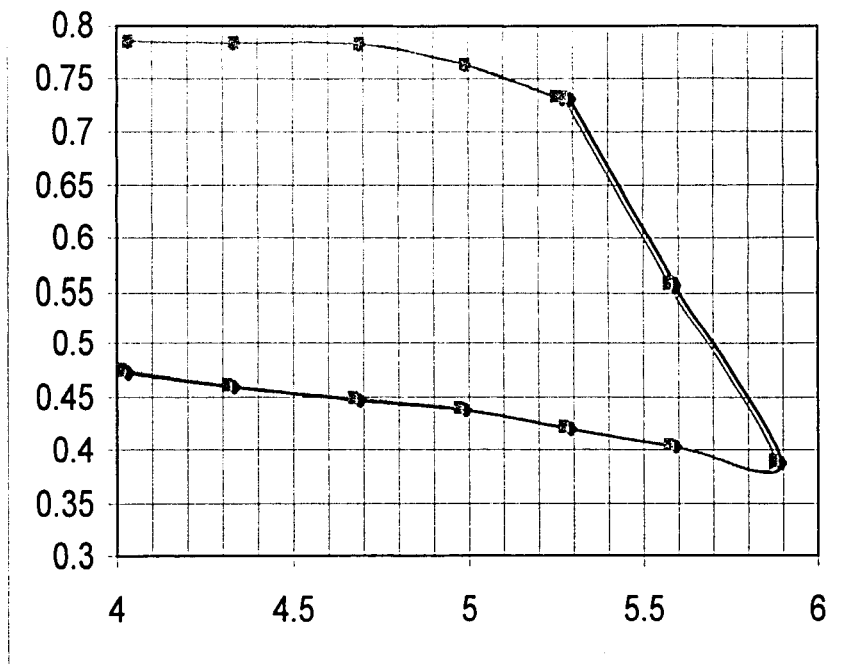


Datos de compresibilidad

$\sigma_{v'}$; Esfuerzo efectivo (N/m ²)	e_i ; Relación de vacíos (adimensional)	$\log \sigma_{v'}$	$\log e$	$\log \sigma_{v'}^{**}$	$\log e^*$	$\sigma_{v'}^{**}$	e^*
10758	5.8	4.03173	0.76343	4.031732	0.76343	10758	5.8
21516	5.72	4.33276	0.7574	4.332762	0.7574	21516	5.72
46944	5.7	4.67158	0.75587	4.67158	0.75587	46944	5.7
$\sigma_{v'p}$ 97800	5.3	4.99034	0.72428	5.032365	0.72011	107737	5.2494
195600	4	5.29137	0.60206	5.333395	0.59789	215474	3.9618
391200	2.82	5.5924	0.45025	5.634425	0.44608	430948	2.7931
782400	2.05	5.89343	0.31175	5.935455	0.30759	861896	2.0304
391200	2.1	5.5924	0.32222	5.634425	0.31805	430948	2.08
195600	2.2	5.29137	0.34242	5.333395	0.33826	215474	2.179
97800	2.3	4.99034	0.36173	5.032365	0.35756	107737	2.278
47922	2.4	4.68053	0.38021	4.722561	0.37605	52791	2.3771
21516	2.46	4.33276	0.39094	4.374788	0.38677	23702	2.4365
10758	2.58	4.03173	0.41162	4.073758	0.40745	11851	2.5554
Aux 107737	5.249401285	5.03236	0.72011				
				4.918733	0.75222	60934	5.6522
		0.04203	-0.00417	5.001452	0.72981	100335	5.368

TESIS CON
 FALLA DE CANCELACION

Fig3
 Elevación del centroide (en m) 26
 Hi ancho del estrato (en m) 2
 Cota superior del estrato (en m) 25
 Cota inferior del estrato (en m) 27
 σ'_{vp} ; esfuerzo de preconsolidación (en N/m²) 185820
 σ'_{vi} correspondiente a σ'_{vp} (en N/m²) 96235
 Desplazamiento de σ'_{vp} (en N/m²) -8215
 σ'_{vi} ; esfuerzo inicial (en N/m²) 96235
 $\Delta\sigma_v$; incremento de esfuerzo vertical (en N/m²) 16362
 σ'_{vf} ; esfuerzo final (en N/m²) 104382
 ei
 ef 5.870175
 ΔH (en m) 0.052847



Datos de compresibilidad

σ'_v ; Esfuerzo efectivo (N/m ²)	e; Relación de vacíos (adimensional)	$\log \sigma'_v$	$\log e$	$\log \sigma'_v^{**}$	$\log e^*$	σ'_v^{**}	e^*		
10758	6.1	4.0317	0.7853	4.031732	0.78533	10758	6.1		
21516	6.08	4.3328	0.7839	4.332762	0.7839	21516	6.08		
48900	6.07	4.6893	0.7832	4.689309	0.78319	48900	6.07		
97800	5.8	4.9903	0.7634	4.990339	0.76343	97800	5.8		
185820	5.38	5.2691	0.7308	5.249455	0.73308	177605	5.408565		
195600	5.37	5.2914	0.73	5.271732	0.73227	186953	5.398512		
391200	3.6	5.5924	0.5563	5.572762	0.5586	373905	3.619114		
782400	2.44	5.8934	0.3874	5.873792	0.38969	747811	2.452955		
391200	2.53	5.5924	0.4031	5.572762	0.40542	373905	2.543433		
195600	2.63	5.2914	0.42	5.271732	0.42226	186953	2.643964		
97800	2.74	4.9903	0.4378	4.970702	0.44005	93476.3	2.754548		
48900	2.8	4.6893	0.4472	4.669672	0.44946	46738.2	2.814867		
21516	2.88	4.3328	0.4594	4.313124	0.46169	20564.8	2.895291		
10758	2.97	4.0317	0.4728	4.012094	0.47506	10282.4	2.985769		
Aux	177605	5.408565061	0.7321						
				4.944581	0.78223	38020	6.056635		
				-0.0196	0.0023	5.018626	0.76865	104382	5.870175

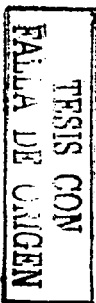
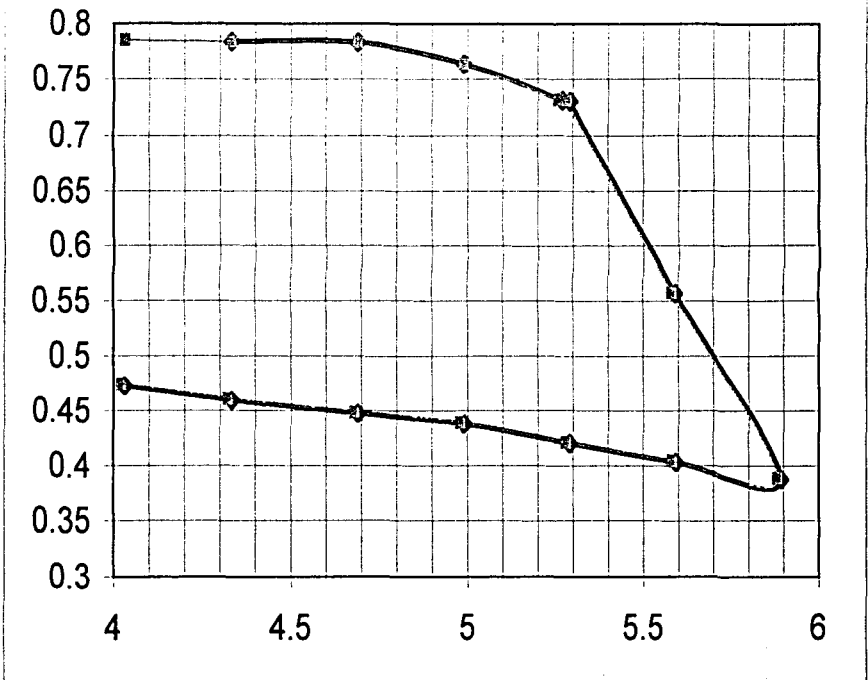


Fig3

Elevación del centroide (en m)	28
Hi . ancho del estrato (en m)	2
Cota superior del estrato (en m)	27
Cota inferior del estrato (en m)	29
$\sigma_{v'p}$; esfuerzo de preconsolidación (en N/m ²)	185820
σ_{vi} correspondiente a $\sigma_{v'p}$ (en N/m ²)	96235
Desplazamiento de $\sigma_{v'p}$ (en N/m ²)	-4205
σ_{vi} ; esfuerzo inicial (en N/m ²)	96235
$\Delta\sigma_v$; incremento de esfuerzo vertical (en N/m ²)	15183
σ_{vf} ; esfuerzo final (en N/m ²)	107213
ei	5.05535
ef	5.866985
ΔH (en m)	0.053511



Datos de compresibilidad

$\sigma_{v'}$; Esfuerzo efectivo (N/m ²)	e; Relación de vacios (adimensional)	$\log \sigma_{v'}$	$\log e$	$\log \sigma_{v'}^*$	$\log e^*$	$\sigma_{v'}^*$	e^*
10758	6.1	4.03173	0.78533	4.031732	0.7853	10758	6.1
21516	6.08	4.33276	0.7839	4.332762	0.7839	21516	6.08
48900	6.07	4.68931	0.78319	4.689309	0.7832	48900	6.07
97800	5.8	4.99034	0.76343	4.990339	0.7634	97800	5.8
$\sigma_{v'p}$ 185820	5.38	5.26909	0.73078	5.259152	0.7319	181615	5.3944
195600	5.37	5.29137	0.72997	5.281428	0.7311	191173.7	5.3844
391200	3.6	5.5924	0.5563	5.582458	0.5575	382347.4	3.6097
782400	2.44	5.89343	0.38739	5.883488	0.3886	764694.7	2.4465
391200	2.53	5.5924	0.40312	5.582458	0.4043	382347.4	2.5368
195600	2.63	5.29137	0.41996	5.281428	0.4211	191173.7	2.6371
97800	2.74	4.99034	0.43775	4.980398	0.4389	95586.84	2.7474
48900	2.8	4.68931	0.44716	4.679368	0.4483	47793.42	2.8075
21516	2.88	4.33276	0.45939	4.322821	0.4606	21029.11	2.8877
10758	2.97	4.03173	0.47276	4.021791	0.4739	10514.55	2.978
Aux 181615	5.394441246	5.25915	0.73195				
				4.963923	0.7322	3117	6.1593
		-0.0099	0.00116	5.030247	0.7684	107213	5.867

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Fig3

Elevación del centroide (en m) 30

Hi : ancho del estrato (en m) 2

Cota superior del estrato (en m) 29

Cota inferior del estrato (en m) 31

σ'_{vp} : esfuerzo de preconsolidación (en N/m²) 185820

σ'_{vi} correspondiente a σ'_{vp} (en N/m²) 96235

Desplazamiento de σ'_{vp} (en N/m²) -1565

σ'_{vi} : esfuerzo inicial (en N/m²) 13965

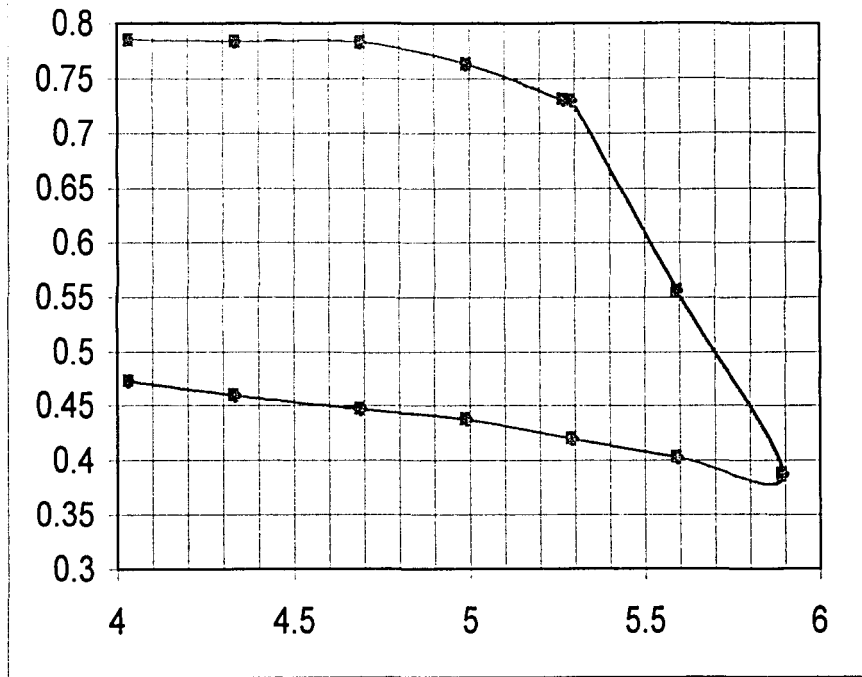
$\Delta\sigma_v$: incremento de esfuerzo vertical (en N/m²) 13965

σ'_f : esfuerzo final (en N/m²) 108635

e_i 0.0538

e_f 5.83541

ΔH (en m) 0.0538



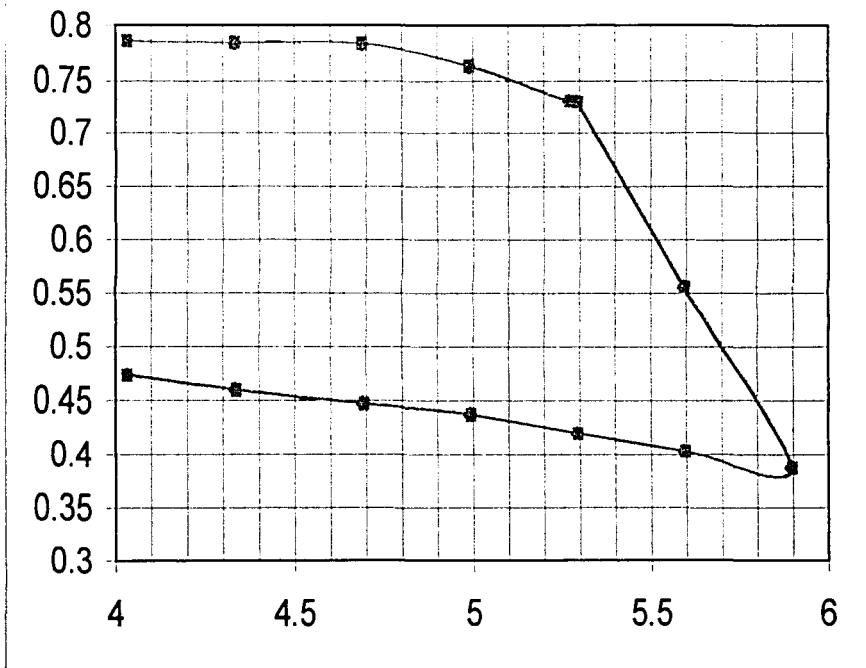
Datos de compresibilidad

σ'_v ; Esfuerzo efectivo (N/m ²)	e ; Relación de vacíos (adimensional)	$\log \sigma'_v$	$\log e$	$\log \sigma'_v$ *	$\log e$ *	σ'_v *	e *
10758	6.1	4.03173	0.7853	4.031732	0.785	10758	6.1
21516	6.08	4.33276	0.7839	4.332762	0.784	21516	6.08
48900	6.07	4.68931	0.7832	4.689309	0.783	48900	6.07
97800	5.8	4.99034	0.7634	4.990339	0.763	97800	5.8
σ'_{vp} 185820	5.38	5.26909	0.7308	5.265419	0.731	184255	5.385332
195600	5.37	5.29137	0.73	5.287696	0.73	193952.6	5.375322
391200	3.6	5.5924	0.5563	5.588726	0.557	387905.3	3.603568
782400	2.44	5.89343	0.3874	5.889756	0.388	775810.5	2.442418
391200	2.53	5.5924	0.4031	5.588726	0.404	387905.3	2.532507
195600	2.63	5.29137	0.42	5.287696	0.42	193952.6	2.632606
97800	2.74	4.99034	0.4378	4.986666	0.438	96976.32	2.742715
48900	2.8	4.68931	0.4472	4.685636	0.448	48488.16	2.802775
21516	2.88	4.33276	0.4594	4.329088	0.46	21334.79	2.882854
10758	2.97	4.03173	0.4728	4.031732	0.473	10758	2.972943
Aux 184255	5.385331634	5.26542	0.7312				
				4.976212	0.782	94670	5.055216
				-0.00367	0.0004	5.03597	0.763
						108635	5.865414

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Fig3

Elevación del centroide (en m)	32
Hi : ancho del estrato (en m)	2
Cota superior del estrato (en m)	31
Cota inferior del estrato (en m)	33
$\sigma_{v'p}$: esfuerzo de preconsolidación (en N/m ²)	185820
σ_{vi} correspondiente a $\sigma_{v'p}$ (en N/m ²)	96235
Desplazamiento de $\sigma_{v'p}$ (en N/m ²)	1565
σ_{vi} : esfuerzo inicial (en N/m ²)	12780
$\Delta\sigma_v$: incremento de esfuerzo vertical (en N/m ²)	110580
σ_{vf} : esfuerzo final (en N/m ²)	110580
ei	0.054229
ef	5.8633
ΔH (en m)	0.054229



Datos de compresibilidad

$\sigma_{v'}$; Esfuerzo efectivo (N/m ²)	e; Relación de vacíos (adimensional)	$\log \sigma_{v'}$	$\log e$	$\log \sigma_{v'}^*$	$\log e^*$	$\sigma_{v'}^*$	e^*
10758	6.1	4.03173	0.78533	4.031732	0.7853	10758	6.1
21516	6.08	4.33276	0.7839	4.332762	0.7839	21516	6.08
48900	6.07	4.68931	0.78319	4.689309	0.7832	48900	6.07
97800	5.8	4.99034	0.76343	4.990339	0.7634	97800	5.8
$\sigma_{v'p}$ 185820	5.38	5.26909	0.73078	5.272735	0.7304	187385	5.374718
195600	5.37	5.29137	0.72997	5.295011	0.7295	197247	5.364728
391200	3.6	5.5924	0.5563	5.596041	0.5559	394495	3.596466
782400	2.44	5.89343	0.38739	5.897071	0.387	788989	2.437605
391200	2.53	5.5924	0.40312	5.596041	0.4027	394495	2.527516
195600	2.63	5.29137	0.41996	5.295011	0.4195	197247	2.627418
97800	2.74	4.99034	0.43775	4.993981	0.4373	98623.7	2.73731
48900	2.8	4.68931	0.44716	4.692951	0.4467	49311.8	2.797251
21516	2.88	4.33276	0.45939	4.336404	0.459	21697.2	2.877173
10758	2.97	4.03173	0.47276	4.031732	0.4723	10758	2.967084
Aux 187385	5.374718E295	5.27273	0.73036				
				4.990339	0.7821	97800	6.054562
		0.00364	-0.00043	5.043677	0.7681	110580	5.8633

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

ASENTAMIENTO TOTAL

Estrato	Prof. del centroide	$\sigma_{v'p}$ (N/m ²)	σ_{vi} (N/m ²)	$\Delta\sigma_v$ (N/m ²)	σ_{vf} (N/m ²)	P(x,y)	Asentamiento	
E1	22	98100	78240	18235	96475	0,14	0.080550926	m
E2	24	98100	82934	17401	100335	0,14	0.085446927	m
E3	26	186390	88020	16362	104382	0,14	0.052846788	m
E4	28	186390	92030	15183	107213	0,14	0.053511492	m
E5	30	186390	94670	13965	108635	0,14	0.053804553	m
E6	32	186390	97800	12780	110580	0,14	0.054229052	m
Asentamiento final =							0.380389738	m

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN



CONCLUSIONES.

En este trabajo se tocaron varios temas, tales como los incrementos de esfuerzo vertical, la compresibilidad, el asentamiento y la exploración del suelo, la aplicación de la computadora en la comprensión de conceptos de ingeniería civil, entre otros. De todos ellos hay cosas que concluir.

En varias actividades que realizan los ingenieros civiles, es de suma importancia conocer a que esfuerzos estarán sometidas las estructuras que diseñan. Respecto a las obras civiles que se construyen debajo de la superficie, tales como túneles, tuberías, cimentaciones, etcétera, la mecánica de suelos ofrece diversas herramientas para explicar los fenómenos que ocurren dentro de él. Sin embargo, también es cierto que muchos de los cálculos son meras aproximaciones justificadas de los fenómenos reales y, por lo mismo, ofrecen valores aproximados, intencionalmente mayores a los reales.

Cuando cursé las asignaturas del plan de estudios de la carrera de Ingeniero Civil, correspondientes al área de Geotecnia, los temas en donde se utilizan los incrementos de esfuerzo me costó mucho trabajo comprenderlos, lo anterior se debe, en mi opinión, a que los alumnos sólo nos imaginábamos los bulbos de esfuerzo, además de que el cálculo del valor de incremento de esfuerzo vertical, era muy engorroso, y en ocasiones me ocupaba más de no equivocarme en los cálculos que en interpretar los resultados parciales o totales de las fórmulas que estaba utilizando. La herramienta que se presenta en éste trabajo me facilitó la comprensión de los conceptos que trabajé en él. Si bien es cierto que los ingenieros buscan la manera de simplificar las expresiones al aplicarlas, siempre cuando arrojen valores cercanos a los reales, también es cierto que no deben alejarse de los principios científicos que rigen dichas expresiones. En la actualidad, la computadora representa una gran oportunidad de enfocar nuestra atención en la interpretación de los resultados más que en la obtención de aquellos (sin descuidarla, claro está). La computadora también nos auxilia en la visualización de los fenómenos con los que estamos trabajando, haciendo uso de gráficas, modelos, entre otros elementos de cómputo. Debemos ser conscientes que la computadora no puede remplazar nuestra visión ni nuestra inteligencia por lo que sólo debemos concebirla como una herramienta en nuestro avance académico.

Las matemáticas juegan un papel preponderante en el desarrollo de las teorías en las que se basa el cálculo de incrementos de esfuerzo vertical, su evolución ha sido por demás interesante, tanto en la parte física como en la parte matemática, por un lado, nos encontramos con el modelado de áreas poligonales, lo cual nos permite trabajar con estructuras de muy diversas formas geométricas, y por otro, la propuesta de los versores unitarios \mathbf{m} y \mathbf{n} , ayuda en gran medida a la comprensión de dichas teorías.

Respecto al cálculo de asentamientos en suelos arcillosos, las teorías que proponen los especialistas son muy variadas y, aunque todas ellas ofrecen resultados cercanos (mayores) a los reales, aún se deben realizar muchas investigaciones respecto al comportamiento de este tipo de suelos, aún debe comprenderse muchas variables así como las relaciones existentes entre ellas. En el cálculo de asentamientos, algunas referencias hacen alusión a lo complejo de la aplicación de las fórmulas de la solución de Mindlin, con las teorías matemáticas y con las herramientas de cálculo que se presentan en



este trabajo, esa complejidad se disminuye enormemente o, acaso, se elimine. Pero no sólo las teorías intervienen en el cálculo de valores, parte importante en este cálculo son los datos provenientes de análisis de muestras en laboratorio, a través de los años las técnicas que se utilizan en dichos análisis así como la tecnología existente en los instrumentos que se utilizan han mejorado los resultados de los análisis en laboratorio; los datos que provienen de las pruebas de laboratorio son, por supuesto, de vital importancia para obtener valores cercanos a los reales al aplicar cualquier teoría de la mecánica de suelos.

La superposición de los bulbos de esfuerzo a perfiles estratigráficos es una herramienta valiosa en la comprensión de fenómenos en donde intervienen los incrementos de esfuerzo vertical, cuando intenté explicarme y explicarles a personas ajenas a los temas que se tratan en esta tesis lo que representaban dichos bulbos de esfuerzo, me resultó muy sencillo, sobre todo con las figuras en donde los bulbos de esfuerzo para cortes en el eje X y en el eje Y están superpuestos a la estratigrafía y a los cortes transversales y longitudinales de la edificación y de su cimentación. Imagino que lo mismo ocurrirá si la herramienta que se propone en este trabajo se utiliza en clases de mecánica de suelos o en cualquier asignatura en donde sea importante visualizar los esfuerzos a los que estarán sometidas las obras civiles; se me ocurren asignaturas tales como hidráulicas, puentes, puertos, instalaciones sanitarias, entre otras.

Respecto al uso de la herramienta que se presenta en ésta tesis, hay mucho que comentar, comenzaré diciendo que el tiempo de cálculo de incremento de esfuerzo en un solo punto es muy corto (fracciones de segundo), lo cual ya es útil. La generación de todo un bulbo de esfuerzo en algún corte transversal del subsuelo también es sumamente rápido (algunos segundos). Para calcular la matriz de puntos tetradimensionales el programa puede tardarse mucho, dependiendo del espaciamiento entre los puntos espaciales (x,y,z) en donde se realizan los cálculos. Cuando la planta de las edificaciones es de dimensiones pequeñas (lo cual puede servir para ejemplos ilustrativos de la forma de los bulbos de esfuerzo para esa planta), el programa no tarda más de 5 minutos, lo cual es una gran ventaja didáctica y de diseño de obras. Si la planta es de mayores dimensiones (como las del ejemplo de aplicación), el programa puede tardarse varias horas, pero el nivel de detalle de los bulbos de esfuerzo es, por demás, sorprendente.

En la mecánica de suelos hay muchas aplicaciones para el programa, por ejemplo, en el ejemplo que se desarrolló, al realizar la corrección de un dato, volví a calcular los incrementos de esfuerzo a las profundidades de los centroides que se consideraron en el cálculo de los asentamientos, el programa tardó 20 segundos en realizar los cálculos e informarme las profundidades a las que los incrementos de esfuerzo eran de mi interés.

Al auxiliarme en los cálculos de los asentamientos con una hoja de cálculo (excel), las correcciones las pude realizar en forma casi inmediata, pues sólo cambié los datos que no estaban correctos y la hoja de cálculo me informó los nuevos asentamientos, me di cuenta con lo anterior que esta automatización de los cálculos me permitía decidir la longitud adecuada de los pilotes de la cimentación que estaba considerando, o, en general, decidir sobre cualquier qué valor debería de tomar cualquier otra de las variables con las que se trabajó.



Al principio de este trabajo de tesis, me costó trabajo comprender las teorías con las que estaba trabajando, pero cuando trabajé con varias formas geométricas en las plantas de las edificaciones, al cambiar los tamaños y las formas de las mismas y ver los bulbos de esfuerzo que generaban, pude comprenderlas mejor. Comprendí que la forma de los bulbos de esfuerzo, sólo depende de la forma de la planta de la edificación y no del tamaño de la descarga, que los isovalores de los bulbos depende de la descarga y de la profundidad a la que se encuentra la misma, que los incrementos de esfuerzo no siempre se encuentran por debajo del centroide del área de la descarga, que las cimentaciones compensadas disminuyen en gran medida la descarga que se transmite al suelo, entre otros muchos conceptos.

Esperando que pronto resulte de utilidad este trabajo de tesis, lo finalizo con una reflexión acerca del uso de herramientas de cómputo en la docencia.

¿Qué falta para aplicar la computadora en la docencia?

Muchas instituciones dedicadas al desarrollo de programas computacionales orientados a la educación, apuestan por la idea de que la computadora es hoy por hoy, una herramienta muy completa en la docencia de muchas asignaturas, pero sobre todo en las que se refieren a ciencias exactas (matemáticas, Física, Química, etcétera).

Pero, ¿cuántos de estos desarrolladores de programas se han enfrentado a un grupo de 50 o más alumnos de preparatoria o secundaria, en plena adolescencia y, seguramente debido a su corta edad, interesados en aprender más sobre la vida misma que sobre aspectos académicos?. En las facultades la historia es completamente diferente, los alumnos saben a lo que van y en realidad utilizan la computadora para comprender mejor los conocimientos que reciben de sus maestros y la utilizan de muy diversas maneras para lograr sus propósitos; pero, y en niveles anteriores, ¿qué está pasando?

En mi opinión, lo que está sucediendo es lo siguiente, los maestros que tienen la labor de educar a los adolescentes, no tienen los conocimientos ni el tiempo necesario para desarrollar aplicaciones computacionales que cambien significativamente su forma de enseñar o la forma de aprender de sus alumnos. Por otro lado, la mayoría de los desarrolladores de los programas educativos no tienen la experiencia necesaria frente a grupo como para saber o al menos entender las necesidades de los maestros y los alumnos. Lo peor del caso es que ninguna de las dos comunidades se acerca a la otra y no existen muchos vínculos entre ellas. La buena intención de parte de ambos lados es evidente y el objetivo es común: ayudar a los alumnos a aprender mejor.

El entorno cotidiano de los adolescentes está actualmente lleno de computación (e-mail, cine, televisión, videojuegos, audio, video y mucho más). Al utilizar la computadora en la escuela, encuentran esa relación entre su entorno y los conocimientos nuevos que están adquiriendo en la escuela, esto les permite asimilar esos conocimientos de manera óptima. Los programas que actualmente se utilizan en la docencia, podrían clasificarse, en su gran mayoría) en dos grandes grupos:



o son muy pobres en su contenido académico aunque de fácil utilización por parte de usuarios inexpertos en computación, o son extremadamente avanzados en su contenido y tecnología, pero su uso requiere de una capacitación ardua para los usuarios, previa a la utilización del programa; pero esa capacitación no se les da a los docentes por varias razones. El punto es que no se ha encontrado el justo medio en éste asunto, y los maestros, en su mayoría siguen sin ocupar la computadora en sus clases diarias y los alumnos siguen sin apoyar su aprendizaje en la computadora.

Las empresas desarrolladoras de software y las instituciones educativas deberían impulsar mucho más ese vínculo faltante para que los programas sean mucho más adecuados a los usuarios finales y/o para que los docentes y alumnos reciban la capacitación necesaria para aplicar los programas de la manera más eficiente.

El banquete de opciones de utilización de la computadora en la docencia está servido, ¿estamos listos para saborear esos platillos? ¿sabemos como comerlos? ¿serán los platillos adecuados a nuestro docente paladar?. Yo, mientras tanto, si le entro a probar el menú.



REFERENCIAS

1. Arnal Simón, Luis y Betancourt Suárez, Max. *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal: reglamento, normas técnicas, Ley de Desarrollo Urbano del Distrito Federal, Reglamento de la Ley de Desarrollo Urbano del Distrito Federal, normas de ordenación, ilustraciones y comentarios, gráficas, planos y lineamientos*. 3ª edición, México; Trillas, 1998, 785 p. Graf. II.
2. Das, Braja M. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. José de la Cera (trad.), México; Thomson Learning, 2001, 549 p. Graf. II.
3. Holtz, Robert D. y Kovacs, William D. *An Introducción to Geotechnical Engineering*. Englewood Cliffs, New Jersey; Prentice Hall, 1981, 733 p. Graf. II.
4. Juárez Badillo, Eulalio y Rico Rodríguez, Alfonso. *Mecánica de suelos. Fundamentos de la mecánica de suelos*. Tomo 1, 26ª reimpresión de la 3ª edición. México; Limusa, 2001, 704 p. Graf. II.
5. Juárez Badillo, Eulalio y Rico Rodríguez, Alfonso. *Mecánica de suelos. Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos*. Tomo 2, 20ª reimpresión de la 2ª edición. México; Limusa, 2003, 642 p. Graf. II.
6. León, José Luis y Resendiz, Daniel. *Cálculo de asentamientos de cimentaciones sobre pilotes de fricción*. México; UNAM/Instituto de Ingeniería, 1979, Graf. II. (Series del Instituto de Ingeniería, número 420).
7. Marsal, Raúl J. y Mazari, Marcos. *El subsuelo de la Ciudad de México. Ilustraciones*. 2ª edición, México; UNAM/Dirección General de Publicaciones, 1996, Graf. II.
8. Padilla Velázquez, Ricardo Ruben. "Ecuación simple derivada de la solución de Mindlin (Rossa-Auvinet) para triángulo rectángulo", Documento interno clave: DOCINTER-UNAM-FI-DICTR-RRPV-2001-1-A. Segunda divulgación: 29 de agosto de 2001. 13 p.



9. Padilla Velázquez, R.R. "Método vectorial para cálculo de incremento de esfuerzo vertical en puntos bajo área poligonal cargada con esfuerzo uniforme, utilizando la expresión simple, derivada de la solución de Damy-Casales", en *Memorias del Primer Congreso Panamericano sobre la enseñanza-aprendizaje de la Ingeniería Geotécnica, Oaxaca, Oaxaca*. Tomo 1, 2000, p. 209-215.
10. Poulos, H.G. y Davis, E.H. *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*. New York; John Wiley and sons, Inc., 1974, 411 p. Graf. II.
11. Terzaghi, K. y Peck, R.B. *Soil mechanics in engineering practice*. 2a edición, New York; John Wiley and sons, Inc., 1943, 510 p. Graf. II.
12. Zeevaert, Leonardo. *Foundation engineering for difficult subsoil conditions*. Nueva York, EUA; Van Nostrand Reinhold Co., 1972. Graf. II.

REFERENCIAS COMPLEMENTARIAS

13. Auvinet, G. Y Rossa, O. "Stresses induced by superficial and deep loading in elastic", en *Journal of Geotechnical Engineering*. Vol. 118, No. 8, Agosto, 1992, p. 1241-1246.
14. Damy R., J. y Casales G., C. "Soil stresses under a polygonal area uniformly", en *Proc. 11th Int. Conf. On Soil Mech. And Found. Engrg., ASCE*, New York, N.Y., 2, 1985, p. 733-735.