

61B
29

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA

**DEFORMACIONES ELASTICAS EN
EXCAVACIONES**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
PRESENTA:
LUIS ALBERTO GOMEZ UGARTE GARCIA

CON
FALLA DE ORIGEN

México, D. F.

1991





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 está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

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

INDICE

	Pág.
I. INTRODUCCION:	1
II. TEORIA DE LA ELASTICIDAD:	
II.1 Elasticidad	5
II.2 Elasticidad Lineal y Ley de Hooke	7
II.3 Relación de Poisson	9
II.4 Ley de Hooke Generalizada	10
III. DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DE SUELO:	
III.1 Distribución de Esfuerzos en la masa de suelo	14
III.2 Esfuerzos Calculados a Partir de la Teoría de la Elasticidad	16
III.3 Carga Rectangular Uniformemente Distribuida.	20
III.4 Area Poligonal Uniformemente Cargada	25
IV. DEFORMACIONES ELASTICAS:	
IV.1 Deformaciones Elásticas	31
IV.2 Deformaciones en Suelos Granulares	31
IV.3 Cálculo de Expansiones en Suelos Granulares	46
IV.4 Deformaciones en Suelos Cohesivos	48
IV.5 Cálculo de Deformaciones en Suelos Cohesivos	48

	Pág.
V. EJEMPLOS DE APLICACION:	
V.1 Cálculo de Expansiones de un Suelo Cohesivo en una Excavación de Geometría Poligonal	52
V.2 Cálculo de Expansiones de un Suelo Granular en una Excavación Rectangular	69
VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES:	81
ANEXO I. Programa para el Cálculo de Expansiones en Areas Rectangulares	87
ANEXO II. Programa para el Cálculo de Expansiones en Areas Poligonales	97
BIBLIOGRAFIA.	109

CAPITULO I

INTRODUCCION:

La cimentación de la mayor parte de las estructuras es realizada por debajo de la superficie del terreno. Por tal motivo, éstas no pueden ser construidas hasta que el suelo o roca por encima del nivel sobre el cual habrán de ser desplazadas sea excavado.

Debido a que la sustitución del peso del suelo por cargas de la estructura, que constituye el principio básico de las cimentaciones compensadas, no puede realizarse en forma instantánea, con frecuencia se originan problemas de estabilidad y de deformación en las paredes y en el fondo de la excavación.

Es bien conocido el hecho de que siempre que se realiza una excavación, el fondo de la misma sufre un levantamiento durante el proceso de descarga. Asimismo, se ha observado que la ejecución de ésta induce movimientos en sus cercanías que normalmente se manifiestan en forma de asentamientos de la superficie del terreno adyacente.

Por tal motivo, el diseño de cualquier excavación requiere consideraciones tanto de estabilidad básica como de los posibles movimientos que puedan ocurrir y del posible impacto que éstos últimos tengan en estructuras y facilidades vecinas. Lo anterior, en la inteligencia de que aún en el mejor de los casos, los movimientos inducidos del subsuelo no podrán ser evitados.

Como se verá más adelante, la geometría de la excavación juega un papel preponderante en la magnitud de las deformaciones que habrán de presentarse. Así por ejemplo,

excavaciones que en planta son predominantemente largas, tales como aquellas practicadas para alojar al metro, son más propensas a este tipo de movimientos que aquellas de geometría cuadrada o rectangular y dimensiones moderadas.

Otro aspecto importante que debe ser considerado es aquél relativo a la técnica y secuencia constructiva tanto de la excavación misma como del sistema de ademado (en caso de que éste existiese), ya que influyen notablemente en los patrones de movimiento y en su magnitud. Dos sistemas que son idénticos en diseño pueden comportarse de manera completamente diferente dependiendo de factores meramente de tipo constructivo.

Estas situaciones han provocado que durante los últimos años los ingenieros hayan dedicado una mayor parte de su tiempo al estudio de los problemas que los movimientos inducidos por una excavación pueden originar.

La tendencia en este sentido ha sido enfocada al diseño de sistemas de soporte y ademado capaces de minimizar la magnitud de las deformaciones con el objeto de evitar daños a estructuras cercanas al área de trabajo.

En el presente escrito se pretende abordar el problema relacionado con el cálculo de las expansiones del fondo de la excavación con el propósito de exponer los distintos criterios existentes a la fecha, así como el de mostrar la metodología que habrá de seguirse.

En este sentido es necesario mencionar el hecho de que, para el caso particular de la Ciudad de México, la predicción de este tipo de movimientos se ha realizado con bastante éxito partiendo de la Teoría de la Elasticidad.

Algunos investigadores reportan a través de varios estudios realizados, que la diferencia entre los valores medidos y los calculados mediante la aplicación de dicha teoría, rara vez excede del 30%.

Sin embargo, es necesario aclarar que los mismos resultados demuestran que existe una marcada tendencia a la sobreestimación, sobre todo en el caso de suelos cohesivos. Esto último, probablemente debido al efecto de remoldeo de las arcillas en la reducción del módulo de elasticidad de las muestras utilizadas para la determinación de las características índice y propiedades mecánicas del suelo.

En vista de lo anterior, los criterios de cálculo elegidos para desarrollar este texto se fundamentan precisamente en la Teoría de la Elasticidad.

Para ello, en primer término es necesario adentrarse en el estudio del comportamiento de este tipo de materiales. Por tal motivo, en el Capítulo II se presentan precisamente algunos principios de la citada teoría, incluyendo las ecuaciones constitutivas para medios elásticos y los parámetros que en ellas intervienen.

Siempre que nos referimos al comportamiento de un material, debemos tratar el tema correspondiente a las leyes esfuerzo-deformación que rigen dicho comportamiento.

Por tal motivo, en el Capítulo III se presentan todas aquellas consideraciones relacionadas con la distribución de esfuerzos en la masa de suelo. En el mismo, se presentan diferentes procedimientos de cálculo que comúnmente son utilizados en la práctica haciendo énfasis en dos situaciones: a) distribución de esfuerzos en la masa de

suelo bajo una de las esquinas de una superficie rectangular que ha sido descargada y b) distribución de esfuerzos en un punto cualquiera de un área de geometría poligonal en la que ha sido practicada una excavación.

Por su parte, en el Capítulo IV se realiza una exposición sobre las características de deformación de los diferentes suelos, haciendo una distinción entre los de naturaleza cohesiva y aquellos de tipo granular. Asimismo, se describen los procedimientos que habrán de seguirse para calcular las expansiones elásticas del fondo, en función del suelo del que se trate.

En el Capítulo V se presentan una serie de ejemplos en los que se ilustra la metodología que deberá emplearse para el cálculo de las expansiones dependiendo básicamente del tipo de suelo y de la geometría propia de la excavación.

En el Capítulo VI se señalan las principales conclusiones y recomendaciones derivadas del presente trabajo.

Finalmente, en los Anexos I y II se incluyen los listados de dos programas de computadora elaborados por el autor con el objeto de facilitar las labores de cálculo.

TEORIA DE LA ELASTICIDAD:

Como se mencionó en el capítulo anterior, el cálculo de las expansiones que se presentan en el fondo de cualquier excavación como consecuencia de la descarga del material producto de la misma, se basa en una serie de teorías que se fundamentan en la hipótesis de que el suelo constituye un material elástico.

Por tal motivo, en el presente capítulo nos ocuparemos de exponer algunos de los conceptos relacionados con dicha teoría, con el objeto de resaltar ciertos aspectos concernientes a las leyes esfuerzo-deformación que rigen el comportamiento de los suelos, así como para establecer los criterios bajo los cuales es necesario determinar varias propiedades mecánicas de los mismos.

ELASTICIDAD:

Supongamos que se realiza un ensayo a compresión simple de un material cualquiera y que de dicha prueba se obtiene una curva esfuerzo-deformación como la mostrada en la Figura (2.1).

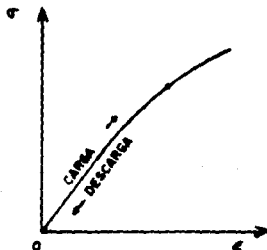


Figura (2.1)

Supóngase también que en una primera etapa de la prueba se somete a la muestra a una carga tal que se alcanza el punto A de la curva esfuerzo-deformación y que, en una segunda etapa, se retira la carga y se observa que el material sigue exactamente la misma trayectoria hasta llegar a 0, pero en sentido contrario.

Esta característica, mediante la cuál, los materiales recuperan sus dimensiones originales, una vez que se retira la carga que originalmente les ocasionó una deformación, se conoce como elasticidad y se dice que los materiales que exhiben un comportamiento semejante son elásticos.

En el ejemplo anterior se observa que la curva esfuerzo-deformación desde 0 hasta A, no requiere ser lineal, para que el material sea elástico.

Considérese ahora el caso de que otra muestra del mismo material sea sometida a una carga de mayor intensidad y que, la curva esfuerzo-deformación obtenida sea como la de la Figura (2.2).

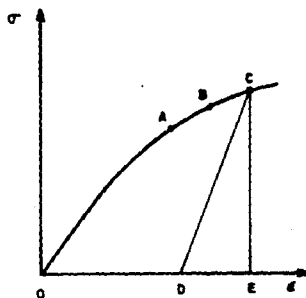


Figura (2.2)

Si la carga aplicada provoca que la curva esfuerzo-deformación, en su primera etapa, llegue a un punto tal como pudiera ser el C y posteriormente se retira la carga, se observará que la trayectoria en la descarga sigue una rama como la CD en lugar de la CO. Esta línea de descarga se caracteriza por ser paralela a la porción inicial de la curva OC, sin embargo, cuando se llega al punto D de la curva, la carga se ha retirado completamente y sin embargo persiste en el material una deformación permanente OD, mientras que tan sólo se presenta en parte una recuperación elástica (ED). En este caso, puesto que el material únicamente recuperó en parte su deformación, se dice que es del tipo *parcialmente elástico*.

En la misma Figura (2.2), el punto B podría representar a aquel conocido como límite elástico, esto es, el valor máximo de esfuerzo al que puede ser sometida la probeta, para que al ser retirada por completo la carga, se recuperen íntegramente las deformaciones.

En las Figuras (2.1) y (2.2) se mostraron curvas esfuerzo-deformación de materiales elásticos con comportamiento no lineal, sin embargo, muchos materiales, y entre ellos los suelos, poseen ramas iniciales de sus curvas esfuerzo-deformación de características lineales. Por tal motivo, también es posible determinar el esfuerzo conocido como límite de proporcionalidad, que marca el fin de la región de comportamiento linealmente elástico de la curva.

ELASTICIDAD LINEAL Y LEY DE HOOKE:

Cuando un material se comporta elásticamente y presenta una relación lineal entre esfuerzos y deformaciones, se dice que dicho material es linealmente elástico.

En la Figura (2.3) se muestra una probeta de un material linealmente elástico sometido a un estado de esfuerzos uniaxial, así como una curva esfuerzo-deformación característica de este tipo de materiales.

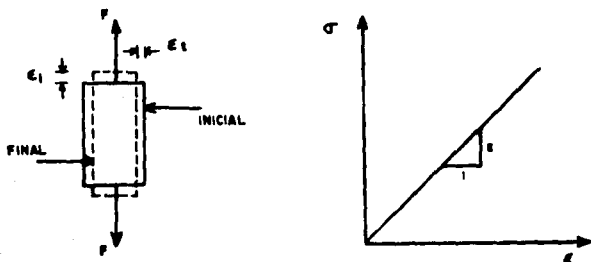


Figura (2.3)

El científico inglés Robert Hooke (1635-1703) fue el primer investigador que realizó estudios acerca del comportamiento de materiales linealmente elásticos, y es precisamente en honor a él, por lo que la ecuación que caracteriza dicho comportamiento se conoce como Ley de Hooke. La citada expresión establece que:

$$\sigma = E\varepsilon \dots\dots\dots (2.1)$$

En donde:

- σ = Esfuerzo normal.
- ε = Deformación unitaria.
- E = Módulo de elasticidad o módulo de Young.

El módulo de elasticidad se define como la pendiente del diagrama esfuerzo-deformación en la región linealmente elástica. Su valor depende de muchos factores, pero los más importantes son aquellos relacionados con el tipo de material, la temperatura y la velocidad de aplicación de la carga. En virtud de que la deformación unitaria es adimensional, sus unidades coinciden con aquellas de un esfuerzo.

RELACION DE POISSON:

En la Figura (2.3) se observa que al someter un cuerpo a un estado de esfuerzos uniaxial, éste experimenta una deformación longitudinal en la dirección de aplicación de la carga. Sin embargo, también se distingue el hecho de que a la vez que se presenta esta deformación longitudinal además sucede una deformación lateral del cuerpo, que se puede presentar como una contracción o ensanchamiento, en función de si la carga axial aplicada es de tensión o compresión respectivamente.

La relación entre la deformación unitaria transversal y la deformación unitaria longitudinal, se conoce como módulo de Poisson.

$$\nu = - \frac{\epsilon_t}{\epsilon_l} \dots \dots \dots (2.2)$$

En donde:

- ν = Módulo de Poisson.
- ϵ_t = Deformación unitaria transversal.
- ϵ_l = Deformación unitaria longitudinal.

La expresión anterior es válida, siempre y cuando el material sea homogéneo e isótropo, esto es, que posee las mismas características elásticas en todos sus puntos y sin importar la orientación que se considere para el análisis.

Cuando el esfuerzo normal aplicado es de compresión, la relación de Poisson es negativa, mientras que en el caso de un esfuerzo normal de tensión, ésta es de signo positivo.

En la Tabla (2.1) se muestran algunos valores típicos de módulos de Poisson para ciertos materiales comunes.

Acero	0.25 - 0.33
Aluminio	0.34
Concreto	0.20
Arena compacta	0.25
Arcilla muy compresible	0.35 - 0.43

Tabla (2.1)

Cabe mencionar que los valores de ν de la tabla anterior fueron obtenidos considerando únicamente un rango elástico.

LEY DE HOOKE GENERALIZADA:

La Ley de Hooke dada por la Ecuación (2.1) únicamente es válida para pruebas de compresión o de tensión simples, esto es, bajo un estado de esfuerzos uniaxial. Sin embargo, en la práctica resulta frecuente la presencia de estados de esfuerzo más complicados, por lo que resulta necesario establecer una generalización de la Ley de Hooke.

Considere el caso de un cuerpo sólido sometido a un estado de esfuerzos triaxial como el mostrado en la Figura (2.4).

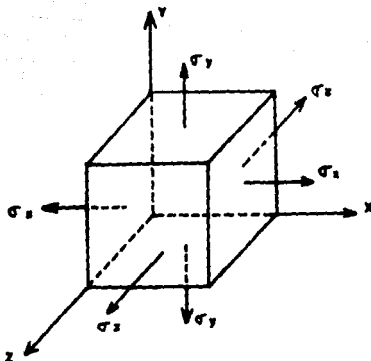


Figura (2.4)

Con el objeto de determinar la Ley de Hooke Generalizada es necesario aplicar el principio de superposición, que establece que la deformación total en una cierta dirección es la suma algebraica de la deformación longitudinal cuando el cuerpo se somete a un esfuerzo uniaxial en esa dirección, más las deformaciones transversales que se presentan en esa misma dirección, pero cuando el cuerpo se ve sometido a esfuerzos uniaxiales en cada una de las direcciones ortogonales a la primera.

Así por ejemplo, si el cuerpo inicialmente está sometido a tensión simple en la dirección x, se presentará un alargamiento del cuerpo en dicha dirección y un acortamiento del mismo en las otras dos direcciones ortogonales y y z.

En estas condiciones, las deformaciones en cada dirección estarán dadas por:

$$\epsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} ; \quad \epsilon_y = -\nu \epsilon_x ; \quad \epsilon_z = -\nu \epsilon_x \quad \dots\dots (2.3)$$

Cuando el estado de esfuerzos uniaxial se presenta en la dirección y se tiene:

$$\epsilon_x = -\nu\epsilon_y \quad ; \quad \epsilon_y = \frac{\sigma_y}{E} \quad ; \quad \epsilon_z = -\nu\epsilon_y \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

Y cuando se aplica en la dirección z resulta:

$$\epsilon_x = -\nu\epsilon_z \quad ; \quad \epsilon_y = -\nu\epsilon_z \quad ; \quad \epsilon_z = \frac{\sigma_z}{E} \quad \dots\dots\dots (2.5)$$

Por lo que, las deformaciones totales en cada dirección son:

$$\epsilon_{xT} = \frac{\sigma_x}{E} - \nu\epsilon_y - \nu\epsilon_z$$

$$\epsilon_{yT} = -\nu\epsilon_x + \frac{\sigma_y}{E} - \nu\epsilon_z$$

$$\epsilon_{zT} = -\nu\epsilon_x - \nu\epsilon_y + \frac{\sigma_z}{E}$$

Si en las ecuaciones anteriores expresamos las deformaciones unitarias en cada dirección en términos de esfuerzos y de módulos de elasticidad, finalmente tendríamos:

$$\epsilon_{xT} = 1/E (\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)) \quad \dots\dots\dots (2.6)$$

$$\epsilon_{yT} = 1/E (\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)) \dots\dots\dots (2.7)$$

$$\epsilon_{zT} = 1/E (\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)) \dots\dots\dots (2.8)$$

Estas 3 ecuaciones se conocen como **Ley de Hooke Generalizada** o bien como **Ecuaciones Constitutivas para medios elástico-lineales, homogéneos e isotropos.**

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DE SUELO:

En virtud de que ningún material puede experimentar un cambio de esfuerzos sin una correspondiente deformación, una excavación siempre está asociada con movimientos tanto dentro del área misma de la excavación como en sus alrededores.

El fenómeno anterior surge como consecuencia de la relajación de esfuerzos en la masa de suelo provocada por la extracción del material propio de la excavación.

La magnitud de las expansiones del fondo y de los movimientos de las paredes dependen, en gran medida, de las dimensiones del área excavada, de la profundidad, de las propiedades del suelo, del espesor de los estratos por debajo del fondo, del procedimiento constructivo y del lapso de tiempo durante el cual la excavación permanece abierta.

En los párrafos anteriores se menciona que la magnitud de las expansiones y de los movimientos laterales de cualquier excavación, depende en gran medida de la variación de esfuerzos que se sucede en el suelo como consecuencia de la descarga. Esto es, que el carácter mismo del fenómeno es función del comportamiento mecánico del suelo y, por consiguiente, de las propiedades intrínsecas de los materiales que lo constituyen.

Al igual que todos los materiales, el comportamiento mecánico del suelo obedece a una serie de leyes que relacionan a los esfuerzos con las deformaciones.

En general se puede afirmar que la mayoría de los suelos obedece a leyes esfuerzo-deformación de comportamiento

no-lineal. Sin embargo, el pretender ser del todo realista en este sentido al momento de tratar de implementar modelos matemáticos que simulen fielmente dicho comportamiento, escapa del todo de la lógica, ya que, por lo común, esto conlleva a desarrollar procedimientos de cálculo cuyo planteamiento y resolución se tornan tan complicados que se rompe por completo con el aspecto práctico tan buscado por el ingeniero.

Por el contrario, se busca utilizar modelos de análisis simplificados que si bien es cierto no conducen a resultados completamente realistas, por lo menos proporcionan un grado de aproximación adecuado.

Por tal motivo se ha optado por utilizar los resultados obtenidos a partir de la Teoría de la Elasticidad, según la cuál, el suelo constituye un material homogéneo e isótropo, cuya relación esfuerzo-deformación obedece a un comportamiento lineal.

Resulta obvio entonces que esta consideración involucra una simplificación considerable del verdadero comportamiento del suelo, por lo que siempre debe tenerse en mente el hecho de que los resultados así obtenidos constituyen meras aproximaciones a la realidad.

Ya en la práctica se ha observado que la distribución de esfuerzos se asemeja solo en algunos casos a la que se produce cuando el material es isótropo y elástico, en tanto que es mayor la frecuencia en que ésta es completamente distinta. Más aún si el material en el que se practica la excavación es arcilla, la distribución de esfuerzos puede cambiar considerablemente con el tiempo.

Es por ello que el calculista solo necesita estar familiarizado con las relaciones generales entre el tipo de suelo y las características de la distribución de esfuerzos que le corresponde. Si la diferencia entre la distribución supuesta y la real puede resultar muy grande e insegura, el riesgo se elimina aumentando el coeficiente de seguridad.

En el presente capítulo nos ocuparemos de mostrar la forma en la que se distribuyen los esfuerzos en la masa de suelo debajo del fondo de la excavación como consecuencia de la descarga, de acuerdo con las hipótesis planteadas por la ya mencionada teoría de la elasticidad.

Cabe mencionar que en suelos permeables, el efectuar una excavación por debajo del Nivel de Agua Freática (NAF) normalmente requiere la implementación de algún sistema de drenaje ya sea antes o durante la construcción. En este capítulo supondremos que el NAF se encuentra normalmente por debajo del fondo de la excavación o, en su defecto, que ha sido abatido temporalmente.

ESFUERZOS CALCULADOS A PARTIR DE LA TEORIA DE LA ELASTICIDAD

El primer intento serio para calcular los esfuerzos dentro de una masa de suelo fue llevado a cabo por Boussinesq en 1855, suponiendo que el suelo constituye una masa semiinfinita, homogénea e isotrópa, cuyo comportamiento obedece a leyes esfuerzo-deformación lineales que cumplen con la Ley de Hooke.

Boussinesq parte de la suposición de la existencia de una carga puntual aplicada sobre la superficie del suelo para obtener los esfuerzos que dicha carga induce en los puntos de cualquier vertical trazada en el medio.

Supóngase que se desean calcular los esfuerzos en un punto A de coordenadas (x,y,z) situado en cualquier lugar del medio con respecto a un sistema coordenado de referencia cuyo origen coincide con el punto de aplicación de la carga (Figura 3.1).

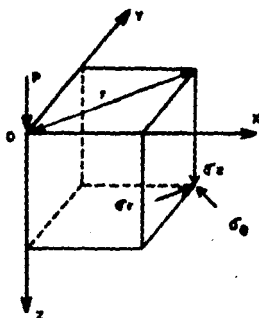


Figura (3.1)

Según Boussinesq los esfuerzos de corte vertical, radial y circunferencial a una profundidad z y a una distancia radial r desde el punto de aplicación de la carga puntual P en la superficie, pueden calcularse de la manera siguiente:

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi z^2} \left[\frac{1}{1 + (r/z)^2} \right]^{5/2} \dots\dots\dots (3.1)$$

$$\sigma_r = \frac{P}{2\pi} \left[\frac{3r^2 z}{(r^2 + z^2)^{5/2}} - \frac{1}{r^2 + z^2 + z(r^2 + z^2)^{1/2}} \right] \dots\dots (3.2)$$

$$\sigma_o = \frac{P}{2\pi} (1-2\nu) \left[\frac{z}{(r^2 + z^2)^{3/2}} - \frac{1}{r^2 + z^2 + z(r^2 + z^2)^{1/2}} \right] \quad (3.3)$$

$$\tau_{rz} = \frac{3P}{2\pi} \left[\frac{rz^2}{(r^2 + z^2)^{5/2}} \right] \dots\dots\dots (3.4)$$

En donde:

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

ν = Módulo de Poisson

Es necesario tomar en cuenta que cuando $\nu = 0.5$, el segundo término de la Ecuación (3.2) desaparece, y la Ecuación (3.3) da como resultado $\sigma_o = 0$.

De las ecuaciones anteriores en particular nos interesa la que determina el valor de σ_z (Ecuación 3.1), ya que dicho parámetro será requerido como se explica más adelante para valuar la magnitud de las expansiones.

De esta manera, si se desea calcular el esfuerzo vertical σ_z a una profundidad z , únicamente se requieren conocer la magnitud de la carga y la distancia radial r del punto de aplicación de la carga a la proyección sobre la superficie del punto en el cual se desea conocer el esfuerzo. El cálculo del esfuerzo entonces se realiza mediante la sustitución directa de dichos parámetros en la Ecuación (3.1).

Hasta hace poco tiempo se solía resolver la ecuación anterior con la ayuda de tablas y gráficas en función de la relación (r/z) , sin embargo, hoy en día con el auxilio de las computadoras, dicha ecuación resulta ser fácilmente programable.

En la Figura (3.2) se muestra la forma de variación de σ_z con z y r . Al lado izquierdo de la misma se observa la manera en la que varía σ_z con z sobre una vertical que pasa sobre el punto de aplicación de la carga P (para $r = 0$), mientras que en el costado derecho se observa la variación de σ_z con r para tres diferentes valores de z .

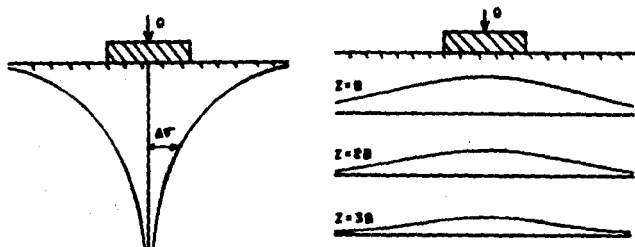


Figura (3.2)

A partir de los resultados obtenidos inicialmente por Boussinesq para el caso de una carga puntual, el mismo Boussinesq y algunos otros investigadores han logrado determinar una serie de fórmulas que sirven para calcular la distribución de presiones en la masa de suelo bajo superficies uniformemente cargadas de diversas geometrías, mediante la integración en toda la superficie cargada de la Ecuación (3.1).

En particular se tratarán los casos de distribución de esfuerzos bajo áreas rectangular y poligonal, en virtud de que en la práctica resulta común que se practiquen excavaciones de dicha geometría.

Por otra parte cabe mencionar el hecho de que toda la teoría expuesta con anterioridad fue originalmente elaborada para poder resolver el problema del cálculo de asentamientos

bajo superficies cargadas. Sin embargo, en lo referente a excavaciones se hace la suposición de que el material excavado produce una descarga, por lo que, de la aplicación de las ecuaciones aquí tratadas se obtendrán decrementos de esfuerzos que más adelante se utilizarán para calcular expansiones.

La validez de la afirmación anterior radica en que el modelo matemático fue obtenido a partir de la teoría elástica y por consiguiente se cuenta con la flexibilidad necesaria para aplicar dicha consideración.

CARGA RECTANGULAR UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA:

En la Figura (3.3) se muestra el caso de una superficie rectangular uniformemente cargada. Boussinesq establece que, para estas condiciones, el esfuerzo vertical σ_z a una profundidad z bajo una de las esquinas del área, puede valuarle como:

$$\sigma_z = \frac{\omega}{4\pi} \left[\frac{2xyzA^{1/2}}{z^2A + x^2y^2} \cdot \frac{x^2 + y^2 + 2z^2}{A} + \operatorname{atn} \left(\frac{2xyzA^{1/2}}{z^2A - x^2y^2} \right) \right] \quad (3.5)$$

Siendo:

$$A = x^2 + y^2 + z^2$$

En la ecuación anterior, ω representa la magnitud de la carga uniformemente repartida que actúa dentro de la superficie en la cuál se desea conocer la distribución de esfuerzos.

La ecuación anterior puede escribirse en función de dos parámetros adimensionales m y n , definidos como:

$$m = \frac{x}{z} \quad \text{y} \quad n = \frac{y}{z}$$

De tal forma que resulta:

$$\sigma_z = \frac{\omega}{4\pi} \left[\frac{2mnB^{1/2}}{B + m^2n^2} \cdot \frac{m^2 + n^2 + 2}{B} + \operatorname{atn} \left(\frac{2mnB^{1/2}}{B - m^2n^2} \right) \right] \quad (3.6)$$

Siendo:

$$B = m^2 + n^2 + 1$$

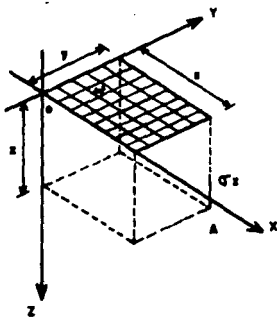


Figura (3.3)

Así, para calcular el esfuerzo en un punto A situado en

el medio, bajo una de las esquinas de la superficie uniformemente cargada, bastará con calcular los valores de m y n (en función de las dimensiones del área y de la profundidad) y sustituirlos en la Ecuación (3.6) junto con el valor de la carga uniformemente repartida w .

En el caso que se deseara calcular el esfuerzo en un punto tal que la vertical que pasa por él no coincida con una de las esquinas de la superficie cargada, se procedería a calcular éste mediante una serie de sumas y restas de áreas, de una manera similar a como se ilustra en el siguiente ejemplo:

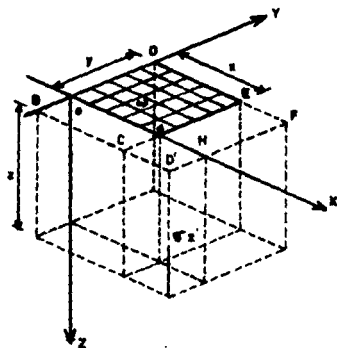


Figura (3.4)

Supóngase que se tiene una superficie uniformemente cargada tal como la que se muestra en la Figura (3.4), y que se desea conocer el valor del esfuerzo vertical σ_z , en el punto B.

En este caso se procedería a calcular los esfuerzos asociados a las áreas BO'FD, BO'HO, CO'FE y CO'HG. Una vez calculados los esfuerzos anteriores se puede realizar fácilmente la determinación del esfuerzo vertical σ_z que estará dado por:

$$\sigma_{zT} = \sigma_{z(BO'FD)} - \sigma_{z(BO'HO)} - \sigma_{z(CO'FE)} + \sigma_{z(CO'HG)}$$

En donde:

$$\sigma_{zT} = \text{Esfuerzo vertical total en el punto B.}$$

Ya para el caso concreto de una excavación, en vez de utilizar el valor de la carga uniformemente repartida ω , se emplea otro correspondiente a la magnitud de la descarga originada por la extracción del material producto de la excavación. Para obtener dicho valor, será necesario calcular el esfuerzo vertical total σ_z al nivel del fondo de la excavación, por lo que resulta ser indispensable el contar con los estudios pertinentes de mecánica de suelos que proporcionen algunos parámetros del suelo tales como peso volumétrico, ángulo de fricción interna, cohesión, etc. Por su parte, los valores de m y n están dadas por las dimensiones propias del área de excavación, siendo x el ancho, y la longitud y z la profundidad de la misma.

Además de las soluciones presentadas anteriormente encontradas por Boussinessq, algunos otros investigadores han propuesto ecuaciones un tanto análogas a las mismas. Tal es el caso de Westergaard y de Frolich, según los cuales, la distribución de esfuerzos en la masa del suelo bajo un área rectangular uniformemente cargada, puede valuarse como:

$$\sigma_z = \frac{\omega}{2\pi} \left[\text{atn} \left(\frac{mn}{K(m^2 + n^2 + k^2)^{1/2}} \right) \right] \dots \dots \dots (3.7)$$

En donde:

$$K = ((1-2\nu)/2(1-\nu))^{1/2}$$

ν = Módulo de Poisson.

Esta solución supone al suelo como un sólido en el que es nulo el desplazamiento horizontal, lo cual sucede en sistemas estratificados.

O bien:

$$\sigma_z = \frac{\omega}{2\pi} \left[\left(\frac{m}{C} \right) \operatorname{atn} \left(\frac{n}{C} \right) + \left(\frac{n}{D} \right) \cdot \operatorname{atn} \left(\frac{m}{D} \right) \right] \dots \dots \dots (3.8)$$

También para el caso de suelos estratificados, o:

$$\sigma_z = \frac{\omega}{4\pi} \left[\left(\frac{1}{C^2} + \frac{1}{D^2} \right) \frac{mn}{m^2 + n^2 + 1} + \left(\frac{n(3 + 2n^2)}{D^{3/2}} \right) \operatorname{atn} \left(\frac{m}{D} \right) + \left(\frac{m(3 + 2m^2)}{C^{3/2}} \right) \cdot \operatorname{atn} \left(\frac{n}{C} \right) \right] \dots \dots \dots (3.9)$$

Para suelos en los que la compresibilidad se reduce con la profundidad, como en las arenas.

En donde:

$$C = (1 + m^2)^{1/2}$$

$$D = (1 + n^2)^{1/2}$$

En todas estas ecuaciones los parámetros m , n y ω , se definen exactamente igual que en las ecuaciones del propio Boussinesq.

AREA POLIGONAL UNIFORMEMENTE CARGADA:

Damy desarrolló hace algunos años un procedimiento matemático para obtener la distribución de esfuerzos en la masa de suelo bajo un polígono uniformemente cargado de forma cualquiera.

Para ello, parte de las conocidas ecuaciones de Boussinesq, Westergaard y Frolich utilizadas como se vió anteriormente para determinar la distribución de esfuerzos en el suelo bajo el punto de aplicación de una carga puntual P.

El trabajo de Damy consistió en desarrollar una serie de pasos matemáticos que le permitieron integrar las soluciones para cargas puntuales sobre una superficie poligonal cualquiera.

La explicación del procedimiento descrito por Damy se presentará mediante el desarrollo del siguiente ejemplo:

Supóngase que se tiene un área poligonal ABCD como la mostrada en la Figura (3.5), y que dicha superficie soporta una sobrecarga uniformemente repartida ω . Se pretende calcular el esfuerzo vertical σ_z a una profundidad z , bajo el punto O, que se localiza fuera del área cargada.

El primer paso consiste en subdividir el polígono en una serie de triángulos, tomando como vértice común de todos ellos precisamente al punto O, bajo el cuál se desea conocer la distribución de esfuerzos. (Figura 3.6).

Si se conoce la integral de σ_z sobre cada uno de los triángulos, a la profundidad z , bajo el punto O, se puede conocer la integral sobre el polígono, ya que ésta

simplemente estará dada por la suma algebraica de las contribuciones de cada uno de los triángulos.

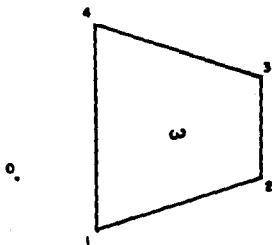


Figura (3.5)

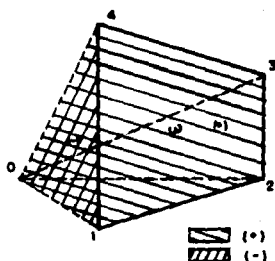


Figura (3.6)

Así por ejemplo, para el caso del polígono de la Figura (3.6), se observa que será necesario sumar las contribuciones de los triángulos 012, 023 y 034. Sin embargo, al hacer esto se consideró al área 014 como si ésta también estuviera cargada. Por tal motivo a la suma original habrá de restarle la contribución de dicha área con el objeto de que el esfuerzo obtenido bajo el punto 0, tan solo sea consecuencia del área cargada 1234 y no del área 01234.

Cabe mencionar como muy importante el hecho de que la numeración de los vértices del polígono debe seguir un sentido contrario al de las manecillas del reloj.

Ahora bien, para determinar la contribución de cada uno de los triángulos en los que se subdividió el polígono original, se deben seguir los pasos que se enuncian a continuación.

En primer término es necesario definir las características geométricas de cada triángulo tal como se ilustra en la Figura (3.7) en la que se muestra uno de los triángulos del polígono con vértices $(0, i, i+1)$ de coordenadas (x_0, y_0) , (x_i, y_i) y (x_{i+1}, y_{i+1}) , respectivamente, de acuerdo a un sistema de referencia arbitrario (x, y) .

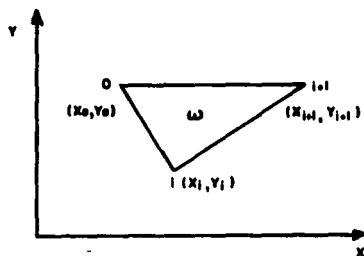


Fig. (3.7)

- 1) Calcular las distancias X'_j y Y'_j , dadas por las siguientes expresiones:

$$X'_j = X_j - X_0 \quad (\text{para } j = i, i+1) \dots\dots\dots (3.10)$$

$$Y'_j = Y_j - Y_0 \quad (\text{para } j = i, i+1) \dots\dots\dots (3.11)$$

- 2) Calcular la función:

$$F = X'_i Y'_{i+1} - X'_{i+1} Y'_i \dots\dots\dots (3.12)$$

El valor absoluto de esta función representa el doble del área del triángulo, y el signo de la misma indica la

forma en la que el triángulo contribuye a la integración.

Es decir:

- a) Si $F = 0$ (el triángulo no contribuye a la integración).
 - b) Si $F > 0$ (el triángulo contribuye positivamente a la integración).
 - c) Si $F < 0$ (el triángulo contribuye negativamente a la integración).
- 3) Calcular la distancia L , entre los vértices i e $i+1$, dada por:

$$L = \left[(X'_{i+1} - X'_i)^2 + (Y'_{i+1} - Y'_i)^2 \right]^{1/2} \dots\dots (3.13)$$

- 4) Calcular los parámetros C_1 y C_2 siendo:

$$C_1 = \frac{(X'_i(X'_{i+1} - X'_i) + Y'_i(Y'_{i+1} - Y'_i))}{F} \dots\dots (3.14)$$

$$C_2 = \frac{(X'_{i+1}(X'_{i+1} - X'_i) + Y'_{i+1}(Y'_{i+1} - Y'_i))}{F} \dots\dots (3.15)$$

Se debe tomar en cuenta que:

$$C_2 - C_1 = \frac{L^2}{F} \dots\dots\dots (3.16)$$

- 5) Calcular:

$$A = \frac{zL}{|F|} \dots\dots\dots (3.17)$$

6) Calcular:

$$G = A^2 + 1 \dots\dots\dots (3.18)$$

Una vez realizados los cálculos anteriores, se puede proceder a encontrar la contribución de cada uno de los triángulos al esfuerzo vertical σ_z bajo el punto O, mediante la aplicación de cualquiera de las ecuaciones que a continuación se enuncian:

I) ECUACION DE BOUSSINESQ:

$$\sigma_z = \frac{\omega}{2\pi} \left[\tan^{-1}(C_2) - \tan^{-1}(C_1) - \tan^{-1}(B_2) + \tan^{-1}(B_1) + \frac{(B_2 - B_1)}{G} \right] \dots\dots\dots (3.19)$$

Donde:

$$B_i = \frac{AC_i}{(G + C_i^2)^{1/2}}, \quad (\text{Para } i = 1,2) \dots\dots\dots (3.20)$$

II) ECUACION DE WESTERGAARD:

$$\sigma_z = \frac{\omega}{2\pi} \left[\tan^{-1}(C_2) - \tan^{-1}(C_1) - \tan^{-1}(W_2) + \tan^{-1}(W_1) \right] \dots\dots\dots (3.21)$$

Donde:

$$W_i = \frac{KAC_i}{(K^2A^2 + 1 + C_i^2)^{1/2}}, \quad (\text{Para } i = 1,2) \dots (3.22)$$

III) ECUACION DE FROLICH:

a) $X = 2$:

$$\sigma_s = \frac{\omega}{2\pi(G)^{1/2}} \left[\tan^{-1}(J_2) - \tan^{-1}(J_1) \right] \dots (3.23)$$

Donde:

$$J_i = \frac{C_i}{(G)^{1/2}}, \quad (\text{Para } i = 1,2) \dots (3.24)$$

b) $X = 4$:

$$\sigma_s = \frac{\omega}{4\pi G} \left[M (\tan^{-1}(J_2) - \tan^{-1}(J_1)) + N_2 - N_1 \right] \dots (3.25)$$

Donde:

$$M = \frac{2G + A^2}{(G)^{1/2}} \dots (3.26)$$

$$N_i = \frac{A^2 C_i}{G + C_i^2}, \quad (\text{Para } i = 1,2) \dots (3.27)$$

DEFORMACIONES ELASTICAS:

En los capítulos anteriores se expusieron algunas ideas relativas a las circunstancias que provocan que el fondo de una excavación sufra un levantamiento cuando es descargado y a la importancia que tienen las leyes esfuerzo-deformación en el estudio del comportamiento mecánico de los suelos.

Ya en el capítulo III fue tratado el tema correspondiente a la distribución de esfuerzos en la masa de suelo, mientras que en el presente, toca el turno de estudiar las características principales de deformación de los suelos, atendiendo a si su comportamiento es de tipo cohesivo o puramente friccionante.

DEFORMACIONES EN SUELOS GRANULARES:

Como es sabido, los suelos granulares se caracterizan por estar regidos por leyes esfuerzo-deformación del tipo no lineal. Por tal motivo y con el objeto de modelar el comportamiento de este tipo de suelos, Zeevaert introdujo del manejo del módulo lineal de deformación, como una función de la presión de confinamiento.

Por otra parte Deméneghi propuso un método que permite trabajar con leyes esfuerzo-deformación no lineales, a partir de las cuales se pueden obtener algunas propiedades de deformación que son sólo función del tipo de suelo y de su compacidad, siendo independientes de la presión de confinamiento. Una ventaja importante de este método es que brinda la facilidad de manejar únicamente propiedades intrínsecas de los materiales.

Es bien conocido el hecho de que los suelos granulares tales como las arenas y las gravas se encuentran en la naturaleza conformando estructuras de tipo simple en las que las partículas del suelo descansan apoyándose directamente unas sobre otras a lo largo de varios puntos de contacto. Esta característica propia de estos suelos motiva que el comportamiento de los mismos obedezca básicamente a leyes de tipo gravitacional.

En vista de lo anterior, se puede afirmar que tanto su comportamiento mecánico como hidráulico se fundamenta principalmente en 2 características: su compacidad y la presión de confinamiento a la que esté sometido.

Por lo que respecta a la primera, ésta se refiere al grado de acomodo exhibido por las partículas. Así, un suelo de compacidad alta es aquel que presenta un grado de acomodo apreciable y por lo tanto un volumen de vacíos pequeño. Esta situación provoca que la capacidad de deformación de la masa en conjunto sea pequeña puesto que, el volumen de vacíos que potencialmente puede ser ocupado por partículas de suelo reacomodadas por efecto de alguna variación en las condiciones de esfuerzo de la masa de suelo, también es pequeño.

Por el contrario, un suelo granular con compacidad baja presenta un volumen de vacíos alto y por lo tanto será más propenso a deformarse grandemente, aún ante pequeñas variaciones en las condiciones originales de esfuerzo. Esto, en virtud de que las partículas sólidas tienden a reacomodarse ocupando el lugar que inicialmente era vacío.

Asimismo, un suelo granular muy uniforme es muy susceptible a deformarse debido a que su relación de vacíos suele ser elevada, mientras que los suelos bien graduados

presentan relaciones de vacíos pequeñas y por lo tanto no son muy deformables.

Por otra parte, una contribución importante a la deformación total de una masa de arena es la que aporta la deformación de las partículas sólidas individuales, así como la posible ruptura de ellas, sobre todo en las zonas en las que se presentan los puntos de contacto. Lo anterior resulta ser más notable cuando los niveles de esfuerzos son relativamente altos.

Cabe mencionar que las deformaciones originadas por giros y desplazamientos entre partículas, así como aquellas debidas a la ruptura de la mismas, se caracterizan por ser no recuperables; en contraste, las deformaciones individuales de las partículas suelen ser del tipo elástico.

Otro aspecto importante consiste en que se ha observado que la compacidad en las arenas tiene mayor importancia a niveles de esfuerzos más bien bajos y que ésta decrece conforme los niveles de esfuerzos aumentan.

Por lo que respecta a la influencia de la presión de confinamiento en la deformación total de la masa, se puede afirmar que, al aumentar ésta, la rigidez de la masa aumenta y, por lo tanto, la deformación tiende a disminuir.

En general, se acepta que para niveles bajos de esfuerzos un suelo granular se comporta de manera similar a un material homogéneo, isótropo y perfectamente elástico, por lo que, de acuerdo con lo visto en el capítulo II, posee un módulo de elasticidad E , que en este caso depende de la presión de confinamiento, de acuerdo con la siguiente relación:

$$E = C p_c \dots\dots\dots (4.1)$$

En la Figura (4.1) se muestra esta variación para el caso de arenas, observándose que para arena suelta, esta relación prácticamente es independiente de la presión de confinamiento y aproximadamente igual a 100, mientras que para arenas compactas, el valor de C es alto para niveles bajos de p_c y bajo para niveles mayores de la misma.

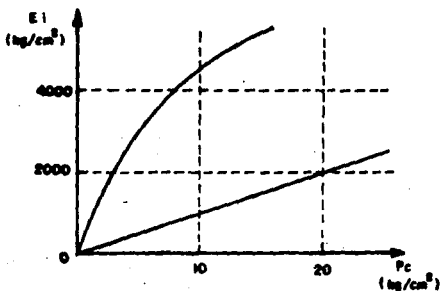


Figura (4.1)

En párrafos anteriores se han mencionado aquellas características que primordialmente afectan el comportamiento de los suelos granulares, sin embargo, a continuación se presenta el criterio que sirve para justificar la importancia que cada una de ellas tienen en el comportamiento de un suelo granular.

Como es sabido, la naturaleza misma de este tipo de suelos es la que en esencia representa la diferencia en comportamiento entre éstos y los suelos arcillosos. Los

materiales cohesivos se caracterizan porque sus procesos de deformación básicamente están constituidos por un cambio de volumen. Sin embargo, en las gravas y en las arenas, dichas deformaciones se manifiestan como un cambio de forma, producido por la cedencia lateral de las partículas del material que buscan acomodarse como consecuencia de la presencia de algún esfuerzo.

En la Figura (4.2) se observa una muestra de suelo contenida en una cámara triaxial sujeta a una presión de confinamiento p_c .

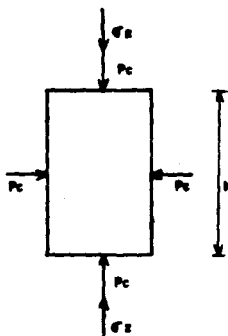


Figura (4.2)

Si ahora se aplica un esfuerzo desviador σ_z a la muestra en la dirección z , se puede medir la deformación unitaria ϵ_z que se produce, manteniendo p_c constante. Con estos resultados se puede obtener el módulo lineal de deformación

M mediante la expresión siguiente:

$$M = \frac{\epsilon}{\sigma_z} \dots\dots\dots (4.2)$$

El Dr. Zeevaert propuso una prueba de laboratorio para obtener la variación del módulo lineal de deformación con la presión de confinamiento y con la compacidad. Este ensaye recibe el nombre de Prueba Triaxial de Deformación, y consiste en someter a una muestra de suelo a una prueba triaxial consistente en varias etapas de carga y descarga.

En cada una de las etapas se incrementa la presión de confinamiento a partir de un valor inicial de la misma p_{co} , y se permite que ésta se establezca hasta que la muestra alcance un determinado valor de relación de vacíos. Posteriormente se aplican pequeños esfuerzos desviadores hasta alcanzar un valor máximo igual al 50% del esfuerzo de falla del material y se miden las deformaciones respectivas. Enseguida, se comienza a descargar la muestra hasta retirar por completo la carga y también se miden las deformaciones.

El procedimiento anterior se repite para varios ciclos de carga y descarga, con lo que se pueden obtener curvas esfuerzo-deformación como la mostrada en la Figura (4.3).

Una vez obtenida la curva es posible determinar fácilmente los módulos secantes de deformación de cada etapa de la prueba aplicando la siguiente expresión:

$$M = \frac{\Delta \epsilon}{\Delta \sigma_z} \dots\dots\dots (4.3)$$

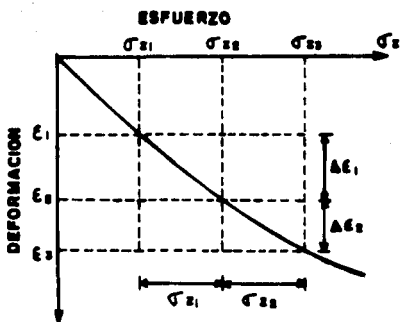


Figura (4.3)

En la Figura (4.4) se muestran curvas típicas de la forma de variación de relaciones σ_c vs e y de σ_c vs M , obtenidas a partir de ensayos de este tipo.

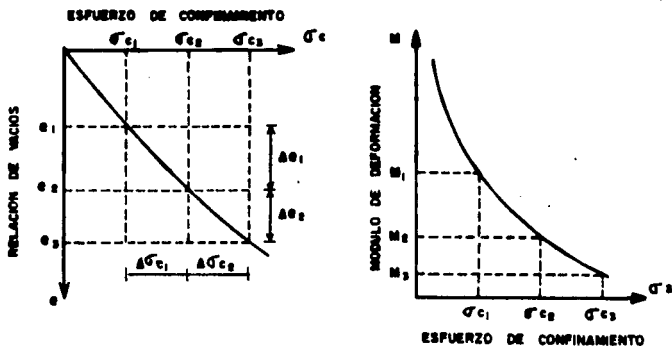


Figura (4.4)

Deméneghi desarrolló asimismo un modelo matemático que puede ser utilizado para calcular las deformaciones de suelos granulares de comportamiento no lineal considerando también los efectos de cedencia lateral y de confinamiento de la masa de suelo.

Según el mismo, la deformación elástica en este tipo de suelos puede valuarse como:

$$\delta = \left[1 - \left(\frac{a^r + P_{co}^r + C^r \sigma_z^r}{a^r + P_{co}^r} \right) \left(\frac{M}{r} \right) \left(\frac{f}{C} \right)^r e^{OP_{cm}} \right] \cdot h_o \dots\dots (4.4)$$

mientras que la deformación unitaria estará dada por:

$$\epsilon = \left[1 - \left(\frac{a^r + P_{co}^r + C^r \sigma_z^r}{a^r + P_{co}^r} \right) \left(\frac{M}{r} \right) \left(\frac{f}{C} \right)^r e^{OP_{cm}} \right] \dots\dots (4.5)$$

ya que:
$$\epsilon = \frac{\delta}{h_o} \dots\dots (4.6)$$

En donde:

$$C = b_1 + b_2 (a_1 + a_2) \dots\dots (4.7)$$

$$f = 1 - \nu (a_1 + a_2) \dots\dots (4.8)$$

$$a_1 = \frac{\sigma_x}{\sigma_z}; \quad a_2 = \frac{\sigma_y}{\sigma_z} \dots\dots (4.9)$$

$$P_{co} = ((1+2K_o)/3) * pzo \dots\dots (4.10)$$

Siendo:

- ν = Relación de Poisson (Tabla 2.1).
- $b_1 = b_2 = 1/3$ (suelos granulares).
- P_{co} = Presión inicial de confinamiento.
- p_z = Esfuerzo total a la profundidad z .
- K_o = Coeficiente de presión de tierra en reposo (para arenas igual a 0.6).
- M = Módulo de deformación.
- α = Módulo de confinamiento.
- r = Módulo de esfuerzo.

Los valores de M , α y r se pueden determinar a partir de los resultados de pruebas de deformación triaxial o bien mediante la realización de pruebas de placa en campo, para el caso del módulo de deformación.

Con el objeto de ejemplificar la obtención de dichos valores, obsérvese la Figura (4.5), en la que se muestra el primer ciclo de carga y descarga de una prueba triaxial de deformación.

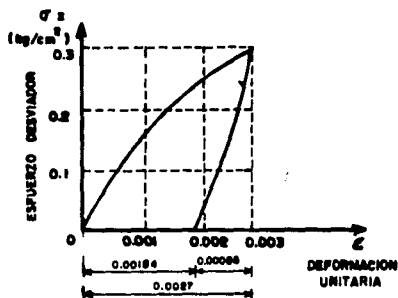


Figura (4.5)

En la Tabla (4.1) se muestran los resultados obtenidos a partir de la citada prueba, distinguiendo los resultados de las etapas de carga y descarga, así como los correspondientes a la presión de confinamiento en cada caso.

CARGA		DESCARGA	
ESFUERZO DESVIADOR (kg/cm ²)	DEFORMACION UNITARIA ϵ	ESFUERZO DESVIADOR (kg/cm ²)	DEFORMACION UNITARIA ϵ_d
0.08	0.00041	0.06	0.00004
0.16	0.00097	0.04	0.00017
0.24	0.00183	0.22	0.00042
0.30	0.00270	0.30	0.00086

Con: $P_{co} = 0.25 \text{ kg/cm}^2$ y $P'_{co} = 0.35 \text{ kg/cm}^2$

Tabla (4.1)

Una vez obtenidos estos datos, se propone un valor de r y se sustituye dicho valor en la siguiente ecuación, obtenida a partir de la Ecuación (4.5), junto con el correspondiente a la deformación unitaria total y al esfuerzo máximo en la etapa de descarga (en el caso de la prueba ejemplificada, $\epsilon_d = 0.00086$ y $\sigma_z = 0.30 \text{ kg/cm}^2$).

$$M = - \frac{r \log(1-\epsilon)}{\left(\frac{f}{C}\right)^r \cdot e^{-\alpha P_{co}} \cdot \log \left(\frac{a^r + P_{co}^r - C^r \sigma_z^r}{a^r + P_{co}^r} \right)} \dots\dots\dots (4.11)$$

Posteriormente con el valor recientemente calculado de M

y estos mismos valores, se determina c a partir de la Ecuación (4.5). Luego se determina el valor absoluto de la diferencia entre los valores medidos y los calculados de c ($|c_d - c|$) para cada nivel de esfuerzos.

Este procedimiento se repite nuevamente proponiendo cada vez nuevos valores de r para obtener los respectivos de M y c y calculando las diferencias ($|c_d - c|$). Los valores finales a considerar de M y r , serán aquellos que minimicen las diferencias ($|c_d - c|$).

En la Tabla (4.2) se muestran los diferentes tanteos realizados para la primera etapa de la prueba triaxial de deformación, de donde se observa que $r = 2.1$ y $M = 0.00241$.

En virtud de que el valor de r es invariante, basta con obtenerlo en una sola de las etapas de descarga de la prueba.

ESFUERZO DESVIADOR (kg/cm ²)	r	2.0	2.1	2.2
	M	0.00224	0.00241	0.00257
		c	c	c
0.06		0.000033	0.0000283	0.0000242
0.14		0.000181	0.0001685	0.0001567
0.22		0.000453	0.0004400	0.0004280
0.30		0.000860	0.0008600	0.0008600
		$\Sigma (c_d - c) = 0.0000516$	0.0000886	0.0000369

Por lo tanto: $r = 2.1$ y $M = 0.00241$

Tabla (4.2)

Sin embargo, los valores de M y de α , sí pueden variar de una a otra etapa, por lo que es necesario seguir un

procedimiento como el siguiente para determinar sus magnitudes:

En primer término, se supone un valor de α y se calculan los valores de M para cada una de las etapas de descarga de la prueba, utilizando la Ecuación (4.11).

Posteriormente se obtienen la media, la desviación estándar y el coeficiente de variación de la muestra para los valores de M. El proceso se repite para otros valores de α y se elige aquél para el cuál el coeficiente de variación es mínimo, mientras que el valor de M será el correspondiente a la media de la muestra. (Tabla 4.3).

ETAPA	P_{co} (kg/cm ²)	$\sigma_{\%}$ (kg/cm ²)	P'_{co} (kg/cm ²)	DEFORMACION UNITARIA ϵ (dato)
1	0.25	0.475	0.408	0.00050
2	0.50	0.950	0.817	0.00080
3	1.00	1.920	1.640	0.00110
4	2.00	3.800	3.267	0.00184
Dónde: $P'_{co} = P_{co} + (1/3)\sigma_{\%}$, $r = 2.0$ y $\nu = 0.25$				
ETAPA	α (supuesto) (cm ² /kg)	0.33	0.34	0.35
1		0.0005795	0.0005767	0.0005739
2		0.0007912	0.0007885	0.0007759
3		0.0007744	0.0007595	0.0007447
4		0.0006923	0.0006658	0.0006404
		M = 0.0007094 CV = 0.1364	0.0006964 0.1353	0.0006837 0.1366

En donde:

M = Media de la muestra.

CV = Coeficiente de variación.

Como se acepta el valor de α para el cuál CV es menor, entonces: $M = 0.000696$ y $\alpha = 0.34 \text{ cm}^2/\text{kg}$.

Tabla (4.3)

Como mencionamos anteriormente, existe una alternativa para calcular el módulo lineal de deformación M. Esta se presenta cuando se realiza una prueba de placa en campo, ya que ésta permite determinar de manera sencilla dicho valor.

Para realizar la prueba es necesario determinar en primera instancia la capacidad de carga última del suelo, ya que durante la misma será necesario aplicar una carga igual a la mitad de dicha capacidad.

A partir de los resultados de la prueba se puede obtener una curva que relacione a la presión vertical aplicada contra el desplazamiento vertical del suelo durante las etapas de carga y descarga de la prueba.

De estas curvas se pueden determinar fácilmente los valores de desplazamiento total, desplazamiento elástico y desplazamiento plástico. En nuestro caso, con el valor de la componente elástica de la deformación total resulta suficiente para poder obtener el valor de M, para lo cuál se habrá de proseguir en forma análoga a como se ilustra en el siguiente ejemplo:

Se realizó una prueba de placa en la que las dimensiones de la misma fueron de 30 cm por lado en un depósito de arena.

En dicha prueba se observó que la deformación total fue de 1.64 cm, la elástica de 0.6 cm y la plástica de 1.04 cm, para una presión aplicada de 20 ton/m², igual a la mitad de la capacidad de carga estimada del terreno.

Al igual que en el caso de la prueba triaxial de deformación, para obtener el valor de M, se utilizan los resultados obtenidos durante la etapa de descarga, en la que la presión de confinamiento adquirió un valor de:

$$P_{co'} = P_{co} + 1/3 (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) \dots\dots\dots (4.12)$$

En donde σ_x , σ_y y σ_z son los incrementos de esfuerzo normal en la masa de suelo ocasionados por la sobrecarga de la placa y que son válidos, de acuerdo a lo mencionado en el Capítulo III para un medio semiinfinito, homogéneo e isótropo, bajo una de las esquinas de un área rectangular uniformemente cargada. El valor de σ_z puede determinarse mediante cualquiera de las expresiones vistas en dicho capítulo (Boussinesq, Westergaard o Frolich), mientras que los correspondientes a σ_x y σ_y podrán calcularse (según Dashkó y Kagan) como:

$$\sigma_x = \frac{\omega}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{xyz}{(x^2 + z^2)A^{1/2}} - \operatorname{atn} \left(\frac{zA^{1/2}}{xy} \right) + (1-2\nu) \left(\operatorname{atn} (y/x) - \operatorname{atn} \left(\frac{yA^{1/2}}{xz} \right) \right) \right] \dots\dots\dots (4.13)$$

$$\sigma_y = \frac{\omega}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{xyz}{(y^2 + z^2)A^{1/2}} - \operatorname{atn} \left(\frac{zA^{1/2}}{xy} \right) + (1-2\nu) \left(\operatorname{atn} (x/y) - \operatorname{atn} \left(\frac{xA^{1/2}}{yz} \right) \right) \right] \dots\dots\dots (4.14)$$

En donde:

$$A = x^2 + y^2 + z^2$$

De manera completamente análoga a los casos anteriores, se debe determinar en primer término el valor de M por tanteos, trabajando con la rama de descarga. Luego se calcula δ con la Ecuación (4.4) en la que la presión de confinamiento está dada por la Ecuación (4.12).

En la Tabla (4.4) se muestra un ejemplo en el que se ilustra la metodología a seguir y en la Figura (4.6) se muestra la curva esfuerzo-deformación obtenida a partir de la prueba de placa.

SUBESTRATO	h_o (cm)	z (cm)	pzo (t/m ²)	P_{co} (t/m ²)	σ_z (t/m ²)	$\sigma_x = \sigma_y$ (t/m ²)
1	10	5	0.090	0.066	19.52	8.06
2	10	15	0.270	0.198	14.02	1.32
3	10	25	0.450	0.330	8.56	0.00
4	10	35	0.630	0.462	5.36	0.00
5	10	45	0.810	0.594	3.58	0.00
6	10	55	0.990	0.726	2.53	0.00
SUBESTRATO			P'_{co} (t/m ²)	δ_1 (cm)	δ_2 (cm)	
1			11.946	- 0.0491	- 0.0717	
2			5.565	- 0.1475	- 0.2680	
3			3.183	- 0.0598	- 0.1190	
4			2.249	- 0.0348	- 0.0717	
5			1.787	- 0.0201	- 0.0422	
6			1.569	- 0.0201	- 0.0243	
				$\Sigma = - 0.3230$	- 0.5970	

Donde: $K_0 = 0.6$ y $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$

y los resultados obtenidos son: $r = 2.0$ y $\alpha = 0.34 \text{ cm}^2/\text{kg}$, habiendo utilizado un valor de $M = 0.000696$ para el primer tanteo y $M = 0.00152$ para el segundo.

Tabla (4.4)

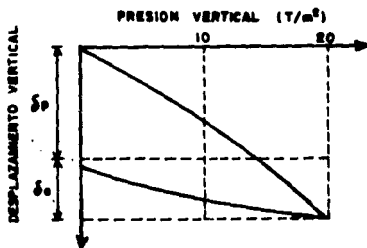


Figura (4.6)

CALCULO DE EXPANSIONES EN SUELOS GRANULARES:

El cálculo de las expansiones que se presentan en una excavación realizada en un suelo arenoso puede llevarse a cabo una vez que se conocen los parámetros de deformación (M , r y α) obtenidos a partir de pruebas triaxiales de deformación o bien a partir de una combinación de éstas con pruebas de placa en campo.

Para ello, previamente habrán de determinarse los valores correspondientes a los decrementos de esfuerzos en la masa de suelo, σ_x , σ_y y σ_z , para lo cual habrá de procederse de la siguiente manera:

Para el caso de σ_z utilizando las teorías de Boussinesq, Westergaard o Frolich, cuando la excavación se realice en un área rectangular y de Dany cuando la geometría de la excavación sea la de un área poligonal cualquiera.

Por lo que respecta a σ_x y a σ_y , se deberán utilizar las fórmulas obtenidas por Dashkó y Kagan (Ecuaciones 4.13 y 4.14) cuando la superficie por excavar sea de forma rectangular, mientras que si ésta es poligonal, habrán de evaluarse mediante una aproximación, subdividiendo el polígono en una serie de pequeños rectángulos, calculando los decrementos de esfuerzos mediante las mismas fórmulas y sumando las contribuciones de cada uno de estos fragmentos de superficie. Esto, en virtud de que actualmente no existen soluciones exactas para determinar dichos valores en superficies poligonales.

Por otro lado también se requiere conocer el valor del Módulo de Poisson, que se puede tomar de la Tabla (2.1), y los valores de b_1 y b_2 , que para fines prácticos pueden tomarse como iguales a 1/3.

Una vez que se han determinado todos estos parámetros, el cálculo de la expansión se realiza tan sólo con la aplicación de la Ecuación (4.4).

En el siguiente Capítulo se incluyen algunos ejemplos en los que se ilustra la metodología aquí descrita para el cálculo de expansiones en excavaciones realizadas en materiales granulares que se comportan en base a leyes esfuerzo-deformación de tipo no lineal.

Si se deseara realizar una estimación preliminar de dichas expansiones, se pueden utilizar los parámetros

mostrados en la Tabla (4.5), propuestos por Deméanghi, ya que éstos representan valores típicos de este tipo de suelos.

ESTADO	M	r	α	ν	b_t	b_s
Suelto	0.0024	2.1	0.25	0.25	1/3	1/3
Compacto	0.00070	2.0	0.34	0.25	1/3	1/3

Tabla (4.5)

DEFORMACIONES EN SUELOS COHESIVOS:

Al tratar el problema de deformaciones en suelos granulares se mencionó el hecho de que en ellos, el proceso de deformación obedece esencialmente a un cambio de forma. En suelos cohesivos, en cambio, la deformación total está compuesta principalmente por un movimiento vertical, por lo que la componente angular de la misma suele considerarse como despreciable.

Si se observa que el suelo por debajo del fondo de la excavación está constituido por uno o más estratos suficientemente uniformes, la distribución de esfuerzos en la masa de suelo y su correspondiente deformación puede obtenerse básicamente de acuerdo a los fundamentos de las teorías elásticas.

CALCULO DE EXPANSIONES EN SUELOS COHESIVOS:

Si la condición anterior se cumple, se pueden calcular las expansiones elásticas del fondo de la excavación tan sólo mediante la aplicación de la siguiente ecuación:

$$\delta = c_x * H \dots\dots\dots (4.15)$$

En donde:

δ = Expansión elástica del fondo.

ϵ_z = Deformación unitaria del suelo en la dirección z.

H = Espesor del estrato.

Como se puede observar, para determinar el valor de δ se requiere previamente conocer el correspondiente a ϵ_z . Para ello, y en virtud de que se parte de una teoría elástica, se puede aplicar la ecuación (2.8), obtenida a partir de la Ley de Hooke, y según la cuál:

$$\epsilon_{zT} = 1/E (\sigma_x - \nu)(\sigma_x + \sigma_y) \dots \dots \dots (2.8)$$

Para determinar entonces la magnitud de las expansiones elásticas será necesario obtener los valores de σ_x , σ_y y σ_z , para lo cuál, habrá de procederse de manera completamente análoga a como se explicó en el Capítulo III, cuando se trató el tema de deformaciones en suelos granulares. Asimismo, se debe emplear algún valor del módulo de Poisson (ν) de la Tabla (2.1), y el correspondiente al módulo de elasticidad del suelo (E). Para obtener este último, (Zeevaert 1973), sugiere utilizar los resultados de pruebas de rebote elástico en compresión no confinada.

Cabe mencionar el hecho de que en general se acepta que las expansiones calculadas por este método suelen ser un tanto mayores a las reales, por lo que algunos autores como el mismo Zeevaert (1973) y Alberro (1970), proponen algunos criterios para corregir este efecto.

Por lo que respecta a la modificación propuesta por Zeevaert, ésta consiste en obtener un factor correctivo que

multiplique al valor calculado de expansión elástica y que está dado por:

$$P_o = (\sigma_z / P_o)^{c-1} \dots\dots\dots (4.16)$$

En donde:

- P_o = Presión total a la mitad del estrato.
- C = Exponente de magnitud del orden de 1.5 para la arcilla de la Ciudad de México.

Por su parte, Alberro (1970) sugiere que se utilice un módulo elástico del orden de 50 kg/cm² para la arcilla de la Ciudad de México, valor que aproximadamente resulta ser 50% mayor que el determinado a partir de pruebas de rebote elástico.

Anteriormente fueron tratados los fenómenos de deformación de suelos granulares y de suelos cohesivos, sin embargo, en la práctica es difícil encontrarse con suelos de comportamiento puramente friccionante o puramente cohesivo y mucho menos con un grado de uniformidad adecuado, ya que éstos generalmente se conforman de una serie de estratos de diferentes características físicas y mecánicas.

Por tal motivo, el proyectista habrá de ser capaz de realizar las simplificaciones adecuadas al problema, de tal manera que logre obtener un grado de aproximación adecuado del verdadero comportamiento del suelo.

Así por ejemplo, si se desean conocer las expansiones que se presenten en una excavación realizada en un suelo conformado por una serie de potentes estratos de suelo compresible, intercalados con otros de material incompresible

de pequeño espesor, como podría ser el caso de lentes de arena, la magnitud de las mismas dependerá en gran medida de las propiedades mecánicas de los estratos blandos, bajo la suposición de que la deformación de los estratos incompresibles prácticamente no contribuye al proceso de expansión.

CAPITULO V

EJEMPLO No. 1

Se pretende realizar una excavación de 6.0 m de profundidad para alojar la cimentación de un edificio de 6 niveles. En la Figura (5.1) se muestran la planta del área a excavar y un corte transversal de la misma.

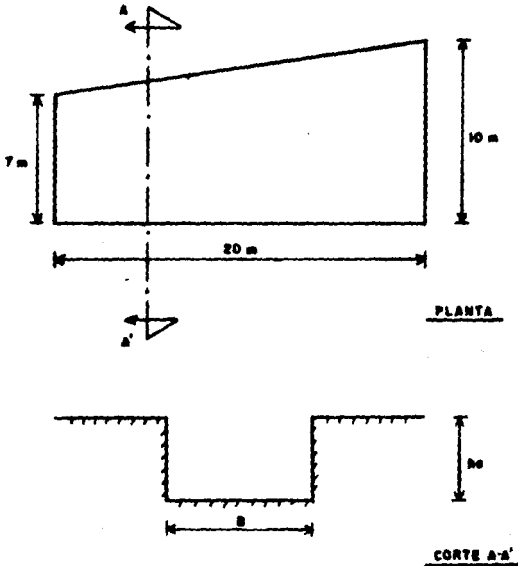


Figura (5.1)

En la Figura (5.2) se presenta el perfil estratigráfico

del subsuelo en el que se incluye la forma de variación de las propiedades índice y mecánicas con la profundidad.

ESTRATO E	PROFUNDIDAD Z (m)	DESCRIPCION
1	0.00	Relleno de limo arenoso café oscuro con algo de ladrillo y grava. w = 47.93 e = 1.1975 S _s = 2.5 γ = 1.682
2	1.20	Limo arcilloso café oscuro con raíces. w = 65.00 e = 1.56 N = 12 S _s = 2.4 γ = 1.51
3	1.80	Limo arcilloso café oscuro w = 95.90 γ = 1.424 LL = 1.27 S _s = 2.4 N = 6 LP = 58 e = 2.302 SUCS: MH IP = 69
4	3.35	Arena pumimitica gris verde olivo w = 36.90 γ = 1.817 S _s = 2.6 N = 12 e = 0.959
5	3.45	Limo arenosoarcilloso verde olivo w = 81.80 γ = 1.37 Cu = 1.58 S _s = 2.22 N = 6 ME = 674
6	6.00	Limo arcilloso verde olivo w = 223.10 SUCS: MH LL = 365 N = 1 ME = 674 LP = 195 IP = 170
7	9.00	Limo arcilloso café rojizo w = 306.5 γ = 1.18 LL = 448 S _s = 2.20 N = 1 LP = 231 Cu = 3.22 ME = 674 IP = 217 C _{qu} = 3.14 MEP = 223 SUCS: MH
	13.80	Limo arcilloarenoso verde olivo

8	13.80	Limo arcilloarenoso verde olivo w = 97.20 ME = 674 LL = 161 N = 4 SUCS: MH LP = 83 IP = 78
9	15.00	Limo arcilloso verde olivo w = 299.60 $\gamma = 1.13$ LL = 371 Ss = 2.27 N = 1 LP = 148 Cu = 4.85 ME = 601 IP = 223 Cqu = 3.10 MEP = 277 SUCS: MH
10	21.00	Arena muy fina café oscuro w = 27.20 N = 4 ME = 1054
11	21.60	Limo arcilloso verde olivo w = 201.80 N = 1 ME = 601
12	22.80	Limo arcilloso café claro w = 318.90 N = 1 ME = 601
13	23.40	Limo verde olivo w = 47.60 N = 10 ME = 1054
14	24.00	Limo arcilloso verde olivo w = 260.90 $\gamma = 1.15$ LL = 329 Ss = 2.18 ME = 601 LP = 191 N = 2 SUCS: MH IP = 138
15	34.20	Limo arenoso verde olivo w = 47.10 ME = 1054 Cqu = 6.77 N = 9 MEP = 617
16	36.75	Arena limosa verde olivo w = 24.30 N = 28 ME = 1054
	37.80	

En donde:

w = Contenido de agua (%).

Ss = Densidad de sólidos.

e = Relación de vacíos.

N = Número de golpes en PPE.

γ = Peso volumétrico del suelo (T/m^3).

- LL = Límite líquido (%).
- LP = Límite plástico (%).
- IP = Índice plástico (%).
- Cu = Cohesión aparente determinada en prueba de compresión simple.
- Cqu = Cohesión aparente determinada en ensayo triaxial UU (T/m^2).
- ME = Módulo de elasticidad determinado en pruebas de rebote elástico (T/m^2).
- MEP = Módulo elastoplástico determinado en pruebas de compresión simple (T/m^2).

Figura (5.2)

Cabe mencionar que las propiedades enlistadas anteriormente, corresponden a los valores medios de cada estrato. (ref. 8)

Con el objeto de verificar la seguridad de la excavación y evitar daños en construcciones vecinas, se desean valorar las expansiones del fondo de la excavación en diversos puntos de la misaa.

Como puede observarse en la Figura (5.2), el perfil estratigráfico se caracteriza por tener básicamente una naturaleza cohesiva.

Siendo esto así, se puede proceder a calcular las expansiones elásticas del fondo mediante la aplicación de la Ley de Hooke Generalizada, (Ecuación (2.8)) para cada uno de los estratos que se encuentran ubicados por debajo de la plantilla de la excavación. Una vez hecho esto se puede obtener la expansión total simplemente mediante la suma de las contribuciones de deformación de cada uno de los estratos susceptibles a expanderse.

Para ello, en primer término es necesario determinar la magnitud de la descarga que estará dada por el esfuerzo vertical total a una profundidad igual a la de la excavación.

En la Tabla (5.1) se muestran algunas características propias de los primeros 5 estratos que constituyen aquellos que habrán de ser retirados al momento de realizar la excavación.

ESTRATO E	ESPESOR H (m)	PESO VOLUMETRICO γ (T/m ³)
1	1.20	1.682
2	0.60	1.510
3	1.55	1.424
4	0.10	1.817
5	2.55	1.370

Tabla (5.1)

La magnitud de la descarga podrá valuarase entonces como:

$$\omega = (1.682 \times 1.2) + (1.51 \times 0.6) + 1.424 \times 1.55) + \\ + (1.817 \times 0.1) + (1.37 \times 2.55) = 8.807 \text{ T/m}^2$$

En la Tabla (5.2) se resumen algunas de las propiedades mecánicas de los estratos 6 a 16, que son aquellos que se encuentran ubicados por debajo del fondo de la excavación, y que constituyen aquellos que recibirán la influencia de la descarga..

ESTRATO E	ESPESOR H (m)	PROFUNDIDAD MEDIA Z (m)	MODULO DE POISSON ν (T/m ²)	MODULO DE ELASTICIDAD ME (T/m ²)
6	3.00	1.50	0.43	674
7	4.80	5.40	0.43	674
8	1.20	8.40	0.43	674
9	6.00	12.00	0.43	601
10	0.60	15.30	0.25	1054
11	1.20	16.20	0.43	601
12	0.60	17.10	0.43	601
13	0.60	17.70	0.43	1054
ESTRATO E	ESPESOR H (m)	PROFUNDIDAD MEDIA Z (m)	MODULO DE POISSON ν (T/m ²)	MODULO DE ELASTICIDAD ME (T/m ²)
14	10.20	23.10	0.43	601
15	2.55	29.47	0.25	1054
16	1.05	31.27	0.25	1054

Tabla (5.2)

Ahora bien, como se trata de una área poligonal, se procederá a calcular los esfuerzos verticales (σ_z) para cada uno de los estratos, mediante la aplicación del método de Damy, expuesto en el Capítulo IV.

Con tal objeto, en primer lugar resulta ser necesario ubicar un esquema de la planta a ser excavada dentro de un marco arbitrario de referencia tal como el mostrado en la Figura (5.3) y posteriormente proponer una numeración para sus vértices siguiendo el sentido de las manecillas del reloj.

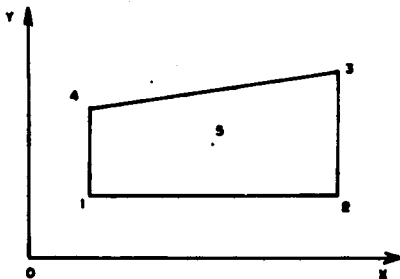


Figura (5.3)

En la Tabla (5.3) se muestran las coordenadas de dichos vértices, así como del vértice 5, ya que se pretende valuar las expansiones en cada uno de ellos.

VERTICE	COORDENADAS (X,Y)
1	(3,3)
2	(23,3)
3	(23,13)
4	(3,10)
5	(13,7.25)

Tabla (5.3)

Una vez hecho lo anterior se puede proceder a valuar los esfuerzos verticales bajo el fondo de la excavación en cualquier punto del medio.

Así por ejemplo, si se desea conocer los esfuerzos verticales bajo el vértice 1 (Figura (5.3)), se procedería de la siguiente manera:

En principio, es necesario dividir el área del polígono en 2 triángulos de vértices 123 y 134, respectivamente, tal y como se ilustra en la Figura (5.4).

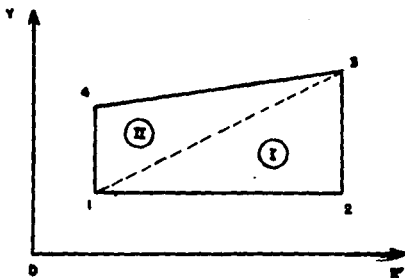


Figura (5.4)

Una vez definida esta partición, se procede a calcular la contribución de cada triángulo al esfuerzo vertical total bajo el vértice 1, siguiendo el procedimiento descrito en el Capítulo III (Ecuaciones (3.10) a (3.18)).

Posteriormente se puede calcular el esfuerzo vertical (σ_z) para cada triángulo mediante algunas de las ecuaciones presentadas en el mismo capítulo: Boussinesq (Ecuaciones (3.19) y (3.20)), Westergaard (Ecuaciones (3.21) y (3.22)) o Frolich (Ecuaciones (3.23) y (3.24) o bien Ecuaciones (3.25), (3.26) y (3.27)).

Finalmente, el esfuerzo vertical total estará dado por la suma de los esfuerzos verticales generados en los triángulo I y II.

En este caso se seleccionó como opción de cálculo a la Ecuación de Boussinesq.

Por otra parte, para poder valuar la expansión de cada estrato, es necesario determinar previamente las magnitudes de los esfuerzos horizontales (σ_x y σ_y). Sin embargo, como se mencionó en su momento, a la fecha no existe una solución exacta para valuar los mismos cuando la geometría de la excavación es rectangular. Por tal motivo, éstos fueron obtenidos suponiendo que la excavación era rectangular.

En el caso particular del vértice 1, se supuso que éste representaba una de las esquinas de un área de dimensiones 7 x 20 m. Para obtener dichos valores se hizo empleo del programa para calcular expansiones en excavaciones rectangulares enlistado en el Anexo I. En la Tabla (5.4) se muestran los resultados obtenidos.

Una vez que se cuenta con dichos valores, se puede proceder a calcular la magnitud de las expansiones aplicando la Ecuación (2.8).

En este caso, los cálculos fueron realizados con la ayuda del programa de computadora para calcular expansiones en excavaciones de forma poligonal cualquiera, presentado en el Anexo II.

En la Tabla (5.5) se presentan los resultados obtenidos para el vértice 1.

Siguiendo un procedimiento análogo al anterior, se obtuvieron las expansiones totales bajo los puntos 2, 3, 4 y 5, considerando las siguientes dimensiones para el cálculo de los esfuerzos horizontales:

VERTICE	DIMENSIONES
2	10 x 20 m
3	10 x 20 m
4	7 x 20 m
5	4.25 x 10 m

Tabla (5.6)

Obsérvese que para el punto 5, es necesario calcular los esfuerzos bajo la esquina de un rectángulo que representa la cuarta parte del área excavada, por lo que la magnitud de los mismos debe ser multiplicada por 4, al momento de utilizar dichos valores para determinar la expansión total bajo dicho punto.

En las Tablas (5.7), (5.8), (5.9) y (5.10), se muestran los resultados obtenidos para los otros puntos, y en la Tabla (5.11) se presenta un resumen de las expansiones calculadas para cada uno de los puntos de interés.

VERTICE	EXPANSION ELASTICA (cm)
1	4.581
2	4.514
3	4.085
4	4.953
5	11.872

Tabla (5.11)

Como puede observarse, la expansión máxima se presenta al centro de la excavación, tal y como lo establece la teoría

de Boussinesq, y esta disminuye conforme nos alejamos de dicho punto.

Por otra parte puede apreciarse que la magnitud de las expansiones en todos los puntos es bastante pequeña, por lo queda garantizada la seguridad de la excavación misma y de las facilidades adyacentes.

ECUACION DE BOUSSINESQ

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA EXCAVACION:

ANCHO (m) = 7.000
 LARGO (m) = 20.000

MAGNITUD DE LA DESCARGA:

W (T/m²) = 8.807

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DE SUELO

ESTRATO E	ESPESOR H (m)	PROFUNDIDAD Z (m)	ESFUERZO HORIZONTAL S _x (T/m ²)	ESFUERZO HORIZONTAL S _y (T/m ²)	ESFUERZO VERTICAL S _z (T/m ²)
6	3.00	1.50	1.5565	1.6505	2.1929
7	4.80	5.40	0.5505	0.9851	1.9526
8	1.20	8.40	0.2392	0.6485	1.6435
9	6.00	12.00	0.0927	0.3934	1.3050
10	0.60	15.30	-0.0281	0.1492	1.0590
11	1.20	16.20	0.0315	0.2227	1.0018
12	0.60	17.10	0.0248	0.1977	0.9484
13	0.60	17.70	0.0211	0.1827	0.9147
14	10.20	23.10	0.0030	0.0919	0.6708
15	2.55	29.47	-0.0332	0.0075	0.4817
16	1.05	31.27	-0.0311	0.0031	0.4415

EXPANSIONES ELASTICAS DEL FONDO

ESTRATO E	ESPESOR H (m)	EXPANSION DE (m)
6	3.00	0.00362
7	4.80	0.00920
8	1.20	0.00225
9	6.00	0.01094
10	0.60	0.00059
11	1.20	0.00178
12	0.60	0.00085
13	0.60	0.00047
14	10.20	0.01069
15	2.55	0.00118
16	1.05	0.00045

Tabla (5.4)

EXPANSION TOTAL = 0.04202

ECUACION DE BOUSSINESQ

COORDENADAS (3 , 3)

MAGNITUD DE LA DESCARGA:

$$W \text{ (T/m}^2\text{)} = 8.807$$

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO

ESTRATO E	ESPESOR H (m)	PROFUNDIDAD Z (m)	ESFUERZO HORIZONTAL SX (T/m ²)	ESFUERZO HORIZONTAL SY (T/m ²)	ESFUERZO VERTICAL SZ (T/m ²)
6	3.00	1.50	1.5565	1.8505	2.1945
7	4.80	5.40	0.5505	0.9851	1.9922
8	1.20	8.40	0.2592	0.6483	1.7203
9	6.00	12.00	0.0927	0.3934	1.4070
10	0.60	15.30	-0.0281	0.1492	1.1677
11	1.20	16.20	0.0315	0.2227	1.1105
12	0.60	17.10	0.0248	0.1977	1.0564
13	0.60	17.70	0.0211	0.1827	1.0221
14	10.20	23.10	0.0030	0.0919	0.7668
15	2.55	29.47	-0.0332	0.0075	0.5603
16	1.05	31.27	-0.0311	0.0031	0.5155

EXPANSIONES ELASTICAS DEL FONDO

ESTRATO E	ESPESOR H (m)	EXPANSION DE (m)
6	3.00	0.00363
7	4.80	0.00949
8	1.20	0.00238
9	6.00	0.01196
10	0.60	0.00065
11	1.20	0.00200
12	0.60	0.00096
13	0.60	0.00055
14	10.20	0.01232
15	2.55	0.00137
16	1.05	0.00052

EXPANSION TOTAL = 0.04581

Tabla (5.5)

ECUACION DE BOUSSINESQ

COORDENADAS (23 , 3

MAGNITUD DE LA DESCARGA:

$$W (T/m^2) = 9.607$$

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO

ESTRATO E	ESPESOR H (m)	PROFUNDIDAD Z (m)	ESFUERZO HORIZONTAL SX (T/m ²)	ESFUERZO HORIZONTAL SY (T/m ²)	ESFUERZO VERTICAL SZ (T/m ²)
6	3.00	1.50	1.7004	1.7505	2.1978
7	4.80	5.40	0.8452	1.1383	2.0628
8	1.20	8.40	0.4638	0.7921	1.8335
9	6.00	12.00	0.2258	0.5022	1.5211
10	0.60	15.50	0.0242	0.1975	1.2612
11	1.20	16.20	0.1006	0.2935	1.1976
12	0.60	17.10	0.0849	0.2619	1.1373
13	0.60	17.70	0.0758	0.2428	1.0989
14	10.20	23.10	0.0275	0.1247	0.8135
15	2.55	29.47	-0.0356	0.0104	0.5860
16	1.05	31.27	-0.0347	0.0043	0.5373

EXPANSIONES ELASTICAS DEL FONDO

ESTRATO E	ESPESOR H (m)	EXPANSION DE (m)
6	3.00	0.00322
7	4.80	0.00862
8	1.20	0.00230
9	6.00	0.01206
10	0.60	0.00069
11	1.20	0.00205
12	0.60	0.00099
13	0.60	0.00055
14	10.20	0.01270
15	2.55	0.00143
16	1.05	0.00054

EXPANSION TOTAL = 0.04514

EQUACION DE BOUSSINESQ

COORDENADAS (23 , 13

MAGNITUD DE LA DESCARGA:

$$W \text{ (T/m}^2\text{)} = 8.807$$

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO

ESTRATO E	ESPESOR H (m)	PROFUNDIDAD Z (m)	ESFUERZO HORIZONTAL SX (T/m ²)	ESFUERZO HORIZONTAL SY (T/m ²)	ESFUERZO VERTICAL SZ (T/m ²)
6	3.00	1.50	1.7004	1.7305	1.9899
7	4.80	3.40	0.8452	1.1383	1.9805
8	1.20	8.40	0.4658	0.7921	1.6894
9	6.00	12.00	0.2258	0.5022	1.4210
10	0.60	15.30	0.0242	0.1975	1.1914
11	1.20	16.20	0.1006	0.2935	1.1344
12	0.60	17.10	0.0849	0.2619	1.0801
13	0.60	17.70	0.0758	0.2428	1.0454
14	10.20	23.10	0.0275	0.1247	0.7834
15	2.55	29.47	-0.0356	0.0104	0.5701
16	1.05	31.27	-0.0347	0.0043	0.5238

EXPANSIONES ELASTICAS DEL FONDO

ESTRATO E	ESPESOR H (m)	EXPANSION DE (m)
6	3.00	0.00229
7	4.80	0.00732
8	1.20	0.00205
9	6.00	0.01106
10	0.60	0.00065
11	1.20	0.00193
12	0.60	0.00093
13	0.60	0.00052
14	10.20	0.01219
15	2.55	0.00139
16	1.05	0.00053

$$\text{EXPANSION TOTAL} = 0.04085$$

Tabla (5.8)

MAGNITUD DE LA DESCARGA:

$$W \text{ (T/m}^2\text{)} = 8.807$$

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO

ESTRATO E	ESPESOR H (m)	PROFUNDIDAD Z (m)	ESFUERZO HORIZONTAL SX (T/m ²)	ESFUERZO HORIZONTAL SY (T/m ²)	ESFUERZO VERTICAL SZ (T/m ²)
5	3.00	1.50	1.5565	1.6505	2.4015
7	4.80	5.40	0.2505	0.9851	2.1576
8	1.20	8.40	0.2392	0.6483	1.8402
9	6.00	12.00	0.0927	0.3934	1.4855
10	0.60	15.20	-0.0281	0.1492	1.2212
11	1.20	16.20	0.0315	0.2227	1.1588
12	0.60	17.10	0.0248	0.1977	1.1001
13	0.60	17.70	0.0211	0.1827	1.0630
14	10.20	23.10	0.0020	0.0919	0.7897
15	2.55	29.47	-0.0332	0.0075	0.5726
16	1.05	31.27	-0.0311	0.0051	0.5258

EXPANSIONES ELASTICAS DEL FONDO

ESTRATO E	ESPESOR H (m)	EXPANSION DE (m)
5	3.00	0.00455
7	4.80	0.01066
8	1.20	0.00260
9	6.00	0.01274
10	0.60	0.00058
11	1.20	0.00210
12	0.60	0.00100
13	0.60	0.00056
14	10.20	0.01271
15	2.55	0.00140
16	1.05	0.00050

$$\text{EXPANSION TOTAL} = 0.04953$$

MAGNITUD DE LA DESCARGA:

$$w \text{ (T/m}^2\text{)} = 8.807$$

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO

ESTRATO E	ESPESOR H (m)	PROFUNDIDAD Z (m)	ESFUERZO HORIZONTAL SX (T/m ²)	ESFUERZO HORIZONTAL SY (T/m ²)	ESFUERZO VERTICAL SZ (T/m ²)
6	3.00	1.50	4.8620	5.7444	8.6569
7	4.80	5.40	0.8120	2.1224	6.2774
8	1.20	8.40	0.2188	0.9632	4.4648
9	6.00	12.00	0.0420	0.3904	3.0135
10	0.60	15.30	-0.1580	0.0220	2.1712
11	1.20	16.20	-0.0052	0.1476	1.9970
12	0.60	17.10	-0.0084	0.1212	1.8411
13	0.60	17.70	-0.0104	0.1064	1.7463
14	10.20	23.10	-0.0148	0.0340	1.1331
15	2.55	29.47	-0.0580	-0.0392	0.7396
16	1.05	31.27	-0.0524	-0.0376	0.6644

EXPANSIONES ELASTICAS DEL FONDO

ESTRATO E	ESPESOR H (m)	EXPANSION DE (m)
6	3.00	0.01823
7	4.80	0.03572
8	1.20	0.00704
9	6.00	0.02823
10	0.60	0.00125
11	1.20	0.00387
12	0.60	0.00179
13	0.60	0.00097
14	10.20	0.01909
15	2.55	0.00185
16	1.05	0.00068

EXPANSION TOTAL = 0.11872

Tabla (5.10)

EJEMPLO No. 2

Con el objeto de construir un cajón de cimentación que servirá como estacionamiento para un edificio de 4 niveles es necesario realizar una excavación de 4.20 m de profundidad.

En la Figura (5.5) se muestran las características geométricas del Área a excavar, incluyendo un corte de la misma.

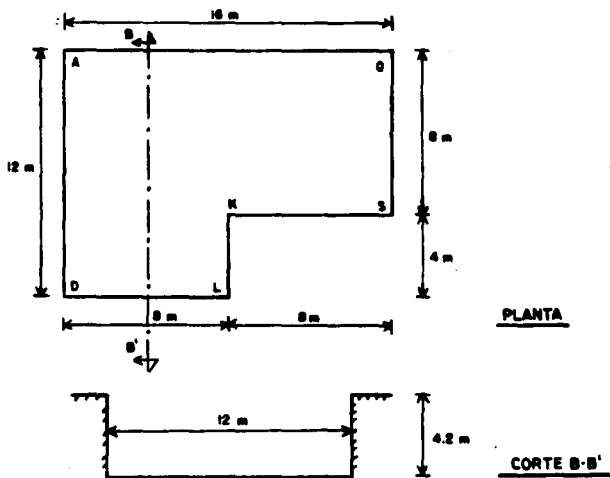


Figura (5.5)

En la Figura (5.6) se presenta el perfil estratigráfico representativo de la zona en la que se pretende realizar la excavación. En él, se presentan las principales propiedades

índice y mecánicas del suelo que en este caso se encuentra conformado por 8 estratos. La profundidad hasta la que se llevó el sondeo es de 11.40 m.

ESTRATO E	PROFUNDIDAD Z (m)	DESCRIPCION
1	0.00	Arena limosa café oscuro w = 21.50 E = 3500 N = 8 $\gamma = 1.6$
2	2.40	Arena limosa café oscuro, con grava w = 12.90 G = 24 ME = 7500 N = 13 S = 54 SUCS: SM $\gamma = 1.6$ F = 22
3	3.45	Limo arenoso café oscuro w = 17.10 S = 24 ME = 4500 N = 2 F = 76 SUCS: ML $\gamma = 1.5$
4	4.20	Limo arenoso café oscuro w = 34.60 LL = 33 ME = 6100 N = 5 LP = 27 SUCS: ML $\gamma = 1.5$ IP = 6
5	6.45	Limo arenoso café claro, con grava w = 25.80 LL = 32 G = 4 N = 15 LP = 28 S = 4 $\gamma = 1.5$ IP = 4 F = 92 ME = 7500 SUCS: ML
6	9.00	Arena limosa café, con grava w = 13.40 G = 41 ME = 7500 N = 12 S = 42 SUCS: SM $\gamma = 1.6$ F = 17
	9.60	Arena limosa café

7	9.60	Arena limosa café w = 36.20 $\gamma = 1.6$ ME = 7500 N = 12
8	10.05	Arena limosa café w = 31.40 $\gamma = 1.6$ ME = 8500 N = 6
	11.40	

En donde:

- w = Contenido de agua (%).
- N = Número de golpes en PPE.
- G = Grava (%).
- S = Arena (%).
- F = Finos (%).
- LL = Límite líquido (%).
- LP = Límite plástico (%).
- IP = Índice plástico (%).
- γ = Peso volumétrico (T/m^3).
- ME = Módulo de elasticidad (T/m^2).

Figura (5.6)

Con el objeto de verificar la seguridad de la excavación se pretende valuar las expansiones elásticas del fondo de la masa en los puntos mostrados en la Figura (5.7). Como puede apreciarse, algunos de los puntos se encuentran fuera del área en la cual se realizará la excavación.

Como podemos observar en el perfil estratigráfico, el subsuelo por debajo del fondo está constituido básicamente por materiales de tipo granular, tales como arenas limosas, limos arenosos y gravas. (ref. 8)

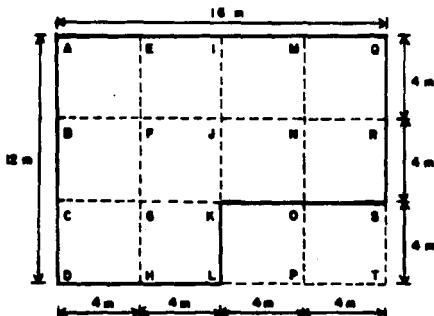


Figura (5.7)

Por tal motivo, será necesario aplicar la teoría expuesta en el Capítulo IV relativa a deformaciones en suelos granulares (Ecuación (4.4)), para cada uno de los 5 estratos que se localizan por debajo de la plantilla de la excavación. La expansión total podrá valuarse entonces mediante la suma de la deformación de cada uno de dichos estratos.

Con el objeto de poder determinar la magnitud de la descarga, en la Tabla (5.12) se muestran los pesos volumétricos y los espesores de los 3 primeros estratos que habrán de ser removidos durante el proceso de excavación.

La magnitud de la descarga será igual al esfuerzo vertical total a la profundidad de 4.20 m, es decir:

$$w = (1.6 \times 2.4) + (1.6 \times 1.05) + (1.5 \times 0.75) = 6.645 \text{ T/m}^2$$

ESTRATO E	ESPESOR H (m)	PESO VOLUMETRICO γ (T/m ³)
1	2.40	1.60
2	1.05	1.60
2	0.75	1.50

Tabla (5.12)

En la Tabla (5.13) se muestran los 5 estratos susceptibles de expandirse. En la misma se incluyen aquellos parámetros necesarios para poder determinar su correspondiente deformación.

ESTRATO E	ESPESOR H (m)	PROFUNDIDAD MEDIA Z (m)	MODULO DE DEFORMACION MD
4	2.25	1.125	0.0024
5	2.55	2.525	0.0024
6	0.60	5.100	0.0024
7	0.45	5.625	0.0024
8	1.35	6.525	0.0024

ESTRATO E	MODULO DE CONFINAMIENTO α (m ² /T)	MODULO DE ESFUERZO r	MODULO DE POISSON ν (T/m ²)
4	0.025	2.1	0.25
5	0.025	2.1	0.25
6	0.025	2.1	0.25
7	0.025	2.1	0.25
8	0.025	2.1	0.25

ESTRATO E	PRESION DE CONFINAMIENTO P_{co} (T/m^2)
4	6.1101
5	8.7501
6	10.5050
7	11.1210
8	12.1770

Tabla (5.13)

Los valores del módulo de deformación, módulo de esfuerzo, módulo de confinamiento y módulo de poisson presentados en la tabla anterior corresponden a aquellos recomendados en la Tabla (4.5) del Capítulo IV. Por su parte, aquellos correspondientes a la presión de confinamiento fueron obtenidos a partir de la Ecuación (4.10) considerando un valor del coeficiente de presión de tierra en reposo ($K_0 = 0.60$).

Una vez que se cuenta con los parámetros presentados en la Tabla (5.13), el siguiente paso consiste en determinar los decrementos de esfuerzo para cada estrato en todos los puntos de interés.

En este caso se explicará la forma en la que se obtuvo la magnitud de dicho valor para los distintos estratos que se encuentran ubicados bajo el punto A.

En vista de que la geometría del área en la que habrá de realizarse la excavación es de tipo irregular, se requiere efectuar una subdivisión de la misma mediante una serie de rectángulos que tengan como vértice común al punto en el cual nos interesa valuar el esfuerzo (punto A).

De tal forma que el esfuerzo bajo dicho punto estará dado por:

$$\sigma_{ZT} = \sigma_{Z(ACSO)} + \sigma_{Z(ADLE)} - \sigma_{Z(ACKK)}$$

Es decir, el esfuerzo total al centro de cada estrato estará dado por la suma de aquél que se presenta bajo la esquina de un rectángulo de 8 x 16 m más el que se genera bajo un rectángulo de 8 x 12 m menos el correspondiente a la esquina de un cuadrado de 8 x 8 m.

De igual forma que como sucede en el caso de suelos cohesivos, la magnitud de los esfuerzos anteriores puede obtenerse a través de cualquiera de los criterios expuestos en el Capítulo III.

Para el caso particular de el presente ejemplo se decidió emplear la Ecuación (3.9) debida a Frolich, ya que ésta resulta ser aplicable a suelos en los que la compresibilidad disminuye con la profundidad.

Después de que se ha determinado la distribución de esfuerzos en la masa de suelo puede procederse a determinar las expansiones de cada estrato.

Como se mencionó anteriormente, en virtud de que se está trabajando con suelos del tipo granular, se decidió emplear la teoría correspondiente a deformaciones en suelos granulares (Ecuación (4.4)).

Los cálculos nuevamente fueron realizados con el programa de computadora enlistado en el anexo I. En las Tablas (5.14), (5.15) y (5.16), se muestran los resultados parciales para las 3 áreas en las que se dividió el cálculo

ECUACION DE FRODLICH $\lambda=4$

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA EXCAVACION:

ANCHO (m) = 8.000
LARGO (m) = 16.000

MAGNITUD DE LA DESCARGA:

W (T/m²) = 6.645

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DE SUELO

ESTRATO E	ESPESOR H (m)	PROFUNDIDAD Z (m)	ESFUERZO HORIZONTAL S _X (T/m ²)	ESFUERZO HORIZONTAL S _Y (T/m ²)	ESFUERZO VERTICAL S _Z (T/m ²)
4	2.25	1.15	1.1372	0.9436	1.6610
5	2.55	2.53	0.8221	0.7858	1.6558
6	0.60	5.10	0.4012	0.5349	1.6001
7	0.45	5.63	0.3413	0.4914	1.5794
8	1.35	6.53	0.2557	0.4233	1.5372

EXPANSIONES ELASTICAS DEL FONDO

ESTRATO E	ESPESOR H (m)	EXPANSION DE (m)
4	2.25	0.00009
5	2.55	0.00006
6	0.60	0.00001
7	0.45	0.00001
8	1.35	0.00002

EXPANSION TOTAL = 0.00019

Tabla (5.14)

- 76 -

ECUACION DE FROLICH $\lambda=4$

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA EXCAVACION:

ANCHO (m) = 8.000
LARGO (m) = 12.000

MAGNITUD DE LA DESCARGA:

W (T/m²) = 6.645

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DE SUELO

ESTRATO E	ESPESOR H (m)	PROFUNDIDAD Z (m)	ESFUERZO HORIZONTAL SX (T/m ²)	ESFUERZO HORIZONTAL SY (T/m ²)	ESFUERZO VERTICAL SZ (T/m ²)
4	2.25	1.13	1.0791	0.9710	1.6610
5	2.55	2.53	0.7733	0.7702	1.6552
6	0.60	5.10	0.3682	0.4660	1.5929
7	0.45	5.63	0.3111	0.4163	1.5695
8	1.35	6.53	0.2302	0.3408	1.5215

EXPANSIONES ELASTICAS DEL FONDO

ESTRATO E	ESPESOR H (m)	EXPANSION DE (m)
4	2.25	0.00009
5	2.55	0.00006
6	0.60	0.00001
7	0.45	0.00001
8	1.35	0.00002

EXPANSION TOTAL = 0.00020

Tabla (5.15)

- 77 -

ECUACION DE FRODLICH $\lambda=4$

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA EXCAVACION:

ANCHO (m) = 8.000
LARGO (m) = 8.000

MAGNITUD DE LA DESCARGA:

W (T/m²) = 6.645

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DE SUELO

ESTRATO E	ESPESOR H (m)	PROFUNDIDAD Z (m)	ESFUERZO HORIZONTAL SX (T/m ²)	ESFUERZO HORIZONTAL SY (T/m ²)	ESFUERZO VERTICAL SZ (T/m ²)
4	2.25	1.13	0.9869	0.9869	1.6608
5	2.55	2.53	0.6962	0.6962	1.6516
6	0.60	5.10	0.3184	0.3184	1.5570
7	0.45	5.63	0.2664	0.2664	1.5228
8	1.35	6.53	0.1936	0.1936	1.4550

EXPANSIONES ELASTICAS DEL FONDO

ESTRATO E	ESPESOR H (m)	EXPANSION DE (m)
4	2.25	0.00009
5	2.55	0.00007
6	0.60	0.00001
7	0.45	0.00001
8	1.35	0.00002

EXPANSION TOTAL = 0.00020

Tabla (5.16)

del esfuerzo bajo el punto A. En las mismas se muestran además los valores correspondientes a las expansiones totales bajo el mismo punto, de tal forma que la expansión total bajo el punto A, será igual a la suma de los obtenidos para las áreas de (8 x 16) y (8x 12) menos el de la superficie de (8 x 8)m.

Siguiendo un procedimiento análogo al descrito anteriormente se obtuvieron las expansiones totales para cada uno de los puntos de interés. En la Tabla (5.17) se muestran los resultados finales y en la Figura (5.8) se muestra la ubicación en planta de los mismos.

PUNTO	EXPANSION DE (mm)	PUNTO	EXPANSION DE (mm)
A	- 0.19	K	0.61
B	0.39	L	0.19
C	0.40	M	0.41
D	0.19	N	0.82
E	0.39	O	0.40
F	0.82	P	-0.03
G	0.83	Q	0.18
H	0.40	R	0.40
I	0.40	S	0.18
J	0.83	T	-0.03

Tabla (5.17)

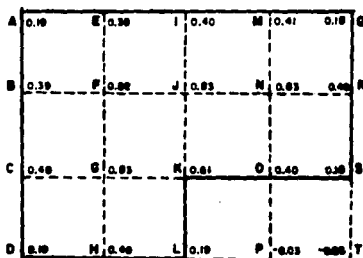


Figura (5.8)

A partir de los resultados obtenidos pueden notarse varios aspectos importantes:

El primero de ellos sin duda es el concerniente a la magnitud de las expansiones, ya que como puede observarse éstas son extremadamente pequeñas para todos los puntos estudiados.

Por otro lado, al igual que en el ejemplo anterior, se observa como la magnitud de las expansiones tiende a un valor máximo cercano al centro de la excavación mientras que ésta disminuye conforme nos alejamos del mismo.

Otro aspecto importante lo constituye la presencia de asentamientos en los puntos P y T, localizados fuera del área excavada. Esto parece confirmar la experiencia que se ha tenido hasta el momento ya que por lo general en las inmediaciones de la excavación suelen presentarse este tipo de deformaciones.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES:

En el presente trabajo se han presentado diferentes procedimientos de cálculo para la determinación de expansiones en excavaciones atendiendo tanto al tipo de suelo como a la geometría propia del área a excavar.

Como se vió en su momento, estas expansiones se presentan en la práctica independientemente de que se presente o no la falla de fondo y revisten una gran importancia en virtud de que generalmente son no uniformes, se recuperan una vez aplicada la carga sumándose a los asentamientos y pueden ocasionar daños a construcciones vecinas.

Para el desarrollo de este texto se consideró, en todos los casos, que el suelo constituye un material que cumple con las siguientes hipótesis:

- a) Homogéneo.- en virtud de que tiene las mismas propiedades en cualquier punto (misma relación de vacíos, mismo módulo de Poisson, mismo módulo de elasticidad, entre otros, a cualquier profundidad).
- b) Isótropo.- porque en cada punto se tienen las mismas propiedades sin importar la dirección de análisis.
- c) Elástico.- ya que se comporta según la Ley de Hooke; es decir, la deformación unitaria es linealmente proporcional al esfuerzo, recuperándose en forma lineal.

Como se puede deducir, éstas hipótesis difícilmente se cumplen en la práctica, pero para fines de Ingeniería se han utilizado consiguiéndose buenos resultados en los cálculos

que de ellas se obtienen.

En términos generales se puede decir que el cálculo de expansiones elásticas en excavaciones básicamente se puede dividir en dos partes: la determinación de la distribución de esfuerzos en la masa de suelo y el cálculo de las deformaciones elásticas del mismo.

Por lo que respecta a la distribución de esfuerzos en la masa del suelo fueron expuestos dos procedimientos cuya aplicación depende netamente de las características geométricas de la excavación.

La razón de lo anterior radica en el hecho de que la geometría de una excavación es un factor importante en lo concerniente a los movimientos verticales del fondo de la excavación; excavaciones que en planta son predominantemente largas, tales como aquellas practicadas para alojar al metro, están más sujetas a este tipo de movimientos, que aquellas realizadas en plantas de forma cuadrada o rectangular.

Para el caso de que se trate de una excavación de tipo rectangular se sugiere la aplicación de las ecuaciones obtenidas en base a la teoría de Boussinesq para calcular los decrementos de esfuerzo vertical σ_z bajo una de las esquinas de un área rectangular sujeta a una descarga uniforme.

En cambio cuando la superficie a ser excavada esté constituida por un polígono de forma cualquiera, se puede utilizar el procedimiento de cálculo desarrollado por Dany.

Por lo que respecta a la distribución de esfuerzos en la masa de suelo, fueron tratadas 3 posibles alternativas: a) Boussinesq, b) Westergaard y c) Frolich. Todas ellas fueron obtenidas en base a la teoría de la elasticidad, por

lo que se caracterizan por ser muy similares entre si, diferenciándose una de otra tan sólo por las suposiciones que se hacen respecto a las condiciones elásticas del suelo y en la geometría del Área descargada.

Por tal motivo, la elección de la opción de cálculo prácticamente depende únicamente de preferencias personales en base a experiencias propias del proyectista.

Por lo que concierne al cálculo de las deformaciones elásticas del fondo de la excavación, se presentan dos diferentes opciones de trabajo, dependiendo de la naturaleza misma del subsuelo, esto es, si éste es de tipo cohesivo o friccionante.

El procedimiento de cálculo a utilizarse para determinar la magnitud de las expansiones no debe ser el mismo para cualquier tipo de suelo, ya que el carácter mismo de las deformaciones varía de uno a otro. Así por ejemplo, si la excavación es realizada en un suelo cohesivo, como en el caso de una arcilla, la deformación total está compuesta esencialmente por un movimiento vertical, mientras que la componente angular de la deformación es prácticamente despreciable. Por el contrario, en suelos de carácter friccionante como las arenas, la deformación total se manifiesta en su mayor parte como deformación lateral, en tanto que la deformación vertical es mínima.

Sin embargo, independientemente de la opción elegida, ambas se sustentan en los principios básicos que fundamentan a la teorías de la elasticidad, aunque con algunas leves diferencias; esto debido a que en el caso de que la excavación se realice en un material predominantemente cohesivo se utilizan leyes esfuerzo-deformación lineales mientras que para suelos granulares se utilizan otras de

características no lineales.

Por lo mismo, las pruebas de laboratorio y los parámetros requeridos son diferentes. Así, para suelos de tipo arcilloso se necesitan obtener los valores del módulo de elasticidad a partir de pruebas de rebote elástico mientras que, para suelos granulares, son indispensables los correspondientes a los módulos de deformación, de esfuerzo y de confinamiento, resultantes de la ejecución de pruebas triaxiales de deformación (PTD).

Otro aspecto que no debe pasar inadvertido es el relativo a la técnica y secuencia constructiva de la excavación, tanto dentro, como fuera del área misma de trabajo, ya que éstas tienen una influencia importante en la magnitud y patrones de movimiento del fondo. En la práctica se ha observado que excavaciones que son idénticas en diseño, pueden comportarse de manera completamente diferente dependiendo tan sólo de factores meramente de tipo constructivo.

Asimismo la experiencia profesional ha demostrado que aún cuando los asentamientos en las cercanías de la excavación y las expansiones del fondo de la misma pueden reducirse empleando sistemas de soporte que se anclan por debajo de la plantilla de la excavación, dicha reducción resulta ser muy pequeña en magnitud.

En realidad los movimientos que se producen al practicar excavaciones anchas y profundas en suelos tales como las arcillas blandas son inevitables.

En virtud de ello, es necesario asegurarse que dicha magnitud no sea lo suficientemente importante como para provocar daños en construcciones vecinas o bien una expansión

excesiva del fondo que inclusive pueda conducir a una falla por esfuerzo cortante del mismo.

Por tal motivo, se ha tratado de reducir dicha magnitud, principalmente mediante la implementación de nuevas técnicas y procedimientos constructivos.

Así por ejemplo, uno de estos procedimientos es el que se conoce como método de excavación por partes. Este consiste en excavar en una primera etapa dentro de toda el área de trabajo hasta una cierta profundidad, menor que la profundidad total de desplante. Posteriormente se subdivide el área de excavación en varias partes o zonas y se procede a continuar la excavación en éstas en forma escalonada. Una vez que en una de ellas se llega a la profundidad máxima, se procede a colar la losa de la subestructura. En estas condiciones se puede continuar con la excavación en las otras zonas siguiendo el mismo escalonamiento y realizando los colados respectivos hasta completar toda la superficie en cuestión.

En el caso de que se decida emplear el procedimiento constructivo expuesto anteriormente, será necesario programar cuidadosamente la secuencia de avance en las diferentes etapas de construcción tratando de efectuar las excavaciones y colados en forma simétrica, con el objeto de reducir al mínimo posible los asentamientos que invariablemente habrán de presentarse. Con el mismo propósito también es necesario procurar minimizar los tiempos que habrán de transcurrir entre la excavación y la construcción de la cimentación de cada una de las partes.

El método de excavación por partes ayuda a disminuir los efectos que produce la excavación en virtud de que reduce las dimensiones de la misma y, por lo tanto, el grado de

alteración de las condiciones iniciales del suelo.

Por otra parte el presente trabajo incluye dos programas de computadora que facilitan la labor de cálculo y eliminan por completo la necesidad de utilizar algunos métodos gráficos tales como el de las Cartas de Newmark, que hasta hace poco tiempo constituían herramientas indispensables para valuar esfuerzos en la masa del suelo, sobre todo en el caso de que las superficies uniformemente cargadas fueran de tipo irregular.

Por último, al llevar a cabo la realización de este trabajo, se hizo palpable la carencia hasta la fecha de investigaciones relacionadas con algunos aspectos interesantes del diseño y comportamiento de excavaciones. Así por ejemplo, se podría desarrollar un trabajo en el que se determinara la distancia hasta la cuál se presentan expansiones fuera del área a excavar y en que momento éstas deformaciones comienzan a manifestarse como asentamientos.

ANEXO I:

En el presente anexo se presenta un programa de computadora que puede ser utilizado para calcular expansiones elásticas del fondo de una excavación de geometría rectangular bajo una de sus esquinas.

El programa está estructurado de la siguiente manera:

1) LECTURA DE DATOS:

En ella es necesario proporcionar, en primer término, el número de estratos en los cuales se pretende calcular las expansiones. Enseguida, se requieren introducir algunos datos relativos al perfil estratigráfico, es decir: número de estrato, espesor, profundidad y módulo de Poisson para cada uno de dichos estratos.

Posteriormente el programa solicita el valor de la magnitud de la descarga y las características geométricas de la excavación (ancho y largo).

2) SELECCION DE LA OPCION DE CALCULO PARA VALUAR LOS ESFUERZOS:

En esta parte se presentan 3 diferentes opciones de cálculo a seleccionar: 1) ecuación de Boussinesq, 2) ecuación de Westergaard y 3) ecuación de Frolich.

En caso de que la opción de cálculo seleccionada sea la de Frolich, se señalan 2 nuevas alternativas: 1) suelos estratificados y 2) suelos en los que la compacidad disminuye con la profundidad.

3) DETERMINACION DE LOS ESFUERZOS HORIZONTALES:

En esta etapa el programa procede a calcular los esfuerzos horizontales σ_x y σ_y mediante la aplicación de las fórmulas propuestas para el caso por Dashkó y Kagan.

4) ELECCION DEL TIPO DE SUELO:

En ella se pide al usuario que seleccione el tipo de suelo en función a si éste es de naturaleza cohesiva o granular.

5) CALCULO DE EXPANSIONES EN SUELOS COHESIVOS:

Si la opción de cálculo seleccionada en el paso anterior es la primera, el programa solicitará que se le proporcionen los valores correspondientes a los módulos elásticos de cada uno de los estratos, para con ellos proceder a calcular la magnitud de las expansiones.

6) CALCULO DE EXPANSIONES EN SUELOS GRANULARES:

Si la opción de cálculo del punto 4 es la de un suelo granular, se pedirán los siguientes parámetros: a) módulo de deformación, b) módulo de confinamiento, c) módulo de esfuerzo y d) presión de confinamiento. Una vez que el programa cuenta con dichos valores, procede a determinar las expansiones elásticas del fondo.

7) IMPRESION DE RESULTADOS EN PANTALLA:

En esta etapa el programa despliega los resultados obtenidos a través de dos tablas. En la primera, imprime para cada estrato el número de estrato, su

espesor, su profundidad media a partir del fondo de la excavación y los valores correspondientes a los esfuerzos horizontales y verticales. Posteriormente en la segunda tabla vuelve a desplegar los números de estrato, los espesores y proporciona las expansiones de cada estrato. Además, al final de esta última, muestra la magnitud total de la expansión en el punto de interés.

8) IMPRESION DE RESULTADOS EN TERMINAL:

Una vez desplegados los resultados en pantalla, se proporciona la posibilidad de elegir si se desean imprimir los mismos en una impresora. En caso afirmativo, ésta se lleva a cabo y en caso contrario, se presenta la oportunidad de reiniciar el cálculo para algún otro punto, con lo que se reinicia de nuevo el programa.

```

10 REM *****
20 REM ***** EXPANSIONES ELASTICAS EN EXCAVACIONES *****
30 REM ***** (EXCAVACIONES RECTANGULARES) *****
40 KEY OFF
50 CLS
60 DIM H(50),Z(50),NU(50),ME(50),E(50)
70 DIM R(50),N(50),B(50),C1(50),C2(50)
80 DIM SZ(50),K(50),C3(50),C(50),D(50)
90 DIM C4(50),C5(50),C6(50),C7(50),C8(50)
100 DIM C9(50),C10(50),C11(50),C12(50),C13(50)
110 DIM SX(50),SY(50),EZ(50),DE(50),DET(50)
120 DIM A(50),T1(50),T2(50),T3(50),T4(50)
130 DIM T5(50),T6(50),T7(50),T9(50),T11(50)
140 DIM A1(50),A2(50),CE(50),F(50),PCM(50)
150 DIM R(50),C14(50),C15(50),C16(50),C17(50)
160 DIM C18(50),C19(50),MD(50),AL(50),PCO(50)
170 REM ***** LECTURA DE DATOS *****
180 LOCATE 13,13:INPUT "EN CUANTOS ESTRATOS DESEAS CALCULAR LAS EXPANSIONES":NE
190 CLS
200 LOCATE 2,13:PRINT "PROPORCIONA LOS SIGUIENTES PARAMETROS PARA LOS ESTRATOS"
210 LOCATE 3,20:PRINT "EN LOS QUE DESEAS VALUAR LAS EXPANSIONES":
220 LOCATE 6,12:PRINT "ESTRATO":LOCATE 6,28:PRINT "ESPESOR":LOCATE 6,43:PRINT "P
ROFUNDIDAD":LOCATE 6,61:PRINT "MODULO DE"
230 LOCATE 7,15:PRINT "E":LOCATE 7,31:PRINT "H":LOCATE 7,48:PRINT "Z":LOCATE 7,6
23:PRINT "POISSON"
240 LOCATE 8,30:PRINT "(m)":LOCATE 8,47:PRINT "(m)":LOCATE 8,64:PRINT "NU"
250 LOCATE 9,62:PRINT "(T/m^2)"
260 FOR I=1 TO NE
270 LOCATE 10+I,13:PRINT "E=":
280 INPUT E(I)
290 LOCATE 10+I,27:PRINT "H("E(I)")=":
300 INPUT H(E(I))
310 LOCATE 10+I,43:PRINT "Z("E(I)")=":
320 INPUT Z(E(I))
330 LOCATE 10+I,59:PRINT "NU("E(I)")=":
340 INPUT NU(E(I))
350 NEXT I
360 CLS
370 LOCATE 5,15:INPUT "PROPORCIONA LA MAGNITUD DE LA DESCARGA (T/m^2)":TW
380 LOCATE 9,19:PRINT "PROPORCIONA LAS CARACTERISITICAS GEOMETRICAS"
390 LOCATE 10,34:PRINT "DE LA EXCAVACION"
400 LOCATE 15,36:INPUT "ANCHO (m)":X
410 LOCATE 17,36:INPUT "LARGO (m)":Y
420 FOR I=1 TO NE
430 H(E(I))=X/Z(E(I))
440 N(E(I))=Y/Z(E(I))
450 NEXT I
460 PI=3.141592
470 CLS
480 REM ***** DETERMINACION DE LOS ESFUERZOS VERTICALES *****

```

```

490 LOCATE 5,25:PRINT "ELEGIR LA OPCION DE CALCULO:"
500 LOCATE 10,33:PRINT "1.- BOUSSINESQ"
510 LOCATE 12,33:PRINT "2.- WESTERGAARD"
520 LOCATE 14,33:PRINT "3.- FROLICH"
530 LOCATE 19,25:PRINT "OPCION DESEADA ?";
540 CAL#=INPUT$(1);RE1=VAL(CAL#);PRINT RE1
550 IF RE1<=0 OR RE1>3 THEN BEEP;GOTO 470
560 ON RE1 GOSUB 570,680,790
570 REM ***** BOUSSINESQ *****
580 A#="BOUSSINESQ"
590 FOR I=1 TO NE
600 B(E(I))=M(E(I))^2+N(E(I))^2+1
610 C1(E(I))=2*M(E(I))*N(E(I))*B(E(I))^.5
620 C2(E(I))=M(E(I))^2+N(E(I))^2
630 T1(E(I))=ATN(C1(E(I))/(B(E(I))-C2(E(I))))
640 IF T1(E(I))<0 THEN T1(E(I))=T1(E(I))+PI
650 SZ(E(I))=(W/(4*PI))*((C1(E(I))/(B(E(I))+C2(E(I))))*(B(E(I))+1)/B(E(I))+T1(E(I)))
660 NEXT I
670 GOTO 1180
680 REM ***** WESTERGAARD *****
690 A#="WESTERGAARD"
700 CLS
710 FOR I=1 TO NE
720 K(E(I))=((1-2*NU(E(I)))/(2*(1-NU(E(I)))))^.5
730 C3(E(I))=(M(E(I))^2+N(E(I))^2+K(E(I))^2)^.5
740 T2(E(I))=ATN((M(E(I))*N(E(I)))/(K(E(I))*C3(E(I))))
750 IF T2(E(I))<0 THEN T2(E(I))=T2(E(I))+PI
760 SZ(E(I))=(W/(2*PI))*T2(E(I))
770 NEXT I
780 GOTO 1180
790 REM ***** FROLICH *****
800 CLS
810 LOCATE 5,25:PRINT "ELEGIR LA OPCION DESEADA"
820 LOCATE 10,33:PRINT "1.- SUELO ESTRATIFICADO"
830 LOCATE 12,33:PRINT "2.- SUELO COMPRESIBLE"
840 LOCATE 17,25:PRINT "OPCION DESEADA ?";
850 FRO#=INPUT$(1);RE2=VAL(FRO#);PRINT RE2
860 IF RE2<=0 OR RE2>2 THEN BEEP;GOTO 810
870 ON RE2 GOTO 880,1010
880 REM ***** FROLICH X=2 *****
890 A#="FROLICH X=2"
900 CLS
910 FOR I=1 TO NE
920 C(E(I))=(1+M(E(I))^2)^.5
930 D(E(I))=(1+N(E(I))^2)^.5
940 T3(E(I))=ATN(M(E(I))/C(E(I)))
950 IF T3(E(I))<0 THEN T3(E(I))=T3(E(I))+PI
960 T4(E(I))=ATN(M(E(I))/D(E(I)))

```

```

970 IF T4(E(I))<0 THEN T4(E(I))=T4(E(I))+PI
980 S2(E(I))=(W/(2*PI))*((M(E(I))/C(E(I)))*T3(E(I)))+(N(E(I))/D(E(I))*T4(E(I)
))
990 NEXT I
1000 GOTO 1180
1010 REM ***** FROLICH x=4 *****
1020 A8="FROLICH x=4"
1030 CLS
1040 FOR I=1 TO NE
1050 C(E(I))=(1+M(E(I))^2)^.5
1060 D(E(I))=(1+N(E(I))^2)^.5
1070 C4(E(I))=(1/C(E(I))^2)+(1/D(E(I))^2)
1080 C5(E(I))=M(E(I))*N(E(I))/(M(E(I))^2+N(E(I))^2+1)
1090 C6(E(I))=(N(E(I))*(3+2*N(E(I))^2))/D(E(I))^3
1100 C7(E(I))=(M(E(I))*(3+2*M(E(I))^2))/C(E(I))^3
1110 T5(E(I))=ATN(M(E(I))/D(E(I)))
1120 IF T5(E(I))<0 THEN T5(E(I))=T5(E(I))+PI
1130 T6(E(I))=ATN(N(E(I))/C(E(I)))
1140 IF T6(E(I))<0 THEN T6(E(I))=T6(E(I))+PI
1150 S2(E(I))=(W/(4*PI))*((C4(E(I))*C5(E(I)))+(C6(E(I))*T5(E(I)))+(C7(E(I))*T6(E
(I))))
1160 NEXT I
1170 REM ***** DETERMINACION DE LOS ESFUERZOS HORIZONTALES *****
1180 REM ***** DASHKO Y KAGAN *****
1190 FOR I=1 TO NE
1200 A(E(I))=X^2+Y^2+Z(E(I))^2
1210 CB(E(I))=X*Y*Z(E(I))
1220 C9(E(I))=(Z(E(I))*A(E(I))^-.5)/(X*Y)
1230 C10(E(I))=(Y*A(E(I))^-.5)/(X*Z(E(I)))
1240 C11(E(I))=(X*A(E(I))^-.5)/(Y*Z(E(I)))
1250 C12(E(I))=(X^2+Z(E(I))^2)*A(E(I))^-.5
1260 C13(E(I))=(Y^2+Z(E(I))^2)*A(E(I))^-.5
1270 T7(E(I))=ATN(C9(E(I)))
1280 IF T7(E(I))<0 THEN T7(E(I))=T7(E(I))+PI
1290 TB=ATN(Y/X)
1300 IF TB<0 THEN TB=TB+PI
1310 T9(E(I))=ATN(C10(E(I)))
1320 IF T9(E(I))<0 THEN T9(E(I))=T9(E(I))+PI
1330 T10=ATN(X/Y)
1340 IF T10<0 THEN T10=T10+PI
1350 T11(E(I))=ATN(C11(E(I)))
1360 IF T11(E(I))<0 THEN T11(E(I))=T11(E(I))+PI
1370 SX(E(I))=(W/(2*PI))*((PI/2)-(CB(E(I))/C12(E(I)))-T7(E(I))+(1-2*NU(E(I)))*(T
B-T9(E(I))))
1380 SY(E(I))=(W/(2*PI))*((PI/2)-(CB(E(I))/C13(E(I)))-T7(E(I))+(1-2*NU(E(I)))*(T
10-T11(E(I))))
1390 NEXT I
1400 REM ***** ELECCION DEL TIPO DE SUELO *****
1410 CLS
1420 LOCATE 5,25:PRINT "ELEGIR EL TIPO DE SUELO"

```

```

1430 LOCATE 10,33:PRINT "1.- SUELO COHESIVO"
1440 LOCATE 12,33:PRINT "2.- SUELO GRANULAR"
1450 LOCATE 17,25:PRINT "OPCION DESEADA?";
1460 SUE$=INPUT$(1);REC=VAL(SUE$);PRINT REC
1470 IF REC<=0 OR REC>2 THEN BEEP:GOTO 1420
1480 ON REC GOTO 1490,1700
1490 REM ***** EXPANSIONES SUELOS COHESIVOS *****
1500 CLS
1510 FOR I=1 TO NE
1520 IF ME(E(I))=0 THEN GOTO 1540 ELSE GOTO 1640
1530 NEXT I
1540 LOCATE 2,13:PRINT "PROPORCIONA LOS SIGUIENTES PARAMETROS PARA LOS ESTRATOS"
1550 LOCATE 3,20:PRINT "EN LOS QUE DESEAS VALUAR LAS EXPANSIONES"
1560 LOCATE 6,25:PRINT "ESTRATO";LOCATE 6,44:PRINT "MODULO DE"
1570 LOCATE 7,28:PRINT "E";LOCATE 7,43:PRINT "ELASTICIDAD"
1580 LOCATE 8,48:PRINT "ME";LOCATE 9,46:PRINT "(T/m^2)"
1590 FOR I=1 TO NE
1600 LOCATE 10+I,27:PRINT "E=";E(I)
1610 LOCATE 10+I,43:PRINT "ME(E(I))=";
1620 INPUT ME(E(I))
1630 NEXT I
1640 FOR I=1 TO NE
1650 EZ(E(I))=(1/ME(E(I)))*(SZ(E(I))-(NU(E(I))*(SX(E(I))+SY(E(I))))
1660 DE(E(I))=EZ(E(I))*H(E(I))
1670 DET(E(I))=DET(E(I-1))+DE(E(I))
1680 NEXT I
1690 GOTO 2090
1700 REM ***** EXPANSIONES SUELOS GRANULARES *****
1710 CLS
1720 LN=2.718282
1730 FOR I=1 TO NE
1740 IF MD(E(I))=0 THEN GOTO 1760 ELSE GOTO 1930
1750 NEXT I
1760 LOCATE 2,13:PRINT "PROPORCIONA LOS SIGUIENTES PARAMETROS PARA LOS ESTRATOS"
1770 LOCATE 3,20:PRINT "EN LOS QUE DESEAS VALUAR LAS EXPANSIONES";
1780 LOCATE 6,21:PRINT "ESTRATO";LOCATE 6,13:PRINT "MODULO DE";LOCATE 6,30:PRINT
"MODULO DE";LOCATE 6,47:PRINT "MODULO DE";LOCATE 6,66:PRINT "PRESION DE"
1790 LOCATE 7,5:PRINT "E";LOCATE 7,12:PRINT "DEFORMACION";LOCATE 7,28:PRINT "CON
FINAMIENTO";LOCATE 7,47:PRINT "ESFUERZO";LOCATE 7,64:PRINT "CONFINAMIENTO"
1800 LOCATE 8,17:PRINT "MD";LOCATE 8,33:PRINT "ALFA";LOCATE 8,51:PRINT "r";LOCAT
E 8,69:PRINT "Pcd"
1810 LOCATE 9,32:PRINT "(m^2/T)";LOCATE 9,67:PRINT "(T/m^2)"
1820 FOR I=1 TO NE
1830 LOCATE 10+I,31:PRINT "E=";E(I)
1840 LOCATE 10+I,12:PRINT "MD(E(I))=";
1850 INPUT MD(E(I))
1860 LOCATE 10+I,30:PRINT "AL(E(I))=";
1870 INPUT AL(E(I))
1880 LOCATE 10+I,47:PRINT "R(E(I))=";
1890 INPUT R(E(I))

```



```

1900 LOCATE 10+I,62:PRINT "PCO("E(I)")=";
1910 INPUT PCO(E(I))
1920 NEXT I
1930 FOR I=1 TO NE
1940 A1(E(I))=SX(E(I))/SZ(E(I))
1950 A2(E(I))=SY(E(I))/SZ(E(I))
1960 A3(E(I))=SX(E(I))/SZ(E(I))
1970 CE(E(I))=(1/3)+(1/3)*(A1(E(I))+A2(E(I)))
1980 F(E(I))=1-NU(E(I))*(A1(E(I))+A2(E(I)))
1990 PCM(E(I))=PCO(E(I))+(CE(E(I))*SZ(E(I)))/2)
2000 C14(E(I))=PCO(E(I))^R(E(I))
2010 C15(E(I))=CE(E(I))^R(E(I))
2020 C16(E(I))=SZ(E(I))^R(E(I))
2030 C17(E(I))=(C14(E(I))+C15(E(I))*C16(E(I)))/C14(E(I))
2040 C18(E(I))=(MD(E(I))/R(E(I)))*(F(E(I))/CE(E(I)))^R(E(I))*(-1)
2050 C19(E(I))=LN^(AL(E(I))*PCM(E(I))*C18(E(I))
2060 DE(E(I))=(1-C17(E(I))^C19(E(I)))*H(E(I))
2070 DET(E(I))=DET(E(I-1))+DE(E(I))
2080 NEXT I
2090 REM ***** IMPRESION DE RESULTADOS *****
2100 CLS
2110 LOCATE 2,15:PRINT "DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DE SUELO"
2120 LOCATE 5,2:PRINT "ESTRATO":LOCATE 5,14:PRINT "ESFESOR":LOCATE 5,26:PRINT "P
ROFUNDIDAD":LOCATE 5,41:PRINT "ESFUERZO":LOCATE 5,54:PRINT "ESFUERZO":LOCATE 5,6
6:PRINT "ESFUERZO"
2130 LOCATE 6,17:PRINT "H":LOCATE 6,31:PRINT "Z":LOCATE 6,40:PRINT "HORIZONTAL":
LOCATE 6,53:PRINT "HORIZONTAL":LOCATE 6,66:PRINT "VERTICAL"
2140 LOCATE 7,44:PRINT "SX":LOCATE 7,57:PRINT "SY":LOCATE 7,69:PRINT "SZ"
2150 LOCATE 8,16:PRINT "(m)":LOCATE 8,30:PRINT "(m)":LOCATE 8,42:PRINT "(T/m^2)"
LOCATE 8,55:PRINT "(T/m^2)":LOCATE 8,67:PRINT "(T/m^2)"
2160 PRINT:PRINT
2170 FOR I=1 TO NE
2180 PRINT TAB(5);E(I);
2190 PRINT TAB(16) USING "##.##";H(E(I));
2200 PRINT TAB(30) USING "##.##";Z(E(I));
2210 PRINT TAB(41) USING "###.###";SX(E(I));
2220 PRINT TAB(54) USING "###.###";SY(E(I));
2230 PRINT TAB(66) USING "###.###";SZ(E(I))
2240 NEXT I
2250 PRINT:PRINT
2260 PRINT TAB(5) "PRESIONE CUALQUIER TECLA PARA CONTINUAR"
2270 ESP$=INPUT$(1)
2280 CLS
2290 LOCATE 2,21:PRINT "EXPANSIONES ELASTICAS DEL FONDO"
2300 LOCATE 5,13:PRINT "ESTRATO":LOCATE 5,33:PRINT "ESFESOR":LOCATE 5,54:PRINT "
EXPANSION"
2310 LOCATE 6,16:PRINT "E":LOCATE 6,36:PRINT "H":LOCATE 6,58:PRINT "DE"
2320 LOCATE 7,35:PRINT "(m)":LOCATE 7,58:PRINT "(m)"
2330 PRINT:PRINT
2340 FOR I=1 TO NE

```

```

2350 LOCATE 9+I,15;PRINT;E(I);
2360 LOCATE 9+I,34;PRINT USING "###.###";H(E(I));
2370 LOCATE 9+I,54;PRINT USING "###.#####";DE(E(I))
2380 NEXT I
2390 PRINT;PRINT
2400 LOCATE 11+I,34;PRINT "EXPANSION TOTAL = ";
2410 LOCATE 11+I,54;PRINT USING "###.#####";DET(E(NE))
2420 LOCATE 13+I,15;INPUT "DESEAS IMPRIMIR LOS RESULTADOS";CS
2430 IF CS="N" OR CS="n" THEN GOTO 2920
2440 IF CS<>"S" AND CS<>"s" THEN BEEP;GOTO 2420 ELSE GOTO 2450
2450 REM ***** IMPRESORA *****
2460 LPRINT;LPRINT
2470 LPRINT TAB(5) "ECUACION DE ";AB
2480 LPRINT;LPRINT
2490 LPRINT TAB(5) "CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA EXCAVACION:"
2500 LPRINT;LPRINT
2510 LPRINT TAB(30) "ANCHO (m) =";
2520 LPRINT TAB(42) USING "###.###";X
2530 LPRINT TAB(30) "LARGO (m) =";
2540 LPRINT TAB(42) USING "###.###";Y
2550 LPRINT;LPRINT
2560 LPRINT TAB(5) "MAGNITUD DE LA DESCARGA:";
2570 LPRINT;LPRINT
2580 LPRINT TAB(30) "W (T/m^2) =";
2590 LPRINT TAB(42) USING "###.###";W
2600 LPRINT;LPRINT;LPRINT
2610 LPRINT TAB(15) "DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MABA DE SUELO"
2620 LPRINT;LPRINT;LPRINT
2630 LPRINT TAB(2) "ESTRATO";TAB(14) "ESPESOR";TAB(26) "PROFUNDIDAD";TAB(41) "ES
FUERZO";TAB(54) "ESFUERZO";TAB(66) "ESFUERZO"
2640 LPRINT TAB(5) "E";TAB(17) "H";TAB(31) "Z";TAB(40) "HORIZONTAL";TAB(53) "HOR
IZONTAL";TAB(66) "VERTICAL"
2650 LPRINT TAB(16) "(m)";TAB(30) "(m)";TAB(44) "SX";TAB(57) "SY";TAB(69) "SZ"
2660 LPRINT TAB(42) "(T/m^2)";TAB(55) "(T/m^2)";TAB(67) "(T/m^2)"
2670 LPRINT;LPRINT
2680 FOR I=1 TO NE
2690 LPRINT TAB(5);E(I);
2700 LPRINT TAB(16) USING "###.###";H(E(I));
2710 LPRINT TAB(30) USING "###.###";Z(E(I));
2720 LPRINT TAB(41) USING "###.#####";SX(E(I));
2730 LPRINT TAB(54) USING "###.#####";SY(E(I));
2740 LPRINT TAB(66) USING "###.#####";SZ(E(I))
2750 NEXT I
2760 LPRINT;LPRINT;LPRINT
2770 LPRINT TAB(21) "EXPANSIONES ELASTICAS DEL FONDDO"
2780 LPRINT;LPRINT;LPRINT
2790 LPRINT TAB(13) "ESTRATO";TAB(33) "ESPESOR";TAB(54) "EXPANSION"
2800 LPRINT TAB(16) "E",TAB(36) "H",TAB(58) "DE"
2810 LPRINT TAB(35) "(m)",TAB(57) "(m)"
2820 LPRINT;LPRINT

```

```

2830 FOR I=1 TO NE
2840 LPRINT TAB(15);E(I);
2850 LPRINT TAB(35) USING "##.##";H(E(I));
2860 LPRINT TAB(54) USING "##.####";DE(E(I))
2870 NEXT I
2880 LPRINT:LPRINT
2890 LPRINT TAB(35) "EXPANSION TOTAL = ";
2900 LPRINT TAB(54) USING "##.####";DET(E(NE))
2910 CLS
2920 LOCATE 13+I, 15:INPUT "DESEAS VALUAR LOS ESFUERZOS EN ALGUN OTRO PUNTO";B$
2930 IF B$="N" OR B$="n" THEN CLS:GOTO 2950
2940 IF B$(">"S" AND B$(">"s" THEN BEEP:GOTO 2400 ELSE CLS:GOTO 380
2950 END

```

ANEXO II

ANEXO II:

En este caso se presenta el listado de un programa elaborado con el objeto de poder determinar expansiones elásticas del fondo de excavaciones poligonales, en cualquier punto del medio en el que se practican.

A continuación se hace una breve descripción de la estructura del programa:

1) LECTURA DE DATOS:

En esta etapa es necesario proporcionar en primera instancia el número de estratos en los cuales se desean conocer las expansiones.

Una vez introducido este valor, el programa solicita que se le proporcione información correspondiente al perfil estratigráfico del suelo. Por tal motivo, para cada uno de los estratos es necesario indicar su número, su espesor, la profundidad media a la que se encuentra medida a partir de la plantilla de la excavación y su módulo de Poisson.

Enseguida, es necesario proporcionar los esfuerzos horizontales σ_x y σ_y bajo el punto en el cual deseamos valorar las expansiones para cada estrato.

Posteriormente se deben proporcionar la magnitud de la descarga y las características geométricas de la excavación. Por lo que respecta a éstas últimas, en primer término es necesario indicar el número de vértices para después poder introducir las coordenadas

de cada uno de ellos, respecto a un marco arbitrario de referencia previamente establecido.

2) SELECCION DEL PUNTO EN EL QUE SE DESEAN VALUAR LOS ESFUERZOS:

Para ello, es necesario indicar las coordenadas del punto de interés, referenciándolas al mismo marco de referencia utilizado al proporcionar las coordenadas de los demás vértices.

Una vez hecho esto, el programa solicita el número de triángulos en los que se pretende subdividir el área de estudio, así como los vértices de cada uno de ellos. En este punto es muy importante recordar que el primer vértice de cada triángulo debe corresponder con el del punto en el que se pretenden valuar las expansiones.

3) SELECCION DE LA OPCION DE CALCULO PARA LOS ESFUERZOS VERTICALES:

En esta parte del programa se presenta nuevamente la posibilidad de elegir entre tres diferentes opciones de cálculo: 1) ecuación de Boussinesq, 2) ecuación de Westergaard y 3) ecuación de Frolich.

Al igual que en el programa para excavaciones rectangulares, se cuenta con la alternativa de trabajar con otras dos ecuaciones, en caso de que la selección anterior haya sido la tercera, esto es: 1) para suelos estratificados, o bien 2) para suelos en los que la compresibilidad disminuye con la profundidad, como en las arenas.

4) ELECCION DEL TIPO DE SUELO:

Aquí se cuenta con dos opciones: 1) suelos cohesivos y 2) suelos granulares.

5) CALCULO DE EXPANSIONES EN SUELOS COHESIVOS:

Si en el paso anterior se eligió la primera opción, el programa solicita que se le proporcionen los valores correspondientes a los módulos de elasticidad de cada uno de los estratos. Una vez que el programa cuenta con tal información, le es posible calcular las expansiones elásticas en el punto de interés.

6) CALCULO DE EXPANSIONES EN SUELOS GRANULARES:

Si la opción de cálculo tomada en el punto 4 es la relativa a suelos granulares, es necesario proporcionar para cada estrato, la siguiente información: a) módulo de deformación, b) módulo de confinamiento, c) módulo de esfuerzo y d) presión de confinamiento. Ya teniendo estos parámetros el programa está en posibilidad de realizar los cálculos pertinentes para obtener las expansiones deseadas.

7) IMPRESION DE RESULTADOS EN PANTALLA:

En ella el programa enlista los resultados obtenidos mediante dos tablas. En la primera, proporciona los números de estrato, sus espesores, sus profundidades medias y los esfuerzos tanto horizontales como verticales. Por su parte, en la segunda tabla imprime nuevamente los números de estrato, sus espesores y la magnitud de las expansiones. Además, proporciona el valor total de expansión para el punto de interés.

8) IMPRESION DE RESULTADOS:

En esta última etapa el programa pregunta si se desean imprimir los resultados en una impresora. Si la respuesta es afirmativa, ésta es realizada, mientras que en caso contrario se cuestiona si se desean evaluar las expansiones en algún otro punto. Si esto último acontece, el programa pregunta nuevamente las coordenadas del punto de interés y procede a reiniciar el cálculo.


```

10 REM *****
20 REM ***** EXPANSIONES ELASTICAS EN EXCAVACIONES *****
30 REM ***** (AREAS POLIGONALES) *****
40 REM *****
50 KEY OFF
60 CLS
70 DIM E(20),H(20),Z(20),NU(20)
80 DIM V(10),X(10),Y(10),C(10),A(10),B(10)
90 DIM XP(10),YP(10),F(10),L(10)
100 DIM AT(10,20),GT(10,20)
110 DIM B1(10,20),B2(10,20),SZ(10,20),SZT(10,20)
120 DIM KW(20),W1(10,20),W2(10,20)
130 DIM J1(10,20),J2(10,20)
140 DIM SX(20),SY(20)
150 DIM ME(20),E2(20),DE(20),DET(20)
160 DIM A1(20),A2(20),CE(20),EF(20),FCM(20)
170 DIM R(20),C14(20),C15(20),C16(20),C17(20)
180 DIM C18(20),C19(20),MP(20),AL(20),PCD(20)
190 REM ***** LECTURA DE DATOS *****
200 LOCATE 13,13:INPUT "EN CUANTOS ESTRATOS DESEAS CALCULAR LAS EXPANSIONES"INE
210 CLS
220 LOCATE 2,13:PRINT "PROPORCIONA LOS SIGUIENTES PARAMETROS PARA LOS ESTRATOS"
230 LOCATE 3,20:PRINT "EN LOS QUE DESEAS VALUAR LAS EXPANSIONES";
240 LOCATE 6,12:PRINT "ESTRATO":LOCATE 6,28:PRINT "ESPESOR":LOCATE 6,43:PRINT "P
ROFUNDIDAD":LOCATE 6,61:PRINT "MODULO DE"
250 LOCATE 7,15:PRINT "E":LOCATE 7,31:PRINT "H":LOCATE 7,48:PRINT "Z":LOCATE 7,6
2:PRINT "POISSON"
260 LOCATE 8,20:PRINT "(m)":LOCATE 8,47:PRINT "(m)":LOCATE 8,64:PRINT "NU"
270 LOCATE 9,62:PRINT "(T/m^2)"
280 FOR I=1 TO NE
290 LOCATE 10+K,13:PRINT "E=";
300 INPUT E(K)
310 LOCATE 10+K,27:PRINT "H("E(K)")=";
320 INPUT H(E(K))
330 LOCATE 10+K,43:PRINT "Z("E(K)")=";
340 INPUT Z(E(K))
350 LOCATE 10+K,59:PRINT "NU("E(K)")=";
360 INPUT NU(E(K))
370 NEXT K
380 CLS
390 LOCATE 2,13:PRINT "PROPORCIONA LOS SIGUIENTES PARAMETROS PARA LOS ESTRATOS"
400 LOCATE 3,20:PRINT "EN LOS QUE DESEAS VALUAR LAS EXPANSIONES";
410 LOCATE 6,5:PRINT "ESTRATO":LOCATE 6,18:PRINT "PROFUNDIDAD":LOCATE 6,41:PRINT
"ESFUERZO":LOCATE 6,62:PRINT "ESFUERZO"
420 LOCATE 7,8:PRINT "E":LOCATE 7,23:PRINT "Z":LOCATE 7,40:PRINT "HORIZONTAL":LO
CATE 7,61:PRINT "HORIZONTAL"
430 LOCATE 8,23:PRINT "(m)":LOCATE 8,44:PRINT "SX":LOCATE 8,65:PRINT "SY"
440 LOCATE 9,43:PRINT "(T/m^2)":LOCATE 9,63:PRINT "(T/m^2)"
450 FOR I=1 TO NE
460 LOCATE 11+K,7:PRINT "E":E(K)

```

```

470 LOCATE 11+K,19:PRINT "Z("E(K)")=";Z(E(K))
480 LOCATE 11+K,38:PRINT "SX("E(K)")=";I.
490 INPUT SX(E(K))
500 LOCATE 11+K,59:PRINT "SY("E(K)")=";
510 INPUT SY(E(K))
520 NEXT K
530 CLS
540 LOCATE 12,18:PRINT "PROPORCIONA LA MAGNITUD DE LA DESCARGA"
550 LOCATE 14,35:PRINT "(T/m^2)";
560 LOCATE 18,35:INPUT W
570 CLS
580 LOCATE 3,19:PRINT "PROPORCIONA LAS CARACTERISTICAS GEOMETRICAS"
590 LOCATE 4,34:PRINT "DE LA EXCAVACION"
600 LOCATE 8,19:INPUT "NUMERO DE VERTICES";NV
610 LOCATE 12,27:PRINT "COORDENADAS DE LOS VERTICES:"
620 LOCATE 15,20:PRINT "NUMERO DE VERTICE";LOCATE 15,45:PRINT "COORDENADAS (X,Y)
"
630 FOR I=1 TO NV
640 LOCATE 17+I,26:PRINT "V=";
650 INPUT V(I)
660 LOCATE 17+I,45:PRINT "(X"V(I)",Y"V(I)")=";
670 INPUT X(V(I)),Y(V(I))
680 NEXT I
690 CLS
700 LOCATE 5,15:PRINT "NUMERO DE VERTICE";LOCATE 5,45:PRINT "COORDENADAS (X,Y)"
710 FOR I=1 TO NV
720 LOCATE 7+I,21:PRINT "V("V(I)")"
730 LOCATE 7+I,40:PRINT "(X"V(I)",Y"V(I)")=";LOCATE 7+I,52:PRINT "(";LOCATE 7+I,
53:PRINT X(V(I));LOCATE 7+I,59:PRINT ",";LOCATE 7+I,60:PRINT Y(V(I));LOCATE 7+I,
66:PRINT ")"
740 NEXT I
750 LOCATE 11+I,15:INPUT "ESTAN CORRECTOS (S/N)";AS
760 IF AS="N" OR AS="n" THEN GOTO 780
770 IF AS(">S" AND AS("<s" THEN BEEP;GOTO 750 ELSE GOTO 840
780 CLS;LOCATE 5,15:INPUT "NUMERO DE VERTICE";V(I)
790 LOCATE 7,15:PRINT "INTRODUCE EL VALOR CORRECTO"
800 LOCATE 9,15:PRINT "NUMERO DE VERTICE";LOCATE 9,40:PRINT "COORDENADAS (X,Y)"
810 LOCATE 11,21:PRINT "V("V(I)")";LOCATE 11,40:PRINT "(X"V(I)",Y"V(I)")=";
820 INPUT X(V(I)),Y(V(I))
830 GOTO 690
840 PI=3.141592
850 CLS;LOCATE 10,15:PRINT "DAME LAS COORDENADAS DEL PUNTO EN EL QUE DESEAS"
860 LOCATE 11,30:PRINT "VALUAR EL ESFUERZO"
870 LOCATE 14,28:PRINT "COORDENADA (X0,Y0)=";
880 INPUT X0,Y0
890 CLS
900 LOCATE 12,15:INPUT "EN CUANTOS TRIANGULOS DESEAS SUBDIVIDIR AL POLIGONO";NT
910 CLS
920 FOR J=1 TO NT
930 CLS

```

```

940 LOCATE 5,30:PRINT "TRIANGULO "J":"
950 LOCATE 9,10:PRINT "EL PRIMER VERTICE DE CADA TRIANGULO SIEMPRE DEBE CORRESPONDER"
960 LOCATE 10,15:PRINT "CON EL PUNTO EN EL QUE SE DESEAN VALUAR LOS ESFUERZOS"
970 LOCATE 15,45:PRINT "NUMERO DEL VERTICE"
980 LOCATE 18,20:PRINT "PRIMER VERTICE":LOCATE 18,52:INPUT V(I)
990 C(I)=V(I)
1000 LOCATE 19,20:PRINT "SEGUNDO VERTICE":LOCATE 19,52:INPUT V(I)
1010 A(I)=V(I)
1020 LOCATE 20,20:PRINT "TERCER VERTICE":LOCATE 20,52:INPUT V(I)
1030 B(I)=V(I)
1040 REM ***** INICIO DEL CALCULO *****
1050 XP(A(I))=X(A(I))-X0
1060 YP(A(I))=Y(A(I))-Y0
1070 XP(B(I))=X(B(I))-X0
1080 YP(B(I))=Y(B(I))-Y0
1090 F(J)=(XP(A(I))*YP(B(I))-XP(B(I))*YP(A(I)))
1100 L(J)=(XP(B(I))-XP(A(I)))^2+(YP(B(I))-YP(A(I)))^2^.5
1110 C1(J)=(XP(A(I))*XP(B(I))-XP(A(I))*YP(A(I))+YP(B(I))-YP(A(I)))/F(J)
1120 C2(J)=(XP(B(I))*XP(B(I))-XP(A(I))*YP(B(I))+YP(B(I))-YP(A(I)))/F(J)
1130 NEXT J
1140 FOR J=1 TO NT
1150 FOR K=1 TO NE
1160 AT(J,K)=(Z(E(K))*L(J))/ABS(F(J))
1170 GT(J,K)=AT(J,K)^2+1
1180 NEXT K
1190 NEXT J
1200 CLS
1210 REM ***** DETERMINACION DE LOS ESFUERZOS VERTICALES *****
1220 LOCATE 5,25:PRINT "ELEGIR LA OPCION DE CALCULO:"
1230 LOCATE 10,33:PRINT "1.- BOUSSINESQ"
1240 LOCATE 12,33:PRINT "2.- WESTERGAARD"
1250 LOCATE 14,33:PRINT "3.- FROLICH"
1260 LOCATE 19,25:PRINT "OPCION DESEADA?";
1270 CAD$=INPUT$(1):RES=VAL(CAD$):PRINT RES
1280 IF RES<=0 OR RES>3 THEN BEEP:GOTO 1200
1290 ON RES GOSUB 1300,1420,1550
1300 REM ***** BOUSSINESQ *****
1310 CLS
1320 D$="BOUSSINESQ"
1330 FOR J=1 TO NT
1340 FOR K=1 TO NE
1350 B1(J,K)=(AT(J,K)*C1(J))/((GT(J,K)+(C1(J))^2^.5)
1360 B2(J,K)=(AT(J,K)*C2(J))/((GT(J,K)+(C2(J))^2^.5)
1370 SZ(J,K)=(W/(2*PI))*((ATN(C2(J))-ATN(C1(J))-ATN(B2(J,K))+ATN(B1(J,K)))+(B2(J,K)-B1(J,K))/GT(J,K)))
1380 SZT(J,K)=SZT(J-1,K)+SZ(J,K)
1390 NEXT K

```

```

1400 NEXT J
1410 GOTO 1900
1420 REM ***** WESTERGAARD *****
1430 CLS
1440 DS="WESTERGAARD"
1450 FOR J=1 TO NT
1460 FOR K=1 TO NE
1470 KW(E(K))=(1-2*NU(E(K)))/(2*(1-NU(E(K))))^0.5
1480 W1(J,K)=(KW(E(K))*AT(J,K)*C1(J))/(KW(E(K))^2*(AT(J,K))^2+1+(C1(J))^2)^0.5
1490 W2(J,K)=(KW(E(K))*AT(J,K)*C2(J))/(KW(E(K))^2*(AT(J,K))^2+1+(C2(J))^2)^0.5
1500 SZ(J,K)=(W/(2*PI))*ATN(C2(J))-ATN(C1(J))-ATN(W2(J,K))+ATN(W1(J,K))
1510 SZT(J,K)=SZT(J-1,K)+SZ(J,K)
1520 NEXT K
1530 NEXT J
1540 GOTO 1900
1550 REM ***** FROLICH *****
1560 CLS
1570 LOCATE 5,25:PRINT "ELEGIR LA OPCION DE CALCULO:"
1580 LOCATE 10,33:PRINT "1.- SUELOS ESTRATIFICADOS"
1590 LOCATE 12,33:PRINT "2.- SUELOS COMPRESIBLES"
1600 LOCATE 17,25:PRINT "OPCION DESEADA?:"
1610 CAR0=INPUT$(1);RE4=VAL(CAR0);PRINT RE4
1620 IF RE4<=0 OR RE4>2 THEN BEEP:GOTO 1570
1630 ON RE4 GOSUB 1640,1760
1640 REM ***** FROLICH X=2 *****
1650 CLS
1660 DS="FROLICH X=2"
1670 FOR K=1 TO NE
1680 FOR J=1 TO NT
1690 J1(J,K)=(C1(J))/(GT(J,K))^0.5
1700 J2(J,K)=(C2(J))/(GT(J,K))^0.5
1710 SZ(J,K)=(W/(2*PI)*(GT(J,K))^0.5)*(ATN(J2(J,K))-ATN(J1(J,K)))
1720 SZT(J,K)=SZT(J-1,K)+SZ(J,K)
1730 NEXT J
1740 NEXT K
1750 GOTO 1900
1760 REM ***** FROLICH X=4 *****
1770 CLS
1780 DS="FROLICH X=4"
1790 FOR K=1 TO NE
1800 FOR J=1 TO NT
1810 MF(J,K)=(2*GT(J,K)+(AT(J,K))^2)/(GT(J,K))^0.5
1820 NF1(J,K)=(AT(J,K))^2+C1(J)/(GT(J,K)+(C1(J))^2)
1830 NF2(J,K)=(AT(J,K))^2+C2(J)/(GT(J,K)+(C2(J))^2)
1840 J1(J,K)=1/C1(J)/(GT(J,K))^0.5
1850 J2(J,K)=1/C2(J)/(GT(J,K))^0.5
1860 SZ(J,K)=(W/(4*PI*(GT(J,K))))*(MF(J,K)*(ATN(J2(J,K))-ATN(J1(J,K)))+NF2(J,K)-NF1(J,K))
1870 SZT(J,K)=SZT(J-1,K)+SZ(J,K)
1880 NEXT J

```

```

1890 NEXT K
1900 REM ***** ELECCION DEL TIPO DE SUELO *****
1910 CLS
1920 LOCATE 5,25:PRINT "ELEGIR EL TIPO DE SUELO"
1930 LOCATE 10,33:PRINT "1.- SUELO COHESIVO"
1940 LOCATE 12,33:PRINT "2.- SUELO GRANULAR"
1950 LOCATE 17,25:PRINT "OPCION DESEADA?:"
1960 SUE=INPUT$(1):RES=VAL(SUE):PRINT RES
1970 IF RES<0 OR RES>2 THEN BEEP:GOTO 1920
1980 ON RES GOTO 1990,2210
1990 REM ***** EXPANSIONES EN SUELOS COHESIVOS *****
2000 CLS
2010 FOR K=1 TO NE
2020 IF ME(E(K))=0 THEN GOTO 2040 ELSE 2150
2030 NEXT K
2040 LOCATE 2,13:PRINT "PROPORCIONA LOS SIGUIENTES PARAMETROS PARA LOS ESTRATOS"
2050 LOCATE 3,20:PRINT "EN LOS QUE DESEAS VALUAR LAS EXPANSIONES?"
2060 LOCATE 6,25:PRINT "ESTRATO":LOCATE 6,44:PRINT "MODULO DE"
2070 LOCATE 7,28:PRINT "E":LOCATE 7,43:PRINT "ELASTICIDAD"
2080 LOCATE 8,48:PRINT "ME"
2090 LOCATE 9,45:PRINT "(1/m^2)"
2100 FOR K=1 TO NE
2110 LOCATE 11+k,27:PRINT "E=";E(K)
2120 LOCATE 11+k,43:PRINT "ME("E(K)")=";
2130 INPUT ME(E(K))
2140 NEXT K
2150 FOR K=1 TO NE
2160 EZ(E(K))=(1/ME(E(K)))*(SZ(NT,K)-(NU(E(K))*(SX(E(K))+SY(E(K))))))
2170 DE(E(K))=EZ(E(K))*H(E(K))
2180 DET(E(K))=DET(E(K-1))+DE(E(K))
2190 NEXT K
2200 GOTO 2560
2210 REM ***** EXPANSIONES SUELOS GRANULARES *****
2220 CLS
2230 LN=2.718282
2240 LOCATE 2,13:PRINT "PROPORCIONA LOS SIGUIENTES PARAMETROS PARA LOS ESTRATOS"
2250 LOCATE 3,20:PRINT "EN LOS QUE DESEAS VALUAR LAS EXPANSIONES"
2260 LOCATE 6,2:PRINT "ESTRATO":LOCATE 6,16:PRINT "MODULO DE":LOCATE 6,33:PRINT
"MODULO DE":LOCATE 6,51:PRINT "MODULO DE":LOCATE 6,68:PRINT "PRESION DE"
2270 LOCATE 7,5:PRINT "E":LOCATE 7,15:PRINT "DEFORMACION":LOCATE 7,31:PRINT "CON
FINAMIENTO":LOCATE 7,51:PRINT "ESFUERZO":LOCATE 7,66:PRINT "CONFINAMIENTO"
2280 LOCATE 8,20:PRINT "MD":LOCATE 8,36:PRINT "ALFA":LOCATE 8,55:PRINT "r":LOCAT
E 8,71:PRINT "Pco"
2290 LOCATE 9,34:PRINT "(m^2/T)"
2300 FOR I=1 TO NE
2310 LOCATE 10+k,3:PRINT "E=";E(K)
2320 LOCATE 10+k,15:PRINT "MD("E(K)")=";
2330 INPUT MD(E(K))
2340 LOCATE 10+k,32:PRINT "AL("E(K)")=";

```

```

2350 INPUT AL(E(K));
2360 LOCATE 10+K,51:PRINT "R("E(K)")=";
2370 INPUT R(E(K));
2380 LOCATE 10+K,67:PRINT "PCD("E(K)")=";
2390 INPUT PCD(E(K));
2400 NEXT I.
2410 FOR K=1 TO NE
2420 A1(E(K))=SX(E(K))/SZT(NT,K)
2430 A2(E(K))=SY(E(K))/SZT(NT,K)
2440 CE(E(K))=(1/3)+(1/3)*(A1(E(K))+A2(E(K)))
2450 EF(E(K))=1-NU(E(K))*(A1(E(K))+A2(E(K)))
2460 PCH(E(K))=PCD(E(K))+((CE(E(K))*SZT(NT,K))/2)
2470 C14(E(K))=PCD(E(K))^R(E(K))
2480 C15(E(K))=CE(E(K))^R(E(K))
2490 C16(E(K))=SZT(NT,K)^R(E(K))
2500 C17(E(K))=(C14(E(K))+(C15(E(K))*C16(E(K))))/C14(E(K))
2510 C18(E(K))=(MD(E(K))/R(E(K)))*(EF(E(K))/CE(E(K)))^R(E(K))*(-1)
2520 C19(E(K))=LN^IAL(E(K))*PCH(E(K))/C18(E(K))
2530 DE(E(K))=(1-C17(E(K)))^C19(E(K))*H(E(K))
2540 DET(E(K))=DET(E(K-1))+DE(E(K))
2550 NEXT K
2560 REM ***** IMPRESION DE RESULTADOS *****
2570 CLS
2580 LOCATE 2,15:PRINT "DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO"
2590 LOCATE 5,2:PRINT "ESTRATO";LOCATE 5,14:PRINT "ESPESOR";LOCATE 5,26:PRINT "P
ROFUNDIDAD";LOCATE 5,41:PRINT "ESFUERZO";LOCATE 5,54:PRINT "ESFUERZO";LOCATE 5,6
6:PRINT "ESFUERZO"
2600 LOCATE 6,5:PRINT "E";LOCATE 6,17:PRINT "H";LOCATE 6,31:PRINT "Z";LOCATE 6,4
0:PRINT "HORIZONTAL";LOCATE 6,53:PRINT "HORIZONTAL";LOCATE 6,66:PRINT "VERTICAL"
2610 LOCATE 7,16:PRINT "(m)";LOCATE 7,30:PRINT "(m)";LOCATE 7,44:PRINT "SX";LOCA
TE 7,57:PRINT "SY";LOCATE 7,69:PRINT "SZ"
2620 LOCATE 8,42:PRINT "(T/M^2)";LOCATE 8,55:PRINT "(T/M^2)";LOCATE 8,67:PRINT "
(T/M^2)"
2630 PRINT:PRINT
2640 FOR K=1 TO NE
2650 PRINT TAB(5);E(K);
2660 PRINT TAB(16) USING "###.##";H(E(K));
2670 PRINT TAB(30) USING "###.##";Z(E(K));
2680 PRINT TAB(41) USING "###.####";SX(E(K));
2690 PRINT TAB(54) USING "###.####";SY(E(K));
2700 PRINT TAB(66) USING "###.####";SZT(NT,K);
2710 NEXT K
2720 PRINT:PRINT
2730 PRINT TAB(5) "PRESIONE CUALQUIER TECLA PARA CONTINUAR"
2740 ESP%=INPUT*(1)
2750 CLS
2760 LOCATE 2,21:PRINT "EXPANSIONES ELASTICAS DEL FONDO"
2770 LOCATE 2,13:PRINT "ESTRATO";LOCATE 5,33:PRINT "ESPESOR";LOCATE 5,54:PRINT "
EXPANSION"
2780 LOCATE 6,16:PRINT "E";LOCATE 6,36:PRINT "H";LOCATE 6,57:PRINT "DE"

```

```

2790 LOCATE 7,25:PRINT "(m)";LOCATE 7,57:PRINT "(m)"
2800 PRINT:PRINT
2810 FOR k=1 TO NE
2820 LOCATE 8+k,15:PRINT:E(k);
2830 LOCATE 8+k,24:PRINT USING "###.###":H(E(k));
2840 LOCATE 8+k,54:PRINT USING "###.#####":DE(E(k))
2850 NEXT k
2860 PRINT:PRINT
2870 LOCATE 9+k,25:PRINT "EXPANSION TOTAL = ";
2880 LOCATE 9+k,54:PRINT USING "###.#####":DET(E(NE))
2890 LOCATE 13+k,15:INPUT "DESEAS IMPRIMIR RESULTADOS";B$
2900 IF B$="N" OR B$="n" THEN GOTO 3350
2910 IF B$(">"S" AND B$(">"s" THEN BEEP:GOTO 2890 ELSE GOTO 2920
2920 REM ***** IMPRESORA *****
2930 LPRINT:LPRINT
2940 LPRINT TAB(5) "ECUACION DE ";D$;
2950 LPRINT TAB(50) "COORDENADAS (";X0;
2960 LPRINT TAB(67) " ";Y0;
2970 LPRINT TAB(72) ")";
2980 LPRINT:LPRINT
2990 LPRINT TAB(5) "MAGNITUD DE LA DESCARGA:";
3000 LPRINT:LPRINT
3010 LPRINT TAB(30) "W (T/m^2) =";
3020 LPRINT TAB(42) USING "###.###":W
3030 LPRINT:LPRINT:LPRINT
3040 LPRINT TAB(15) "DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO"
3050 LPRINT:LPRINT:LPRINT
3060 LPRINT TAB(2) "ESTRATO";TAB(14) "ESPESOR";TAB(26) "PROFUNDIDAD";TAB(41) "ES
FUERZO";TAB(54) "ESFUERZO";TAB(66) "ESFUERZO"
3070 LPRINT TAB(5) "E";TAB(17) "H";TAB(31) "Z";TAB(40) "HORIZONTAL";TAB(53) "HOR
IZONTAL";TAB(66) "VERTICAL"
3080 LPRINT TAB(16) "(m)";TAB(30) "(m)";TAB(44) "SX";TAB(57) "SY";TAB(69) "SZ"
3090 LPRINT TAB(42) "(T/m^2)";TAB(55) "(T/m^2)";TAB(67) "(T/m^2)"
3100 LPRINT:LPRINT
3110 FOR k=1 TO NE
3120 LPRINT TAB(5):E(k);
3130 LPRINT TAB(16) USING "###.###":H(E(k));
3140 LPRINT TAB(30) USING "###.###":Z(E(k));
3150 LPRINT TAB(41) USING "###.#####":SX(E(k));
3160 LPRINT TAB(54) USING "###.#####":SY(E(k));
3170 LPRINT TAB(66) USING "###.#####":SZ(NT,K)
3180 NEXT k
3190 LPRINT:LPRINT:LPRINT
3200 LPRINT TAB(21) "EXPANSIONES ELASTICAS DEL FONDO"
3210 LPRINT:LPRINT:LPRINT
3220 LPRINT TAB(15) "ESTRATO";TAB(33) "ESPESOR";TAB(54) "EXPANSION"
3230 LPRINT TAB(16) "E",TAB(36) "H",TAB(57) "DE"
3240 LPRINT TAB(33) "(m)",TAB(54) "(m)"
3250 LPRINT:LPRINT
3260 FOR k=1 TO NE

```

```

3260 FOR K=1 TO NE
3270 LPRINT TAB(15);E(K);
3280 LPRINT TAB(34) USING "###.###";H(E(K));
3290 LPRINT TAB(54) USING "###.#####";DE(E(K))
3300 NEXT K
3310 LPRINT;LPRINT
3320 LPRINT TAB(35) "EXPANSION TOTAL = ";
3330 LPRINT TAB(54) USING "###.#####";DET(E(NE))
3340 CLS
3350 LOCATE 13+K,15;INPUT "DESEAS VALUAR LOS ESFUERZOS EN ALGUN OTRO PUNTO";C$
3360 IF C$="N" OR C$="n" THEN CLS;GOTO 3380
3370 IF C$<>"S" AND C$<>"s" THEN BEEP;GOTO 3350 ELSE CLS;GOTO 850
3380 END
3390 .13;PRINT "PROPORCIONA LOS SIGUIENTES PARAMETROS PARA LOS ESTRATOS"

```


BIBLIOGRAFIA:

- 1) ALBERRO J.
Asentamientos en la Cercanía de las Excavaciones.
IV Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e
Ingeniería de Cimentaciones.
Puerto Rico, USA (1971).
- 2) ALBERRO J.
Investigaciones sobre el Metropolitano de la Ciudad de
México-Mediciones Efectuadas en las Excavaciones.
Revista de Ingeniería, julio-septiembre.
UNAM (1970).
- 3) CLOUGH WAYNE G.
Effects of Excavation Induced Movements in Clays on
Adjacent Structures.
(1976).
- 4) CRAIG R. F.
Mecánica de Suelos.
Logos Consorcio Editorial, S.A., México (1976).
- 5) DAMY RIOS J.
Integración de las Ecuaciones de Boussinesq, Westergaard
y Frolich, sobre Superficies Poligonales de Cualquier
Forma, Cargadas con Fuerzas Verticales Uniformemente
Repartidas.
Revista de Ingeniería No. 1.
UNAM, México (1985).
- 6) DEMENEGHI COLINA A.
Temas de Cimentaciones.
México (1990).

- 7) DEMENEGHI COLINA A., MAGAÑA DEL TORO R., SANGINES GARCIA H.
Introducción al Comportamiento de Materiales.
México (1986).
- 8) DEMENEGHI COLINA A., SANGINES GARCIA H.
Estudios de Mecánica de Suelos en las Zonas Geotécnicas I y III del Subsuelo del Valle de México.
México (1991).
- 9) DEMENEGHI COLINA A., COUTTOLENC O., GARRIDO S., GOMEZ UGARTE A., LEON GUTIERREZ A., MAGAÑA DEL TORO R., MORENO PECERO G., POZAS M., RIVERA CONSTANTINO R., SANGINES GARCIA H., ZAMORA MILLAN F.
Manual de Excavaciones en Apoyo a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Departamento del Distrito Federal.
(Convenio entre la Facultad de Ingeniería de la UNAM, CONACYT y DDF).
En proceso de publicación.
- 10) GERE JAMES M., TIMOSHENKO STEPHEN P.
Mecánica de Materiales.
Grupo Editorial Iberoamericano, México (1986).
- 11) JUAREZ BADILLO E., RICO RODRIGUEZ A.
Mecánica de Suelos.
Tomo I. Fundamentos de la Mecánica de Suelos.
Editorial Limusa, México (1980).
- 12) JUAREZ BADILLO E., RICO RODRIGUEZ A.
Mecánica de Suelos.
Tomo II. Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos.
Editorial Limusa, México (1987).

- 13) PECK RALPH B., HANSON WALTER E., THORNBURN THOMAS H.
Ingeniería de Cimentaciones.
Editorial Limusa, México (1988).
- 14) TERZAGHI KARL, PECK RALPH B.
Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica.
(1976).
- 15) ZEEVAERT LEONARDO.
Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions.
Van Nostrand Reinhold Company, USA (1983).
- 16) Comunicación Oral con el M.I. Agustín Deméneghi Colina.
- 17) Comunicación Oral con el Ing. Héctor Sanginés García.