

01163



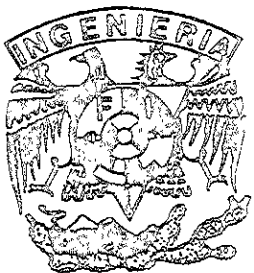
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO

"INTERACCION SUELO ESTRUCTURA EN SUELOS FRICCIONANTES"

T E S I S
COMO REQUISITO PARA OBTENER
EL GRADO DE MAESTRO EN INGENIERIA
MECANICA DE SUELOS
P R E S E N T A :
HECTOR SANGINES GARCIA

ASESOR: M.I. AGUSTIN DEMENEGHI COLINA



MEXICO, D. F.

CIUDAD UNIVERSITARIA, 2000



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas

Tesis Digitales

Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©

PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE

INTRODUCCIÓN	I
CAPÍTULO 1 ANÁLISIS DE DEFORMACIÓN EN SUELOS FRICCIONANTES	1
1.1 DEFORMACIÓN DE UN SUELO EN EL CAMPO	1
1.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE DEFORMABILIDAD EN LOS SUELOS	3
CAPÍTULO 2 INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA	9
2.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL	9
2.2 ANÁLISIS DE DEFORMACIÓN DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN	19
2.3 COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIONES	21
CAPÍTULO 3 PROGRAMA DE COMPUTADORA	22
CAPÍTULO 4 ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS MÉTODOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA	58
CAPÍTULO 5 CONCLUSIONES	65
REFERENCIAS	67

RESUMEN

En esta tesis se presenta un programa de computadora en lenguaje Fortran, para la solución del método de interacción estática suelo-estructura, propuesto por A. Deméneghi, al cual se enriquece con la incorporación de algunos parámetros de comportamiento de los suelos friccionantes, como son la variación de la rigidez de un suelo en función de:

- El grado de compacidad
- La presión de confinamiento
- La historia de cargas (si el suelo se encuentra o no precargado)

En este trabajo se toma en cuenta el efecto de la presión de confinamiento, utilizando la fórmula de Janbu; el uso de esta expresión permite calcular tanto la deformación de un suelo normalmente cargado como la de un suelo precargado. Además, el programa de computadora toma en cuenta la aplicación de la ley de Hooke generalizada, trabajando con el módulo tangente inicial del suelo.

El método de interacción está basado en la compatibilidad de deformaciones entre la estructura y el terreno de cimentación.

Esta técnica permite resolver varios problemas prácticos de interacción suelo-estructura, cuando el terreno está formado por un material de comportamiento friccionante.

AGRADECIMIENTOS

Nuevamente empiezo una tesis con un simple "GRACIAS".

Al Maestro AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA por la dirección, guía y aportaciones al presente trabajo, así como su ejemplo personal, paciencia y apoyo para conmigo.

A REGINALDO JOSÉ HERNÁNDEZ ROMERO por su ayuda, tanto profesional (por las muchas veces que discutimos y pensamos en la relación a este trabajo) como en lo personal.

A MARGARITA PUEBLA CADENA y a ROBERTO MAGAÑA DEL TORO por el apoyo que me brindaron durante el proceso de la maestría.

A todos aquellos que de una u otra manera colaboraron y aportaron a la realización de este trabajo.

A mis Padres AGUSTÍN[†] y SOFÍA

A GLAFIRA por su amor, su compromiso y su solidaridad activa.

A mis hijos ISABEL, FRANCISCO JAVIER y CELIA ESPERANZA.

Y por último a todos aquellos que han intervenido en mi formación como hombre y profesional de la ingeniería.

INTRODUCCIÓN

En suelos friccionantes se insiste en que uno de los factores más importantes es el efecto de la presión de confinamiento en su comportamiento. En efecto, Burland et al (1973) señalan que se tiene que tomar en cuenta la no homogeneidad del subsuelo, en el sentido de que la rigidez de éste aumenta con el confinamiento. Según estos autores, usar la teoría de la elasticidad lineal sin tomar en cuenta dichos efectos para el cálculo de deformaciones conduce con frecuencia a resultados que se alejan de la realidad.

Por otra parte, Burland et al (1977) indican que el cálculo de esfuerzos en el terreno se puede realizar empleando la teoría de la elasticidad, y que los resultados son satisfactorios para fines prácticos, siempre y cuando se tome en cuenta la variación de la rigidez con la profundidad. En el caso de un estrato rígido sobre un estrato blando, hay que considerar la influencia de la rigidez del primero en la magnitud de los esfuerzos.

Un factor también significativo es el efecto de la precarga en los suelos. En efecto, la rigidez de un suelo friccionante precargado puede ser de 3 a 4 veces mayor que la del material normalmente cargado; las deformaciones del suelo serán por lo tanto muy diferentes en cada caso (Décourt, 1989).

En esta tesis se pretende incorporar los conceptos anteriores al análisis de la interacción estática suelo-estructura en suelos friccionantes. El efecto de la presión de confinamiento se toma en cuenta con la fórmula de Janbu (1963). Dado que la presión de confinamiento depende de la magnitud de las reacciones del terreno, es necesario hacer iteraciones para obtener las propiedades de deformación del terreno.

En el capítulo 1 se presenta el cálculo de deformaciones en suelos friccionantes, utilizando, como ya se mencionó, la fórmula de Janbu para la obtención del módulo de deformación del suelo. Una vez calculado éste, se emplea la ley de Hooke para el cálculo de la deformación. Se presentan expresiones para el cálculo de los esfuerzos con la teoría de la elasticidad. Se insiste en este capítulo en la necesidad de tomar en cuenta los efectos del confinamiento y de la precarga.

El capítulo 2 contiene una descripción del método de interacción estática suelo-estructura (Deméneghi, 1979), el cual se basa en la compatibilidad de deformaciones entre estructura y terreno.

En el capítulo 3 se presenta un programa de computadora en lenguaje Fortran. Se resuelve un ejemplo sencillo paso a paso y con el programa, para que se visualicen los pasos a seguir para la resolución del problema. Cabe aclarar que, debido al comportamiento no lineal del suelo, el procedimiento requiere del uso de iteraciones.

En el capítulo 4 se presenta un análisis comparativo de las siguientes condiciones: (a) utilizando el módulo lineal vertical de deformación del suelo, y (b) calculando directamente la deformación del terreno. Se estudia además el efecto de calcular el módulo de deformación con reacción uniforme o de obtenerlo en forma iterativa. Se examina el efecto de discretizar las barras de la cimentación en los resultados de la interacción.

En el capítulo 5 se presentan las conclusiones de este trabajo.

Capítulo 1. ANALISIS DE DEFORMACIONES EN SUELOS FRICCIONANTES

1.1. Deformación de un suelo en el campo.

Para ilustrar la forma de determinar las deformaciones del terreno de cimentación, consideremos un elemento de suelo que por peso propio está sometido al estado de esfuerzos mostrado en la fig. 1.1.a. Consideremos que este estado de esfuerzos se puede sustituir por una presión de confinamiento equivalente al esfuerzo normal en el plano octaédrico p_e , dada por el promedio de los tres esfuerzos normales.

$$p_e = \frac{1}{3}(p_x + p_y + p_z) \quad (1.1)$$

Supongamos que las presiones horizontales p_x y p_y son iguales entre sí y proporcionales a la presión vertical p_z .

$$p_x = p_y = K_0 p_z \quad (1.2)$$

donde K_0 es el coeficiente de presión en reposo del suelo.

Sustituyendo en la ec. 1.1.

$$p_e = \frac{p_z}{3}(1 + 2K_0) \quad (1.3)$$

La fig. 1.1.b, muestra al elemento de suelo sometido a una presión de confinamiento equivalente p_e .

Supongamos ahora que se construye una cimentación y ésta ocasiona incrementos de esfuerzo normal σ_x , σ_y , σ_z en el elemento (fig. 1.2). Estos incrementos de esfuerzos producen deformaciones verticales y horizontales en el elemento. En cimentaciones es usual que la deformación que interesa al ingeniero sea la deformación vertical δ_z del elemento. Existen, varios métodos para determinar esta deformación; uno de ellos trata del empleo de la ley de Hooke, que consiste en lo siguiente:

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E}(\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)) \quad (1.4)$$

ε = Deformación unitaria vertical

E = Módulo de deformación (t/m^2)

σ_z = Esfuerzo en el suelo en dirección z (t/m^2)

ν = Relación de Poisson

σ_x = Esfuerzo en el suelo en dirección x (t/m^2)

σ_y = Esfuerzo en el suelo en dirección y (t/m^2)

$$\delta_z = \varepsilon_z H \quad (1.5)$$

δ_z = Deformación en el suelo (m)

ε_z = Deformación unitaria

H = Espesor del estrato (m)

Los esfuerzos σ_z , σ_x y σ_y , se pueden obtener empleando las ecuaciones de Damy (1985), Dashko y Kagan (1980).

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{x^2 + z^2} + \frac{1}{y^2 + z^2} \right) \frac{xyz}{A} + \operatorname{atan} \frac{xy}{za} \right] \quad (1.6)$$

σ_z = Esfuerzo en dirección z (t/m^2)

q = Acción vertical sobre el suelo (t/m^2)

x = Coordenada en x del punto donde se encuentra el esfuerzo (m)

y = Coordenada en y del punto donde se encuentra el esfuerzo (m)

z = Coordenada en z del punto donde se encuentra el esfuerzo (m)

$$\sigma_x = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{xyz}{(x^2 + y^2)A} - \operatorname{atan} \frac{zA}{xy} + (1 - 2\nu) \left(\operatorname{atan} \frac{y}{x} - \operatorname{atan} \frac{yA}{xz} \right) \right] \quad (1.7)$$

Y en dirección “Y”.

$$\sigma_y = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{xyz}{(y^2 + z^2)A} - \operatorname{atan} \frac{zA}{xy} + (1 - 2\nu) \left(\operatorname{atan} \frac{x}{y} - \operatorname{atan} \frac{xA}{yz} \right) \right] \quad (1.8)$$

ν = Relación de Poisson

$$A = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2} \quad (1.9)$$

1.2 Características generales de deformabilidad en los suelos.

En relación con su deformabilidad, la mayoría de los suelos presenta las siguientes características generales.

a) Su curva esfuerzo-deformación unitaria es no lineal.

Consideremos una muestra de suelo sometido a una presión de confinamiento P_0 , y apliquemos un esfuerzo desviador σ_z , en la fig 1.3 se muestra una curva típica esfuerzo desviador-deformación unitaria de un suelo. Observamos que el tramo inicial es una línea recta, y que después de cierto nivel de esfuerzo se convierte en una curva de concavidad hacia abajo. A la pendiente de la recta inicial se le conoce como módulo tangente inicial E_t del suelo.

En relación con el comportamiento elástico lineal del terreno, para fines prácticos se ha demostrado que para muchas condiciones del subsuelo las ecuaciones de Boussinesq dan una distribución razonablemente precisa de los cambios del esfuerzo vertical. Sin embargo, estos cambios son difíciles de estimar en forma precisa para el caso de un estrato rígido que sobreyace a un estrato más compresible (Burland et al, 1973).

Por otra parte, en cimentaciones someras la magnitud de la descarga por excavación es muy pequeña, por lo que las cargas sobre el terreno son monótonicamente crecientes. Además, los factores de seguridad son por lo general mayores que 2, y con mucha frecuencia son cercanos a 3 ó aún mayores.

Por lo tanto, en estas condiciones la respuesta del suelo es aproximadamente elástica (cuasielástica), y los asentamientos obtenidos con la teoría clásica unidimensional son muy parecidos a los valores determinados con métodos más sofisticados (Burland et al, 1977). En consecuencia, la no linealidad del suelo no es un factor tan importante como en otros casos de mecánica de suelos (por ejemplo el comportamiento dinámico de un suelo en regiones de alta sismicidad), y con frecuencia se trabaja con el módulo tangente inicial E_i de la fig. 1.3.

b) La rigidez de un suelo es función de la presión de confinamiento.

En términos generales, al aumentar la presión de confinamiento se incrementa la rigidez de un suelo, siendo este fenómeno más acusado en suelos friccionantes. En la fig. 1.4 se muestra la variación del módulo tangente inicial con la presión de confinamiento en un cierto suelo.

Por lo anterior en la mayoría de los suelos la rigidez aumenta con la profundidad. En consecuencia una conclusión importante en mecánica de suelos es que se puede usar la teoría de la elasticidad para el cálculo de los asentamientos pero considerando que la rigidez aumenta con la profundidad; en la mayoría de los casos prácticos se tiene que tomar en cuenta este fenómeno pues de otra forma los resultados difieren notablemente de la realidad (Burland et al, 1977).

Por lo tanto a menos que se conozca la variación de la rigidez con la profundidad, en particular cerca de la cimentación, hay poca probabilidad de una predicción precisa del asentamiento. Una forma

común de no homogeneidad es aquella en que la rigidez aumenta linealmente con la profundidad, de tal forma que $E = E_0 + kz$ (Burland et al, 1973).

Por otro lado la no homogeneidad cuando aumenta la rigidez con la profundidad tiene un pequeño efecto en la distribución del esfuerzo vertical.

Una forma aproximada de tomar en cuenta el fenómeno del incremento de rigidez con el confinamiento consiste en el empleo del criterio de Janbu (1963, citado por Duncan y Chang, 1970), que establece que el módulo tangente inicial de deformación esta dado en arenas por

$$E_i = E_{i0} + Kp_a \left(\frac{p'_c}{p_a} \right)^n \quad (1.10)$$

E_i = Módulo de deformación (t/m^2)

E_{i0} = Módulo tangente inicial de deformación para un confinamiento efectivo igual a cero

K = Coeficiente de rigidez del material

p_a = Presión atmosférica = 10.3 (t/m^2)

p'_c = Presión de confinamiento efectiva (t/m^2)

n = Exponente en función del tipo de suelo

Siendo:

$$p'_c = p_{c0}' + \frac{\Delta p_c'}{2} \quad (1.11)$$

donde:

$$\Delta p_c' = \frac{1}{3}(\sigma'_x + \sigma'_y + \sigma'_z) \quad (1.12)$$

σ_x = Esfuerzo en dirección x (t/m^2)

σ_y = Esfuerzo en dirección y (t/m^2)

σ_z = Esfuerzo en dirección z (t/m^2)

El asentamiento se calcula empleando la ley de Hooke para cada estrato, como ya se comentó en 1.1.

$$\delta = \varepsilon H \quad (1.13)$$

$$\varepsilon = \frac{1}{E_i} (\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)) \quad (1.14)$$

En la tabla 1.1 se presentan valores estadísticos de los módulos de deformación, para suelos normalmente cargados y precargados, los cuales deben emplearse únicamente para fines preliminares de análisis (Deméneghi et al, 1998).

c) La deformación de un suelo depende de la trayectoria de esfuerzos.

El ejemplo más claro de que la deformación de un suelo depende de la trayectoria de esfuerzos consiste en la diferencia de rigidez entre un suelo normalmente consolidado y un suelo preconsolidado. En este último, su rigidez puede ser de tres a cuatro veces mayor que la del material normalmente consolidado; las deformaciones del suelo serán por lo tanto muy diferentes en cada caso (Décourt, 1989).

El efecto de la precarga en las arenas es muy significativo, así puede haber arenas “precargadas” o “normalmente cargadas” con similar D_r pero con comportamiento muy diferente (Laad et al, 1977). Por lo tanto, resulta inadecuada la utilización de la compacidad relativa D_r como un índice único como el comportamiento de una arena. Por el mismo motivo, la poca sensibilidad de la prueba de la prueba de penetración estándar (SPT) para detectar el decremento de compresibilidad en arenas causado por la precarga (o preconsolidación) es la razón principal de la

gran dispersión hallada en la predicción de asentamientos en zapatas en arenas. Los métodos que no separan las arenas normalmente cargadas de las precargadas están condenados al fracaso (Décourt, 1989). De acuerdo con Burland y Burbridge (1985), el asentamiento de una zapata de una arena preconsolidada es aproximadamente igual a un tercio de la misma zapata sobre una arena normalmente consolidada, independientemente de la magnitud de la relación de preconsolidación (OCR).

TABLA 1.1: VALORES APROXIMADOS DE PROPIEDADES DE DEFORMACIÓN
SUELOS FRICCIONANTES (Deméneghi et al, 1998).

Suelo normalmente cargado

Estado	D_r	K	n	ν	N	$q(\text{kg/cm}^2)$
Muy Suelto	< 0.2	< 140	0.65	0.33	< 4	< 20
Suelto	0.2-0.4	140-290	0.65-0.62	0.33-0.30	4-10	20-40
Medianamente Compacto	0.4-0.6	290-800	0.62-0.58	0.30-0.27	10-30	40-120
Compacto	0.6-0.8	800-1300	0.58-0.55	0.27-0.25	30-50	120-400
Muy Compacto	> 0.8	> 1300	0.55	0.25	> 50	>400

Suelo precargado

Estado	D_r	K	n	ν	N	$q(\text{kg/cm}^2)$
Muy Suelto	< 0.2	< 420	0.65	0.33	< 4	< 20
Suelto	0.2-0.4	420-870	0.65-0.62	0.33-0.30	4-10	20-40
Medianamente Compacto	0.4-0.6	870-2400	0.62-0.58	0.30-0.27	10-30	40-120
Compacto	0.6-0.8	2400-3900	0.58-0.55	0.27-0.25	30-50	120-400
Muy Compacto	> 0.8	> 3900	0.55	0.25	> 50	>400

D_r compacidad relativa

ν relación de Poisson

N número de golpes en la prueba de penetración estándar

n exponente que depende del tipo de suelo

K coeficiente que depende de la rigidez del material

q la capacidad de punta en la prueba de cono

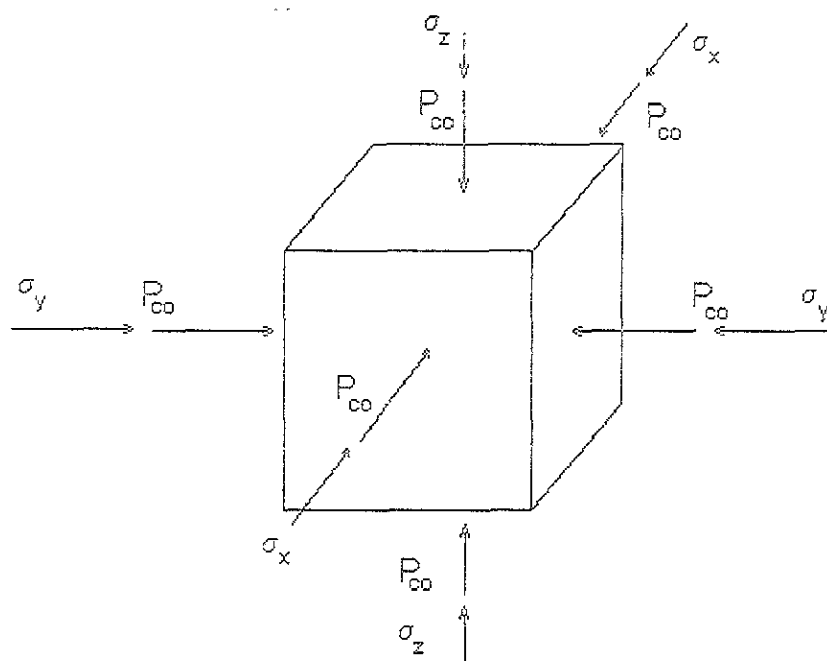


Fig 1.2 Incrementos de esfuerzos σ_x , σ_y y σ_z sobre el elemento.

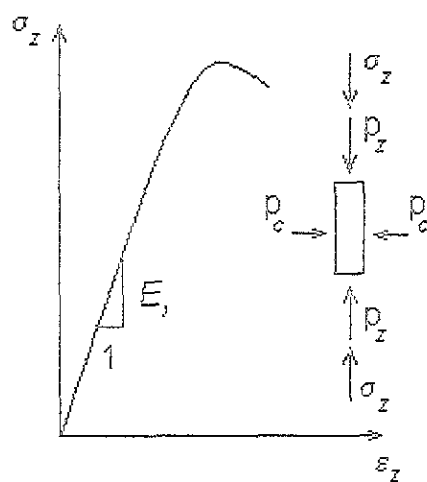


Fig 1. 3 Curva esfuerzo - deformación unitaria en el suelo.

CAPÍTULO 2. INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

El principio general de prácticamente todos los métodos de interacción estática suelo-estructura consiste en establecer la compatibilidad de deformaciones entre estructura y terreno de cimentación. En esta tesis usaremos el procedimiento mostrado en la fig 2.1a; las reacciones del suelo r_i se manejan como incógnitas, y se realiza un análisis estructural (Deméneghi, 1979). El número de incógnitas es mayor que el número de ecuaciones, por la presencia de las reacciones. A continuación se lleva a cabo un análisis de deformaciones del suelo, considerando que las cargas que transmite la estructura sobre el terreno de apoyo son iguales en magnitud y de sentido contrario a las reacciones del suelo sobre la estructura, por la tercera ley de Newton (fig 2.1b); las deformaciones del terreno quedan en función de las reacciones r_i . Finalmente, se establece la compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo, lo que permite resolver el problema.

2.1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

METODO DE RIGIDECES. MARCOS PLANOS CON BARRAS INCLINADAS.

El método de rigideces consta de las siguientes etapas (Beaufait et al, 1970):

- a) Se empotra la estructura y se determinan los elementos mecánicos cuando la estructura esta empotrada;
- b) Se liberan los nudos de la estructura y se hallan los elementos mecánicos debidos a desplazamientos lineales y angulares;
- c) Se establecen las condiciones de equilibrio en cada uno de los nudos donde haya desplazamientos diferentes de cero;
- d) Se resuelven las ecuaciones de equilibrio y se obtienen los desplazamientos de la estructura;
- e) Se obtienen los elementos mecánicos en los nudos de la estructura.

La ecuación general de equilibrio de la estructura es:

$$\underline{K} \underline{\delta} + \underline{P}_e + \underline{P}_c = 0 \quad (2.1)$$

donde:

$\underline{K}$ = matriz de rigideces de la estructura

$\underline{\delta}$ = vector de desplazamientos

$\underline{P}_e$ = vector de cargas de empotramiento

$\underline{P}_c$ = vector de cargas concentradas

La matriz de rigideces de la estructura se puede obtener mediante la suma de las matrices de rigidez de todas y cada una de las barras que forman la estructura. El vector de cargas de empotramiento de toda la estructura es igual a la suma de los vectores de carga de todas y cada una de las barras de la estructura.

A continuación obtendremos la matriz de rigideces y el vector de cargas de empotramiento de una barra con apoyos continuos, sometida a una carga uniformemente repartida w , figura 2.2. Utilizaremos la siguiente convención de signos, para una barra horizontal, figura 2.3: los giros se consideran positivos en sentido antihorario, los desplazamientos verticales son positivos si van hacia abajo y los desplazamientos horizontales son positivos si van hacia la izquierda, figura 2.3.a. Los momentos flexionantes son positivos en sentido horario, las fuerzas cortantes verticales son positivas si van hacia arriba y las fuerzas cortantes horizontales son positivas si van hacia la derecha, figura 2.3.b.

Demos un giro θ'_p en el extremo izquierdo de la barra. En la figura 2.4.a se muestran los elementos mecánicos ocasionados por este giro. En la figura 2.4.b se muestran los elementos mecánicos producidos por un giro θ'_q en el extremo derecho. Las figuras 2.4.c y 2.4.d exhiben los elementos mecánicos provocados por un desplazamiento vertical δ'_r en el nudo izquierdo y un desplazamiento vertical δ'_s en el nudo derecho respectivamente. Las figuras 2.4.e y 2.4.f muestran los elementos mecánicos producidos por un desplazamiento horizontal δ'_u en el nudo izquierdo y un desplazamiento horizontal δ'_v en el nudo derecho. Las figuras 2.4.g y 2.4.h contienen los momentos producidos por un giro de torsión θ'_a en el nudo izquierdo y un giro de torsión θ'_b en el nudo derecho.

Los elementos mecánicos que aparecen en la barra m son:

$$M'_p = \frac{wL^2}{12} + \left(\frac{4EI}{L}\right)\theta'_p + \left(\frac{2EI}{L}\right)\theta'_q - \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\delta'_r + \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\delta'_s \quad (2.2)$$

$$M'_q = -\frac{wL^2}{12} + \left(\frac{2EI}{L}\right)\theta'_p + \left(\frac{4EI}{L}\right)\theta'_q - \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\delta'_r + \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\delta'_s \quad (2.3)$$

$$V'_r = -\frac{wL}{2} - \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\theta'_p - \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\theta'_q + \left(\frac{12EI}{L^3}\right)\delta'_r - \left(\frac{12EI}{L^3}\right)\delta'_s \quad (2.4)$$

$$V'_s = -\frac{wL}{2} + \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\theta'_p + \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\theta'_q - \left(\frac{12EI}{L^3}\right)\delta'_r + \left(\frac{12EI}{L^3}\right)\delta'_s \quad (2.5)$$

$$N'_u = \left(\frac{AE}{L}\right)\delta'_u - \left(\frac{AE}{L}\right)\delta'_v \quad (2.6)$$

$$N'_v = -\left(\frac{AE}{L}\right)\delta'_u + \left(\frac{AE}{L}\right)\delta'_v \quad (2.7)$$

$$M'_a = \left(\frac{GI_t}{L}\right)\theta'_a - \left(\frac{GI_t}{L}\right)\theta'_b \quad (2.8)$$

$$M'_b = -\left(\frac{GI_t}{L}\right)\theta'_a + \left(\frac{GI_t}{L}\right)\theta'_b \quad (2.9)$$

En una viga de sección rectangular de dimensiones b por h , el momento polar de inercia (I_t) debido a torsión se puede vaíuar en forma aproximada (Beaufait et al, 1970).

$$I_t \cong \left[\frac{hb^3}{3} \left(1 - 0.63 \frac{b}{h} + 0.052 \right) \left(\frac{b}{h} \right)^5 \right] \quad (2.10)$$

Los elementos mecánicos que transmite la barra al nudo están dados por

$$\underline{P}'_m = \underline{K}'_m \underline{\delta}'_m + (\underline{P}'_m)^e \quad (2.11)$$

donde:

$$K_m' = \begin{bmatrix} \theta_p' & \theta_q' & \delta_r' & \delta_s' & \delta_u' & \delta_v' & \theta_a' & \theta_b' \\ 4EI/L & 2EI/L & -6EI/L^2 & 6EI/L^2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 2EI/L & 4EI/L & -6EI/L^2 & 6EI/L^2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -6EI/L^2 & -6EI/L^2 & 12EI/L^3 & -12EI/L^3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 6EI/L^2 & 6EI/L^2 & -12EI/L^3 & 12EI/L^3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & AE/L & -AE/L & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -AE/L & AE/L & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & GI_T/L & -GI_T/L \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -GI_T/L & GI_T/L \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_p' \\ \theta_q' \\ \delta_r' \\ \delta_s' \\ \delta_u' \\ \delta_v' \\ \theta_a' \\ \theta_b' \end{bmatrix} \quad (2.12)$$

El vector de desplazamientos es:

$$\underline{\delta}_m' = \begin{bmatrix} \theta_p' \\ \theta_q' \\ \delta_r' \\ \delta_s' \\ \delta_u' \\ \delta_v' \\ \theta_a' \\ \theta_b' \end{bmatrix} \quad (2.13)$$

El vector de cargas de empotramiento en la superestructura es:

$$(\underline{P}_m^e) = \begin{bmatrix} \frac{wL^2}{12} \\ \frac{wL^2}{12} \\ -\frac{wL^2}{12} \\ -\frac{wL^2}{12} \\ \frac{2}{wL} \\ \frac{2}{wL} \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (2.14)$$

Donde:

$\underline{K}_m'$ = Matriz de rigidez de la barra m.

$\underline{\delta}_m'$ = Vector de desplazamiento de la barra m.

$(\underline{P}_m^e)'$ = Vector de cargas de empotramiento de la barra m.

El vector de cargas de empotramiento en la estructura de cimentación, figura 2.5, vale:

$$(\underline{P}_m^e) = \left\{ \begin{array}{l} wL^2 / 12 - (11/192)L^2 r_r - (5/192)L^2 r_s \\ -wL^2 / 12 + (5/192)L^2 r_r + (11/192)L^2 r_s \\ -wL / 2 + (13/32)L r_r + (3/32)L r_s \\ -wL / 2 + (3/32)L r_r + (13/32)L r_s \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{array} \right\} \quad (2.15)$$

A continuación se determinará la matriz de rigidez y el vector de carga de empotramiento para una estructura tridimensional, formada por marcos planos ortogonales entre sí, figura 2.6; en cada marco pueden existir barras inclinadas.

En la figura 2.7 se presenta la transformación de un vector del sistema global $x - y$ y al sistema local $x' - y'$. Aplicando las ecuaciones de la figura 2.7 a la barra inclinada de la figura 2.8 (despreciando el efecto de torsión con eje de giro vertical):

$$\begin{aligned}\theta_p' &= \theta_p & \theta_q' &= \theta_q \\ \delta_r' &= \delta_r \cos \alpha - \delta_v \sin \alpha \\ \delta_s' &= \delta_s \cos \alpha - \delta_u \sin \alpha \\ \delta_u' &= \delta_r \sin \alpha + \delta_u \cos \alpha \\ \delta_v' &= \delta_s \sin \alpha + \delta_v \cos \alpha \\ \theta_a' &= \theta_a'' \cos \alpha \\ \theta_b' &= \theta_b'' \cos \alpha\end{aligned}$$

Aplicando las expresiones de la figura 2.7 a la barra de la figura 2.9:

$$\begin{aligned}\theta_p' &= \theta_p \cos \beta - \theta_a'' \sin \beta \\ \theta_q' &= \theta_q \cos \beta - \theta_b'' \sin \beta \\ \theta_a'' &= \theta_p \sin \beta + \theta_a \cos \beta \\ \theta_b'' &= \theta_q \sin \beta + \theta_b \cos \beta\end{aligned}$$

Sean:

$$\underline{\delta}_m' = \begin{bmatrix} \theta_p' \\ \theta_q' \\ \delta_r' \\ \delta_s' \\ \delta_u' \\ \delta_v' \\ \theta_a' \\ \theta_b' \end{bmatrix} \quad (2.16)$$

$$\underline{\delta}_m = \begin{bmatrix} \theta_p \\ \theta_q \\ \delta_r \\ \delta_s \\ \delta_u \\ \delta_v \\ \theta_a \\ \theta_b \end{bmatrix} \quad (2.17)$$

Es decir:

$$\underline{\delta}'_m = \underline{T}_m \underline{\delta}_m \quad (2.18)$$

Donde:

$$\underline{T}_m = \begin{bmatrix} \theta_p & \theta_q & \delta_r & \delta_s & \delta_u & \delta_v & \theta_a & \theta_b \\ \cos \beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\sin \beta & 0 \\ 0 & \cos \beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\sin \beta \\ 0 & 0 & \cos \alpha & 0 & -\sin \alpha & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos \alpha & 0 & -\sin \alpha & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \sin \alpha & 0 & \cos \alpha & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \sin \alpha & 0 & \cos \alpha & 0 & 0 \\ \cos \alpha \sin \beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cos \alpha \cos \beta & 0 \\ 0 & \cos \alpha \sin \beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cos \alpha \cos \beta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_p \\ \theta_q \\ \delta_r \\ \delta_s \\ \delta_u \\ \delta_v \\ \theta_a \\ \theta_b \end{bmatrix} \quad (2.19)$$

Los desplazamientos de los sistemas local y global están relacionados mediante las siguientes expresiones:

$$\theta_p' = \theta_p \cos \beta - \theta_a \sin \beta \quad (2.20)$$

$$\theta_q' = \theta_q \cos \beta - \theta_b \sin \beta \quad (2.21)$$

$$\delta_r' = \delta_r \cos \alpha - \delta_u \sin \alpha \quad (2.22)$$

$$\delta_s' = \delta_s \cos \alpha - \delta_v \sin \alpha \quad (2.23)$$

$$\delta_u' = \delta_r \sin \alpha + \delta_u \cos \alpha \quad (2.24)$$

$$\delta_v' = \delta_s \sin \alpha + \delta_v \cos \alpha \quad (2.25)$$

$$\theta_a' = \theta_p \cos \alpha \sin \beta + \theta_a \cos \alpha \cos \beta \quad (2.26)$$

$$\theta_b' = \theta_q \cos \alpha \sin \beta + \theta_b \cos \alpha \cos \beta \quad (2.27)$$

En el sistema local $x' - z'$ figura 2.8

$$P'_m = K'_m \delta'_m + (P_m^e)' \quad (2.28)$$

Pero:

$$(P_m^e)' = T_m P_m^e \quad (2.29)$$

y:

$$P'_m = T_m P_m \quad (2.30)$$

Sustituyendo la ecuación 2.30 en la ecuación 2.28:

$$T_m P_m = K'_m \delta_m + (P_m^e)' \quad (2.31)$$

Sustituyendo las ecuaciones 2.18 y 2.29 en la ecuación 2.31

$$T_m P_m = K'_m T_m \delta_m + T_m P_m^e$$

Premultiplicando por T_m^{-1} :

$$P_m = T_m^{-1} K'_m T_m \delta_m + P_m^e$$

Donde:

$$\underline{T}_m^{-1} = \begin{bmatrix} \theta_p & \theta_q & \delta_r & \delta_s & \delta_u & \delta_v & \theta_a & \theta_b \\ \cos \beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\sin \beta}{\cos \alpha} & 0 \\ 0 & \cos \beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\sin \beta}{\cos \alpha} \\ 0 & 0 & \cos \alpha & 0 & \sin \alpha & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos \alpha & 0 & \sin \alpha & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\sin \alpha & 0 & \cos \alpha & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\sin \alpha & 0 & \cos \alpha & 0 & 0 \\ -\sin \beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\cos \beta}{\cos \alpha} & 0 \\ 0 & -\sin \beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\cos \beta}{\cos \alpha} \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_p \\ \theta_q \\ \delta_r \\ \delta_s \\ \delta_u \\ \delta_v \\ \theta_a \\ \theta_b \end{matrix} \quad (2.32)$$

En el sistema global:

$$\underline{P}_m = \underline{K}_m \underline{\delta}_m + \underline{P}_m^e \quad (2.33)$$

Donde:

$$\underline{K}_m = \underline{T}_m^{-1} \underline{K}'_m \underline{T}_m \quad (2.34)$$

Sustituyendo las ecuaciones 2.12, 2.19 y 2.32 en la ecuación 2.34, se obtiene la matriz $\underline{K}_m$, la cual se muestra en la tabla 2.1.

Para el vector de cargas de empotramiento:

$$\underline{P}_m^e = \underline{T}^{-1} (\underline{P}_m^e)', \quad (2.35)$$

Para una barra sometida a una carga uniforme w en el sistema local $x' - z'$, el vector $\underline{P}_m^e$ vale:

$$(\underline{P}_m^e) = \begin{bmatrix} \frac{wl^2}{12} \cos \beta \\ -\frac{wl^2}{12} \cos \beta \\ -\frac{wl}{2} \cos \alpha \\ -\frac{wl^2}{2} \cos \alpha \\ \frac{wl}{2} \sin \alpha \\ \frac{wl}{2} \sin \alpha \\ -\frac{wl^2}{12} \sin \beta \\ \frac{wl^2}{12} \sin \beta \end{bmatrix} \quad (2.36)$$

La ecuación 2.34 proporciona la matriz de rigidez de la barra inclinada m , para el sistema coordenado general $x - y - z$. Las ecuaciones 2.35 ó 2.36 proporcionan el vector de cargas de empotramiento de la barra inclinada m , para el sistema coordenado general $x - y - z$.

En resumen, primero se utilizan la tabla 2.1 y las ecuaciones 2.35 ó 2.36 para hallar la matriz de rigidez y el vector de cargas de empotramiento de las barras de la estructura. La matriz de rigideces de la estructura completa se obtiene mediante la suma de las matrices de rigidez de todas y cada una de las barras que forman la estructura; el vector de cargas de empotramiento de la estructura completa es igual a la suma de los vectores de carga de todas y cada una de las barras de la estructura. Sustituyendo en la ecuación 1 se obtiene la ecuación matricial de equilibrio de toda la estructura; resolviendo el sistema de ecuaciones se obtienen los desplazamientos correspondientes al sistema global $x-y-z$ (vector δ). Los elementos mecánicos en las barras se obtienen de la siguiente forma: primero se determinan los desplazamientos en el sistema local, con el empleo de la ecuación 2.18 ó las ecuaciones 2.20 a 2.27:

$$\delta_m' = T_m \delta_m \quad (2.18)$$

A continuación, los elementos mecánicos en la barra m se determinan con las ecuaciones 2.2 a 2.9 y tomándolas en cuenta en la 2.11.

$$P_m' = K_m' \delta_m' + (P_m^e)' \quad (2.11)$$

2.2. ANÁLISIS DE DEFORMACIÓN DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN

Como mencionamos al principio de este capítulo se consideran las cargas que transmite la estructura sobre el terreno de apoyo, las que son iguales en magnitud y de sentido contrario a las reacciones del suelo sobre la estructura, por la tercera ley de Newton. Calculamos los asentamientos del terreno en función de estas cargas; consideremos una reacción r_k actuando en la superficie figura 2.10; la presión vertical vale $r_k d_k / a_k$, donde d_k y a_k son la longitud y el área en las que actúa la carga, respectivamente.

La deformación del estrato de espesor $H_{1,j}$, debida a la carga r_k vale, según la ley de Hooke

$$\varepsilon = \frac{1}{E} (\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)) \quad (2.37)$$

ε = Deformación unitaria

E = Módulo de deformación (t/m^2)

σ_z = Esfuerzo en el suelo en dirección z (t/m^2)

ν = Relación de Poisson

σ_x = Esfuerzo en el suelo en dirección x (t/m^2)

σ_y = Esfuerzo en el suelo en dirección y (t/m^2)

$$\delta_z = \varepsilon_z H \quad (2.38)$$

δ_z = Deformación en el suelo (m)

ε_z = Deformación unitaria

H = Espesor del estrato (m)

pero

$$\sigma_{zijk} = \frac{I_{zijk} r_k d_k}{a_k} \quad (2.39)$$

$$\sigma_{xijk} = \frac{I_{xijk} r_k d_k}{a_k} \quad (2.40)$$

$$\sigma_{yijk} = \frac{I_{yijk} r_k d_k}{a_k} \quad (2.41)$$

donde I_{zijk} , I_{xijk} y I_{yijk} son los valores de influencia, los cuales están dados por los esfuerzos normales σ_z , σ_x y σ_y en el punto ij , producidos por una presión unitaria actuando en el área a_k (Zeevaert, 1973).

$\frac{1}{E_y}$ es el módulo lineal de deformación del suelo, bajo la condición de carga que se considere (corto plazo, largo plazo, etcétera), y correspondiente a la presión media de confinamiento de campo

En consecuencia

$$\delta_{ijk} = \frac{1}{E_y} H_y (I_{zjk} - \nu(I_{xijk} + I_{yijk})) \frac{r_k d_k}{a_k} \quad (2.42)$$

Si

$$I_{ijk} = I_{zijk} - \nu(I_{xijk} + I_{yijk}) \quad (2.43)$$

La deformación del estrato, debida a todas las cargas vale

$$\delta_{ijk} = \frac{1}{E_{ij}} H_{ij} \sum_{k=1}^{n_r} I_{ijk} \frac{r_k \vec{a}_k}{\alpha_k} \quad (2.44)$$

donde n_r = número total de cargas r_k .

El asentamiento bajo el punto i vale

$$\delta_{ij} = \sum_{j=1}^{n_e} \frac{1}{E_{ij}} H_{ij} \sum_{k=1}^{n_r} I_{ijk} \frac{r_k \vec{a}_k}{\alpha_k} \quad (2.45)$$

donde n_e = número total de estratos

En la ecuación 2.45 los hundimientos del terreno quedan en función de las cargas r_k

2.3. COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIONES

En esta etapa se establece la compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo de cimentación, lo que equivale a considerar que tanto los desplazamientos de la estructura como los del terreno son iguales, es decir, que el suelo no se despega de la estructura. Analíticamente esto se alcanza sustituyendo los valores dados por la ec 2.45 en la ec 2.1. De esta manera desaparecen como incógnitas los desplazamientos lineales y quedan únicamente como incógnitas los giros en los nudos y las reacciones del terreno. Es fácil ver que el número de ecuaciones es el mismo que el de incógnitas, con lo que se puede resolver el sistema de ecuaciones y despejar los giros y las reacciones. Empleando la ecuación 2.45, ya conocidas las reacciones, se pueden determinar también los hundimientos del terreno de apoyo.

Por último se obtienen los elementos mecánicos con las ecuaciones de las 2.2 a las 2.9.

En el siguiente capítulo se presenta un ejemplo sencillo para ilustrar la aplicación del procedimiento descrito.

TABLA 2.1

MATRIZ DE RIGIDEZ K_m DE UNA BARRA INCLINADA (SISTEMA GLOBAL)

Sean: $D = 4EI/L$ $M = 6EI/L^2$ $N = 12EI/L^2$ $Q = AE/L$ $F = GJ/L$
 $SA = \sin \alpha$ $S2A = \sin^2 \alpha$ $SB = \sin \beta$ $S2B = \sin^2 \beta$
 $CA = \cos \alpha$ $C2A = \cos^2 \alpha$ $CB = \cos \beta$ $C2B = \cos^2 \beta$

	θ_p	θ_q	δ_r	δ_s	δ_u	δ_v	θ_a	θ_b	
$K_m =$	$D \begin{matrix} C2B \\ + \\ F S2B \end{matrix}$	$(D/2) \begin{matrix} C2B - F \\ S2B \end{matrix}$	$-M \begin{matrix} CB \\ CA \end{matrix}$	$M \begin{matrix} CB \\ CA \end{matrix}$	$M \begin{matrix} CB \\ SA \end{matrix}$	$-M \begin{matrix} CB \\ SA \end{matrix}$	$-D \begin{matrix} CB \\ SB + F \\ CB SB \end{matrix}$	$-(D/2) \begin{matrix} CB SB - \\ F SB \\ CB \end{matrix}$	θ_p
	$(D/2) \begin{matrix} C2B - F \\ S2B \end{matrix}$	$D \begin{matrix} C2B \\ + F S2B \end{matrix}$	$-M \begin{matrix} CB \\ CA \end{matrix}$	$M \begin{matrix} CB \\ CA \end{matrix}$	$M \begin{matrix} CB \\ SA \end{matrix}$	$-M \begin{matrix} CB \\ SA \end{matrix}$	$-(D/2) \begin{matrix} CB SB - \\ F CB \\ SB \end{matrix}$	$-D \begin{matrix} CB \\ SB + F \\ CB SB \end{matrix}$	θ_q
	$-M \begin{matrix} CB \\ CA \end{matrix}$	$-M \begin{matrix} CB \\ CA \end{matrix}$	$N \begin{matrix} C2A \\ + Q S2A \end{matrix}$	$-N \begin{matrix} C2A \\ - Q S2A \end{matrix}$	$-N \begin{matrix} CA \\ SA + Q \\ CA SA \end{matrix}$	$N \begin{matrix} CA \\ SA - Q \\ CA SA \end{matrix}$	$M \begin{matrix} CA \\ SB \end{matrix}$	$M \begin{matrix} CA \\ SB \end{matrix}$	δ_r
	$M \begin{matrix} CB \\ CA \end{matrix}$	$M \begin{matrix} CB \\ CA \end{matrix}$	$-N \begin{matrix} C2A \\ - Q S2A \end{matrix}$	$N \begin{matrix} C2A \\ + Q S2A \end{matrix}$	$N \begin{matrix} CA \\ SA - Q \\ CA SA \end{matrix}$	$-N \begin{matrix} CA \\ SA + Q \\ CA SA \end{matrix}$	$-M \begin{matrix} CA \\ SB \end{matrix}$	$-M \begin{matrix} CA \\ SB \end{matrix}$	δ_s
	$M \begin{matrix} CB \\ SA \end{matrix}$	$M \begin{matrix} CB \\ SA \end{matrix}$	$-N \begin{matrix} CA \\ SA + Q \\ CA SA \end{matrix}$	$N \begin{matrix} CA \\ SA - Q \\ CA SA \end{matrix}$	$N \begin{matrix} S2A + \\ Q C2A \end{matrix}$	$-N \begin{matrix} S2A \\ - Q C2A \end{matrix}$	$-M \begin{matrix} SA \\ SB \end{matrix}$	$-M \begin{matrix} SA \\ SB \end{matrix}$	δ_u
	$-M \begin{matrix} CB \\ SA \end{matrix}$	$-M \begin{matrix} CB \\ SA \end{matrix}$	$N \begin{matrix} CA \\ SA - Q \\ CA SA \end{matrix}$	$-N \begin{matrix} CA \\ SA + Q \\ CA SA \end{matrix}$	$-N \begin{matrix} S2A \\ - Q C2A \end{matrix}$	$N \begin{matrix} S2A + \\ Q C2A \end{matrix}$	$M \begin{matrix} SA \\ SB \end{matrix}$	$M \begin{matrix} SA \\ SB \end{matrix}$	δ_v
	$-D \begin{matrix} CB \\ SB + F \\ CB SB \end{matrix}$	$-(D/2) \begin{matrix} CB SB - \\ F CB \\ SB \end{matrix}$	$M \begin{matrix} CA \\ SB \end{matrix}$	$-M \begin{matrix} CA \\ SB \end{matrix}$	$-M \begin{matrix} SA \\ SB \end{matrix}$	$M \begin{matrix} SA \\ SB \end{matrix}$	$D \begin{matrix} S2B + \\ F C2B \end{matrix}$	$(D/2) \begin{matrix} S2B - F \\ C2B \end{matrix}$	θ_a
	$-(D/2) \begin{matrix} CB SB - \\ F SB \\ CB \end{matrix}$	$-D \begin{matrix} CB \\ SB + F \\ CB SB \end{matrix}$	$M \begin{matrix} CA \\ SB \end{matrix}$	$-M \begin{matrix} CA \\ SB \end{matrix}$	$-M \begin{matrix} SA \\ SB \end{matrix}$	$M \begin{matrix} SA \\ SB \end{matrix}$	$D/2 \begin{matrix} S2B - F \\ C2B \end{matrix}$	$D \begin{matrix} S2B + \\ F C2B \end{matrix}$	θ_b

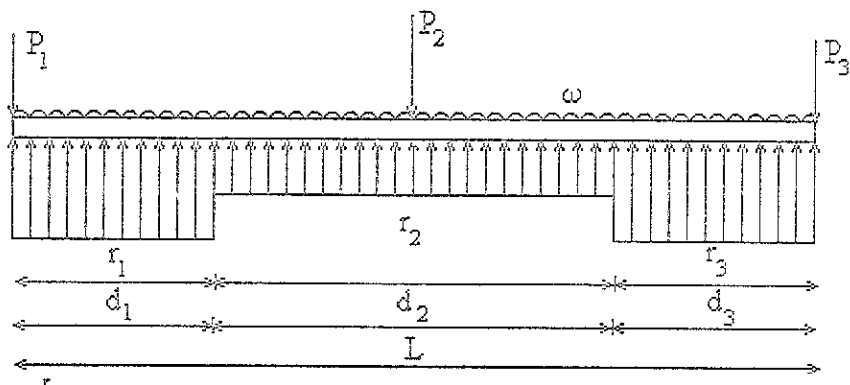


Fig. 2. 1. a Cargas, reacciones y longitudes de reacción.

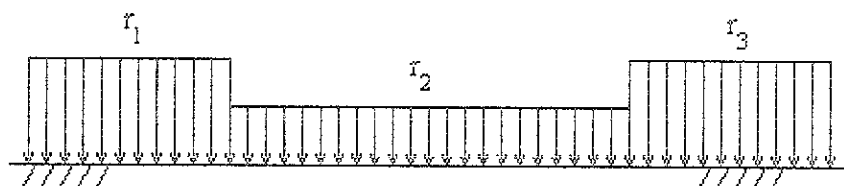


Fig. 2. 1. b Acciones sobre el suelo.

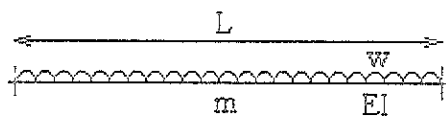


Fig. 2. 2 Barra m.

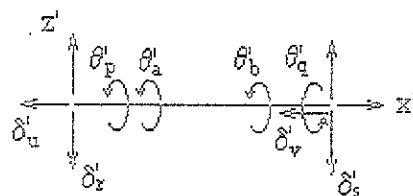


Fig. 2. 3. a Desplazamientos.

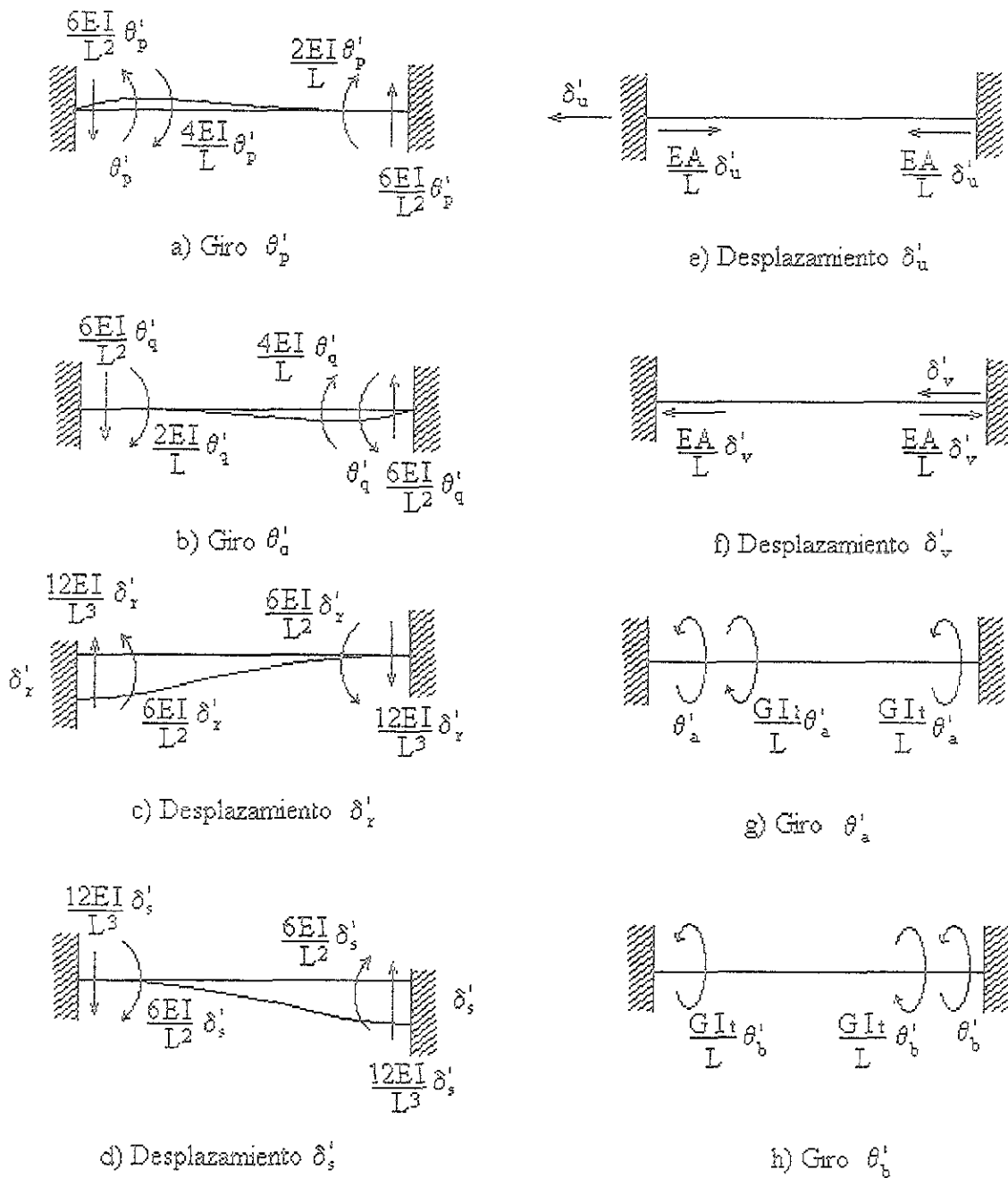


Fig. 2. 4 Elementos mecánicos ocasionados por desplazamientos unitarios lineales y angulares.

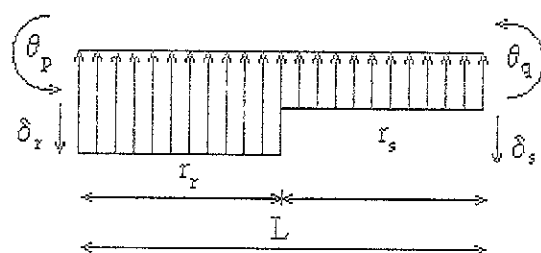


Fig. 2. 5. Reacciones y grados de libertad.

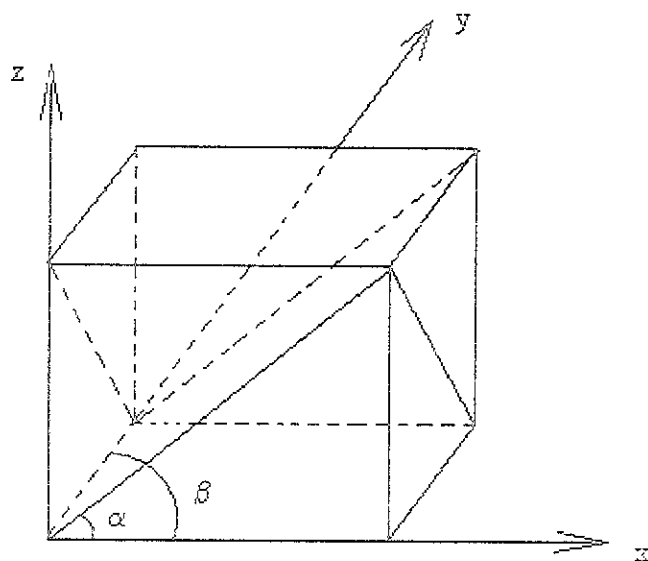
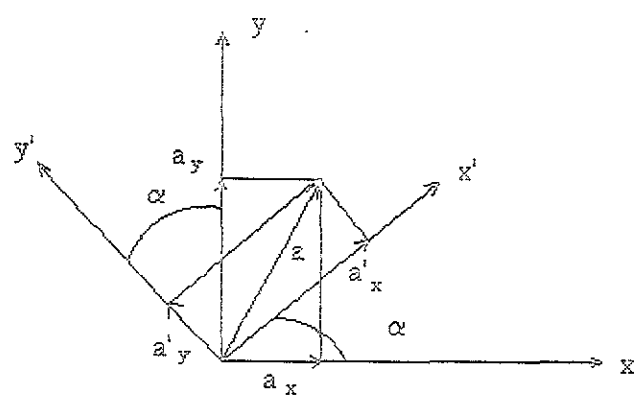


Fig. 2.6 Planos ortogonales entre sí.



$$a'_x = a_x \cos \alpha + a_y \sin \alpha$$

$$a'_y = -a_x \sin \alpha + a_y \cos \alpha$$

Fig. 2. 7 Transformación de un vector del sistema global x-y al sistema local x'-y'.

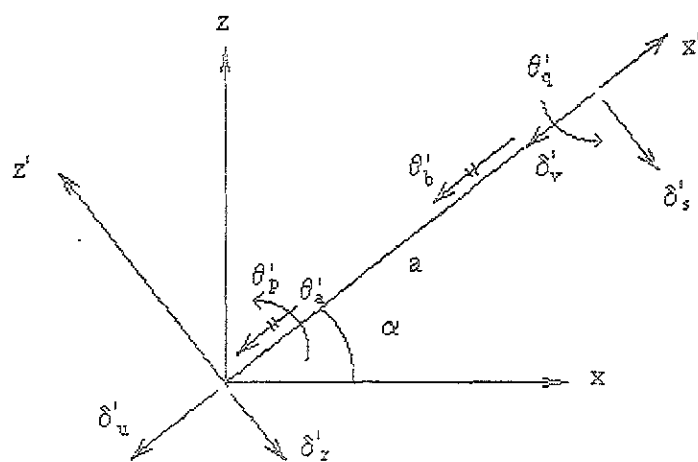


Fig. 2. 8. a. Sistema local x'-y'

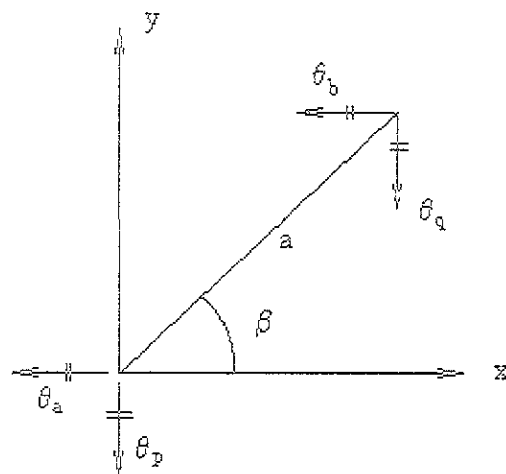


Fig. 2. 9. b Sistema global $x - y$.

Fig. 2. 9. Giros de la barra paralelos al plano $x - y$.

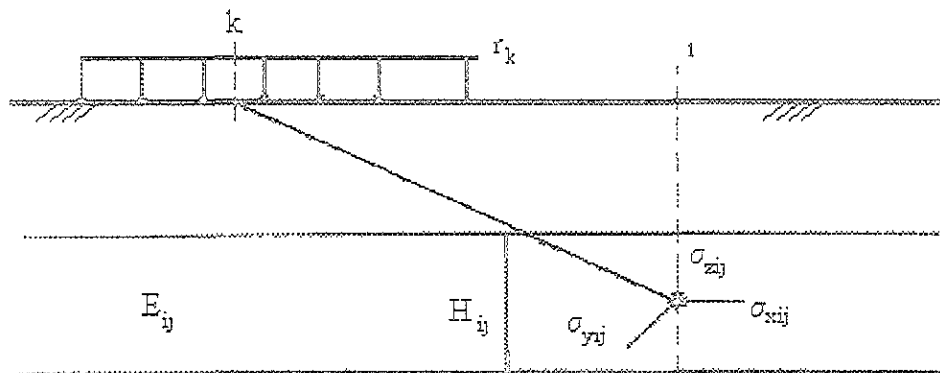


Fig. 2. 10. Cálculo de los hundimientos del terreno.

CAPÍTULO 3. PROGRAMA DE COMPUTADORA

El programa realiza la interacción suelo-estructura en lenguaje FORTRAN, con el método Deméneghi (1979). Para el análisis estructural utiliza el método de rigideces, para las deformaciones del suelo tiene dos opciones para calcularlas y posteriormente realiza la compatibilidad de deformaciones entre la estructura y el suelo y por último calcula los elementos mecánicos de la cimentación.

Se hizo una adaptación del programa de computadora de Interacción suelo-estructura del ingeniero Agustín Deméneghi, para el caso de arenas, así mismo, se amplió dicho programa para que pudiera calcular los siguientes casos:

- a) El cálculo de la deformación considerando exclusivamente el esfuerzo vertical, con el módulo de deformación vertical para cada estrato, definido como

$$E_{zy} = \frac{\sigma_{zj}}{\varepsilon_{zy}} \quad (3.1)$$

donde

E_{zy} es el módulo de deformación vertical,

σ_{zj} es el esfuerzo vertical en dirección de z

ε_{zy} es la deformación vertical en dirección de z

$$\delta_i = \sum_{j=1}^{n_e} \frac{1}{E_{zj}} H_{ij} \sum_{k=1}^{n_r} I_{zyk} \frac{r_k d_k}{a_k} \quad (3.2)$$

El procedimiento que se utilizó en la tesis de maestría de Humberto Puebla (Puebla, 1995), fue el realizar las iteraciones de E_{zy} por fuera del programa, por lo que el valor de E_{zy} en el programa se da como dato.

- b) Considerando la variación del módulo de deformación dependiendo del esfuerzo de confinamiento, y la ley de Hooke generalizada

$$E_i = E_{io} + K p_a \left(\frac{p_c'}{p_a} \right)^n \quad (3.3)$$

$$\delta_i = \sum_{j=1}^{n_c} \frac{1}{E_{ij}} H_{ij} \sum_{k=1}^{n_r} I_{ijk} \frac{r_k d_k}{a_k} \quad (3.4)$$

Este cálculo es en forma iterativa y lo realiza el programa.

El programa INT-SUEL.FOR consta de las siguientes subrutinas, las cuales realizan lo que se indica en cada una de ellas:

SUB200:	Obtiene los esfuerzos σ_x , σ_y y σ_z
MATRCL:	Obtiene la matriz de rigideces de la cimentación
MATRSE:	Obtiene la matriz de rigideces de la super estructura.
SUB204:	Resuelve el sistema de ecuaciones .
SUB247:	Resuelve el sistema de ecuaciones .
LECB:	Lectura de datos de barras
LECC:	Lectura de cargas concentradas y de empotramiento
GEOM:	Lectura de coordenadas
PROSU:	Lectura de propiedades del suelo y calcula presiones del suelo.
VALINF:	Calcula valores de influencia I_x , I_y , I_z
BOUSSI:	Calcula esfuerzos σ_x , σ_y , σ_z
FLSC:	Matriz de flexibilidades lineal sin confinamiento, E_{zj} entra como dato (caso a) (Puebla, 1995)
FLCC:	Matriz de flexibilidades lineal con confinamiento, E_{zj} lo calcula el programa en forma iterativa (caso a)
FNLCC:	Matriz de flexibilidades lineal con confinamiento, variando el módulo de deformación del suelo (caso b)
.HUND:	Calcula hundimientos
EMECCI:	Calcula elementos mecánicos en cimentación.
EMECSE:	Calcula elementos mecánicos en superestructura

La línea de código o instrucciones de datos que se deben prepararse son las siguientes:

Instrucción 1

NG:	Grados de libertad
NBC:	No. de barras de cimentación
NBSE:	No. de barras de la superestructura
FC:	Factor de carga
EN:	No. de estratos
N:	Números de puntos de la retícula.
KANAL:	Tipo de análisis que realizará el programa (0 a 2).

Instrucción 2

NI:	No. de barras.
E:	Módulo de deformación de la barra. (t/m^2)
AI:	Momento de inercia de la barra (m^4)
AL:	Longitud de la barra (m)
W:	Carga (t/m)
LTP:	Giro en el punto P (θ_p)
LTQ:	Giro en el punto Q (θ_q)
LDR:	Desplazamiento en el punto P (δ_r).
LDS:	Desplazamiento en el punto Q (δ_s).

Instrucción 3

NI:	Número de punto.
P:	Carga concentrada (t)

Instrucción 4

NI:	Número de reacciones.
XP:	Coordenada en X del punto donde se desea obtener el esfuerzo (m)
YP:	Coordenada en Y del punto donde se desea obtener el esfuerzo (m)
XI:	Coordenada en X del punto inicial del área (m)
XF:	Coordenada en X del punto final (m)
YI:	Coordenada en Y del punto inicial del área (m)
YF:	Coordenada en Y del punto final (m)

Instrucción 5

NI:	Número de punto
NJ:	Número de estrato
Z:	Profundidad media del estrato (m)
AH:	Espesor del estrato (m)
AMZ:	Módulo de deformación del estrato (t/m^2)
ANU:	Relación de Poisson
GAMA:	Peso volumétrico del suelo (t/m^3)
AKO:	Coefficiente de presión de tierra en reposo
AKA:	Coefficiente k del suelo, para el cálculo del módulo de deformación E_i
AN:	Coefficiente n del suelo, para el cálculo del módulo de deformación E_i

Instrucción 6

IL:	Número de reacción
ALR:	Longitud de la reacción (m)

Para ejemplificar el uso del programa se plantea un ejemplo sencillo de una zapata corrida de dos entrejes, figura 3.1, la geometría, las propiedades de la estructura como las del suelo se indican en la misma figura.

Se presenta el ejemplo realizado a mano y con el programa.

Para el análisis y discusión de los diferentes métodos de la interacción suelo-estructura, y para visualizar el empleo del programa de computadora propuesto, se utilizará una estructura sencilla formada por una zapata corrida sometida a carga uniforme y tres cargas concentradas, la geometría y propiedades de la zapata se muestran en la figura 3.1, la estructura se divide en dos barras y tres nudos con seis grados de libertad y tres bloques de reacción uniforme, figura 3.2. La estratigrafía del subsuelo esta formado por dos estratos de arena con las propiedades que se indican. En la figura 3.3 se muestran los grados de libertad.

Análisis estructural

La matriz de rigidez de una barra de la estructura es

$$K_{\text{barra}} = \begin{matrix} & \begin{matrix} \theta_p & \theta_q & \delta_r & \delta_s \end{matrix} \\ \begin{matrix} \theta_p \\ \theta_q \\ \delta_r \\ \delta_s \end{matrix} & \begin{bmatrix} \frac{4EI}{L} & \frac{2EI}{L} & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{6EI}{L^2} \\ \frac{2EI}{L} & \frac{4EI}{L} & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{6EI}{L^2} \\ -\frac{6EI}{L^2} & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{12EI}{L^3} \\ \frac{6EI}{L^2} & \frac{6EI}{L^2} & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{12EI}{L^3} \end{bmatrix} \end{matrix}$$

Sustituyendo valores para la Barra 1 se tiene

$$\begin{aligned} w &= 4.3 & \text{t/m} \\ L &= 4 & \text{m} \\ E &= 1130000 & \text{t/m}^2 \\ I &= 0.053 & \text{m}^4 \end{aligned}$$

$$K_1 = \begin{matrix} & \begin{matrix} \theta_4 & \theta_5 & \delta_1 & \delta_2 \end{matrix} \\ \begin{matrix} \theta_4 \\ \theta_5 \\ \delta_1 \\ \delta_2 \end{matrix} & \begin{bmatrix} 59890 & 29945 & -22458.75 & 22458.75 \\ 29945 & 59890 & -22458.75 & 22458.75 \\ -22458.75 & -22458.75 & 11229.375 & -11229.375 \\ 22458.75 & 22458.75 & -11229.38 & 11229.375 \end{bmatrix} \end{matrix}$$

Para la barra 2

$$\begin{aligned} W &= 4.3 & \text{t/m} \\ L &= 4 & \text{m} \\ E &= 1130000 & \text{t/m}^2 \\ I &= 0.053 & \text{m}^4 \end{aligned}$$

$$\underline{K}_2 = \begin{array}{c} \begin{array}{cccc} \theta_5 & \theta_6 & \delta_2 & \delta_3 \\ \hline 59890 & 29945 & -22458.75 & 22458.75 \\ 29945 & 59890 & -22458.75 & 22458.75 \\ -22458.75 & -22458.75 & 11229.375 & -11229.38 \\ 22458.75 & 22458.75 & -11229.375 & 11229.375 \end{array} \end{array} \begin{array}{l} \theta_5 \\ \theta_6 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \end{array}$$

Realizando el acoplamiento de las matrices $\underline{K}_1$ y $\underline{K}_2$

$$\underline{K} = \begin{array}{c} \begin{array}{cccccc} \delta_1 & \delta_2 & \delta_3 & \theta_4 & \theta_5 & \theta_6 \\ \hline 11229.375 & -11229.375 & 0 & -22458.75 & -22458.75 & 0 \\ -11229.375 & 22458.75 & -11229.38 & 22458.75 & 0 & -22458.75 \\ 0 & -11229.375 & 11229.375 & 0 & 22458.75 & 22458.75 \\ -22458.75 & 22458.75 & 0 & 59890 & 29945 & 0 \\ -22458.75 & 0 & 22458.75 & 29945 & 119780 & 29945 \\ 0 & -22458.75 & 22458.75 & 0 & 29945 & 59890 \end{array} \end{array} \begin{array}{l} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \theta_4 \\ \theta_5 \\ \theta_6 \end{array}$$

Para el vector de cargas concentradas es

$$\underline{P}_c = \begin{array}{c} \begin{array}{c} -35 \\ -50 \\ -35 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{array} \end{array} \begin{array}{l} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \theta_4 \\ \theta_5 \\ \theta_6 \end{array}$$

El vector de cargas de empotramiento de una barra vale

$$\underline{P}_{-em} = \begin{Bmatrix} wL^2/12 - (11/192)L^2r_r - (5/192)L^2r_s \\ -wL^2/12 + (5/192)L^2r_r + (11/192)L^2r_s \\ -wL/2 + (13/32)Lr_r + (3/32)Lr_s \\ -wL/2 + (3/32)Lr_r + (13/32)Lr_s \end{Bmatrix} \begin{array}{l} \theta_p \\ \theta_q \\ \delta_r \\ \delta_s \end{array}$$

Para la barra 1

$$\underline{P}_{1e} = \begin{bmatrix} 5.7333 & -0.9167 & r_1 & -0.4167 & r_2 \\ -5.7333 & + & 0.4167 & r_1 & + & 0.9167 & r_2 \\ -8.6000 & + & 1.6250 & r_1 & + & 0.3750 & r_2 \\ -8.6000 & + & 0.3750 & r_1 & + & 1.6250 & r_2 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_4 \\ \theta_5 \\ \delta_1 \\ \delta_2 \end{matrix}$$

Para la barra 2

$$\underline{P}_{2e} = \begin{bmatrix} 5.7333 & -0.9167 & r_2 & -0.4167 & r_3 \\ -5.7333 & + & 0.4167 & r_2 & + & 0.9167 & r_3 \\ -8.6000 & + & 1.6250 & r_2 & + & 0.3750 & r_3 \\ -8.6000 & + & 0.3750 & r_2 & + & 1.6250 & r_3 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_5 \\ \theta_6 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \end{matrix}$$

Realizando el acoplamiento del vector de cargas de empotramiento.

$$\underline{P}_e = \begin{bmatrix} -8.6 & + & 1.625 & r_1 & + & 0.375 & r_2 & + & 0 & r_3 \\ -17.2 & + & 0.375 & r_1 & + & 3.25 & r_2 & + & 0.375 & r_3 \\ -8.6 & + & 0 & r_1 & + & 0.375 & r_2 & + & 1.625 & r_3 \\ 5.7333333 & -0.916667 & r_1 & -0.416667 & r_2 & + & 0 & r_3 \\ 0 & + & 0.416667 & r_1 & + & 0 & r_2 & -0.416667 & r_3 \\ -5.733333 & + & 0 & r_1 & + & 0.416667 & r_2 & + & 0.916667 & r_3 \end{bmatrix} \begin{matrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \theta_4 \\ \theta_5 \\ \theta_6 \end{matrix}$$

Para el cálculo de las deformaciones del suelo en primer lugar se deben calcular los valores de influencia con las siguientes fórmulas

$$I = I_z - \nu(I_x + I_y)$$

$$I_z = \frac{q}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{x^2 + z^2} + \frac{1}{y^2 + z^2} \right) \frac{xyz}{A} + \operatorname{atan} \frac{xy}{za} \right]$$

$$I_x = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{xyz}{(x^2 + y^2)A} - \operatorname{atan} \frac{zA}{xy} + (1 - 2\nu) \left(\operatorname{atan} \frac{y}{x} - \operatorname{atan} \frac{yA}{xz} \right) \right]$$

$$\bar{I}_y = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{xyz}{(y^2 + z^2)A} - \operatorname{atan} \frac{zA}{xy} + (1-2\nu) \left(\operatorname{atan} \frac{x}{y} - \operatorname{atan} \frac{xA}{yz} \right) \right]$$

σ_z = Esfuerzo en dirección z (t/m²)

q = Acción vertical sobre el suelo = 1 t/m²

x = Coordenada en x del punto donde se encuentra el esfuerzo (m)

y = Coordenada en y del punto donde se encuentra el esfuerzo (m)

z = Coordenada en z del punto donde se encuentra el esfuerzo (m)

ν = Relación de Poisson

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

Sustituyendo valores se obtiene la tabla 3.1 de valores de influencia

Tabla 3.1 valores de influencia

$\bar{I}_{ijk}$	$\bar{I}_x$	$\bar{I}_y$	$\bar{I}_z$	I
I111	0.12	0.05962	0.4	0.3405
I112	0.048	0.01622	0.009	0.0091
I113	0.002	0.00319	1E-04	0.0001
I211	0.041	0.01082	0.008	0.0085
I212	0.241	0.11923	0.8	0.7998
I213	0.041	0.01082	0.008	0.0085
I311	0.002	0.00319	1E-04	0.0001
I312	0.048	0.01622	0.009	0.0091
I313	0.12	0.05962	0.4	0.3999
I121	0	0	0.117	0.1161
I122	0.037	0	0.051	0.0509
I123	0.009	0	0.003	0.0029
I221	0.021	0	0.041	0.0406
I222	0.005	0	0.234	0.234
I223	0.021	0	0.041	0.0406
I321	0.009	0	0.003	0.0029
I322	0.037	0	0.051	0.0509
I323	0.003	0	0.117	0.117

$$\delta_i = \sum_{j=1}^{ne} M_{zij} H_{ij} \sum_{k=1}^{nb} I_{zyk} \left(\frac{r_k d_k}{a_k} \right)$$

Donde: M_{zij} = Es el inverso del módulo de deformación del estrato j.

H_{ij} = Es el espesor del estrato j.

$\bar{I}_{zyk}$ = Es el valor de influencia del punto i, en el estrato j, debido a la carga k.

r_k = Es la reacción k

d_k = Es la longitud de la reacción k

a_k = Es el área donde actúa la reacción k .

$$\delta_1 = M_{z_{11}} H_{11} \left[I_{z_{111}} \frac{r_1 d_1}{a_1} + I_{z_{112}} \frac{r_2 d_2}{a_2} + I_{z_{113}} \frac{r_3 d_3}{a_3} \right] + M_{z_{12}} H_{12} \left[I_{z_{121}} \frac{r_1 d_1}{a_1} + I_{z_{122}} \frac{r_2 d_2}{a_2} + I_{z_{123}} \frac{r_3 d_3}{a_3} \right] \quad (a)$$

$$\delta_2 = M_{z_{21}} H_{21} \left[I_{z_{211}} \frac{r_1 d_1}{a_1} + I_{z_{212}} \frac{r_2 d_2}{a_2} + I_{z_{213}} \frac{r_3 d_3}{a_3} \right] + M_{z_{22}} H_{22} \left[I_{z_{221}} \frac{r_1 d_1}{a_1} + I_{z_{222}} \frac{r_2 d_2}{a_2} + I_{z_{223}} \frac{r_3 d_3}{a_3} \right] \quad (b)$$

$$\delta_3 = M_{z_{31}} H_{31} \left[I_{z_{311}} \frac{r_1 d_1}{a_1} + I_{z_{312}} \frac{r_2 d_2}{a_2} + I_{z_{313}} \frac{r_3 d_3}{a_3} \right] + M_{z_{32}} H_{32} \left[I_{z_{321}} \frac{r_1 d_1}{a_1} + I_{z_{322}} \frac{r_2 d_2}{a_2} + I_{z_{323}} \frac{r_3 d_3}{a_3} \right] \quad (c)$$

Para el cálculo de $M_{z_{11}}$ se tiene que seguir el siguiente procedimiento:

El primer paso consiste en obtener los esfuerzos σ_x , σ_y y σ_z

$$\sigma_{xij} = \sum_{k=1}^n I_{xijk} \frac{r_k d_k}{a_k}$$

$$\sigma_{yij} = \sum_{k=1}^n I_{yijk} \frac{r_k d_k}{a_k}$$

$$\sigma_{zij} = \sum_{k=1}^n I_{zijk} \frac{r_k d_k}{a_k}$$

Desarrollando la sumatoria tenemos

$$\sigma_{x11} = I_{x111} \frac{r_1 d_1}{a_1} + I_{x112} \frac{r_2 d_2}{a_2} + I_{x113} \frac{r_3 d_3}{a_3} \quad (d)$$

$$\sigma_{y11} = I_{y111} \frac{r_1 d_1}{a_1} + I_{y112} \frac{r_2 d_2}{a_2} + I_{y113} \frac{r_3 d_3}{a_3} \quad (e)$$

$$\sigma_{z11} = I_{z111} \frac{r_1 d_1}{a_1} + I_{z112} \frac{r_2 d_2}{a_2} + I_{z113} \frac{r_3 d_3}{a_3} \quad (f)$$

La primera iteración es considerando reacción uniforme: $r = 19.3 \text{ t/m}$

Sustituyendo:

$$\sigma_x = 0.1203(19.3) \frac{2}{4} + 0.0485(19.3) \frac{4}{8} + 0.0016(19.3) \frac{2}{4} = 1.6439 \frac{t}{m^2}$$

$$\sigma_y = 0.05962(19.3) \frac{2}{4} + 0.01622(19.3) \frac{4}{8} + 0.00319(19.3) \frac{2}{4} = 0.76264 \frac{t}{m^2}$$

$$\sigma_z = 0.3999(19.3)\frac{2}{4} + 0.0091(19.3)\frac{4}{8} + 0.0001(19.3)\frac{2}{4} = 3.9478 \frac{t}{m^2}$$

El segundo paso es obtener la presión de confinamiento efectiva con:

$$p'_c = \left(\frac{1+2K_0}{3} \right) \gamma H + \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{6}$$

σ_x = Esfuerzo en dirección x (t/m²)

σ_y = Esfuerzo en dirección y (t/m²)

σ_z = Esfuerzo en dirección z (t/m²)

Sustituyendo:

$$p'_c = \left(\frac{1+2(0.55)}{3} \right) 1.7(1) + \frac{1.6439 + 0.76264 + 3.9478}{6} = 2.2491 \frac{t}{m^2}$$

El tercer paso es obtener el módulo de deformación con Janbu:

$$E_i = E_0 + K P_a \left(\frac{P'_c}{P_a} \right)^n$$

E_i = Módulo de deformación (t/m²)

E_0 = Módulo de deformación inicial (t/m²)

K = Coeficiente de rigidez del material

P_a = Presión atmosférica = 10.3 (t/m²)

P'_c = Presión de confinamiento efectiva (t/m²)

n = Exponente en función del tipo de suelo.

Sustituyendo:

$$E_i = 0 + 140(10.3) \left(\frac{2.2491}{10.3} \right)^{0.65} = 536.328 \frac{t}{m^2}$$

El cuarto paso es obtener la deformación unitaria en dirección z mediante la aplicación la Ley de Hooke

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

ε_z = Deformación unitaria

σ_z = Esfuerzo en el suelo en dirección z (t/m²)

ν = Relación de Poisson

σ_x = Esfuerzo en el suelo en dirección x (t/m²)

σ_y = Esfuerzo en el suelo en dirección y (t/m²)

Sustituyendo:

$$\varepsilon_z = \frac{1}{536.328} (3.9478 - 0.33(1.64436 + 0.76264)) = 0.005879$$

Finalmente:

$$E_z = \frac{\sigma_z}{\varepsilon_z}$$

Sustituyendo:

$$E_z = \frac{3.9478}{0.005879} = 671.378 \frac{t}{m^2}$$

Es decir:

$$M_z = \frac{1}{E_z}$$

Sustituyendo:

$$M_z = \frac{1}{671.378} = 0.001489 \frac{m^2}{t}$$

Procediendo de manera análoga llegamos a los valores que se indican a continuación

$$M_{z_{11}} = 0.001489 \frac{m^2}{t} \quad M_{z_{21}} = 0.001193 \frac{m^2}{t} \quad M_{z_{31}} = 0.001489 \frac{m^2}{t}$$

$$M_{z_{12}} = 0.000505 \frac{m^2}{t} \quad M_{z_{22}} = 0.000514 \frac{m^2}{t} \quad M_{z_{32}} = 0.000505 \frac{m^2}{t}$$

Si sustituimos los valores obtenidos en las ecuaciones (a), (b) y (c) y explotando la simetría de la estructura tenemos que:

$$\delta_1 = \delta_3 \quad r_1 = r_3 \quad \theta_5 = 0 \quad \theta_4 = -\theta_6$$

$$\delta_1 = 0.000595 r_1 + 0.000029 r_2$$

$$\delta_2 = 0.000026 r_1 + 0.000992 r_2$$

Ahora estamos en condiciones de plantear un sistema de ecuaciones tomando en cuenta las aportaciones de la estructura y del suelo.

$$11\,229 \delta_1 - 11\,229 \delta_2 - 22\,459 \theta_4 + 1.625 r_1 + 0.375 r_2 = -43.6 \quad (g)$$

$$-22\,459 \delta_1 + 22\,459 \delta_2 + 44\,918 \theta_4 + 0.750 r_1 + 3.250 r_2 = -67.2 \quad (h)$$

$$-22\,459\,\delta_1 + 22\,459\,\delta_2 + 59\,890\,\theta_4 - 0.9167\,r_1 - 0.4175\,r_2 = 5.733 \quad (i)$$

$$\delta_1 = 0.000595\,r_1 + 0.000029\,r_2 \quad (j)$$

$$\delta_2 = 0.000026\,r_1 + 0.000992\,r_2 \quad (k)$$

Si resolvemos el sistema de ecuaciones simultáneamente obtenemos las deformaciones del suelo, los giros y las reacciones

$$\delta_1 = 0.015819\text{ m}$$

$$\delta_2 = 0.013886\text{ m}$$

$$\theta_4 = 0.00114\text{ rad}$$

$$r_1 = 25.95711\text{ t/m}$$

$$r_2 = 12.95711\text{ t/m}$$

Iterando nuevamente con las reacciones r_1 y r_2 en sustitución de la reacción uniforme, en las ecuaciones (d), (e) y (f) obtenemos las nuevas ecuaciones para el suelo, en la tabla 3.2 se presenta los valores obtenidos de las reacciones en seis iteraciones.

Tabla 3.2 Valores de las iteraciones de las reacciones

Iteración	$r_1 = r_3$ (t/m)	r_2 (t/m)
1	25.95711	12.64293
2	26.674215	11.925785
3	26.74861	11.85139
4	26.75576	11.844224
5	26.756464	11.843536
6	26.756466	11.843534

Con los valores de la última iteración se obtienen los giros y deformaciones del suelo

$$\delta_1 = 0.01825\text{ m}$$

$$\delta_2 = 0.01662\text{ m}$$

$$\theta_4 = 0.00101\text{ rad}$$

$$r_1 = 26.7565\text{ t/m}$$

$$r_2 = 11.8435\text{ t/m}$$

Con base en estos resultados se determinan los elementos mecánicos:

$$M_p = \frac{\omega L^2}{12} - \frac{11L^2 r_r}{192} - \frac{5L^2 r_s}{192} + \frac{4EI}{L}\theta_p + \frac{2EI}{L}\theta_q - \frac{6EI}{L^2}\delta_r + \frac{6EI}{L^2}\delta_s,$$

$$M_s = \frac{-\omega L^2}{12} - \frac{5L^2 r_r}{192} + \frac{11L^2 r_s}{192} + \frac{2EI}{L}\theta_p + \frac{4EI}{L}\theta_q - \frac{6EI}{L^2}\delta_r + \frac{6EI}{L^2}\delta_s,$$

$$V_r = \frac{-\omega L}{2} + \frac{13L r_r}{32} + \frac{3L r_s}{32} - \frac{6EI}{L^2} \theta_p + \frac{6EI}{L^2} \theta_q + \frac{12EI}{L^3} \delta_r - \frac{12EI}{L^3} \delta_s$$

$$V_s = \frac{-\omega L}{2} + \frac{3L r_r}{32} + \frac{13L r_s}{32} + \frac{6EI}{L^2} \theta_p + \frac{6EI}{L^2} \theta_q - \frac{12EI}{L^3} \delta_r + \frac{12EI}{L^3} \delta_s$$

Sustituyendo:

$$\begin{aligned} M_4 = M_6 &= 0 \text{ t m} & M_5 &= 9.826 \text{ t m} \\ V_1 = V_3 &= 35 \text{ t} & V_2 &= 25 \text{ t} \end{aligned}$$

Resolvamos el ejemplo anterior utilizando el programa de computadora que se presenta a continuación.

En las tablas 3.3 a 3.8, se presenta el archivo de datos para correr el programa.

Tabla 3.3 Instrucción 1

NG	NBC	NBSE	FC	EN	N	KANAL
6	2	0	1	2	3	0

Tabla 3.4 Instrucción 2

NI	E	AI	AL	W	LTP	LTQ	LDR	LDS
	t/m ²	m ⁴	m ²	t/m				
1	1130000	.0530	4.	4.3	4	5	1	2
2	1130000	.0530	4.	4.3	5	6	2	3

Tabla 3.5 Instrucción 3

NI	P (t)
1	-35
2	-50
3	-35
4	0
5	0
6	0

Tabla 3.6 Instrucción 4

Ni	XP (m)	YP (m)	XI (m)	XF (m)	YI (m)	YF (m)
1	0.	1.	0.	2.	0.	2.
2	4.	1.	2.	6.	0.	2.
3	8.	1.	6.	8.	0.	2.

Tabla 3.7.a Instrucción 5

Los valores de AMZ de la primera iteración

NI	NJ	Z	AH	AMZ	ANU	GAMA	AKO	AKA	AN
		(m)	(m)	(t/m ²)		(t/m ³)			
1	1	1.	2.	.001489	0.33	1.7	0.55	140.	.65
2	1	1.	2.	.001193	0.33	1.7	0.55	140.	.65
3	1	1.	2.	.001489	0.33	1.7	0.55	140.	.65
1	2	3.5	3.	.000505	0.30	1.9	0.5	290	.62
2	2	3.5	3.	.000514	0.30	1.9	0.5	290	.62
3	2	3.5	3.	.000505	0.30	1.9	0.5	290	.62

Tabla 3.7.b Instrucción 5

Los valores de AMZ de la última iteración

NI	NJ	Z	AH	AMZ	ANU	GAMA	AKO	AKA	AN
		(m)	(m)	(t/m ²)		(t/m ³)			
1	1	1.	2.	0.001413	0.33	1.7	0.55	140.	.65
2	1	1.	2.	0.001298	0.33	1.7	0.55	140.	.65
3	1	1.	2.	0.001413	0.33	1.7	0.55	140.	.65
1	2	3.5	3.	0.000520	0.30	1.9	0.5	290	.62
2	2	3.5	3.	0.000503	0.30	1.9	0.5	290	.62
3	2	3.5	3.	0.000520	0.30	1.9	0.5	290	.62

Tabla 3.8 Instrucción 6

IL	ALR
	(m)
1	2.
2	4.
3	2.

Los resultados de la corrida de la primera iteración se presentan en las tablas 3.9 a 3.10, y los de la última iteración se presentan en las tablas 3.11 y 3.12

Tabla 3.9

Grados de libertad	Reacción	Hundimiento	Fuerza cortante
	t/m	m	t
1	25.9287	0.01847	35
2	12.6712	0.01652	25
3	25.9287	0.01847	35

Tabla 3.10

Grado de libertad	Giro	Momento flexionante
	Rad	t-m
4	1.1182E-03	0
5	0.0	6.5149
6	-1.1182E-03	0

Tabla 3.11

Grados de libertad	Reacción	Hundimiento	Fuerza cortante
	t/m	m	t
1	26.7604	0.01824	35
2	11.8395	0.01662	25
3	26.7604	0.01824	35

Tabla 3.12

Grado de libertad	Giro	Momento flexionante
	Rad	t-m
4	1.00712E-03	0
5	0.0	9.8417
6	-1.00712E-03	0

Ahora bien el programa, como ya se comentó, puede realizar las iteraciones del módulo de deformación E_{zj} , solamente cambiando las instrucciones de datos 1 y 5 como se muestran en las tablas 3.13 y 3.14.

Tabla 3.13 Instrucción 1

NG	NBC	NBSE	FC	EN	N	KANAL
6	2	0	1	2	3	1

Tabla 3.14 Instrucción 5

NI	NJ	Z (m)	AH (m)	AMZ (t/m ²)	ANU	GAMA (t/m ³)	AKO	AKA	AN
1	1	1.	2.	0.0	0.33	1.7	0.55	140.	.65
2	1	1.	2.	0.0	0.33	1.7	0.55	140.	.65
3	1	1.	2.	0.0	0.33	1.7	0.55	140.	.65
1	2	3.5	3.	0.0	0.30	1.9	0.5	290	.62
2	2	3.5	3.	0.0	0.30	1.9	0.5	290	.62
3	2	3.5	3.	0.0	0.30	1.9	0.5	290	.62

Los resultados de este cálculo se presentan en las tablas 3.15 y 3.16, como se esperaba son iguales a las tablas 3.11 y 3.12.

Tabla 3.15

Grados de libertad	Reacción	Hundimiento	Fuerza cortante
	t/m	m	t
1	26.7604	0.01824	35
2	11.8395	0.01662	25
3	26.7604	0.01824	35

Tabla 3.16

Grado de libertad	Giro	Momento flexionante
	Rad	t-m
4	1.00712E-03	0
5	0.0	9.8417
6	-1.00712E-03	0

Nótese que se obtienen prácticamente los mismos resultados del ejemplo resuelto paso a paso (página 32) y con el programa de computadora propuesto (tablas 3.15 y 3.16).

A continuación se resuelve el problema a mano para el caso (b).

El análisis estructural es similar al caso estudiado anteriormente, por lo que la matriz de rigideces, el vector de cargas de empotramiento y el vector de cargas concentradas son:

$$\underline{K} = \begin{array}{c|cccccc} & \delta_1 & \delta_2 & \delta_3 & \theta_4 & \theta_5 & \theta_6 \\ \hline & 11229.375 & -11229.375 & 0 & -22458.75 & -22458.75 & 0 \\ & -11229.375 & 22458.75 & -11229.38 & 22458.75 & 0 & -22458.75 \\ & 0 & -11229.375 & 11229.375 & 0 & 22458.75 & 22458.75 \\ & -22458.75 & 22458.75 & 0 & 59890 & 29945 & 0 \\ & -22458.75 & 0 & 22458.75 & 29945 & 119780 & 29945 \\ & 0 & -22458.75 & 22458.75 & 0 & 29945 & 59890 \end{array} \begin{array}{l} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \theta_4 \\ \theta_5 \\ \theta_6 \end{array}$$

Para el vector de cargas concentradas es

$$\underline{P}_c = \begin{array}{c|c} \begin{array}{c} -35 \\ -50 \\ -35 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{array} & \begin{array}{l} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \theta_4 \\ \theta_5 \\ \theta_6 \end{array} \end{array}$$

$$\underline{P}_e = \left[\begin{array}{cccccccc} -8.6 & + & 1.625 & r_1 & + & 0.375 & r_2 & + & 0 & r_3 & \delta_1 \\ -17.2 & + & 0.375 & r_1 & + & 3.25 & r_2 & + & 0.375 & r_3 & \delta_2 \\ -8.6 & + & 0 & r_1 & + & 0.375 & r_2 & + & 1.625 & r_3 & \delta_3 \\ 5.733333 & & -0.916667 & r_1 & & -0.416667 & r_2 & + & 0 & r_3 & \theta_4 \\ 0 & + & 0.416667 & r_1 & + & 0 & r_2 & & -0.416667 & r_3 & \theta_5 \\ -5.733333 & + & 0 & r_1 & + & 0.416667 & r_2 & + & 0.916667 & r_3 & \theta_6 \end{array} \right]$$

Para el cálculo de las deformaciones del suelo se deben calcular los valores de influencia, los esfuerzos σ_x , σ_y y σ_z , la presión de confinamiento efectiva y el módulo de deformación con Janbu, como en el caso anterior. La primera iteración se empieza también con la reacción uniforme $r = 19.3 \text{ t/m}$. En la tabla 3.17 se tienen los valores de influencia.

Tabla 3.17 valores de influencia

I_{ijk}	I_x	I_y	I_z	I_{ijk}
I111	0.12	0.05962	0.4	0.3405
I112	0.048	0.01622	0.009	0.0091
I113	0.002	0.00319	1E-04	0.0001
I211	0.041	0.01082	0.008	0.0085
I212	0.241	0.11923	0.8	0.7998
I213	0.041	0.01082	0.008	0.0085
I311	0.002	0.00319	1E-04	0.0001
I312	0.048	0.01622	0.009	0.0091
I313	0.12	0.05962	0.4	0.3999
I121	0	0	0.117	0.1161
I122	0.037	0	0.051	0.0509
I123	0.009	0	0.003	0.0029
I221	0.021	0	0.041	0.0406
I222	0.005	0	0.234	0.234
I223	0.021	0	0.041	0.0406
I321	0.009	0	0.003	0.0029
I322	0.037	0	0.051	0.0509
I323	0.003	0	0.117	0.117

Los esfuerzos son iguales que en el caso (a)

$$\sigma_x = 0.1203(19.3)\frac{2}{4} + 0.0485(19.3)\frac{4}{8} + 0.0016(19.3)\frac{2}{4} = 1.6439 \frac{t}{m^2} \quad (d)$$

$$\sigma_y = 0.05962(19.3)\frac{2}{4} + 0.01622(19.3)\frac{4}{8} + 0.00319(19.3)\frac{2}{4} = 0.76264 \frac{t}{m^2} \quad (e)$$

$$\sigma_z = 0.3999(19.3)\frac{2}{4} + 0.0091(19.3)\frac{4}{8} + 0.0001(19.3)\frac{2}{4} = 3.9478 \frac{t}{m^2} \quad (f)$$

Por lo tanto la presión de confinamiento efectiva es:

$$p'_c = \left(\frac{1+2(0.55)}{3} \right) 1.7(1) + \frac{1.6439 + 0.76264 + 3.9478}{6} = 2.2491 \frac{t}{m^2}$$

Y el módulo de deformación con Janbu:

$$E_{11} = C + 140(10.3) \left(\frac{2.2491}{10.3} \right)^{0.65} = 536.328 \frac{t}{m^2}$$

por lo tanto

$$M_{11} = 0.0018646 \text{ m}^2/\text{t}$$

Procediendo de manera similar llegamos a los valores de M_{ij} que se indican en la tabla 3.18

Tabla 3.18

i	j	M_{ij} m^2/t
1	1	0.001864
2	1	0.001468
3	1	0.001864
1	2	0.000558
2	2	0.000541
3	2	0.000558

Con lo anterior podemos calcular las deformaciones con la siguiente expresión

$$\delta_i = \sum_{j=1}^{ne} M_{ij} H_{ij} \sum_{k=1}^{nb} I_{ijk} \left(\frac{r_k d_k}{a_k} \right)$$

Donde: M_{ij} = Es el inverso del módulo de deformación del estrato j.

H_{ij} = Es el espesor del estrato j.

I_{ijk} = Es el valor de influencia del punto i, en el estrato j, debido a la carga k.

r_k = Es la reacción k

d_k = Es la longitud de la reacción k

a_k = Es el área donde actúa la reacción k.

$$\delta_1 = M_{11} H_{11} \left[I_{111} \frac{r_1 d_1}{a_1} + I_{112} \frac{r_2 d_2}{a_2} + I_{113} \frac{r_3 d_3}{a_3} \right] + M_{12} H_{12} \left[I_{121} \frac{r_1 d_1}{a_1} + I_{122} \frac{r_2 d_2}{a_2} + I_{123} \frac{r_3 d_3}{a_3} \right] \quad (a)$$

$$\delta_2 = M_{21} H_{21} \left[I_{211} \frac{r_1 d_1}{a_1} + I_{212} \frac{r_2 d_2}{a_2} + I_{213} \frac{r_3 d_3}{a_3} \right] + M_{22} H_{22} \left[I_{221} \frac{r_1 d_1}{a_1} + I_{222} \frac{r_2 d_2}{a_2} + I_{223} \frac{r_3 d_3}{a_3} \right] \quad (b)$$

$$\delta_3 = M_{31} H_{31} \left[I_{311} \frac{r_1 d_1}{a_1} + I_{312} \frac{r_2 d_2}{a_2} + I_{313} \frac{r_3 d_3}{a_3} \right] + M_{32} H_{32} \left[I_{321} \frac{r_1 d_1}{a_1} + I_{322} \frac{r_2 d_2}{a_2} + I_{323} \frac{r_3 d_3}{a_3} \right] \quad (c)$$

Si sustituimos los valores obtenidos en las ecuaciones (a), (b) y (c) y explotando la simetría de la estructura tenemos que:

$$\delta_1 = \delta_3 \quad r_1 = r_3 \quad \theta_5 = 0 \quad \theta_4 = -\theta_6$$

$$\delta_1 = 0.000735 r_1 + 0.000006 r_2$$

$$\delta_2 = 0.0000907 r_1 + 0.00140 r_2$$

Ahora estamos en condiciones de plantear un sistema de ecuaciones tomando en cuenta las aportaciones de la estructura y del suelo.

$$\begin{aligned} 11\,229\,\delta_1 - 11\,229\,\delta_2 - 22\,459\,\theta_4 + 1.625\,r_1 + 0.375\,r_2 &= -43.6 & (g) \\ -22\,459\,\delta_1 + 22\,459\,\delta_2 + 44\,918\,\theta_4 + 0.750\,r_1 + 3.250\,r_2 &= -67.2 & (h) \\ -22\,459\,\delta_1 + 22\,459\,\delta_2 + 59\,890\,\theta_4 - 0.9167\,r_1 - 0.4175\,r_2 &= 5.733 & (i) \\ \delta_1 &= 0.000735\,r_1 + 0.000006\,r_2 & (j) \\ \delta_2 &= 0.0000907\,r_1 + 0.00140\,r_2 & (k) \end{aligned}$$

Si resolvemos el sistema de ecuaciones simultáneamente obtenemos las deformaciones del suelo, los giros y las reacciones

$$\begin{aligned} \delta_1 &= 0.02032\text{ m} \\ \delta_2 &= 0.01866\text{ m} \\ \theta_4 &= 0.001016\text{ rad} \\ r_1 &= 26.6912\text{ t/m} \\ r_2 &= 11.9087\text{ t/m} \end{aligned}$$

Iterando nuevamente con las reacciones r_1 y r_2 en sustitución de la reacción uniforme, en las ecuaciones (d), (e) y (f) obtenemos las nuevas ecuaciones para el suelo, el nuevo sistema de ecuaciones y la solución de dicho sistema se vuelve a iterar hasta que las deformaciones y reacciones converjan, en la tabla 3.19 se presentan los valores de M_{ij} , de la última iteración.

Tabla 3.19 Valores de M_{ij} de la última iteración

I	J	M_{ij} m^2/t
1	1	0.001706
2	1	0.001704
3	1	0.001706
1	2	0.000555
2	2	0.000546
3	2	0.000555

Con estos valores de la última iteración se obtienen los giros y deformaciones del suelo

$$\begin{aligned} \delta_1 &= 0.0187\text{ m} \\ \delta_2 &= 0.0171\text{ m} \\ \theta_4 &= 0.00097\text{ rad} \\ r_1 &= 27.01\text{ t/m} \\ r_2 &= 11.59\text{ t/m} \end{aligned}$$

Con base en estos resultados se determinan los elementos mecánicos:

$$M_4 = M_6 = 0 \text{ t m} \quad M_5 = 10.85 \text{ t m}$$

$$V_1 = V_3 = 35 \text{ t} \quad V_2 = 25 \text{ t}$$

Resolvamos el ejemplo anterior utilizando el programa de computadora que se presenta a continuación.

Las instrucciones de datos son las mismas para el caso (a) con iteraciones solo cambia la Instrucción 1.

Tabla 3.20 Instrucción 1

NG	NBC	NBSE	FC	EN	N	KANAL
6	2	0	1	2	3	2

Los resultados de este calculo se presentan en las tablas 3.21 y 3.22,

Tabla 3.21

Grados de libertad	Reacción	Hundimiento	Fuerza cortante
	t/m	m	t
1	27.0117	0.01869	35
2	11.5882	0.01715	25
3	27.0117	0.01869	35

Tabla 3.22

Grado de libertad	Giro	Momento flexionante
	Rad	t-m
4	9.73544E-04	0
5	-2.0234E-10	10.8471
6	9.73544E-04	0

Como se puede observar los resultados del ejemplo resuelto paso a paso (página 40) y con el programa de computadora (tablas 3.21 y 3.22) son iguales.

A continuación se presenta el listado del programa:

\$debug

C 1999

C PROGRAMA PARA TESIS DE HECTOR SANGINES GARCIA

PROGRAM SUELO

DIMENSION E(500),AIN(500),ALO(500),W(500),LTP(500),LTQ(500)

DIMENSION LDR(500),LDS(500),ANU(500),GAMA(500),PZ(500),AKO(500)

DIMENSION AKR(500,500),CR(500,500),VE(500),P(500),ALR(500),D(500)

DIMENSION IPS(500),XP(500),YP(500),XI(500),XF(500),V(500,500)

DIMENSION YI(500),YF(500),Z(500),AH(500),AMZ(500,500),B(500)

DIMENSION A(500),AIZ(140,50,140),X(500),FLE(500,500),DIF(500)

DIMENSION AIX(140,50,140),AIY(140,50,140),AK(500),AN(500)

DIMENSION X1(500)

CHARACTER*12 F10,F20

WRITE(*,*) 'ARCHIVO DE DATOS DE ENTRADA'

READ(*,1001) F10

WRITE(*,*) 'ARCHIVO DE RESULTADOS'

READ(*,1001) F20

1001 FORMAT(A12)

OPEN(6,FILE=F20,STATUS='NEW')

OPEN(5,FILE=F10,STATUS='OLD')

WRITE(6,1000)

1000 FORMAT(//17X,'INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA A BASE DE BARRAS'//

* ,/30X,'PROGRAMA ISEMCCVL',///

* 30X,'LECTURA DE DATOS'/////)

READ(5,*) NG,NBC,NBSE,FC,NE,N,KANAL

2000 FORMAT(3I5,F10.3,3I5)

IF(KANAL.EQ.0) WRITE(6,*) 'ANALISIS LINEAL SIN CONFINAMIENTO'

IF(KANAL.EQ.1) WRITE(6,*) 'ANALISIS ITERATIVO C/CONFI, E_{zijk}, I_{zijk}'

IF(KANAL.EQ.2) WRITE(6,*) 'ANALISIS ITERATIVO C/CONFI, E_{ij} (JANBU),

I_{ijk}'

WRITE(6,1010) NG,NBC,NBSE,FC,N,NE

1010 FORMAT(

* 'NG NUMERO DE GRADOS DE LIBERTAD =',I10,/

* 'NBC BARRAS EN LA CIMENTACION =',I10,/

* 'NBSE BARRAS DE LA SUPERESTRUCTURA =',I10,/

* 'FC FACTOR DE CARGA =',F10.3/

* 'N NUMERO DE NUDOS DE LA RETICULA =',I10,/

* 'NE NUMERO DE ESTRATOS =',I10/)

C LECTURA DE DATOS

CALL LECB(E,AIN,ALO,W,LTP,LTQ,LDR,LDS,NBC,NBSE,SW,SL)

CALL LECC(NG,P,SP)

CALL GEOM(XP,YP,XI,XF,YI,YF,N,A)

CALL PROSU(N,NE,Z,AH,AMZ,ALR,ANU,GAMA,PZ,AKO,AK,AN)

CALL VALINF(N,NE,ANU,XP,YP,XI,XF,YI,YF,Z,AIX,AIY,AIZ)

REA=(ABS(SP)+ABS(SW))/ABS(SL)

DO 10 I=1,N

10 X1(I)=REA

C ANALISIS LINEAL SIN CONFINAMIENTO

IF(KANAL.EQ.0) THEN

CALL MATRCI(NBC,LTP,LTQ,LDR,LDS,ALO,W,E,AIN,AKR,VE,CR)

CALL MATRSE(NBC,NBSE,LTP,LTQ,LDR,LDS,ALO,W,E,AIN,AKR,VE)

CALL FLSC(N,NE,AMZ,AH,AIZ,ALR,A,FLE)

CALL HUND(N,NG,FLE,AKR,CR,VE,P,B,X,D,IPS)

CALL EMECCI(LTP,LTQ,LDR,LDS,W,ALO,E,AIN,X,D,FC,V,NBC)

CALL EMECSE(LTP,LTQ,LDR,LDS,W,ALO,E,AIN,X,D,V,NBC,NBSE,NG,N)

ENDIF

C ANALISIS NO LINEAL CON CONFINAMIENTO I_{zijk}

IF(KANAL.EQ.1) THEN


```

WRITE(6,*)
KKONT=0
20  CONTINUE
    IF(KKONT.EQ.0) THEN
        WRITE(6,*) 'REACCION UNIFORME'
    ENDIF
    IF(KKONT.NE.0) THEN
        WRITE(6,*) 'ITERACION No', KKONT
    ENDIF
    WRITE(6,*)
    WRITE(6,*) 'PUNTO NODAL  ESTRATO      E(t/m2) '
    DO 30 I=1,500
        VE(I)=0.0
        DO 30 J=1,500
            CR(I,J)=0.0
30      AKR(I,J)=0.0
        CALL MATRCI(NBC,LTP,LTQ,LDR,LDS,ALO,W,E,AIN,AKR,VE,CR)
        CALL MATRSE(NBC,NBCSE,LTP,LTQ,LDR,LDS,ALO,W,E,AIN,AKR,VE)
        CALL FNLCC(N,NE,AH,AIX,AIY,AIZ,ALR,A,FLE,AK,AN,AKO,PZ,ANU,X1)
        IF(KKONT.EQ.0) THEN
            WRITE(6,4000)
            DO 40 I=1,N
40          WRITE(6,4020) I,X1(I)
            WRITE(6,4010)
            DO 60 I=1,N
                SUM=0.
                DO 50 J=1,N
50              SUM=SUM+FLE(I,J)*X1(J)
                D(I)=SUM
60          continue
4000      FORMAT(//'NUDO, REACCION EN EL NUDO'/
*          '          (t)')
4010      FORMAT(//'NUDO, HUNDIMIENTO DEL NUDO'/
*          '          (m)')
4020      FORMAT(I5,F10.5)
        ENDIF
        CALL HUND(N,NG,FLE,AKR,CR,VE,P,B,X,D,IPS)
        CALL EMECCI(LTP,LTQ,LDR,LDS,W,ALO,E,AIN,X,D,FC,V,NBC)
        CALL EMECSE(LTP,LTQ,LDR,LDS,W,ALO,E,AIN,X,D,V,NBC,NBSE,NG,N)
        KKONT=KKONT+1
        DO 70 I=1, N
70      WRITE(6,*) 'REACCION',X1(I),X(I)
        DO 80 I=1,N
80      DIF(I)=ABS(X1(I)-X(I))
        DO 90 I=1,N
            IF(DIF(I).GT.0.000001) GOTO 100
90      CONTINUE
            GOTO 120
        DO 110 II=1,N
110     X1(II)=X(II)
            GOTO 20
        DO 120 CONTINUE
        ENDIF
C  ANALISIS NO LINEAL CON CONFINAMIENTO Ii,j,k
    IF(KANAL.EQ.2) THEN
        WRITE(6,*)
        KKONT=0
200    CONTINUE
        IF(KKONT.EQ.0) THEN
            WRITE(6,*) 'REACCION UNIFORME'

```

```

ENDIF
IF(KKONT.NE.0) THEN
WRITE(6,*) 'ITERACION No', KKONT
ENDIF
WRITE(6,*)
WRITE(6,*) 'PUNTO NODAL   ESTRATO   E(t/m2)'
DO 300 I=1,500
VE(I)=0.0
DO 300 J=1,500
CR(I,J)=0.0
300 AKR(I,J)=0.0
CALL MATRCI(NBC,LTP,LTQ,LDR,LDS,ALO,W,E,AIN,AKR,VE,CR)
CALL MATRSE(NBC,NBCSE,LTP,LTQ,LDR,LDS,ALO,W,E,AIN,AKR,VE)
CALL FNLCC1(N,NE,AH,AIX,AIY,AIZ,ALR,A,FLE,AK,AN,AKO,PZ,ANU,X1)
IF(KKONT.EQ.0) THEN
WRITE(6,4000)
DO 400 I=1,N
400 WRITE(6,4020) I,X1(I)
WRITE(6,4010)
DO 600 I=1,N
SUM=0.
DO 500 J=1,N
500 SUM=SUM+FLE(I,J)*X1(J)
D(I)=SUM
600 continue
ENDIF
CALL HUND(N,NG,FLE,AKR,CR,VE,P,B,X,D,IPS)
CALL EMECCI(LTP,LTQ,LDR,LDS,W,ALO,E,AIN,X,D,FC,V,NBC)
CALL EMECSE(LTP,LTQ,LDR,LDS,W,ALO,E,AIN,X,D,V,NBC,NBSE,NG,N)
KKONT=KKONT+1
DO 700 I=1, N
700 WRITE(6,*) 'REACCION',X1(I),X(I)
DO 800 I=1,N
800 DIF(I)=ABS(X1(I)-X(I))
DO 900 I=1,N
IF(DIF(I).GT.0.00001) GOTO 10000
900 CONTINUE
GOTO 1200
10000 DO 1100 II=1,N
1100 X1(II)=X(II)
GOTO 200
1200 CONTINUE
ENDIF
END
C AREA DE SUBROUTINAS
SUBROUTINE SUB20C(ANU,XI,YI,XF,YF,Z1,SIGX,SIGY,SIGZ)
PI=4*ATAN(1.0)
X1=ABS(XF-XI)
Y1=ABS(YF-YI)
R=SQRT(X1**2+Y1**2+Z1**2)
A1=1./(2.*PI)
A2=PI/2.
A3=X1*Y1*Z1
A41=(X1**2+Z1**2)*R
A42=(Y1**2+Z1**2)*R
A5=(Z1*R)/(X1*Y1)
A6=1.-2.*ANU
A71=Y1/X1
A72=X1/Y1
A81=(Y1*R)/(X1*Z1)

```

```

A82=(X1*R)/(Y1*Z1)
A9=1./(X1**2+Z1**2)
A10=1./(Y1**2+Z1**2)
A11=(X1*Y1)/(Z1*R)
SIGX=A1*(A2-A3/A41-ATAN(A5)+A6*(ATAN(A71)-ATAN(A81)))
SIGY=A1*(A2-A3/A42-ATAN(A5)+A6*(ATAN(A72)-ATAN(A82)))
SIGZ=A1*((A9+A10)*(A3/R)+ATAN(A11))
RETURN
END
SUBROUTINE MATRCI(NBC,LTP,LTQ,LDR,LDS,ALO,W,E,AIN,AKR,VE,CR)
DIMENSION E(500),AIN(500),ALO(500),W(500),LTP(500),LTQ(500)
DIMENSION LDR(500),LDS(500),AKR(500,500),CR(500,500),VE(500)
DO 10 M=1,NBC
I=LTP(M)
J=LTQ(M)
K=LDR(M)
L=LDS(M)
AL1=ALO(M)
AL2=AL1**2
AL3=AL1*AL2
W1=W(M)
A1=4*E(M)*AIN(M)/AL1
A2=6*E(M)*AIN(M)/AL2
A3=12*E(M)*AIN(M)/AL3
AKR(I,I)=AKR(I,I)+A1
AKR(I,J)=AKR(I,J)+(A1/2)
AKR(I,K)=AKR(I,K)-A2
AKR(I,L)=AKR(I,L)+A2
AKR(J,J)=AKR(J,J)+A1
AKR(J,K)=AKR(J,K)-A2
AKR(J,L)=AKR(J,L)+A2
AKR(K,K)=AKR(K,K)+A3
AKR(K,L)=AKR(K,L)-A3
AKR(L,L)=AKR(L,L)+A3
AKR(J,I)=AKR(I,J)
AKR(K,I)=AKR(I,K)
AKR(L,I)=AKR(I,L)
AKR(K,J)=AKR(J,K)
AKR(L,J)=AKR(J,L)
AKR(L,K)=AKR(K,L)
VE(I)=VE(I)+W1*AL2/12
VE(J)=VE(J)-W1*AL2/12
VE(K)=VE(K)-W1*AL1/2
VE(L)=VE(L)-W1*AL1/2
CR(I,K)=CR(I,K)-(11/192.)*AL2
CR(I,L)=CR(I,L)-(5/192.)*AL2
CR(J,K)=CR(J,K)+(5/192.)*AL2
CR(J,L)=CR(J,L)+(11/192.)*AL2
CR(K,K)=CR(K,K)+(13/32.)*AL1
CR(K,L)=CR(K,L)+(3/32.)*AL1
CR(L,K)=CR(L,K)+(3/32.)*AL1
CR(L,L)=CR(L,L)+(13/32.)*AL1
10 CONTINUE
RETURN
END
SUBROUTINE MATRSE(NBC,NBSE,LTP,LTQ,LDR,LDS,ALO,W,E,AIN,AKR,VE)
DIMENSION E(500),AIN(500),ALO(500),W(500),LTP(500),LTQ(500)
DIMENSION LDR(500),LDS(500),AKR(500,500),VE(500)
DO 10 M=NBC+1,NBSE
I=LTP(M)

```

```

J=LTQ(M)
K=LDR(M)
L=LDS(M)
AL1=ALO(M)
AL2=AL1**2
AL3=AL1*AL2
W1=W(M)
A1=4*E(M)*AIN(M)/AL1
A2=6*E(M)*AIN(M)/AL2
A3=12*E(M)*AIN(M)/AL3
AKR(I,I)=AKR(I,I)+A1
AKR(I,J)=AKR(I,J)+A1/2
AKR(I,K)=AKR(I,K)-A2
AKR(I,L)=AKR(I,L)+A2
AKR(J,J)=AKR(J,J)+A1
AKR(J,K)=AKR(J,K)-A2
AKR(J,L)=AKR(J,L)+A2
AKR(K,K)=AKR(K,K)+A3
AKR(K,L)=AKR(K,L)-A3
AKR(L,L)=AKR(L,L)+A3
AKR(J,I)=AKR(I,J)
AKR(K,I)=AKR(I,K)
AKR(L,I)=AKR(I,L)
AKR(K,J)=AKR(J,K)
AKR(L,J)=AKR(J,L)
AKR(L,K)=AKR(K,L)
VE(I)=VE(I)+W1*AL2/12
VE(J)=VE(J)-W1*AL2/12
VE(K)=VE(K)-W1*AL1/2
VE(L)=VE(L)-W1*AL1/2
10 CONTINUE
RETURN
END
SUBROUTINE SUB204(CR,NG,IPS)
DIMENSION CR(500,500),SCAL(500),IPS(500)
N=NG
DO 5 I=1,N
IPS(I)=I
ROWN=0.
DO 15 J=1,N
IF(ROWN.GE.ABS(CR(I,J))) GOTO 15
ROWN=ABS(CR(I,J))
15 CONTINUE
IF(ROWN.EQ.0.) GOTO 2
SCAL(I)=1/ROWN
GOTO 5
2 M=1
SCAL(I)=0.
5 CONTINUE
NM1=N-1
DO 25 K=1,NM1
BIG=0.
DO 35 I=K,N
IP=IPS(I)
SIZE=ABS(CR(IP,K))*SCAL(IP)
IF(SIZE.LE.BIG) GOTO 35
BIG=SIZE
IDXP=I
35 CONTINUE
IF(BIG.NE.0.) GOTO 12

```

```

M=2
GOTO 25
12 IF(IDXP,EQ,K) GOTO 22
J=IPS(K)
IPS(K)=IPS(IDXP)
IPS(IDXP)=J
22 KP=IPS(K)
PIVO=CR(KP,K)
DO 45 I=K+1,N
IP=IPS(I)
EM=-CR(IP,K)/PIVO
CR(IP,K)=-EM
DO 55 J=K+1,N
CR(IP,J)=CR(IP,J)+EM*CR(KP,J)
55 CONTINUE
45 CONTINUE
25 CONTINUE
KP=IPS(N)
IF(CR(KP,N).NE.0.) GOTO 32
M=2
32 RETURN
END
SUBROUTINE SUB247(X,CR,NG,IPS,B)
DIMENSION X(500),CR(500,500),IPS(500),B(500)
N=NG
IP=IPS(1)
X(1)=B(IP)
DO 5 I=2,N
IP=IPS(I)
SUM=0.
DO 15 J=1,I-1
SUM=SUM+CR(IP,J)*X(J)
15 CONTINUE
X(I)=B(IP)-SUM
5 CONTINUE
IP=IPS(N)
X(N)=X(N)/CR(IP,N)
DO 25 IB=2,N
I=N+1-IB
IP=IPS(I)
SUM=0.
DO 35 J=I+1,N
SUM=SUM+CR(IP,J)*X(J)
35 CONTINUE
X(I)=(X(I)-SUM)/CR(IP,I)
25 CONTINUE
RETURN
END
SUBROUTINE LECB(E,AI,AL,W,LTP,LTQ,LDR,LDS,NBC,NBSE,SW,SL)
DIMENSION E(500),AI(500),AL(500),W(500),LTP(500),LTQ(500)
DIMENSION LDR(500),LDS(500)
WRITE(6,200)
SW=0.0
SL=0.0
DO 10 I=1,NBC
READ(5,*) NI,E(I),AI(I),AL(I),W(I),LTP(I),LTQ(I),LDR(I),LDS(I)
SW=SW+AL(I)*W(I)
SL=SL+AL(I)
10 WRITE(6,100) NI,E(I),AI(I),AL(I),W(I),LTP(I),LTQ(I),LDR(I),LDS(I)
DO 20 I=NBC+1,NBSE

```

```

      READ(5,*) NI,E(I),AI(I),AL(I),W(I),LTP(I),LTQ(I),LDR(I),LDS(I)
20    WRITE(6,100) NI,E(I),AI(I),AL(I),W(I),LTP(I),LTQ(I),LDR(I),LDS(I)
100   FORMAT(I3,3X,F10.2,F10.6,2F8.2,4I5)
200   FORMAT(///,25X,'PROPIEDADES DE LAS BARRAS',//
* ' No      E (t/m2)      I (m4)      L (m)      W(t/m)      TQ      TP      DR      DS')
      RETURN
      END
      SUBROUTINE LECC(NG,P,SP)
      DIMENSION P(500)
      WRITE(6,2000)
      SP=0.0
      DO 10 I=1,NG
      READ(5,*) NI,P(I)
      SP=SP+P(I)
10    WRITE(6,1000) I,P(I)
1000   FORMAT(I5,F10.2)
2000   FORMAT(//,8X,'CARGAS CONCENTRADAS Y CARGAS DE EMPOTRAMIENTO',//
* 3X,'No',6X,'P (t)')
      RETURN
      END
      SUBROUTINE GEOM(XP,YP,XI,XF,YI,YF,N,A)
      DIMENSION XP(500),YP(500),XI(500),XF(500),YI(500),YF(500),A(500)
      WRITE(6,*)
      WRITE(6,*) 'COORDENADAS DE LOS PUNTOS NODALES'
      WRITE(6,2010)
2010   FORMAT(/3X,'No',8X,'XP',8X,'YP',8X,'XI',8X,'YI',8X,'XF',
* 8X,'YF',6X,'AREA (m2)')
      DO 10 I=1,N
      READ(5,*) NI,XP(I),YP(I),XI(I),XF(I),YI(I),YF(I)
1000   FORMAT(I5,6F10.2)
      A(I)=(XF(I)-XI(I))*(YF(I)-YI(I))
      WRITE(6,2000) I,XP(I),YP(I),XI(I),YI(I),XF(I),YF(I),A(I)
2000   FORMAT(I5,8F10.2)
10    CONTINUE
      RETURN
      END
      SUBROUTINE PROSU(N,NE,Z,AH,AMZ,ALR,ANU,GAMA,PZ,AKO,AK,AN)
      DIMENSION Z(500),AH(500),AMZ(500,500),ALR(500),ANU(500)
      DIMENSION GAMA(500),PZ(500),AKO(500),AK(500),AN(500)
      WRITE(6,200)
200    FORMAT(//,8X,'PROPIEDADES DEL SUELO'//
* ' No      ESTRATO      z      H      MODULO DE      v      PESO',
* ' KO      K      N',
* '/'      (m)      (m)      DEFORMACION      (t/m3) '/'
* '      (m2/t)')
      DO 10 J=1,NE
      DO 10 I=1,N
      READ(5,*) NI,NJ,Z(J),AH(J),AMZ(I,J),ANU(J),GAMA(J),AKO(J)
* ,AK(J),AN(J)
100   FORMAT(2I5,2F10.2,F10.4,3F6.3,F8.3,3F6.3)
10    WRITE(6,100) NI,NJ,Z(J),AH(J),AMZ(I,J),ANU(J),GAMA(J),AKO(J)
* ,AK(J),AN(J)
      WRITE(6,*)
      WRITE(6,*) 'LONGITUD DE LA REACCION ALR (m)'
      DO 20 I=1,N
      READ(5,*) IL,ALR(I)
210   FORMAT(I5,F10.3)
20    WRITE(6,220) ALR(I),I
220   FORMAT(F10.3,I5)
      PEST=0.0

```

```

PZ(1)=GAMA(1)*Z(1)
DO 30 I=2,NE
PEST=PEST+GAMA(I-1)*AH(I-1)
PZ(I)=PEST
30 CONTINUE
PZ(NE)=PEST+GAMA(NE)*AH(NE)/2
RETURN
END
SUBROUTINE VALINF(N,NE,ANU,XP,YP,XI,XF,YI,YF,Z,AINFZ,AINFY,AINFZ)
DIMENSION ANU(500),XP(500),YP(500),XI(500),XF(500)
DIMENSION YI(500),YF(500),Z(500),AINFZ(140,50,140)
DIMENSION AINFZ(140,50,140),AINFY(140,50,140)
1000 FORMAT(/,15X,'VALORES DE INFLUENCIA'/)
DO 10 I=1,N      ! punto nodal
DO 10 J=1,NE     ! estrato
Z1=Z(J)
AMU=ANU(J)
DO 10 K=1,N      ! carga
XP1=XP(I)
YP1=YP(I)
XI1=XI(K)
YI1=YI(K)
XF1=XF(K)
YF1=YF(K)
CALL BOUSI(AMU,XP1,YP1,Z1,XI1,YI1,XF1,YF1,SIGX,SIGY,SIGZ)
AINFX(I,J,K)=SIGX
AINFY(I,J,K)=SIGY
AINFZ(I,J,K)=SIGZ
100 FORMAT(8X,3I3,3F10.7)
10 CONTINUE
RETURN
END
SUBROUTINE FLSC(N,NE,AMZ,AH,AINFZ,ALR,A,FLE)
DIMENSION AH(500),AMZ(500,500),A(500),AINFZ(140,50,140)
DIMENSION ALR(500),FLE(500,500)
DO 30 I=1,N
DO 20 K1=1,N
SUM=0.
DO 10 J=1,NE
SUM=SUM+AMZ(I,J)*AH(J)*AINFZ(I,J,K1)*ALR(K1)/A(K1)
100 FORMAT(3I3,6F20.15)
10 CONTINUE
FLE(I,K1)=SUM
20 CONTINUE
30 CONTINUE
RETURN
END
SUBROUTINE FLCC(N,NE,AMZ,AH,AINFZ,AINFY,AINFZ,ALR,A,FLE
* ,AKO,PZ,ANU)
DIMENSION AH(500),AMZ(500,500),A(500),AINFZ(140,50,140)
DIMENSION ALR(500),FLE(500,500),AINFY(140,50,140),ANU(500)
DIMENSION AINFZ(140,50,140),AKO(500),PZ(500)
PA=10.3
DO 30 I=1,N
DO 20 K1=1,N
SUM=0.
DO 10 J=1,NE
PCO=(1+2.0*AKO(J))*PZ(J)/3
SUM1=AINFZ(I,J,K1)-ANU(J)*(AINFY(I,J,K1)+AINFX(I,J,K1))
IF(SUM1.LT.0.0) SUM1=0.0

```

```

SUM=SUM+(AMZ(I,J))*AH(J)*(SUM1)*ALR(K1)/A(K1)
10  CONTINUE
FLE(I,K1)=SUM
20  CONTINUE
30  CONTINUE
RETURN
END
SUBROUTINE FNLCC(N,NE,AH,AIX,AIY,AIZ,ALR,A,FLE,AK,AN,AKO,PZ,ANU,X)
DIMENSION AH(500),A(500),AIX(140,50,140),X(500)
DIMENSION ALR(500),FLE(500,500),AIY(140,50,140),ANU(500)
DIMENSION AIZ(140,50,140),AKO(500),PZ(500),AK(500),AN(500)
DIMENSION SIGX(500,500),SIGY(500,500),SIGZ(500,500),SIGO(500,500)
DIMENSION PCO(500),PC(500,500),E(500,500),DELTAZ(500,500)
DIMENSION EZ(500,500)
PA=10.3
EO=0.0
C CALCULO DEL ESFUERZO MEDIO
DO 30 I=1,N
DO 30 J=1,NE
SUMX=0.0
SUMY=0.0
SUMZ=0.0
DO 20 K=1,N
SUMX=SUMX+AIX(I,J,K)*ALR(K)*X(K)/A(K)
SUMY=SUMY+AIY(I,J,K)*ALR(K)*X(K)/A(K)
SUMZ=SUMZ+AIZ(I,J,K)*ALR(K)*X(K)/A(K)
20  CONTINUE
SIGX(I,J)=SUMX
SIGY(I,J)=SUMY
SIGZ(I,J)=SUMZ
30  CONTINUE
C CALCULO DEL ESFUERZO OCTAEDRICO
DO 40 I=1,N
DO 40 J=1,NE
SIGO(I,J)=(SIGX(I,J)+SIGY(I,J)+SIGZ(I,J))/3
40  CONTINUE
C CALCULO DE LA PRESION DE CONFINAMIENTO Pco
DO 50 J=1,NE
PCO(J)=(1.0+2.0*AKO(J))*PZ(J)/3.0
50  CONTINUE
C CALCULO DE LA PRESION DE CONFINAMIENTO Pc
DO 60 I=1,N
DO 60 J=1,NE
PC(I,J)=(1.0/2.0)*SIGO(I,J)+PCO(J)
60  CONTINUE
C CALCULO DEL MODULO DE DEFORMABILIDAD
DO 70 I=1,N
DO 70 J=1,NE
E(I,J)=EO+AK(J)*PA*(PC(I,J)/PA)**AN(J)
70  CONTINUE
9000  FORMAT(2i10,f15.5)
C CALCULO DE LA DEFORMACION UNITARIA EN LA DIRECCION Z
DO 80 I=1,N
DO 80 J=1,NE
DELTAZ(I,J)=(SIGZ(I,J)-ANU(J)*(SIGX(I,J)+SIGY(I,J)))/E(I,J)
80  CONTINUE
C CALCULO DEL MODULO DE DEFORMABILIDAD CORREGIDO
DO 90 I=1,N
DO 90 J=1,NE
EZ(I,J)=SIGZ(I,J)/DELTAZ(I,J)

```



```

90    CONTINUE
      DO 91 I=1,N
      DO 91 J=1,NE
      WRITE(6,9000) I,J,EZ(I,J)
91    CONTINUE
      DO 130 I=1,N
      DO 120 K1=1,N
      SUM=0.
      DO 100 J=1,NE
SUM1=AIZ(I,J,K1)
      SUM=SUM+(1/EZ(I,J))*AH(J)*SUM1*ALR(K1)/A(K1)
100   CONTINUE
      FLE(I,K1)=SUM
120   CONTINUE
130   CONTINUE
      RETURN
      END
      SUBROUTINE FNLCC1(N,NE,AH,AIX,AIY,AIZ,ALR,A,FLE,AK,AN,AKO,PZ,ANU
* ,X)
      DIMENSION AH(500),A(500),AIX(140,50,140),X(500)
      DIMENSION ALR(500),FLE(500,500),AIY(140,50,140),ANU(500)
      DIMENSION AIZ(140,50,140),AKO(500),PZ(500),AK(500),AN(500)
      DIMENSION SIGX(500,500),SIGY(500,500),SIGZ(500,500),SIGO(500,500)
      DIMENSION PCO(500),PC(500,500),E(500,500)
      PA=10.3
      EO=0.0
C CALCULO DEL ESFUERZO MEDIO
      DO 30 I=1,N
      DO 30 J=1,NE
      SUMX=0.0
      SUMY=0.0
      SUMZ=0.0
      DO 20 K=1,N
      SUMX=SUMX+AIX(I,J,K)*ALR(K)*X(K)/A(K)
      SUMY=SUMY+AIY(I,J,K)*ALR(K)*X(K)/A(K)
      SUMZ=SUMZ+AIZ(I,J,K)*ALR(K)*X(K)/A(K)
20    CONTINUE
      SIGX(I,J)=SUMX
      SIGY(I,J)=SUMY
      SIGZ(I,J)=SUMZ
30    CONTINUE
C CALCULO DEL ESFUERZO OCTAEDRICO
      DO 40 I=1,N
      DO 40 J=1,NE
      SIGO(I,J)=(SIGX(I,J)+SIGY(I,J)+SIGZ(I,J))/3
40    CONTINUE
C CALCULO DE LA PRESION DE CONFINAMIENTO Pco
      DO 50 J=1,NE
      PCO(J)=(1.0+2.0*AKO(J))*PZ(J)/3.0
50    CONTINUE
C CALCULO DE LA PRESION DE CONFINAMIENTO Pc
DO 60 I=1,N
      DO 60 J=1,NE
      PC(I,J)=(1.0/2.0)*SIGO(I,J)+PCO(J)
60    CONTINUE
C CALCULO DEL MODULO DE DEFORMABILIDAD
      DO 70 I=1,N
      DO 70 J=1,NE
      E(I,J)=EO+AK(J)*PA*(PC(I,J)/PA)**AN(J)
70    CONTINUE

```

```

DO 71 I=1,N
DO 71 J=1,NE
WRITE(6,9000) I,J,E(I,J)
9000 FORMAT(2I10,F15.8)
71 CONTINUE
DO 130 I=1,N
DO 120 K1=1,N
SUM=0.
DO 100 J=1,NE
SUM1=AIZ(I,J,K1)-ANU(J)*(AIX(I,J,K1)+AIY(I,J,K1))
IF(SUM1.LE.0.0) SUM1=0.0
SUM=SUM+(1/E(I,J))*AH(J)*SUM1*ALR(K1)/A(K1)
100 CONTINUE
FLE(I,K1)=SUM
120 CONTINUE
130 CONTINUE
RETURN
END
SUBROUTINE HUND(N,NG,FLE,AKR,CR,VE,P,B,X,D,IPS)
DIMENSION FLE(500,500),AKR(500,500),CR(500,500)
DIMENSION B(500),VE(500),P(500),X(500),D(500)
DIMENSION IPS(500)
DO 20 I=1,NG
DO 20 J=1,N
SUM=0.
DO 10 K=1,N
SUM=SUM+AKR(I,K)*FLE(K,J)
CR(I,J)=CR(I,J)+SUM
20 CONTINUE
DO 30 I=1,NG
30 B(I)=-VE(I)-P(I)
N1=N
DO 40 I=1,NG
DO 40 J=N+1,NG
40 CR(I,J)=AKR(I,J)
CALL SUB204(CR,NG,IPS)
CALL SUB247(X,CR,NG,IPS,B)
WRITE(6,1000) N1
DO 50 I=1,NG
50 WRITE(6,*) I,X(I)
WRITE(6,1010)
DO 70 I=1,N1
SUM=0.
DO 60 J=1,N1
60 SUM=SUM+FLE(I,J)*X(J)
D(I)=SUM
70 WRITE(6,1020) I,D(I)
1000 FORMAT(/'GRADO DE LIBERTAD, REACCION (t) HASTA N=',I5,
*' , Y GIROS (rad) LOS SIGUIENTES '/')
1010 FORMAT(/'NUDO, HUNDIMIENTO DEL NUDO'/
* , (m) ')
1020 FORMAT(I5,F10.5)
RETURN
END
SUBROUTINE EMECCI(LTP,LTQ,LDR,LDS,W,ALO,E,AIN,X,D,FC,V,NBC)
DIMENSION LTP(500),LTQ(500),LDR(500),LDS(500),W(500),ALO(500)
DIMENSION E(500),AIN(500),X(500),D(500),V(500,500)
WRITE(6,1000)
DO 10 M=1,NBC
I=LTP(M)

```

```

J=LTQ(M)
K=LDR(M)
L=LDS(M)
W1=W(M)
AL1=ALO(M)
AL2=AL1**2
AL3=AL1**3
A1=4*E(M)*AIN(M)/AL1
A2=6*E(M)*AIN(M)/AL2
A3=12*E(M)*AIN(M)/AL3
V(I,M)=(W1*AL2/12+A1*X(I)+A1*X(J)/2-A2*D(K)
*+A2*D(L)-(11/192.)*AL2*X(K)-(5/192.)*AL2*X(L))*FC
V(J,M)=(-W1*AL2/12+A1*X(I)/2+A1*X(J)-A2*D(K)
*+A2*D(L)+(5/192.)*AL2*X(K)+(11/192.)*AL2*X(L))*FC
V(K,M)=(-W1*AL1/2-A2*X(I)-A2*X(J)+A3*D(K)
*-A3*D(L)+(13/32.)*AL1*X(K)+(3/32.)*AL1*X(L))*FC
V(L,M)=(-W1*AL1/2+A2*X(I)+A2*X(J)-A3*D(K)
*+A3*D(L)+(3/32.)*AL1*X(K)+(13/32.)*AL1*X(L))*FC
WRITE(6,1010) M,I,V(I,M)
WRITE(6,1010) M,J,V(J,M)
WRITE(6,1010) M,K,V(K,M)
10 WRITE(6,1010) M,L,V(L,M)
1000 FORMAT(/2X,'BARRA',3X,'GRADO DE LIBERTAD',6X,
* 'M (t-m) o V (t) EN EL NUDO'/)
1010 FORMAT(I5,10X,I5,10X,F15.8)
RETURN
END
SUBROUTINE EMECSE(LTP,LTQ,LDR,LDS,W,ALO,E,AIN,X,D,V,NBC,NBSE,NG,N)
DIMENSION LTP(500),LTQ(500),LDR(500),LDS(500),W(500),ALO(500)
DIMENSION E(500),AIN(500),D(500),V(500,500),X(500)
IF(NBSE.NE.0) WRITE(6,1000)
DO 10 I=N+1,NG
10 D(I)=X(I)
DO 20 M=NBC+1,NBSE
I=LTP(M)
J=LTQ(M)
K=LDR(M)
L=LDS(M)
W1=W(M)
AL1=ALO(M)
AL2=AL1**2
AL3=AL1**3
A1=4*E(M)*AIN(M)/AL1
A2=6*E(M)*AIN(M)/AL2
A3=12*E(M)*AIN(M)/AL3
V(I,M)=(W1*AL2/12+A1*D(I)+A1*D(J)/2-A2*D(K)
*+A2*D(L))*1.4
V(J,M)=(-W1*AL2/12+A1*D(I)/2+A1*D(J)-A2*D(K)
*+A2*D(L))*1.4
V(K,M)=(-W1*AL1/2-A2*D(I)-A2*D(J)+A3*D(K)
*-A3*D(L))*1.4
V(L,M)=(-W1*AL1/2+A2*D(I)+A2*D(J)-A3*D(K)
*+A3*D(L))*1.4
WRITE(6,1010) M,I,V(I,M)
WRITE(6,1010) M,J,V(J,M)
WRITE(6,1010) M,K,V(K,M)
20 WRITE(6,1010) M,L,V(L,M)
1000 FORMAT(2X,'BARRA',3X,'GRADO DE LIBERTAD',6X,
* 'M (t-m) o V (t) EN EL NUDO')
1010 FORMAT(I5,10X,I5,10X,F15.8)

```

```

RETURN
END
SUBROUTINE BOUSI(AMU,XP,YP,Z1,XI,YI,XF,YF,SSIGX,SSIGY,SSIGZ)
C 1/5,1/6,1/8,1/9,4/8,4/9,5/9
IF(XP.GT.XI.AND.XP.GT.XF.AND.YP.GT.YI.AND.YP.GT.YF) THEN
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XI,YI,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XI,YF,Z1,SIGIIX,SIGIIY,SIGIIZ)
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XF,YI,Z1,SIGIIX,SIGIY,SIGIIZ)
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XF,YF,Z1,SIGIVX,SIGIVY,SIGIVZ)
SSIGX=SIGIX-SIGIIX-SIGIIX+SIGIVX
SSIGY=SIGIY-SIGIIY-SIGIIY+SIGIVY
SSIGZ=SIGIZ-SIGIIZ-SIGIIZ+SIGIVZ
GOTO 10
ENDIF
C 2/5,2/8,5/8
IF(XP.GT.XI.AND.XP.LT.XF.AND.YP.GT.YI.AND.YP.GT.YF) THEN
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XF,YI,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XF,YF,Z1,SIGIIX,SIGIIY,SIGIIZ)
SSIGX=2*(SIGIX-SIGIIX)
SSIGY=2*(SIGIY-SIGIIY)
SSIGZ=2*(SIGIZ-SIGIIZ)
GOTO 10
ENDIF
C 1/4,1/7,4/7
IF(XP.EQ.XI.AND.XP.LT.XF.AND.YP.GT.YI.AND.YP.GT.YF) THEN
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XF,YI,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XF,YF,Z1,SIGIIX,SIGIIY,SIGIIZ)
SSIGX=SIGIX-SIGIIX
SSIGY=SIGIY-SIGIIY
SSIGZ=SIGIZ-SIGIIZ
GOTO 10
ENDIF
C 3/6,3/9,6/9
IF(XP.GT.XI.AND.XP.EQ.XF.AND.YP.GT.YI.AND.YP.GT.YF) THEN
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XI,YI,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XI,YF,Z1,SIGIIX,SIGIIY,SIGIIZ)
SSIGX=SIGIX-SIGIIX
SSIGY=SIGIY-SIGIIY
SSIGZ=SIGIZ-SIGIIZ
GOTO 10
ENDIF
C 3/4,3/5,3/7,3/8,6/7,6/8,5/7
IF(XP.LT.XI.AND.XP.LT.XF.AND.YP.GT.YI.AND.YP.GT.YF) THEN
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XF,YI,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XF,YF,Z1,SIGIIX,SIGIIY,SIGIIZ)
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XI,YF,Z1,SIGIVX,SIGIVY,SIGIVZ)
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XI,YI,Z1,SIGIIX,SIGIIY,SIGIIZ)
SSIGX=SIGIX-SIGIIX-SIGIIX+SIGIVX
SSIGY=SIGIY-SIGIIY-SIGIIY+SIGIVY
SSIGZ=SIGIZ-SIGIIZ-SIGIIZ+SIGIVZ
GOTO 10
ENDIF
C 4/5,4/6,5/6
IF(XP.GT.XI.AND.XP.GT.XF.AND.YP.GT.YI.AND.YP.LT.YF) THEN
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XI,YI,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XF,YI,Z1,SIGIIX,SIGIIY,SIGIIZ)
SSIGX=(SIGIX-SIGIIX)*2
SSIGY=(SIGIY-SIGIIY)*2
SSIGZ=(SIGIZ-SIGIIZ)*2
GOTO 10

```

```

ENDIF
C 1/2,1/3,2/3
IF(XP.GT.XI.AND.XP.GT.XF.AND.YP.EQ.YI.AND.YP.LT.YF) THEN
CALL SUB200 (AMU,XP,YP,XI,YF,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
CALL SUB200 (AMU,XP,YP,XF,YF,Z1,SIGIIX,SIGIIY,SIGIIZ)
SSIGX=SIGIX-SIGIIX
SSIGY=SIGIY-SIGIIY
SSIGZ=SIGIZ-SIGIIZ
GOTO 10
ENDIF
C7/8,7/9,8/9
IF(XP.GT.XI.AND.XP.GT.XF.AND.YP.GT.YI.AND.YP.EQ.YF) THEN
CALL SUB200 (AMU,XP,YP,XI,YI,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
CALL SUB200 (AMU,XP,YP,XF,YI,Z1,SIGIIX,SIGIIY,SIGIIZ)
SSIGX=SIGIX-SIGIIX
SSIGY=SIGIY-SIGIIY
SSIGZ=SIGIZ-SIGIIZ
GOTO 10
ENDIF
C 5/5
IF(XP.GT.XI.AND.XP.LT.XF.AND.YP.GT.YI.AND.YP.LT.YF) THEN
CALL SUB200 (AMU,XP,YP,XF,YF,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
SSIGX=SIGIX*4
SSIGY=SIGIY*4
SSIGZ=SIGIZ*4
GOTO 10
ENDIF
C 4/4
IF(XP.EQ.XI.AND.XP.LT.XF.AND.YP.GT.YI.AND.YP.LT.YF) THEN
CALL SUB200 (AMU,XP,YP,XF,YF,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
SSIGX=SIGIX*2
SSIGY=SIGIY*2
SSIGZ=SIGIZ*2
GOTO 10
ENDIF
C 1/1
IF(XP.EQ.XI.AND.XP.LT.XF.AND.YP.EQ.YI.AND.YP.LT.YF) THEN
CALL SUB200 (AMU,XP,YP,XF,YF,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
SSIGX=SIGIX
SSIGY=SIGIY
SSIGZ=SIGIZ
GOTO 10
ENDIF
C 7/7
IF(XP.EQ.XI.AND.XP.LT.XF.AND.YP.GT.YI.AND.YP.EQ.YF) THEN
CALL SUB200 (AMU,XP,YP,XF,YI,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
SSIGX=SIGIX
SSIGY=SIGIY
SSIGZ=SIGIZ
GOTO 10
ENDIF
C 6/6
IF(XP.GT.XI.AND.XP.EQ.XF.AND.YP.GT.YI.AND.YP.LT.YF) THEN
CALL SUB200 (AMU,XP,YP,XI,YI,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
SSIGX=SIGIX*2
SSIGY=SIGIY*2
SSIGZ=SIGIZ*2
GOTO 10
ENDIF
C 9/9

```

```

IF(XP.GT.XI.AND.XP.EQ.XF.AND.YP.GT.YI.AND.YP.EQ.YF) THEN
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XI,YI,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
SSIGX=SIGIX
SSIGY=SIGIY
SSIGZ=SIGIZ
GOTO 10
ENDIF

C 3/3
IF(XP.GT.XI.AND.XP.EQ.XF.AND.YP.EQ.YI.AND.YP.LT.YF) THEN
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XI,YF,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
SSIGX=SIGIX
SSIGY=SIGIY
SSIGZ=SIGIZ
GOTO 10
ENDIF

C 2/2
IF(XP.GT.XI.AND.XP.LT.XF.AND.YP.EQ.YI.AND.YP.LT.YF) THEN
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XF,YF,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
SSIGX=2*SIGIX
SSIGY=2*SIGIY
SSIGZ=2*SIGIZ
GOTO 10
ENDIF

C 8/8
IF(XP.GT.XI.AND.XP.LT.XF.AND.YP.GT.YI.AND.YP.EQ.YF) THEN
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XI,YI,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
SSIGX=2*SIGIX
SSIGY=2*SIGIY
SSIGZ=2*SIGIZ
GOTO 10
ENDIF

C 6/5,6/4,5/4
IF(XP.LT.XI.AND.XP.LT.XF.AND.YP.GT.YI.AND.YP.LT.YF) THEN
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XF,YF,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XI,YF,Z1,SIGIIX,SIGIIY,SIGIIZ)
SSIGX=(SIGIX-SIGIIX)*2
SSIGY=(SIGIY-SIGIIY)*2
SSIGZ=(SIGIZ-SIGIIZ)*2
GOTO 10
ENDIF

C 3/2,3/1,2/1
IF(XP.LT.XI.AND.XP.LT.XF.AND.YP.EQ.YI.AND.YP.LT.YF) THEN
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XF,YF,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XI,YF,Z1,SIGIIX,SIGIIY,SIGIIZ)
SSIGX=SIGIX-SIGIIX
SSIGY=SIGIY-SIGIIY
SSIGZ=SIGIZ-SIGIIZ
GOTO 10
ENDIF

C 9/8,9/7,8/7
IF(XP.LT.XI.AND.XP.LT.XF.AND.YP.GT.YI.AND.YP.EQ.YF) THEN
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XF,YI,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
CALL SUB200(AMU,XP,YP,XI,YI,Z1,SIGIIX,SIGIIY,SIGIIZ)
SSIGX=SIGIX-SIGIIX
SSIGY=SIGIY-SIGIIY
SSIGZ=SIGIZ-SIGIIZ
GOTO 10
ENDIF

C 7/5,7/6,7/2,7/3,8/6,4/2,4/3,8/6,8/3,5/3
IF(XP.GT.XI.AND.XP.GT.XF.AND.YP.LT.YI.AND.YP.LT.YF) THEN

```

```

CALL SUB200 (AMU,XP,YP,XI,YF,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
CALL SUB200 (AMU,XP,YP,XI,YI,Z1,SIGIIIX,SIGIIY,SIGIIIZ)
CALL SUB200 (AMU,XP,YP,XF,YI,Z1,SIGIVX,SIGIVY,SIGIVZ)
CALL SUB200 (AMU,XP,YP,XF,YF,Z1,SIGIIX,SIGIY,SIGIIZ)
SSIGX=SIGIX-SIGIIX-SIGIIIX+SIGIVX
SSIGY=SIGIY-SIGIIY-SIGIIY+SIGIVY
SSIGZ=SIGIZ-SIGIIZ-SIGIIIZ+SIGIVZ
GOTO 10
ENDIF
C 8/5,8/2,5/2
IF (XP.GT.XI.AND.XP.LT.XF.AND.YP.LT.YI.AND.YP.LT.YF) THEN
CALL SUB200 (AMU,XP,YP,XF,YF,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
CALL SUB200 (AMU,XP,YP,XF,YI,Z1,SIGIIX,SIGIY,SIGIIZ)
SSIGX=(SIGIX-SIGIIX)*2
SSIGY=(SIGIY-SIGIY)*2
SSIGZ=(SIGIZ-SIGIIZ)*2
GOTO 10
ENDIF
C 7/4,7/1,4/1
IF (XP.EQ.XI.AND.XP.LT.XF.AND.YP.LT.YI.AND.YP.LT.YF) THEN
CALL SUB200 (AMU,XP,YP,XF,YF,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
CALL SUB200 (AMU,XP,YP,XF,YI,Z1,SIGIIX,SIGIY,SIGIIZ)
SSIGX=SIGIX-SIGIIX
SSIGY=SIGIY-SIGIY
SSIGZ=SIGIZ-SIGIIZ
GOTO 10
ENDIF
C 9/6,9/3,6/3
IF (XP.GT.XI.AND.XP.EQ.XF.AND.YP.LT.YI.AND.YP.LT.YF) THEN
CALL SUB200 (AMU,XP,YP,XI,YF,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
CALL SUB200 (AMU,XP,YP,XI,YI,Z1,SIGIIX,SIGIY,SIGIIZ)
SSIGX=SIGIX-SIGIIX
SSIGY=SIGIY-SIGIY
SSIGZ=SIGIZ-SIGIIZ
GOTO 10
ENDIF
C 9/5,9/4,9/2,9/1,8/1,8/4,6/2,6/1/5/1
IF (XP.LT.XI.AND.XP.LT.XF.AND.YP.LT.YI.AND.YP.LT.YF) THEN
CALL SUB200 (AMU,XP,YP,XF,YF,Z1,SIGIX,SIGIY,SIGIZ)
CALL SUB200 (AMU,XP,YP,XF,YI,Z1,SIGIIIX,SIGIIY,SIGIIIZ)
CALL SUB200 (AMU,XP,YP,XI,YI,Z1,SIGIVX,SIGIVY,SIGIVZ)
CALL SUB200 (AMU,XP,YP,XI,YF,Z1,SIGIIX,SIGIY,SIGIIZ)
SSIGX=SIGIX-SIGIIX-SIGIIIX+SIGIVX
SSIGY=SIGIY-SIGIIY-SIGIIY+SIGIVY
SSIGZ=SIGIZ-SIGIIZ-SIGIIIZ+SIGIVZ
GOTO 10
ENDIF
10 IF (SSIGX.LT.0.0) SSIGX=0.0
IF (SSIGY.LT.0.0) SSIGY=0.0
RETURN
END

```

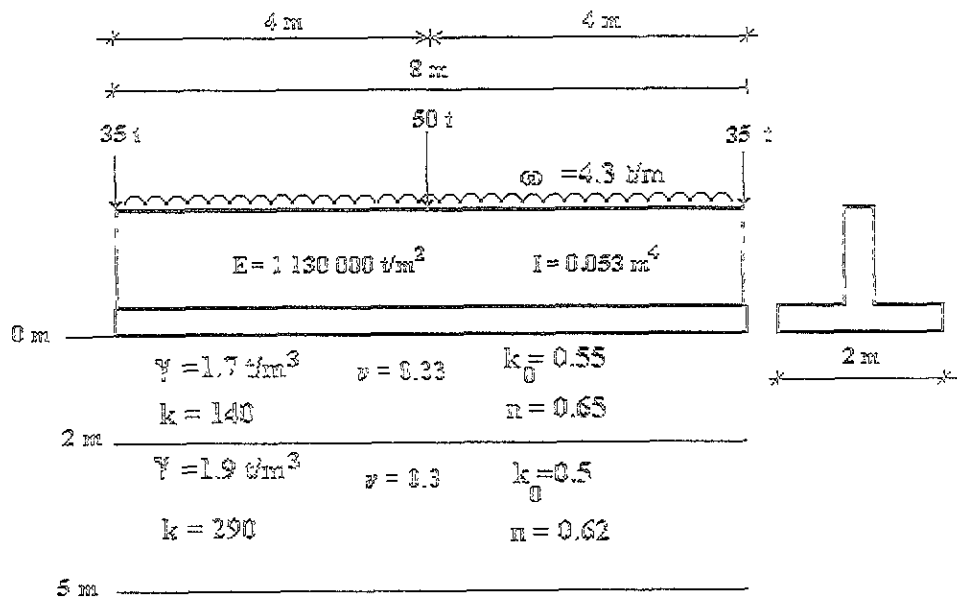


Fig 3.1 Zapata corrida y estratos de suelo.

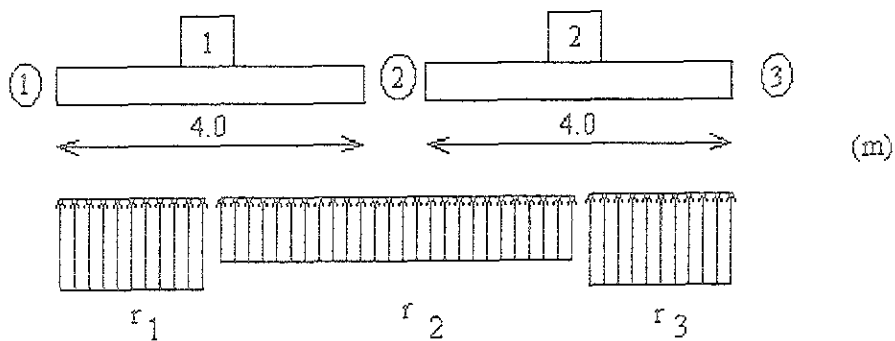


Fig 3.2 Barras, nudos y bloques de reacción.

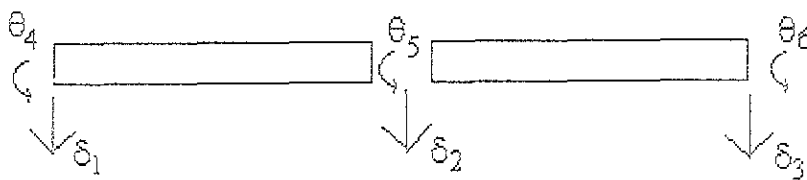


Fig 3.3.a Grados de libertad.

CAPÍTULO 4. ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS MÉTODOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Para el análisis y discusión de los diferentes métodos de la interacción suelo-estructura, y para visualizar el empleo del programa de computadora propuesto, se utilizará una estructura sencilla formada por una zapata corrida sometida a carga uniforme y tres cargas concentradas, la geometría y propiedades de la zapata se muestran en la figura 4.1, la estructura se divide en cuatro barras y cinco nudos con diez grados de libertad y cinco bloques de reacción uniforme figura 4.2. La estratigrafía del subsuelo está formada por dos estratos de arena con las propiedades que se indican en la figura 4.1.

El ejemplo se resolverá para el caso (A) (considerando el esfuerzo vertical y el módulo de deformación lineal vertical para cada estrato) y el caso (B) (considerando la variación del módulo de deformación dependiendo del esfuerzo de confinamiento) con el programa de computadora, en las tablas 4.1 a 4.6, se presenta el archivo de datos para correr el programa, como se mencionó en el capítulo 3, solo cambia el archivo en el tipo de análisis que se corre ya sea 0, 1 ó 2, en el último dato de la Instrucción 1.

Tabla 4.1 Instrucción 1

NG	NBC	NBSE	FC	EN	N	KANAL
10	4	0	1	2	5	2

Tabla 4.2 Instrucción 2

NI	E	AI	AL	W	LTP	LTQ	LDR	LDS
	t/m ²	m ⁴	m ²	t/m				
1	1130000	.0530	4.	4.3	5	7	1	2
2	1130000	.0530	4.	4.3	7	8	2	3
3	1130000	.0530	4.	4.3	8	9	3	4
4	1130000	.0530	4.	4.3	9	10	4	5

Tabla 4.3 Instrucción 3

NI	P (t)
1	-35
2	0
3	-50
4	0
5	-35
6	0
7	0
8	0
9	0
10	0

Tabla 4.4 Instrucción 4

Ni	XP (m)	YP (m)	XI (m)	XF (m)	YI (m)	YF (m)
1	0.	1.	0.	2.	0.	2.
2	4.	1.	2.	6.	0.	2.
3	8.	1.	6.	10.	0.	2.
4	12.	1.	10.	14.	0.	2.
5	16.	1.	14.	16.	0.	2.

Tabla 4.5 Instrucción 5

NI	NJ	Z (m)	AH (m)	AMZ (m ² /t)	ANU	GAMA (t/m ³)	AKO	AKA	AN
1	1	1.	2.	0.0	0.33	1.7	0.55	140.	.65
2	1	1.	2.	0.0	0.33	1.7	0.55	140.	.65
3	1	1.	2.	0.0	0.33	1.7	0.55	140.	.65
4	1	1.	2.	0.0	0.33	1.7	0.55	140.	.65
5	1	1.	2.	0.0	0.33	1.7	0.55	140.	.65
1	2	3.5	3.	0.0	0.30	1.9	0.5	290	.62
2	2	3.5	3.	0.0	0.30	1.9	0.5	290	.62
3	2	3.5	3.	0.0	0.30	1.9	0.5	290	.62
4	2	3.5	3.	0.0	0.30	1.9	0.5	290	.62
5	2	3.5	3.	0.0	0.30	1.9	0.5	290	.62

Tabla 4.6 Instrucción 6

IL	ALR
	(m)
1	2.
2	4.
3	4.
4	4.
5	2.

Los resultados del caso (A) se presentan en las tablas 4.7 y 4.8, para el caso (B) en las tablas 4.9 y 4.10.

Nótese que se obtienen prácticamente los mismos resultados con los casos (A) y (B)

Tabla 4.7 Caso "A", Resultados de la zapata de cuatro barras, sexta iteración

Grados de libertad	Reacción	Hundimiento	Fuerza cortante
	t/m	m	t
1	33.8	0.02102	35.0
2	14.27	0.01971	4.47
3	14.85	0.01955	25.0
4	14.27	0.01971	4.47
5	33.8	0.02102	35.0

Tabla 4.8 Caso "A", Resultados de la zapata de cuatro barras, sexta iteración

Grado de libertad	Giro	Momento flexionante
	Rad	t-m
6	8.87E-04	0.0
7	3.20E-04	20.76
8	0.0	8.42
9	3.20E-04	20.76
10	8.87E-04	0.0

Tabla 4.9 Caso "B", Resultados de la zapata de cuatro barras, sexta iteración

Grados de libertad	Reacción	Hundimiento	Fuerza cortante
	t/m	m	t
1	33.82	0.0212	35.0
2	14.34	0.0199	4.56
3	14.69	0.0198	25.0
4	14.34	0.0199	4.56
5	33.82	0.0212	35.0

Tabla 4.10 Caso "B", Resultados de la zapata de cuatro barras, sexta iteración

Grado de libertad	Giro	Momento flexionante
	Rad	t-m
6	8.80E-04	0.0
7	3.14E-04	20.7
8	0.0	8.7
9	3.14E-4	20.7
10	8.80E-04	0.0

Como se coteja en las tablas 4.7 (caso A) y 4.9 (caso B) y las tablas 4.8 (caso A) y 4.10 (caso B), los resultados son para fines prácticos iguales.

En la tabla 4.11 se presentan los valores del módulo de deformación, obtenidos con reacción uniforme y después de la última iteración, para el caso (A) E_{zj} y para el caso (B) E_{xj} .

Tabla 4.11 Valores del módulo de deformación

Ni	Nj	Z	AH	Caso (A)		Caso (B)	
				E _{Zij} REACCIÓN UNIFORME	E _{Zij} SEXTA ITERACIÓN	E _{ij} REACCIÓN UNIFORME	E _{ij} ÚLTIMA ITERACIÓN
		(m)	(m)	(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)
1	1	1.	2.	671.37	703.05	536.31	604.06
2	1	1.	2.	811.35	798.31	670.85	632.47
3	1	1.	2.	838.13	775.22	681.16	618.76
4	1	1.	2.	811.35	798.31	670.85	632.47
5	1	1.	2.	671.37	703.05	536.31	604.06
1	2	3.5	3.	1962.54	1919.88	1792.67	1800.0
2	2	3.5	3.	1952.37	1925.24	1835.51	1828.05
3	2	3.5	3.	1939.16	1958.95	1849.07	1832.42
4	2	3.5	3.	1925.37	1925.24	1835.51	1828.05
5	2	3.5	3.	1962.54	1919.88	1792.67	1800.0

Al analizar la tabla 4.11 se puede observar que la variación del módulo lineal vertical en el primer estrato varía hasta un 8 %, en cambio en el segundo estrato es de un 3 % como máximo. Así mismo el módulo de deformación dependiendo del esfuerzo de confinamiento varía hasta un 12 % tomando en cuenta las iteraciones.

Para comparar el efecto de la variación de los módulos de deformación con el nivel de esfuerzo, en los efectos de la interacción, en las tablas 4.12 y 4.13 se presentan los resultados de la interacción obtenidos con los módulo de deformación E_{Zij} dados con la reacción uniforme.

Tabla 4.12 Caso "A", Resultado de la zapata de cuatro barras con reacción uniforme

Grados de libertad	Reacción	Hundimiento	Fuerza cortante
	t/m	m	t
1	32.54	0.0211	35.0
2	14.41	0.0195	3.36
3	15.82	0.0193	25.0
4	14.41	0.0195	3.36
5	32.54	0.0211	35.0

Tabla 4.13 Caso "A", Resultado de la zapata de cuatro barras con reacción uniforme

Grado de libertad	Giro	Momento flexionante
	Rad	t-m
6	1.00E-03	0.0
7	4.120E-04	22.57
8	0.0	5.08
9	4.120E-04	22.57
10	1.00E-03	0.0

En la comparación de las tablas 4.7, 4.8 con la 4.12 y la 4.13 se observa que la variación de los resultados de la reacción es del 8 %, del hundimiento es del 3 % y del momento flexionante llega a ser del 40 %. Por lo que es importante realizar las iteraciones en la interacción suelo-estructura.

Comparación de resultados.

Para el trazo de los diagramas de fuerza cortante y momento flexionante se utiliza la convención de signos mostrada en la figura 4.2c (convención de signos para diseño estructural). En las figuras 4.3a, 4.4a, 4.5a y 4.7a se presenta una comparación entre los casos "a", "b" y con reacción uniforme; se observa que la diferencia de resultados entre los casos "a" y "b" es muy pequeña; no así con los resultados obtenidos con la reacción uniforme; en la tabla 4.14 se presenta el porcentaje de variación de las reacciones, los hundimientos, la fuerza cortante y del momento flexionante; se ve que las diferencias de estos son despreciables, por lo que realizar la interacción con un caso u otro es indistinto.

Tabla 4.14 Porcentaje de variación de los resultados entre los casos (a) y (b).

GRADO DE LIBERTAD	REACCIÓN	HUNDIMIENTO	FUERZA CORTANTE	MOMENTO FLEXIONANTE
	%	%	%	%
1	4	0	0	
2	1	1	3	
3	7	1	0	
6				0
7				0
8				4

En las figuras 4.3b, 4.4b, 4.5b y 4.6b y en la tabla 4.15 se presenta la comparación entre la primera y la última iteración, así como la variación del porcentaje de los resultados, indicados en el párrafo anterior.

Tabla 4.15 Porcentaje de variación entre la primera y la última iteración del caso (a)

GRADO DE LIBERTAD	REACCIÓN	HUNDIMIENTO	FUERZA CORTANTE	MOMENTO FLEXIONANTE
	%	%	%	%
1	4	0	0	
2	0	1	25	
3	6	2	0	
6				0
7				8
8				40

Se puede observar en estas figuras y en la tabla 4.15 que la variación de resultados en los elementos mecánicos puede ser hasta de 40 %, por lo que es conveniente resolver el método de interacción estática suelo-estructura de forma iterativa.

Por otra parte, los módulos de deformación se pueden obtener considerando reacción uniforme, o bien, se pueden obtener a partir de iteraciones hasta que converjan los desplazamientos y los elementos mecánicos. Para el caso (a), se aprecia que la diferencia en los desplazamientos es muy pequeña, mientras que en los elementos mecánicos la máxima diferencia es del orden del 40 %, como ya se comentó.

En las figuras 4.3c, 4.4c, 4.5c y 4.6c, se realiza la comparación entre la misma zapata pero dividida en dos barras y cuatro barras, se observa que al dividir la zapata en más números de barras se tiene mayor información de los elementos mecánicos y por lo tanto mayor precisión a la hora de realizar el diseño estructural de la zapata, así como en el cálculo de la reacción, por lo que se recomienda dividir cada contratrabe por lo menos en dos barras.

Por otro lado vemos que lo que más influye en la interacción suelo estructura en suelos friccionantes es considerar el efecto de la presión de confinamiento.

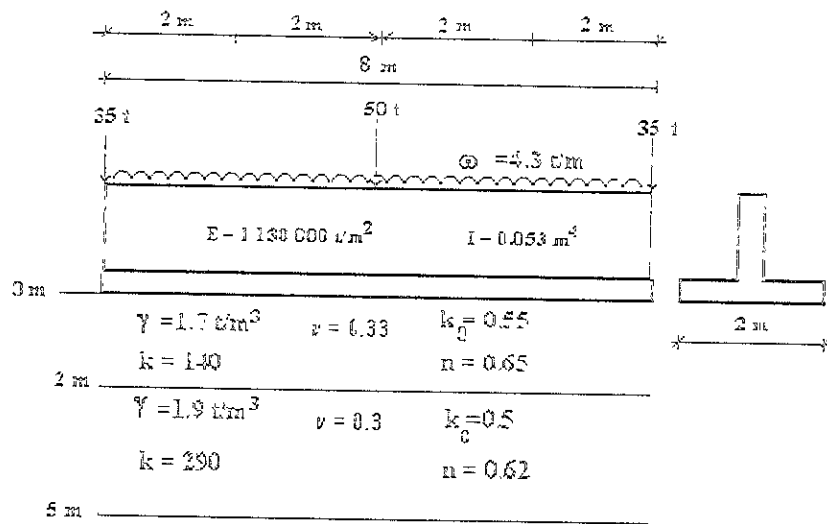


Fig. 4. 1. Zapata corrida de 8 m de longitud.

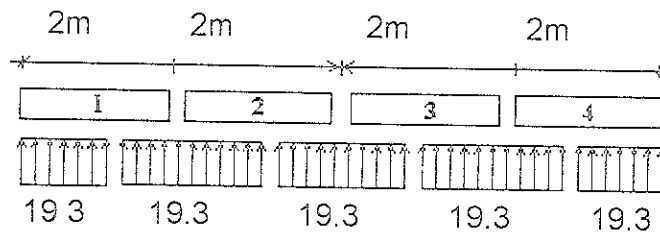


Fig. 4. 2. a. Reacción uniforme (t)

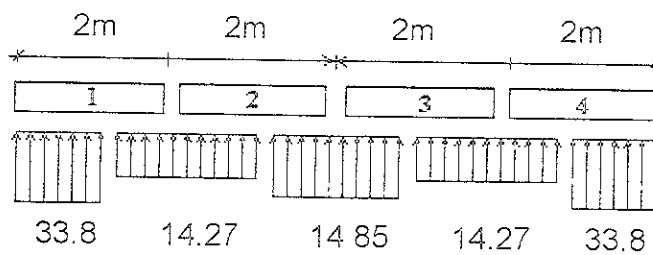


Fig. 4. 2. b. Reacciones en la zapata caso (a) (t)



Fig. 4. 2. c. Convención de signos para diseño estructural (NSB)

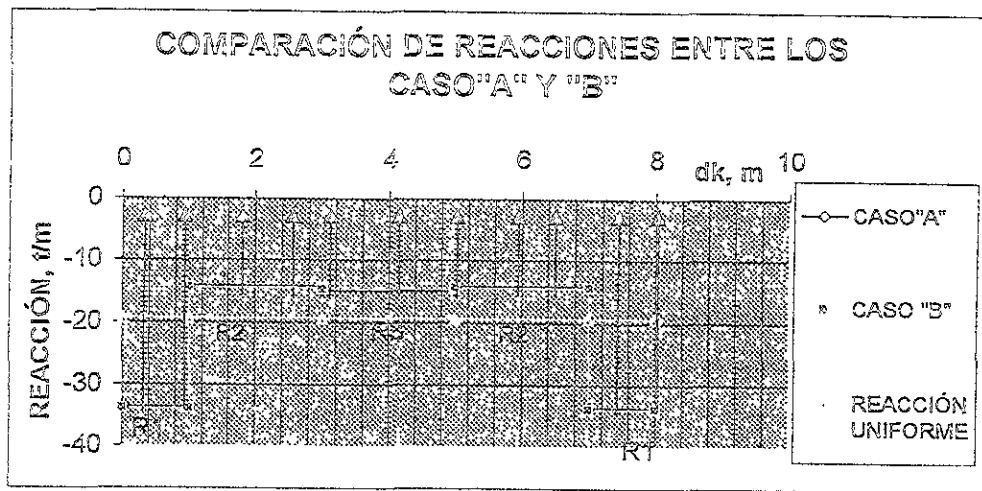


Fig 4.3.a.

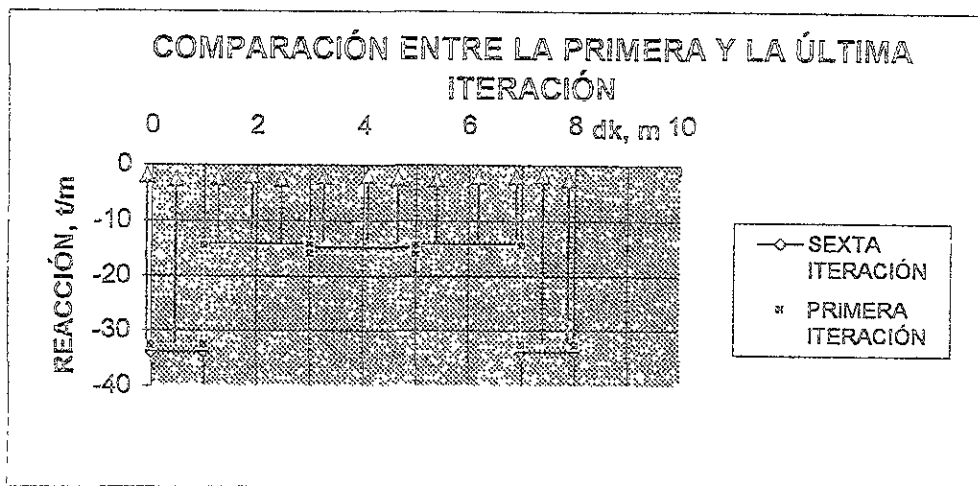


Fig 4.3.b.

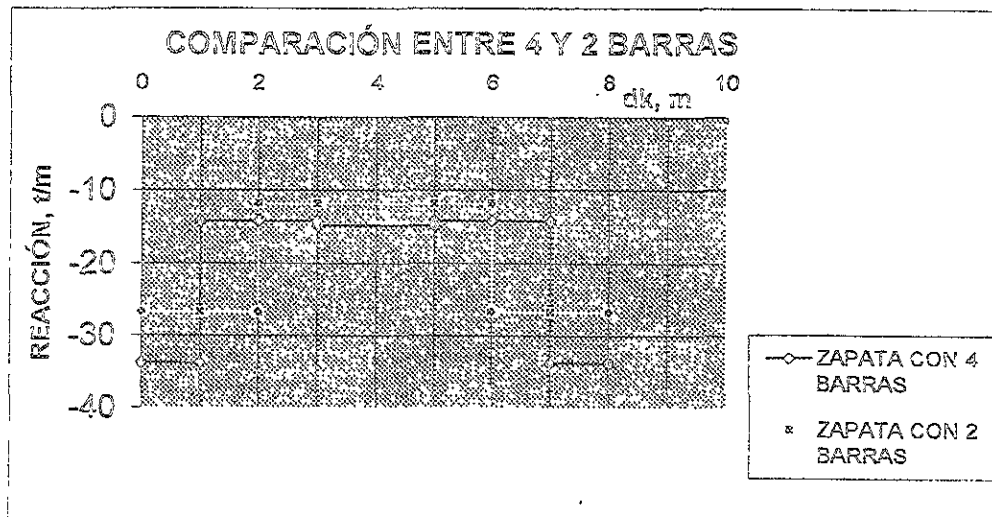


Fig 4.3.c.

Fig 4.3 Comparación de resultados entre las reacciones

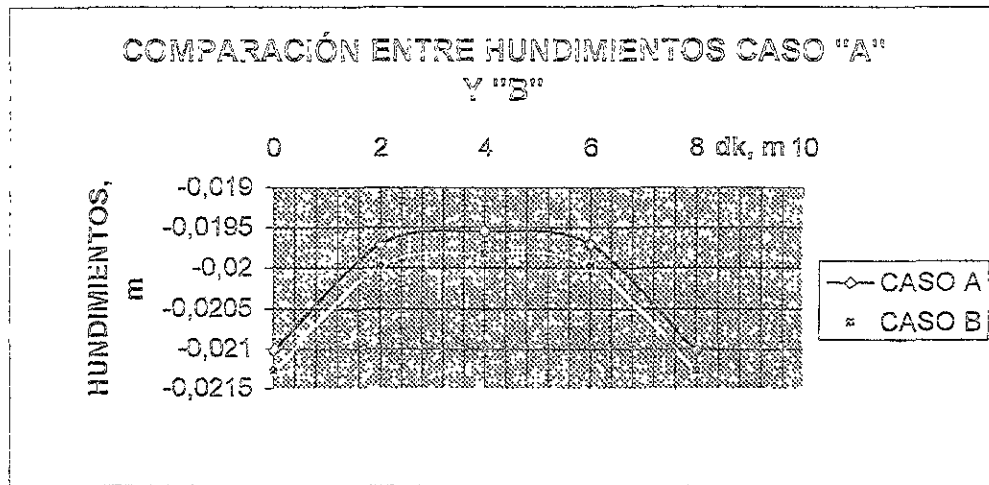


Fig 4.4.a.

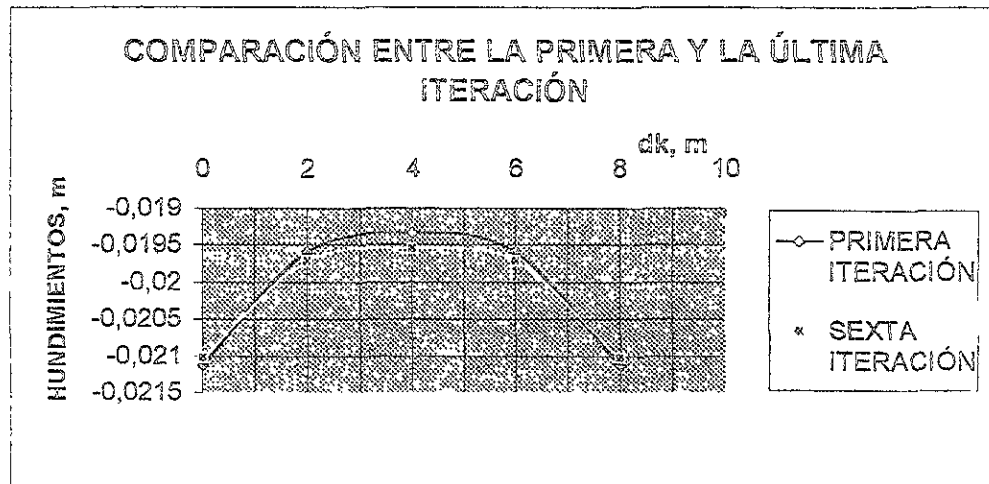


Fig 4.4.b.

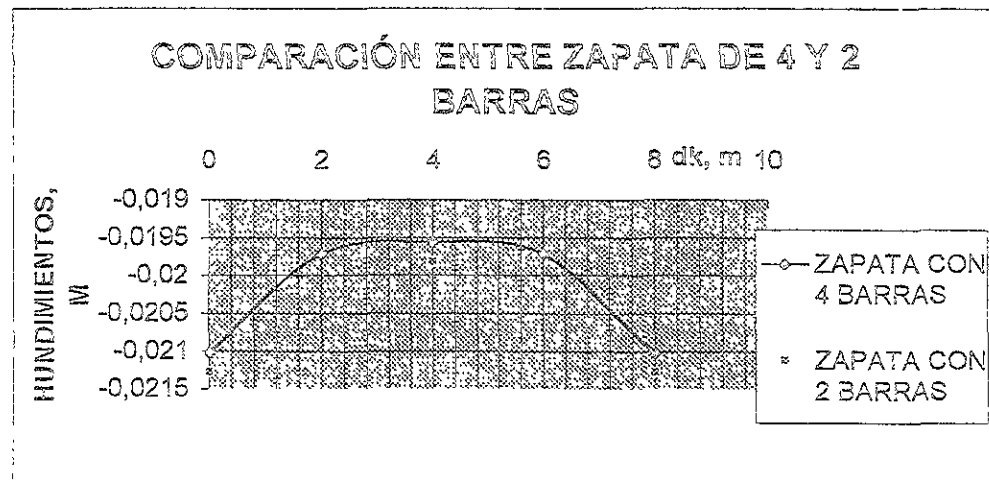


Fig 4.4.c

Fig 4.4. Comparación de resultados entre los hundimientos

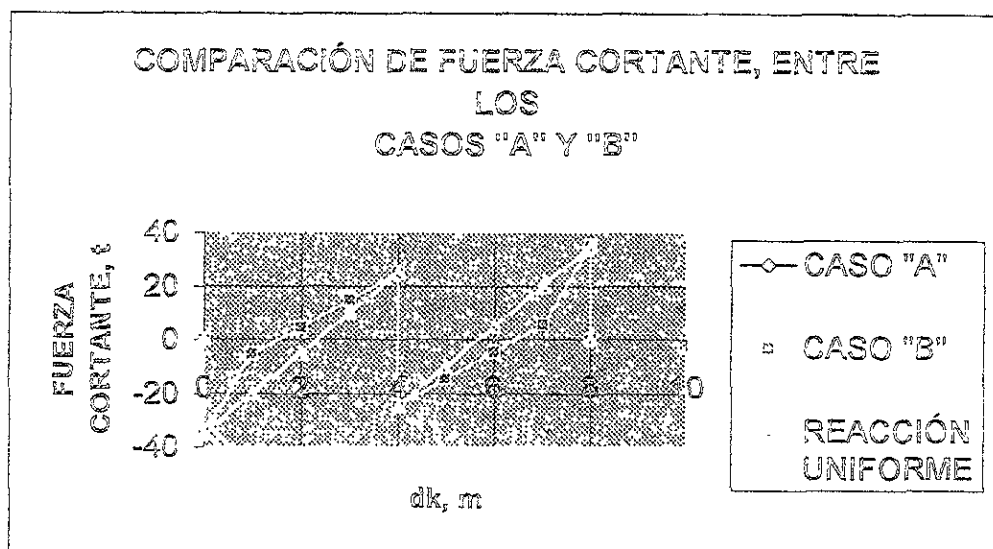


Fig 4.5.a

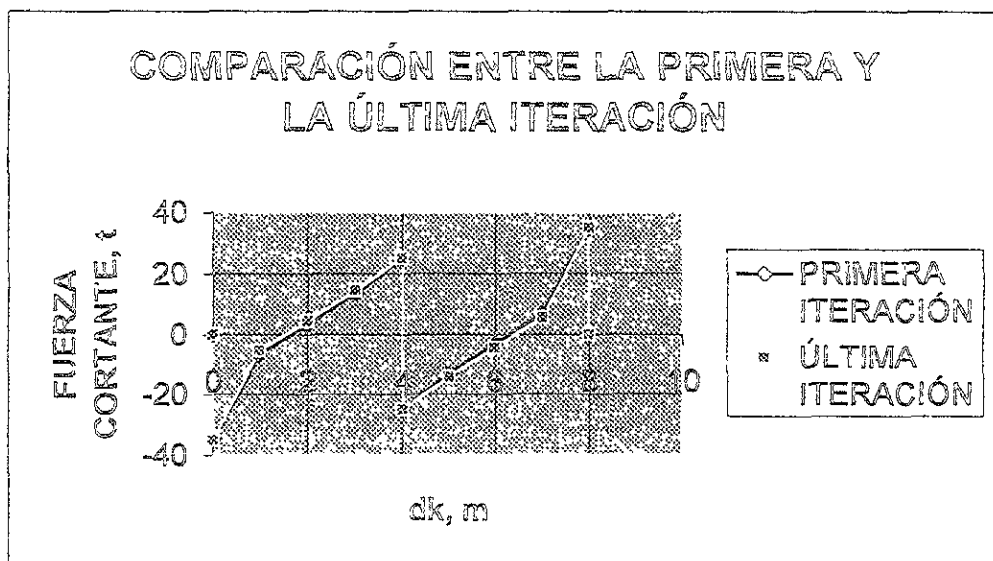


Fig 4.5.b

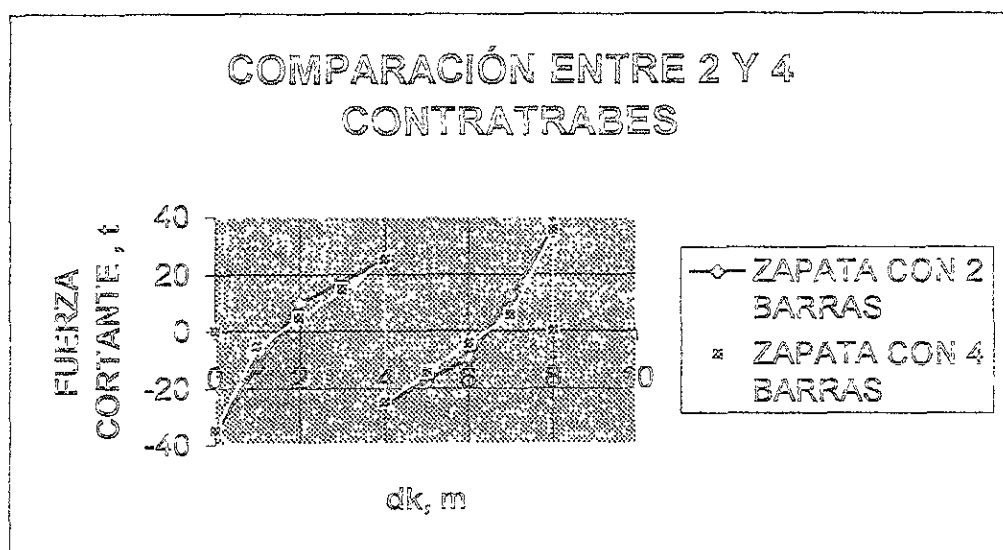


Fig 4.5.c

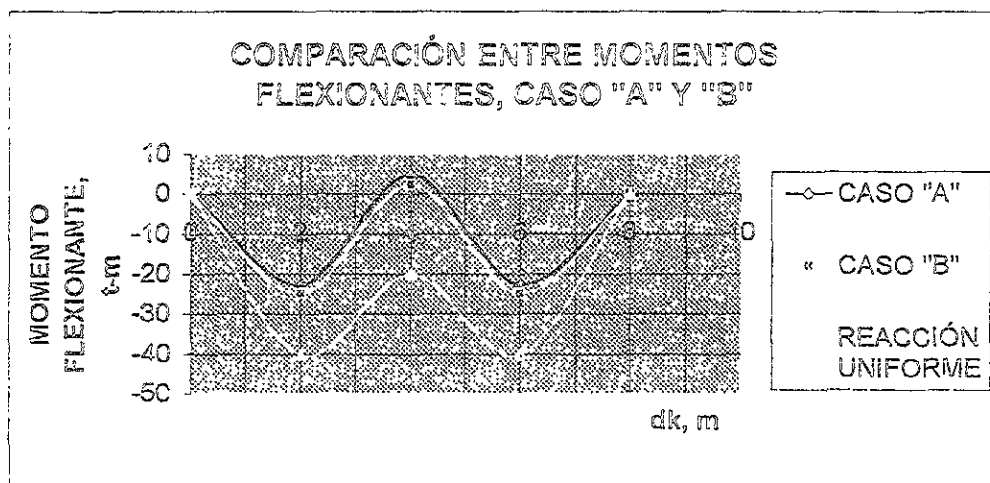


Fig 4.6.a.

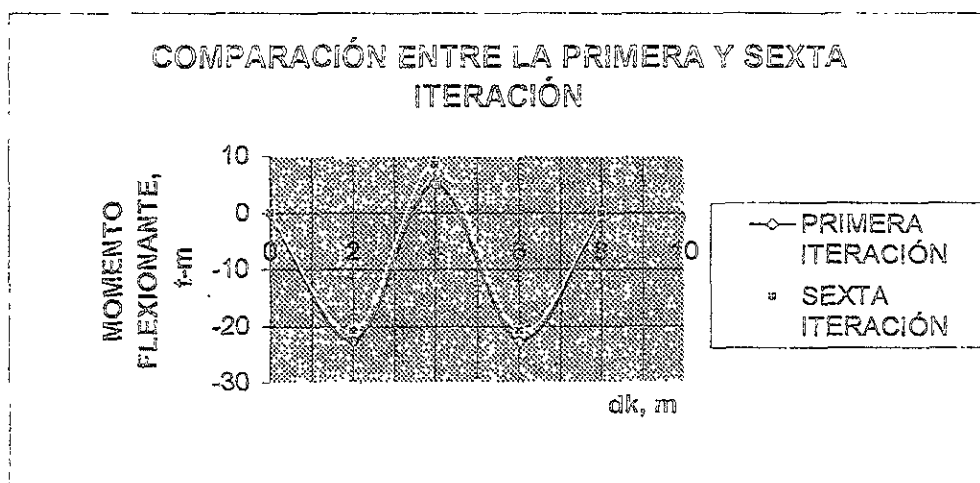


Fig 4.6.b

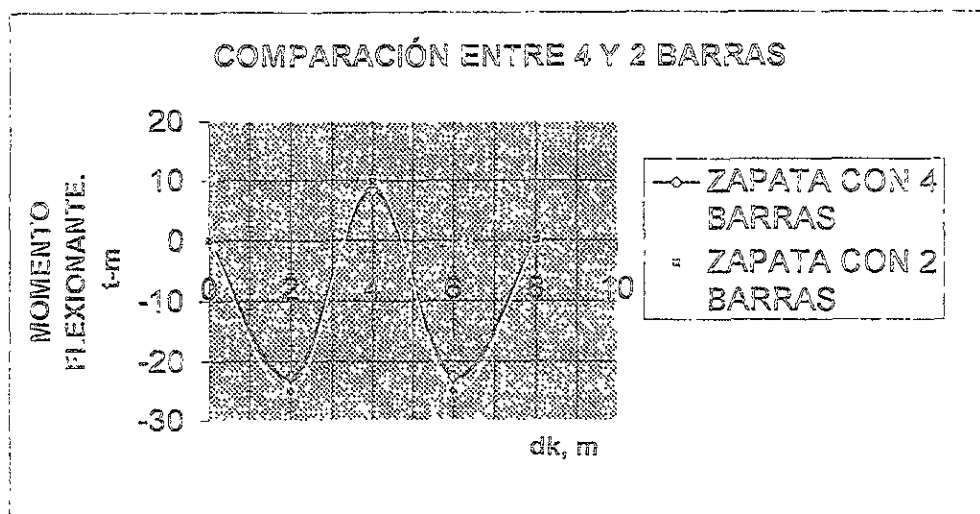


Fig 4.6.c

Fig 4.6 Comparación de resultados entre los momentos flexionantes

CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES

De lo tratado en los capítulos anteriores, se obtienen las siguientes conclusiones:

- a) Los factores que influyen en el comportamiento de un suelo friccionante son:
 - Su rigidez es función de la presión de confinamiento.
 - Su rigidez depende de la trayectoria de esfuerzos (un suelo precargado es menos compresible que el mismo suelo normalmente cargado).
 - Su curva esfuerzo-deformación unitaria es no lineal.
 - Su rigidez depende de su compacidad.
- b) En este trabajo se tomó en cuenta el efecto de la presión de confinamiento utilizando la fórmula de Janbu.
- c) Es importante que el módulo tangente inicial E_t de un suelo friccionante -obtenido con la fórmula de Janbu-, se determine para cada estrato del subsuelo, ya que en general la presión de confinamiento aumenta con la sobrecarga y con la profundidad del suelo.
- d) El uso de la fórmula de Janbu permite distinguir entre un suelo normalmente cargado y un suelo precargado. (Los coeficientes k y n se pueden obtener para cada caso utilizando los valores de la tabla 1.1).
- e) Las deformaciones que experimenta una cimentación -sobre todo los asentamientos diferenciales- dependen en buena medida de la rigidez de la estructura. Es por lo tanto importante considerar dicha rigidez en el cálculo de los asentamientos.
- f) La interacción suelo-estructura se puede llevar a cabo usando el módulo lineal de deformación vertical E_z , o calculando directamente las deformaciones del suelo en cada

estrato (véase los capítulos 1 y 3). Las diferencias de resultados entre ambos procedimientos son prácticamente despreciables.

- g) Las propiedades del suelo obtenidas con reacción uniforme y las obtenidas después de hacer las iteraciones para la interacción, son diferentes. Dado que el programa de computadora ya realiza estas últimas, se recomienda utilizar las propiedades del suelo determinadas a partir de la última iteración de la interacción suelo-estructura.
- h) El método de interacción está basado en la discretización de la estructura y del terreno, por lo que su precisión depende del número de barras y de estratos que se empleen. A mayor discretización mayor precisión; en el ejemplo de los capítulos 3 y 4 se aprecia que utilizar 4 barras en vez de 2 conduce a resultados diferentes, por lo que se concluye que es recomendable que una zapata o contratrabe de cimentación se divida, por lo menos, en dos barras.

Podemos decir que independientemente como se resuelva el problema de interacción suelo-estructura, si tomamos adecuadamente los parámetros de resistencia como son los valores del módulo de deformación del suelo y la relación de Poisson, los resultados a los que se llega son similares.

La herramienta que se presenta es fácil de utilizar y al alcance de todo ingeniero como es el programa en Fortran de interacción suelo-estructura, que puede resolver el problema en una forma sencilla. Se recomienda para el caso de arenas correr el caso kanal 2, ya que considera la variación del módulo de deformación dependiendo del esfuerzo de confinamiento y en forma iterativa resuelve el problema.

Se recomienda que en otro trabajo se mejore el programa de interacción suelo-estructura con ecuaciones constitutivas del suelo tomando en cuenta la no linealidad de la deformación, ya que en esta etapa sólo se considero la aplicación de la ley de Hooke generalizada, trabajando con el módulo tangente inicial del suelo.

REFERENCIAS

- 1.- ALENCAR, D., AUVINET, G. REZENDE, F. "General Report Theme IV Foundations" Memorias del X Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Vol 4, México, 1995
- 2.- BEAUFAIT, F. Análisis estructural. Prentice-Hall Internacional, E.U.A., 1977.
- 3.- BEAUFAIT, F W, ROWAN, W H, HOADLEY, P G y HACKETT, R M. Computer Methods of Structural Analysis, Prentice-Hall, 1970.
- 4.- BURLAND, J. B., SILLS, G.C. y GIBSON, R. E., "A field and theoretical study of the influence of non-homogeneity on settlement", VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelo e Ingeniería de Cimentaciones, Moscú, 1973.
- 5.- BURLAND, J.B., BROMS, B.B. y DE MELLO, V. F. B., "Behaviour of Foundations and Structures", IX Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de cimentaciones, Tokio, Japón, 1977.
- 6.- BUERLAND, J.B. y BURBRIDGE, M.C. "Settlement of foundations on sand and gravel", Proc Inst Civ Engrs, part 1, 1985.
- 7.- CASTILLO, H. Análisis y diseño estructural. Representaciones y servicios de ingeniería, S. A., 1973.
- 8.- CHAMECKI, S. "Structural rigidity in calculating settlements" Journal of Soil Mech and Found Division. Proc ASCE, Vol 88, No SM1, enero 1956.
- 9.- DAMY, J "Integración de las superficies de Boussinesq, Westergaard y Frölich, "sobre superficies poligonales de cualquier forma, cargadas con fuerzas verticales uniformemente repartidas" Rev Ingeniería, No 1, 1985.
- 10.- DASHKÓ, R. E. y KAGÁN, A. A. Mecánica de suelos en la práctica de la geología aplicada a la ingeniería. MIR, Moscú, 1980.
- 11.- DÉCOURT, L. "The standard penetration test, states-of-the-art-report", XII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Río de Janeiro, Brasil, 1989.
- 12.- DEMENEGHI, A. "Un método para el análisis conjunto de la estructura y el suelo". Rev Ingeniería, Vol XLIX, No 3, 1979.
- 13.- DEMENEGHI, A. "Interacción suelo -estructura". Rev Ingeniería, Vol LIII, No 4, 1983.
- 14.- DEMENEGHI, A. "Non-iterative method for the analysis of soil-structure interaction". Proc of the XI Int Conf on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, 1985.

15.- DEMENEGHI, A. "Interacción estática suelo-estructura". Memorias del Simposio sobre Interacción Suelo-Estructura y Diseño Estructural de Cimentaciones, Soc Mex de Mecánica de Suelos, México, 1991.

16.- DEMENEGHI, A. "Interacción estática suelo-estructura. Análisis tridimensional". Rev Ingeniería, Vol LXII, 1992.

17.- DEMENEGHI, A. "Método de Rigideces Marcos Planos con barras inclinadas", Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 1994.

18.- DEMENEGHI, A. "Método tridimensional de interacción suelo-estructura". Memorias del X Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Vol 2, México, 1995

19.- DEMENEGHI, A. "Interacción estática suelo-estructura, considerando efectos de torsión y acortamiento de barras", XVIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Morelia, México, 1996.

20.- DEMENEGHI, A. y SANGINES, H. "Interacción suelo estructura, análisis tridimensional tomando en cuenta los esfuerzos de confinamiento". Primer Foro de Geotecnia, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 1998.

21.- DEMENEGHI, A y SANGINES, H. "Influencia en el cálculo de asentamientos de la variación de la rigidez de un suelo con la profundidad" XIX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. Puebla, México, 1998.

22.- DEMENEGHI, A., PUEBLA, M. y SANGINES, H. Apuntes de Cimentaciones, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 1998.

23.- DUNCAN, J. M. y CHANG, C. Y. "Non linear analysis of stress and strain in soils" Jour soil mech found div, ASCE, SM5, septiembre 1970.

24.- JANBU, N. "Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests", European Conf. Soil Mech. Found. Eng., Wiesbaden, Germany, 1963.

25.- LAAD, C. C., FOOTT, R., ISHIHARA, K., SCHLOSSER y POULOS, H.G. "Stress-deformation and strength characteristics", IX Congr Int Mec Suelos Ing Ciment, Tokio 1977.

26.- LAMBE, T. W. y WHITMAN, R. V. Mecánica de Suelos. Limusa, México, 1972

27.- MEYERHOF, G. "Some recent foundation research and its application to design". Struct. Engr, Vol. 31, London, 1953.

28.- MEYERHOF, G. "Soil-structure interaction and foundations" Memorias del 6º Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Lima, Perú, 1979.

29.- PUEBLA, H. "Influencia de la rigidez del terreno de cimentación en los resultados de la interacción estática suelo-estructura", Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 1995.

30.- TERZAGHI, K y PECK, R. Soil Mechanics in engineering practice. John Wiley & Sons, Inc., New York, 1967.

31.- ZEEVAERT, L. Foundation engineering for difficult, subsoil conditions, Van Nostrand Reinhold Company Inc., New York, 1973.

32.- ZEEVAERT, L. Interacción Suelo-Estructura de cimentaciones superficiales y profundas sujetas a cargas estáticas y sísmicas. Limusa, México, 1980.

RECEIVED
FEB 13 1982
FEB 13 1982