



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

01163
ley.
21

FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
SECCION DE MECANICA DE SUELOS

ESTIMACION DE MOVIMIENTOS VERTICALES
INMEDIATOS Y DIFERIDOS DE CIMENTACIONES
SOBRE SUELOS COMPRESIBLES

T E S I S

que presenta

CARLOS RAUL DIAZ MORA

para obtener el grado de

MAESTRO EN INGENIERIA

(Mecánica de Suelos)

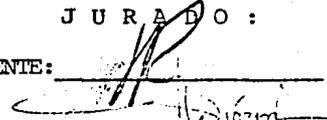
EL JEFE DE LA SECCION,

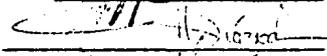

M. I. J. ABRAHAM DIAZ RODRIGUEZ

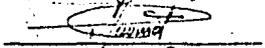
EL SECRETARIO DE ASUNTOS ACADÉMICOS


DR. UBALDO BONILLA DOMINGUEZ

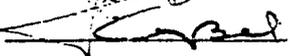
JURADO:

PRESIDENTE: 

VOCAL: 

SECRETARIO: 

SUPLENTE: 

SUPLENTE: 

Cd Universitaria, México, D. F., febrero, 1980

JADR/roo

TEJES CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

C O N T E N I D O

1. INTRODUCCION

1.1 *Objetivos*

1.2 *Contenido*

2. MOVIMIENTOS VERTICALES PERMISIBLES

2.1 *Objetivos*

2.2 *Definiciones*

2.3 *Límites aceptables*

2.4 *Criterios recientes*

3. MOVIMIENTOS VERTICALES INMEDIATOS

3.1 *Importancia*

3.2 *Determinación de los parámetros elásticos del suelo*

3.3 *Estimación de los movimientos verticales inmediatos*

3.4 *Aplicaciones numéricas*

4. MOVIMIENTOS VERTICALES DIFERIDOS

4.1 *Importancia*

4.2 *Determinación de los parámetros de compresibilidad del suelo*

4.3 *Estimación de los movimientos verticales diferidos*

4.4 *Influencia de la rigidez de la cimentación*

4.5 *Aplicaciones numéricas*

5. CONCLUSIONES

REFERENCIAS

RECONOCIMIENTO

ANEXO A. Programa de computadora para el cálculo de movimien
tos verticales inmediatos

ANEXO B. Programa de computadora para el cálculo de movimien
tos verticales inmediatos y diferidos

ANEXO C. Programa de computadora para el cálculo de la dis-
tribución de los esfuerzos de contacto losa-suelo
y elementos mecánicos para el diseño de la estructura
de la cimentación (momentos y cortantes). Problema
de interacción suelo-estructura

1. INTRODUCCION

1.1 *Objetivos*

El cálculo de los movimientos verticales (asentamientos o emer siones) de un edificio desplantado en una zona donde la compresibilidad del subsuelo es alta o muy alta, como es el caso de la Ciudad de México, es un punto de gran importancia en el diseño de su cimentación, ya que de él dependerá tanto la evaluación correcta del comportamiento de la estructura y su cimentación, como la previsión de posibles daños a construcciones colindantes, y a los servicios públicos cercanos.

Para evaluar los movimientos verticales de una cimentación, deben tomarse en cuenta múltiples factores, en particular: las propiedades del subsuelo, las condiciones hidráulicas del mismo, la distribución de las cargas, la forma de la cimenta

ción, la interacción suelo-estructura, la distribución de fricción negativa y positiva en el fuste de los pilotes y en la subestructura, las cargas en la punta de los pilotes, y, en su caso, la consolidación regional. En la práctica, es común recurrir a métodos simplistas que adolecen de fuertes deficiencias por ignorar algunos de los factores mencionados y arrojan resultados muy alejados de la realidad.

Son muchos los esfuerzos que se han realizado para mejorar los métodos de análisis de asentamientos. No obstante, permanecen muchas incógnitas que justifican la importancia de la investigación en este punto de la ingeniería civil. El presente trabajo se desarrolló con diversos objetivos; en primer lugar, se consideró conveniente recopilar las teorías y métodos propuestos para el cálculo de movimientos verticales; así como, los criterios utilizados para fijar los límites admisibles para estos, y presentarlos en un trabajo de síntesis. Por otra parte, se consideró de utilidad desarrollar herramientas de computación que faciliten los cálculos numéricos que estos métodos requieren. Estas herramientas permiten, además, estudiar tanto la influencia de los diversos factores mencionados arriba, como la de las hipótesis que se hagan respecto a los mismos. Este último aspecto es importante ya que desgraciadamente la experiencia derivada de la observación de construcciones es limitada y, en su ausencia, los estudios paramétricos con modelos matemáticos pueden ser de gran utilidad; sin embargo, para mejorar los métodos y calibrar las hipótesis, la

observación y la experimentación de campo y de laboratorio son indispensables.

Debe mencionarse que en este trabajo sólo se abordará el problema de la evaluación de la magnitud final de los asentamientos. El problema de la evolución de los asentamientos con el tiempo es otro tema de investigación que requiere urgente atención.

1.2 Contenido

Se discuten en este trabajo los métodos y criterios que han sido propuestos para la estimación de movimientos verticales inmediatos y diferidos, tomando en cuenta en lo que es posible, todos los factores relevantes ya mencionados.

En la estimación de los movimientos verticales (asentamientos o expansiones) de una cimentación, es preciso conocer las características ingenieriles de los depósitos del suelo del lugar en donde se proyecta construir, por lo cual, se incluyen en los capítulos 3 y 4 los procedimientos más utilizados actualmente en el campo y en el laboratorio para la determinación de los parámetros del suelo, tanto elásticos como de compresibilidad, que han de utilizarse en los cálculos numéricos. Por otra parte, se dedica el capítulo 2 a la exposición de criterios para determinar la magnitud permisible de los movimientos verticales.

Se presentan también dos programas de computadora que facilitan la labor de cálculo de los movimientos elásticos y diferidos de las cimentaciones y que toman en cuenta los factores mencionados arriba. El trabajo contiene además un tercer programa que ayuda a considerar la influencia de la rigidez de la subestructura, y de la distribución de las cargas y momentos que la estructura transmite a la cimentación, basado en el método matricial de los desplazamientos. Este programa permite definir una distribución más realista de los esfuerzos de contacto entre la losa de cimentación y el suelo, y obtener la distribución de momentos y fuerzas cortantes para el diseño estructural de la cimentación.

Se presentan algunos ejemplos numéricos de la estimación de movimientos verticales de cimentaciones compensadas o parcialmente compensadas, con o sin pilotes, y con presencia tanto de fricción positiva como negativa, utilizando para ello los programas mencionados.

Se incluyen también estudios que ponen en evidencia la influencia de las hipótesis adoptadas en relación con las diversas fuerzas y factores que intervienen en la determinación de los movimientos.

2. MOVIMIENTOS VERTICALES PERMISIBLES

2.1 *Objetivos*

El objetivo principal de este capítulo es presentar y discutir algunos criterios que permitan definir la magnitud permisible de los movimientos verticales que una cimentación puede tener, sin que esta, la estructura e instalaciones, o bien, las construcciones cercanas y servicios públicos sufran daños importantes.

La definición de los asentamientos y deformaciones que pueden permitirse en la cimentación de una estructura sin que se produzcan daños inadmisibles es un problema complejo, ya que en ello intervienen muchos factores, todos ellos importantes y de muy diversa índole.

Para fijar los límites tolerables de los movimientos de una cimentación, deben considerarse los requerimientos funcionales de la estructura, que se pueden desglosar como sigue (ref 1):

- 1) Requerimientos arquitectónicos, para obtener un buen comportamiento de las instalaciones dentro y fuera del edificio, de sus acabados, de los marcos de la ventanería, de los muros de carga y divisorios, y de los pisos para evitar las distorsiones. La preservación de la calidad estética de la construcción es también importante. *Skempton y Mc Donald* (1956) opinan que para la mayoría de los edificios, los asentamientos permisibles están gobernados más por los daños arquitectónicos que por los incrementos de esfuerzos secundarios inducidos sobre la estructura. Las instalaciones internas y externas pueden verse seriamente afectadas por asentamientos e incluso su funcionamiento puede interrumpirse por completo. Este es el caso de las grúas viajeras (ref 2), en las que inclinaciones mayores de 0.3 por ciento en su dirección longitudinal, ocasionan serios trastornos y mal funcionamiento. Esto mismo sucede con elevadores y maquinarias de precisión. Un caso extremo lo consitituyen los radares, que pueden verse completamente inutilizados para valores de Δ/L mayores de 1/50000 (inciso 2.2).
- 2) Requerimientos estructurales, desde el punto de vista se-guridad y funcionalidad de la estructura, economía y limitación de esfuerzos secundarios imprevistos en el diseño.

3) **Requerimientos relativos a los servicios públicos y a las construcciones vecinas:** deben evitarse daños a banquetas, conductos sanitarios e hidráulicos, instalaciones de gas y eléctricas, etc. En la determinación de los límites tolerables intervienen de una u otra forma (ref 3) el arquitecto, el ingeniero estructurista, el ingeniero de la cimentación, el cliente o propietario, el usuario, la compañía de seguros, las autoridades de la localidad (a través de los reglamentos de construcción), y la organización que financie el proyecto. *Zeevaert* (ref 1), discute la forma en que cada una de las partes intervienen en el problema y concluye, que la magnitud de los asentamientos totales y diferenciales permisibles es obviamente, aquella (valor máximo) que logre satisfacer a todas las partes mencionadas.

Cabe mencionar que los daños son difíciles de cuantificar y dependen, además, de criterios subjetivos. Por otro lado, los daños aceptables en una región para un tipo de estructuras, no lo son en otra. Se ve pues la necesidad de unificar criterios y desarrollar un sistema para clasificar los grados de daño. *Macleod y Littlejohn* (1962) hicieron una clasificación de los daños en cuanto a su facilidad de reparación, ref 3. En la tabla 1 se presenta dicha clasificación, en la que se dividen los daños en cinco tipos: muy ligeros, ligeros, moderados, severos, y muy severos.

TABLA 1 CLASIFICACION DE DAÑOS VISIBLES EN MUROS, BASADA EN LA FACILIDAD DE REPARACION DE LOS ACABADOS, MUROS DE LADRILLO Y MAMPOSTERIAS, (ref 3)

Grado del daño	Descripción de daños típicos° (Se subrayan los de fácil reparación)	Ancho aprox. de grietas, en (nm)
1. Muy ligero	<u>Fisuras finas que pueden ser reparadas durante la decoración.</u> Grietas visibles en muros exteriores de ladrillo, observadas en inspecciones minuciosas	1*
2. Ligero	<u>Grietas que pueden resanarse fácilmente. Posiblemente se requiere redecoración.</u> Fracturas varias en el interior del edificio. grietas visibles externamente y <u>algunas de ellas pueden requerir protección externa de la intemperie.</u> Puertas y ventanas desajustadas ligeramente.	5*
3. Moderado	<u>Las grietas deben abrirse y limpiar para ser reparadas. Las grietas recurrentes pueden arreglarse con recubrimientos adecuados. Apuntalamiento de muros exteriores y posiblemente algunos de ellos requieran construirse de nuevo.</u> Puertas y ventanas desajustadas. Conductos de servicio fracturados.	5 a 15* o un número de grietas
4. Severos	<u>Trabajos de demolición extensos incluyendo demoliciones parciales en muros, especialmente cerca de puertas y ventanas.</u> Distorsiones de puertas y ventanas (marcos). Distorsiones notorias en los pisos. Pandeo o desplome notorio en muros y pérdida de la capacidad de carga de las vigas. roturas serias en conductos de servicio.	15 a 25* dependen también del número de grietas
5. Muy severos	<u>Estos requieren trabajos de reparación mayores involucrando reconstrucciones parciales o totales.</u> Pérdida total de la capacidad de las vigas, muros con desplomes excesivos que requieren apuntalamiento, Rotura de ventanas por distorsión. Peligro de inestabilidad.	25* depende también del número de grietas

° En la evaluación del grado del daño debe tomarse en cuenta su localización en el edificio y en la estructura.

* El ancho de las grietas solo es uno de los aspectos importantes del daño y no debe utilizarse como única medida de este.

2.2 Definiciones

Existe cierta confusión en cuanto a la terminología relativa a los diferentes tipos de movimientos verticales. En este trabajo, se usarán las deficiones propuestas por *Burland, Broms*, y *De Mello*, (ref 3) mismas que se presentan a continuación. Debe señalarse que estas definiciones solo son aplicables en casos de deformación plana.

1) Asentamiento ρ y asentamiento diferencial $\delta\rho$

Estos conceptos se ilustran en la fig 1a. El movimiento hacia arriba se denomina emersión o expansión, ρ_h . El asentamiento medio se llama usualmente asentamiento total.

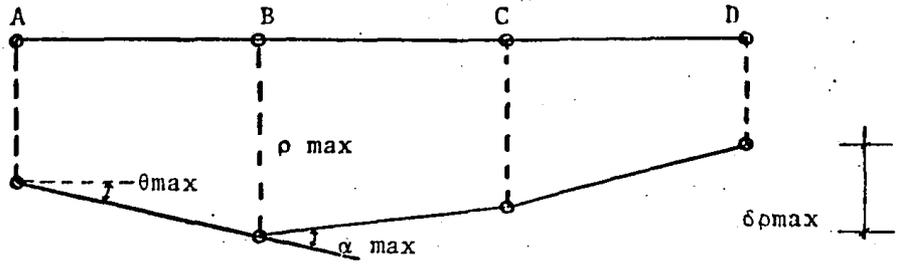
2) Rotación θ . Es el cambio en la pendiente de una línea que une a dos puntos de referencia, fig 1a.

3) Deformación angular α . La deformación angular en el punto B, α_B , fig 1a, está dada por:

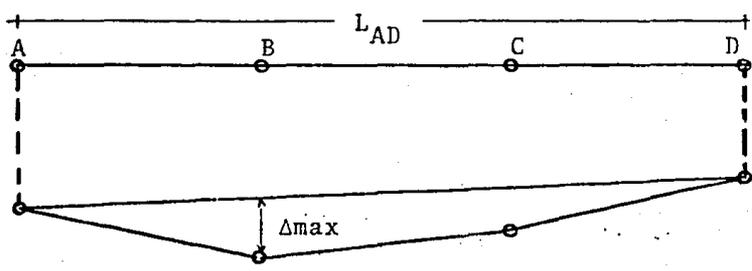
$$\alpha_B = \frac{\delta\rho_{BA}}{AB} + \frac{\delta\rho_{BC}}{BC}$$

La deformación angular α es positiva si produce concavidad hacia abajo y negativa si es cóncava hacia arriba (convexa). Esta deformación es particularmente útil para predecir el ancho de las grietas que se producirán al ocurrir movimientos diferenciales en la cimentación de un edificio.

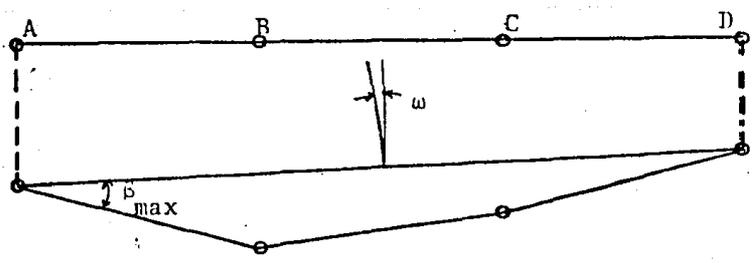
- 4) Deflexión relativa, Δ , (concauidad relativa, convexidad relativa). Es el desplazamiento relativo de un punto con respecto a una línea que une a dos puntos de referencia distanciados una longitud L , fig 1b. La convención de sig nos es la misma que la adoptada para la deformación angular, α .
- 5) Relación de deflexiones Δ/L , (relación de concauidad, relación de convexidad). Cuando se dibuja el perfil de deformaciones, fig 1b, de un cierto número de puntos, es frecuentemente necesario estimar el máximo valor de Δ/L . De be notarse que cuando el perfil deformado es aproximadamente circular, la curvatura está dada por $8\Delta/L^2$.
- 6) Desplome ω . Describe la rotación de una estructura o de una determinada parte de ella. En la fig 1c se muestra cómo puede determinarse el desplome si los puntos de referencia se localizan en una losa de cimentación. Este criterio resulta inapropiado para estructuras de marcos sobre zapatas aisladas.
- 7) Rotación relativa β . (distorsión angular). Es la rotación de la línea que une a dos puntos de referencia, respecto a la línea de referencia utilizada en el cálculo del des plome, fig 1c. El término distorsión angular fué defini do por *Skempton y Mc Donald*, y actualmente es utilizado extensamente; sin embargo, su uso parece implicar la existencia de distorsiones de cortante en la estructura



a) Asentamiento, ρ ; asentamiento diferencial, $\delta\rho$;
rotación, θ ; y deformación angular α



b) Deflexión relativa, Δ y relación de deflexiones Δ/L



c) Desplome, ω y rotación relativa (distorsión angular) β

Fig 1 Definiciones de los movimientos de una cimentación (ref 3).

del edificio; si bien, este es el caso de estructuras de marcos, no necesariamente lo es en todas las estructuras. Por esta razón, el término rotación relativa es preferido al de distorsión angular que debe ser exclusivo de casos en que se sepa que hay distorsiones por cortante.

2.3 Límites aceptables

El problema de los límites aceptables se enfoca generalmente en dos formas:

- Fijando las máximas deformaciones que puede soportar la estructura
- Limitando los asentamientos estimados sin tomar en cuenta la rigidez de la estructura

El primer enfoque requiere estrictamente de un análisis de interacción suelo-estructura que permite verificar que las deformaciones queden dentro de los límites aceptables.

El segundo solo puede basarse en la experiencia correlacionando asentamientos estimados con daños de la estructura.

El segundo enfoque es el más usual para problemas rutinarios. Así, se ha recomendado (ref 4) que para zapatas desplantadas en arena y en arcilla el asentamiento total no sea mayor de 25 mm y 65 mm, respectivamente, con lo que se estima que el asentamiento diferencial inducido en la estructura no será

de mas de 20 mm en el primer caso y de 40 mm en el segundo.

En ocasiones estos límites se definen de acuerdo con una combinación de ambos criterios.

En la tabla 2 se reproducen las recomendaciones correspondientes a las normas complementarias del reglamento de construcciones del Distrito Federal (ref 4). Se observa que se limitan los asentamientos o emersiones totales, la velocidad de los mismos, el desplome, y otros parámetros que pueden interpretarse de acuerdo con las definiciones adoptadas en el inciso anterior como la rotación relativa, β . En esta tabla se ha seguido, en cuanto al desplome ω , el criterio de E. Rosenblueth, de acuerdo con el cual, la inclinación empieza a ser visible si es mayor que $100/(100 + 3 h)$ donde h es la altura de la construcción en metros. Este criterio puede ser comparado con el de Bjerrum (ref 5) que considera que las desviaciones de los elementos verticales comienzan a ser notorias si son mayores de $1/250$ de su altura y que para elementos horizontales las pendientes mayores de $1/100$ son perceptibles a simple vista. El límite aceptado para asentamientos totales, en la tabla 2, es un valor alto debido a las condiciones excepcionales de la Ciudad de México y se consideraría inaceptable en practicamente cualquier otra ciudad. Finalmente, la rotación relativa aceptada en la misma tabla puede compararse con las distorsiones angulares límites propuestas por Bjerrum, tabla 3, (ref 5). Asimismo, en la tabla 4, se reproducen las

TABLA 2. LIMITES MAXIMOS PARA MOVIMIENTOS Y DEFORMACIONES ORIGINADOS EN LA CIMENTACION*

a) Movimientos verticales (hundimiento o emersión)

<u>Concepto</u>	<u>Límite</u>
Valor medio en el predio	30 cm
Velocidad del componente diferido	1 cm/semana

b) Inclinación media

<u>Tipo de daño</u>	<u>Límite</u>	<u>Observaciones</u>
Inclinación visible	$100/(100 + 3h)$ por ciento	h = altura de la construcción, en m
Mal funcionamiento de grúas viajeras	0.3 por ciento	En dirección longitudinal

c) Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas

<u>Tipo de estructura o elemento</u>	<u>Variable que se limita</u>	<u>Límite</u>
Marcos de acero	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.006
Marcos de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.004
Muros de carga de la drillo recocido o blo que de cemento	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.002
Muros con acabados muy sensibles, como yeso, piedra ornamental, etc	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.001 Se tolerarán valores mayores en la medida en que la deformación ocurra antes de colocar los acabados o estos se encuentran desligados de los muros
Panels móviles o muros con acabados poco sensibles, como mampostería con juntas secas	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.004
Tuberías de concreto con juntas	Cambio de pendiente en las juntas	0.015

* Los valores de la tabla son sólo límites máximos y en cada caso habrá que revisar que no se cause ninguno de los daños mencionados en el artículo 265 del Reglamento. REF 4

DISTORSION ANGULAR δ/L									
$\frac{1}{100}$	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$	$\frac{1}{600}$	$\frac{1}{700}$	$\frac{1}{800}$	$\frac{1}{900}$	$\frac{1}{1000}$
									Límite para el que son de esperar dificultades en maquinaria sensible a los asentamientos.
									Límite de peligrosidad para pórticos arriostrados
									Límite de seguridad para edificios en los que no son admisibles grietas
									Límite para el que comienza el agrietamiento de paneles de tabique
									Límite para el que son de esperar dificultades en grúas puente
									Límite para el que se hace visible la inclinación de edificios altos y rígidos
									Agrietamiento considerable de tabiques y muros de ladrillo
									Límite de seguridad para muros de ladrillo flexibles $h/l < 1/4$
									Límite correspondiente a daños estructurales en edificios

TABLA 3 Distorsiones angulares límites
(según Bjerrum)

TABLA 4 ASENTAMIENTO ADMISIBLE (según Sowers)

Tipo de movimiento	Factor limitativo	Asentamiento máximo	
Asentamiento total	Drenaje	6-12 plg	
	Acceso	12-24 plg	
	Probabilidad de asentamiento no uniforme		
	Estructuras con muros de mampostería	1-2 plg	
	Estructuras reticulares	2-4 plg	
	Chimeneas, silos, placas	3-12 plg	
Inclinación o giro	Estabilidad frente al vuelco	Depende de la altura y el ancho	
	Inclinación de chimeneas, torres	0.004 ℓ	
	Rodadura de camiones, etc.	0.001 ℓ	
	Almacenamiento de mercancías	0.01 ℓ	
	Funcionamiento de máquinas-telares de algodón	0.003 ℓ	
	Funcionamiento de máquinas-turbogeneradores	0.0002 ℓ	
	Carriles de grúas	0.003 ℓ	
	Drenaje de soleras	0.01-0.02 ℓ	
	Asentamiento diferencial	Muros de ladrillo continuos y elevados	0.0005-0.001 ℓ
		Factoría de una planta, fisuración de muros de ladrillo	0.001-0.002 ℓ
Fisuración de revocos (yeso)		0.001 ℓ	
Pórticos de concreto armado		0.0025-0.004 ℓ	
Pantallas de concreto armado		0.003 ℓ	
Pórticos metálicos continuos		0.002 ℓ	
	Pórticos metálicos sencillos	0.005 ℓ	

NOTA ℓ = distancia entre columnas adyacentes con asentamientos diferentes entre dos puntos cualesquiera con asentamiento diferencial. Los valores más elevados son para asentamientos homogéneos y estructuras más tolerantes. Los valores inferiores corresponden a asentamientos irregulares y estructuras delicadas.

recomendaciones de *Sowers*, para los asentamientos admisibles, ref 6.

Los estudios realizados por *Polshin* y *Tokar* (1957), referentes a las deformaciones y asentamientos permisibles, reportan que el criterio que debe utilizarse es aquel que considere: la máxima rotación relativa β , máxima relación de deflexiones Δ/L , y el máximo asentamiento medio. Estos mismos criterios fueron aceptados anteriormente por el departamento de reglamentos de construcción de la URSS en 1955. Las estructuras a base de marcos son analizadas de forma distinta de aquellas a base de muros de carga de ladrillo recocido. Los valores máximos para las rotaciones relativas que recomiendan estos autores varían de 1/500 para estructuras de concreto o acero con marcos y muros de relleno, a 1/200 para estructuras de marcos sin muros y por lo tanto, sin peligro de daño en acabados.

Polshin y *Tokar*, proponen un criterio más estricto para edificios con muros de carga de ladrillo recocido basándose en los criterios de daño expuestos, tabla 1. Para relaciones de longitud L , a altura H , menores de 3, las relaciones de deflexión Δ/L son 0.3×10^{-3} para arenas y 0.4×10^{-3} en arcillas blandas; para relaciones L/H mayores de 5, los correspondientes valores para las relaciones de deflexión Δ/L , son 0.5×10^{-3} y 0.7×10^{-3} .

Existen pues dos conceptos importantes, uno de ellos, la relación L/H , el otro, la utilización del límite de las deforma-

ciones de tensión para impedir la formación de grietas. Para los límites de las relaciones L/H y Δ/L anteriormente utilizadas, el límite para las deformaciones en tensión recomendado para muros de carga (ref 3) para evitar la formación de fracturas, es decir que los daños ocasionados sean muy ligeros (tabla 1), es: 0.05 por ciento.

Meyerhof (1953), también propone que se estudien por separado los edificios a base de marcos, de aquellos con marcos y muros de carga, recomendando que la rotación relativa sea menor de $1/300$ para marcos, y $1/1000$ para marcos con muros de relleno, y una relación $\Delta/L = 1/2000$ para muros de carga con acabados.

Grant et al (1974) confirman con base en el estudio de 68 edificios, que los daños son muy ligeros si la rotación relativa β es menor o igual que $1/300$.

Los criterios expuestos para limitar los daños son una guía general pero no son completamente satisfactorios, pues además de basarse en observaciones de casos reales, y por tanto, ser completamente empíricos, sólo son estrictamente aplicables en estructuras construidas con materiales convencionales, por ser este el caso de los edificios estudiados.

Considerando esta limitación, *Burland y Wroth* (1974) sugieren un criterio más racional para limitar los asentamientos y deformaciones siguiendo las ideas propuestas por *Polshin y Tokan*

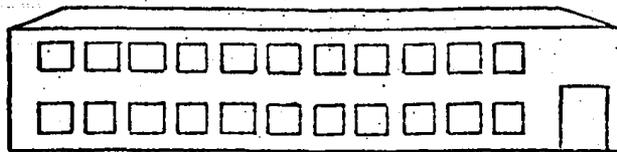
(1957) que consideran que las grietas visibles en un determinado material están directamente asociadas a las deformaciones por tensión inducidas por las deformaciones de la cimentación, por lo que es necesario limitar las deformaciones por tensión a un valor límite, $\epsilon_{(lim)}$.

Para ilustrar la aplicación del concepto límite de deformación a tensión, se idealizará (ref 3) a un edificio como una simple viga, fig 2a, considerando que el perfil de deformaciones es conocido. El problema es definir un criterio para encontrar el valor de la deformación en tensión que provoca el inicio del fracturamiento en algún punto de la viga.

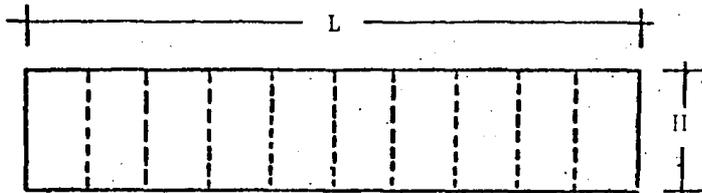
Existen dos modos extremos de deformación: a flexión y a cortante, figs 2b y 2c, respectivamente. Es obvio que el límite de la deformación para el cual se presenta el inicio del fracturamiento depende de la relación L/H, y de la rigidez de la viga a flexión y a cortante.

Timoshenko (1957) da la expresión para determinar la deflexión Δ , en el centro de una viga de espesor unitario y sujeta en su centro a una fuerza concentrada P.

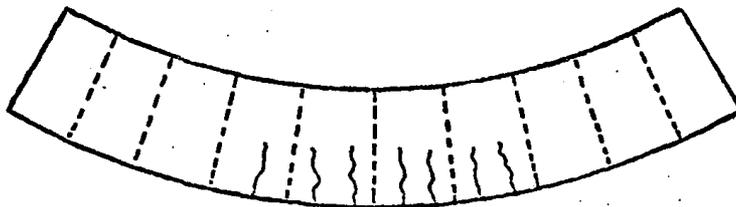
$$\Delta = \frac{P}{48} \frac{L^3}{EI} \left(1 + \frac{18}{L^2} \cdot \frac{I}{H} \cdot \frac{E}{G} \right) \quad (1)$$



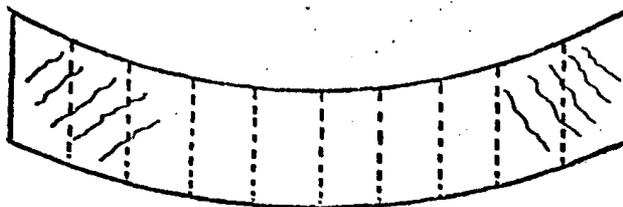
EDIFICIO



(a) Idealización del edificio como viga



(b) Deformación por momento flexionante, con agrietamiento debido a esfuerzos de tensión directa



(c) Deformación por cortante con agrietamiento debido a esfuerzo de tensión diagonal

Fig 2. Agrietamiento de una viga sujeta a flexión y a cortante (ref 3)

donde:

E	módulo de elasticidad
G	módulo al cortante
I	momento de inercia

La ec (1) puede escribirse en términos de la máxima deformación de la fibra extrema, $\epsilon_{b(\max)}$ como:

$$\frac{\Delta}{L} = \epsilon_{b(\max)} \frac{L}{12y} \left(1 + \frac{18}{L^2} \cdot \frac{I}{H} \cdot \frac{E}{G} \right) \quad (2)$$

De la misma forma, la ec (1) puede escribirse en términos de la máxima deformación en tensión diagonal, $\epsilon_{d(\max)}$, como:

$$\frac{\Delta}{L} = \epsilon_{d(\max)} \left(1 + \frac{L^2}{18} \cdot \frac{H}{I} \cdot \frac{G}{E} \right) \quad (3)$$

Substituyendo $\epsilon_{(\max)}$ por $\epsilon_{(\text{lim})}$, las ecs (2) y (3) permiten calcular los valores límites de Δ/L para evitar el fracturamiento de una viga sujeta a flexión o a cortante. Es evidente que para un valor dado de $\epsilon_{(\text{lim})}$, el valor de Δ/L depende de las relaciones L/H , E/G y de la posición del eje neutro, por lo tanto de I .

Los límites recomendados para los asentamientos y deformaciones permisibles son aplicables solo a estructuras convencionales construidas con materiales convencionales y un criterio más aceptable que aunque aún se encuentra en su etapa inicial de planteamiento, radica en tomar en cuenta los diferentes límites de deformación en tensión, tanto normal como diagonal, de los diferentes materiales de construcción.

Burland concluye que el rango de valores promedio de deformaciones de tensión en el que se presentan grietas visibles para un gran número de edificios construidos con materiales común y corrientes varía de 0.05 por ciento a 0.01 por ciento para muros de carga de ladrillo recocido; mientras que para edificios de concreto reforzado sujetos a un intervalo muy amplio de esfuerzos, estos valores varían entre 0.03 y 0.05 por ciento.

En resumen, las ventajas de este procedimiento para determinar los límites permisibles de los asentamientos y deformaciones sobre las reglas empíricas mencionadas son:

- 1) Puede aplicarse a estructuras complejas empleando técnicas modernas de análisis de esfuerzos y deformaciones.
- 2) Se hace explícito el hecho de que los daños pueden controlarse poniendo atención en los modos de deformación de la estructura del edificio y su cimentación.
- 3) Los valores límites de los asentamientos y deformaciones pueden variar tomando en cuenta los diferentes materiales y los estados límites de servicio.

3. MOVIMIENTOS VERTICALES INMEDIATOS

3.1 *Importancia*

La predicción de deformaciones inmediatas inducidas en el suelo por la imposición de una carga superficial o por la descarga provocada por una excavación, es un punto importante en el campo de la ingeniería de cimentaciones, en vista de que generalmente dichas deformaciones no son uniformes y pueden dañar a las estructuras vecinas y servicios cercanos. Lo anterior es especialmente cierto para suelos blandos como el de la Ciudad de México, donde los movimientos inmediatos alcanzan valores de importancia.

Por otro lado, en el caso de cimentaciones, estas deformaciones deben sumarse a las que ocurrirán a largo plazo y considerarse en el diseño de la cimentación para que los asentamien

tos sean inferiores a un cierto valor admisible, (capítulo 2). En cimentaciones compensadas, el hecho de que la substitución del peso del suelo por las cargas de la estructura no pueda realizarse instantáneamente, plantea problemas de deformación elástica en las paredes, en el fondo de la excavación, y en las zonas aledañas a ella. Si la estimación analítica de la expansión indica que esta es excesiva en algún punto dentro o fuera del área de trabajo, habrá que programar el avance de las diferentes etapas de la construcción, tratando de hacer la excavación por partes y los colados en forma simétrica dentro del área de la cimentación, reduciendo al mínimo el tiempo entre cada etapa con el fin de minimizar los asentamientos diferenciales durante y después de la construcción, particularmente, los que pueden producir rotaciones de la estructura, (ref 7). Otra forma de reducir las expansiones a corto plazo inducidas por las excavaciones, consiste en hincar pilotes antes de la ejecución de las mismas. De esta forma se transmitirán las descargas a los estratos más profundos, que generalmente tienen un módulo de elasticidad mayor. Los pilotes trabajarán como anclas y los cambios de esfuerzos serán menores, reduciéndose así las expansiones elásticas. Este procedimiento constructivo conviene utilizarlo cuando los pilotes son necesarios para la cimentación.

Para la estimación de los movimientos verticales inmediatos en el suelo, es común recurrir a los resultados de la teoría de la elasticidad, esto significa que las curvas reales no lineales esfuerzo - deformación de un suelo, - -

deben linealizarse; entonces se habla de un módulo de elasticidad, módulo de deformación tangencial, y coeficiente o relación de *Poisson*, constantes básicas de la elasticidad. Evidentemente, estos parámetros no son constantes del suelo, sino más bien magnitudes que describen aproximadamente su comportamiento para una combinación particular de esfuerzos. Si bien la teoría de la elasticidad no es del todo satisfactoria en cuanto a su aplicación en mecánica de suelos por las hipótesis que involucra en cuanto al comportamiento y propiedades de los materiales elásticos, como son: la homogeneidad, la isotropía, y la linealidad; y por tanto, la estimación de los movimientos elásticos de un suelo es aproximada, (ref 8), proporciona una herramienta lo suficientemente precisa (ref 7) para cuantificar el orden de magnitud de los desplazamientos del suelo dentro de los requerimientos prácticos.

Existen en la literatura de mecánica de suelos comparaciones entre los movimientos estimados con la teoría de la elasticidad y los movimientos medidos en el campo. En la construcción del Palacio de los Deportes (ref 9), se reporta que las discrepancias entre los movimientos estimados y medidos "in situ" no fueron mayores del 10 por ciento. De la observación de las expansiones inmediatas de diez excavaciones en la Ciudad de México (ref 10), se concluye que las diferencias son también en algunos casos menores del diez por ciento y en general fluctúan entre 10 y 25 por ciento. En la ref 7 se presentan seis

casos de interés práctico de construcciones en el Distrito Federal. El caso 1 se refiere a la construcción de un paso a desnivel que requirió una excavación y las expansiones inmediatas observadas fueron de 24.3 cm mientras que las estimadas de 28.6 cm. Los casos 2 y 3 fueron también construcciones (sifones) que requieren excavación teniéndose que la relación entre las expansiones estimadas y registradas es de 1.17 a 1.66 para un sifón y de 1.19 a 1.39 para el otro. El caso cuatro es el de un tercer sifón en el que la expansión estimada inmediata inducida por la excavación, 5.5 cm, resultó menor que la observada, siendo la relación entre ambas de 0.63. El caso 5 no se describe porque las referencias instaladas fueron dañadas durante la construcción. El caso 6 se refiere a la construcción de un edificio cuya cimentación se resolvió con compensación parcial y pilotes de fricción los cuales fueron hincados antes de efectuar la excavación, la descarga asociada a la excavación fue de 9.4 ton/m^2 y sin embargo no se produjeron expansiones inmediatas grandes en el material interceptado por los pilotes. En este caso la máxima expansión registrada fue de 7.0 cm en tanto que la estimada fue de 7.9 cm.

La relación entre las expansiones estimadas y las registradas de las observaciones de los casos anteriores (refs 7 y 10), se muestran en la gráfica de la fig 4.

Como conclusión, puede decirse que la teoría de la elasticidad es aplicable en el cálculo de movimientos verticales in-

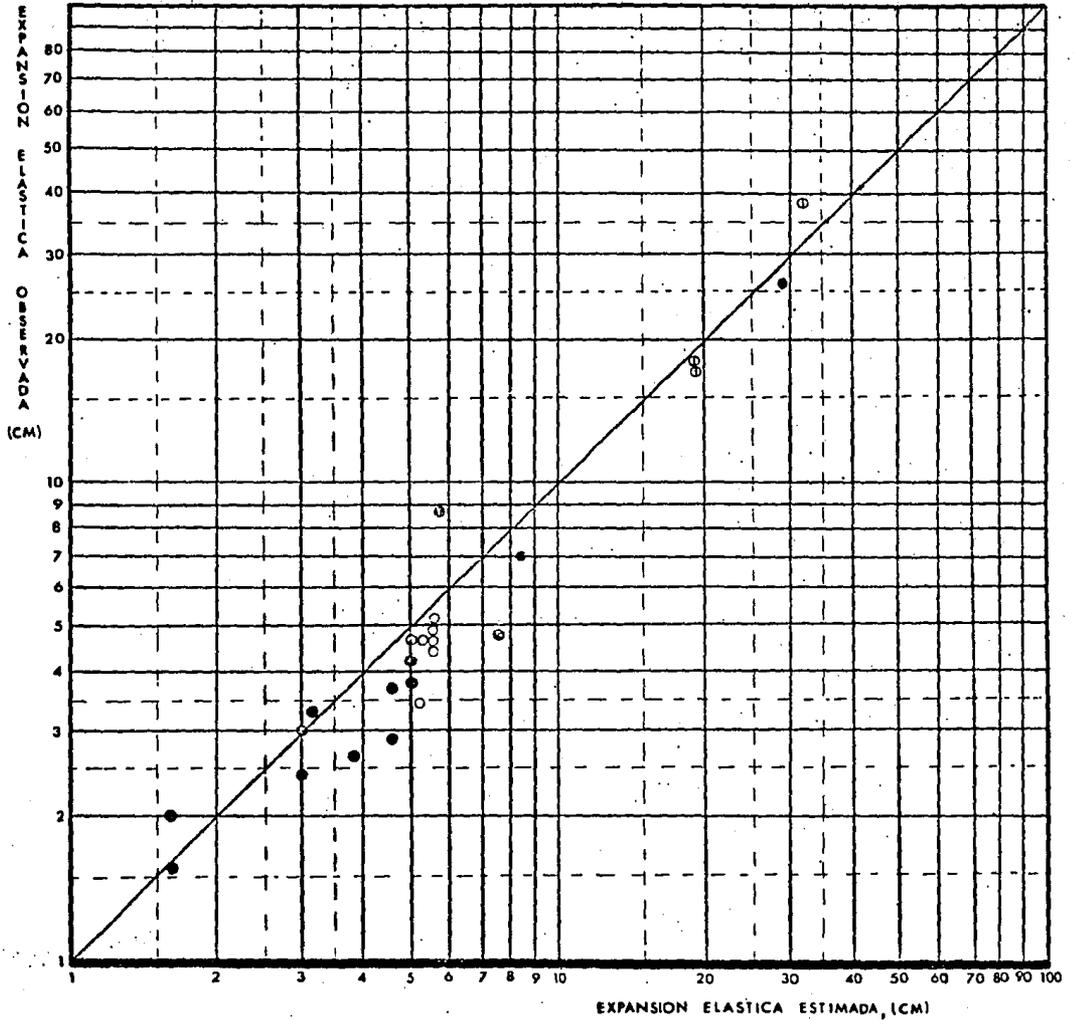


Fig 4 Relaciones entre deformaciones elásticas observadas y estimadas

mediatos con una precisión de \pm cuarenta por ciento. Debe mencionarse que existe una tendencia a sobreestimar los movimientos verticales; esto se debe al remoldeo de las muestras utilizadas en la determinación de los parámetros elásticos del suelo y a las concentraciones de esfuerzos que se presentan en la muestra durante las pruebas de laboratorio. En el inciso 3.2 se describen los métodos más usuales para la estimación de dichos parámetros.

3.2 Determinación de los parámetros elásticos del suelo

Aceptando que la teoría de la elasticidad se puede utilizar en mecánica de suelos para calcular los asentamientos o expansiones provocados en el suelo por la imposición o remoción de cargas, es preciso determinar los parámetros elásticos del suelo.

Existen diversos procedimientos para conocer la magnitud del módulo de deformación al corte o módulo de rigidez G , el módulo de deformación en compresión o módulo de elasticidad, E , y la relación de Poisson, ν . Estos métodos pueden ser de campo o de laboratorio, y a su vez pueden clasificarse en estáticos o dinámicos.

Para arcillas, el módulo de elasticidad puede obtenerse en el laboratorio mediante métodos estáticos, determinando el módulo de deformación tangente inicial de la curva esfuerzo-deformación obtenida en pruebas de compresión simple o en pruebas de compresión triaxial no consolidada-no drenada, UU. Sin

embargo, debido a las concentraciones de esfuerzos que se presentan durante la prueba y al remoldeo del espécimen, el módulo, E, calculado de esta forma, resulta menor que el obtenido "in situ"; (ref 10). En el campo, la prueba estática de placa, consiste en colocar una placa (ref 11) a la profundidad deseada y someterla a una cierta carga descargándola posteriormente. Con un micrómetro se miden los movimientos de la placa obteniéndose curvas de carga-asentamiento, pudiéndose determinar el módulo de elasticidad, E con la expresión (ref 12):

$$E = \frac{\pi}{2} (1 - \nu^2) R \frac{\sigma}{s} \quad (\text{placa rígida})$$

donde:

s es el módulo de reacción; σ esfuerzo aplicado
R el radio de la placa

Los procedimientos dinámicos consisten generalmente en determinar los parámetros de elasticidad a partir de las velocidades de propagación de las ondas producidas por una fuente perturbadora dadas por las siguientes relaciones (ref 13):

$$v_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} \quad (\text{medio infinito}); \quad v_p = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (\text{barra})$$

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

donde:

$$\rho = \text{densidad} = \frac{\gamma}{g}$$

g	aceleración de la gravedad
γ	peso volumétrico del material
λ	$\frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)}$; constante de Lamé
G	módulo de rigidez; constante de Lamé
v_p	velocidad de propagación de las ondas longitudinales o de compresión
v_s	velocidad de propagación de las ondas transversales o de corte
ν	relación de Poisson

Las principales pruebas dinámicas de campo para determinar las velocidades v_p y v_s , son (ref 11) las pruebas geofísicas, pruebas de vibración superficial, y pruebas de placa. Las pruebas dinámicas de laboratorio más usuales son: la triaxial cíclica, corte simple cíclico, corte torsional cíclico, columna resonante, y mesa vibradora. Los especímenes en estas cinco pruebas se someten a uno de los tres procedimientos generales de carga: carga cíclica repetida, vibración forzada, y vibración libre.

En los procedimientos de cargas repetidas las relaciones esfuerzo deformación pueden determinarse directamente, mientras que en los de vibraciones libres o forzadas, la frecuencia de resonancia o la de vibración libre, deberá medirse para calcular G . En general los procedimientos de cargas repetidas son utilizados para deformaciones relativamente grandes mientras que, las pruebas de vibraciones forzadas y libres son

para niveles bajos de deformación, (ref 11).

La deficiencia más común al determinar en el laboratorio el módulo cortante o el módulo de elasticidad o cualquier otro parámetro, radica en la dificultad para obtener muestras inalteradas. El efecto de la perturbación de la muestra puede dar como resultado en el módulo cortante valores 2 o 3 veces menores que los determinados en el lugar (ref 11). Por otro lado (ref 10), la erraticidad del suelo y las concentraciones de esfuerzos durante la prueba imposibilitan determinar con exactitud dichos módulos y sólo es posible encontrar ciertas fronteras superior e inferior de estos parámetros.

La necesidad de factores correctivos muy grandes por efectos de remoldeo, ha llevado al desarrollo de pruebas más directas para determinación de estas propiedades (pruebas in situ). Sin embargo, las pruebas dinámicas de laboratorio existentes son modificadas constantemente.

Las pruebas dinámicas proporcionan la mejor estimación en el laboratorio del módulo de elasticidad. Sin embargo, para un estado natural del suelo, no es posible determinar con exactitud dicho módulo y sólo es posible encontrar ciertas fronteras superior e inferior del módulo de elasticidad medio, debido a la alteración inevitable de las muestras, a la erraticidad del suelo y a las concentraciones de esfuerzos durante la prueba.

El módulo de elasticidad, E, y la relación de *Poisson*, ν , se pueden calcular para cualquier estrato del subsuelo a partir de las velocidades de propagación de las ondas P y S, obtenidas de la prueba de vibración torsional libre (ref 10) con las expresiones:

$$E = \frac{3a^2 - 4}{a^2 - 1} v_s^2 \rho$$

$$\nu = \frac{a^2 - 2}{2(a^2 - 1)}$$

donde:

v_p velocidad de las ondas p (compresionales)

v_s velocidad de las ondas S (cortantes)

ρ densidad de la masa $\text{kg}\cdot\text{seg}^2/\text{cm}^4$

$$a = \frac{v_s}{v_p}$$

El módulo de elasticidad al corte, G, puede calcularse a partir del módulo E y de la relación de *Poisson* ν con la relación:

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

La prueba de vibración torsional libre consiste en aplicar un desplazamiento angular pequeño en la parte inferior de una probeta empotrada con una abrazadera en su parte superior; la vibración angular es grabada en un osciloscopio produciendo

do un registro como el mostrado en la fig 5, a partir del cual puede determinarse el periodo natural de la vibración torsional.

La velocidad V_s se determina con:

$$V_s = \frac{1}{d^2 T} \sqrt{\frac{128 \pi (J_c + \frac{1}{3} J_s) L}{\rho}}$$

donde:

d	diámetro del espécimen, en cm
J_c	momento polar de inercia de la masa rotante del empotramiento, en kg-cm-seg
J_s	momento polar de inercia de la masa del espécimen, en kg-cm-seg
L	longitud de la probeta; en cm
ρ	densidad de la masa de la muestra, en kg-seg ² /cm ⁴
T	periodo natural de vibración, en seg

Para ilustrar el procedimiento anterior se presenta a continuación un ejemplo práctico de la determinación de los parámetros E y v , extraído de la ref 10.

En la fig 6 se presenta el perfil de suelo obtenido de un sondeo efectuado en la zona Este del valle de México. Los valores de la velocidad V_s , de las muestras ensayadas en el laboratorio en pruebas de vibración torsional libre se presentan en la fig 7 en la que, cada punto representa el promedio de cuando menos tres determinaciones a la misma profundidad.

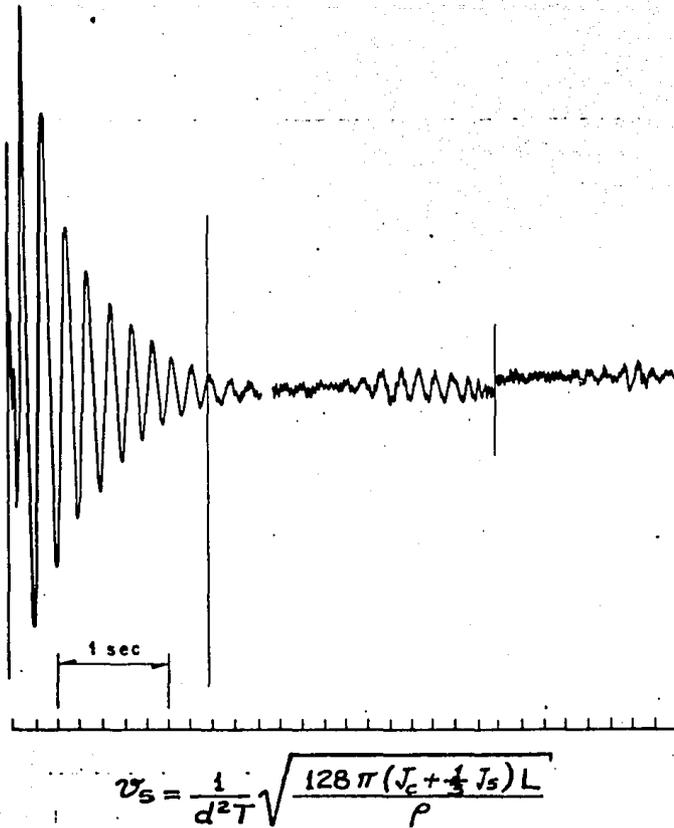


Fig 5 Registro de una prueba de vibración
libre en torsión

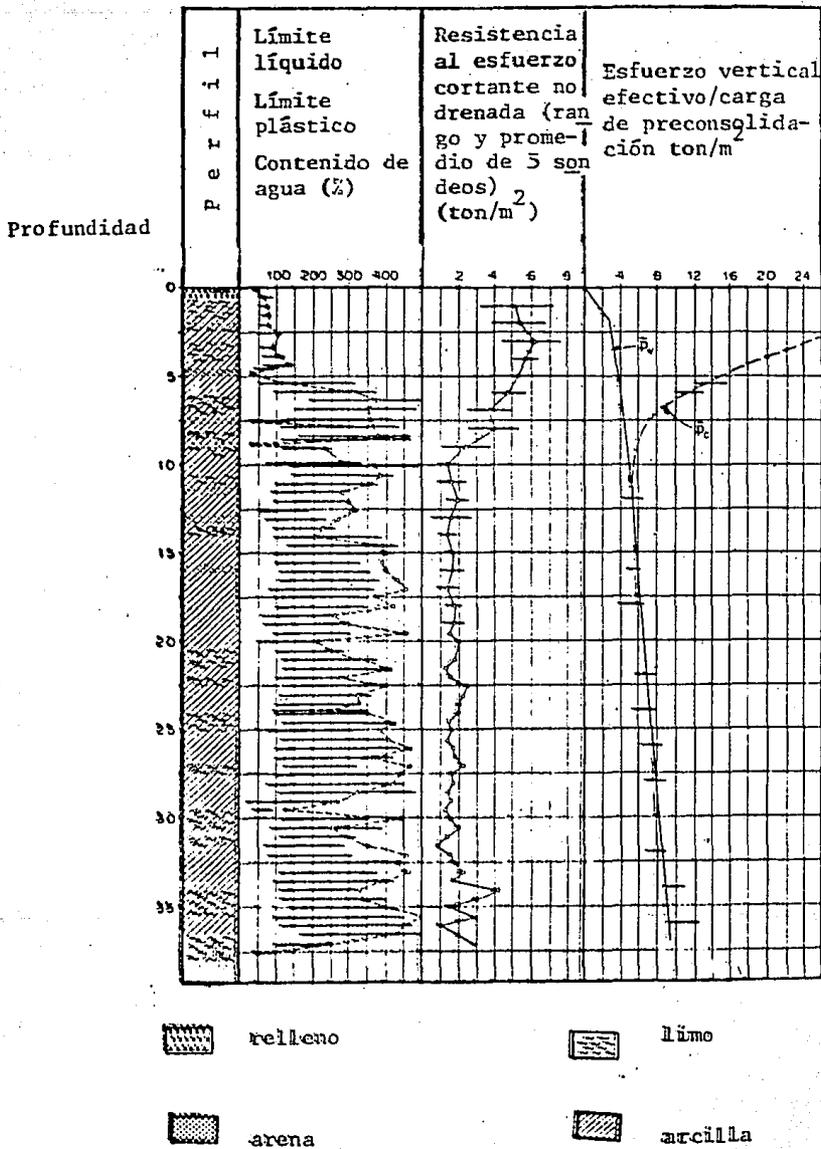


Fig 6 Perfil y características del suelo

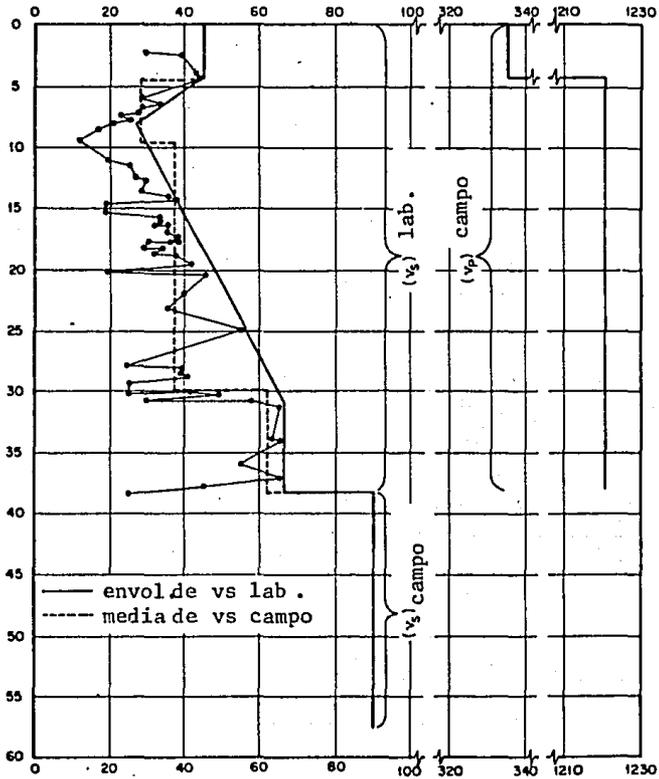


Fig 7 Velocidad de las ondas P y S

Para utilizar los valores de V_s determinados en el laboratorio se hicieron dos hipótesis de trabajo:

Hipótesis (a). Para el cálculo de E y ν , se toma la envolvente de los valores de V_s de cada estrato.

Hipótesis (b). Para el cálculo de E y ν se utiliza la media del valor V_s de cada estrato.

Debido a las variaciones en el contenido de agua y en los límites de Atterberg, fig 6, la hipótesis (a) es poco realista y tiende a sobrestimar el valor de la velocidad V_s y por tanto, el valor del módulo de elasticidad, E .

En la tabla 5 se presentan los valores obtenidos de E y ν considerando las hipótesis a y b. También se muestran en la última columna de la misma tabla los valores estadísticos de E , obtenidos de 7399 pruebas de vibración torsional forzada (ref 14), sobre materiales también del valle de México.

Como puede observarse, la relación de *Poisson* ν es prácticamente igual a 0.5, lo que confirma que para arcillas saturadas, esta relación es muy cercana a este valor.

Cuando se conoce la relación de *Poisson* o en el caso de arcillas saturadas suponiéndola igual a 0.5 el módulo de elasticidad se calcula con la expresión:

TABLA 5 VALORES PROMEDIO CALCULADOS DE E y ν (ref 10)

Profundidad en m	ν		E, ton/m ²		Datos estadísticos (Marsal y Mazari, ref 14)
	Hipótesis a	Hipótesis b	Hipótesis a	Hipótesis b	
0 a 4.5	0.4908	0.4928	815	645	620
4.5 a 9	0.4995	0.4997	533	275	450
9 a 30	0.4992	0.4595	843	501	250
30 a 38	0.4985	0.4987	1641	1405	300
38 a 58	-	-	2959	2959	520

$$E = 2(1 + \nu) V_s^2 \rho$$

Es importante mencionar que el valor del módulo de elasticidad al corte, G , obtenido en pruebas dinámicas de vibración torsional libre en el laboratorio, crece cuando la probeta se somete a presiones hidrostáticas de confinamiento. Zeevaert (ref 21), presenta un dispositivo para determinar el parámetro G , que consiste en una cámara triaxial modificada, fig 8. La cámara es utilizada para someter a la muestra a diferentes presiones de confinamiento, lo que permite conocer la influencia del confinamiento sobre el valor del módulo de rigidez, G . La muestra es consolidada completamente bajo cierta presión hidrostática de confinamiento para la cual se desea conocer el valor de G .

La modificación a la cámara triaxial convencional consiste en la armadura colocada en su parte superior, fig 8. La armadura contiene dos pesas colocadas exactamente simétricas respecto al eje de la muestra. El peso de las masas y de la armadura se encuentran perfectamente balanceadas y sostenidas de una barra de acero para no transmitir cargas verticales a la muestra.

La prueba consiste en aplicar un pequeño impulso a las masas de la armadura que se encuentra a su vez empotrada a la muestra a través de un vástago, fig 9, permitiendo la vibración libre del sistema. La vibración, como respuesta de los elementos del suelo, es registrada, fig 10. De los registros

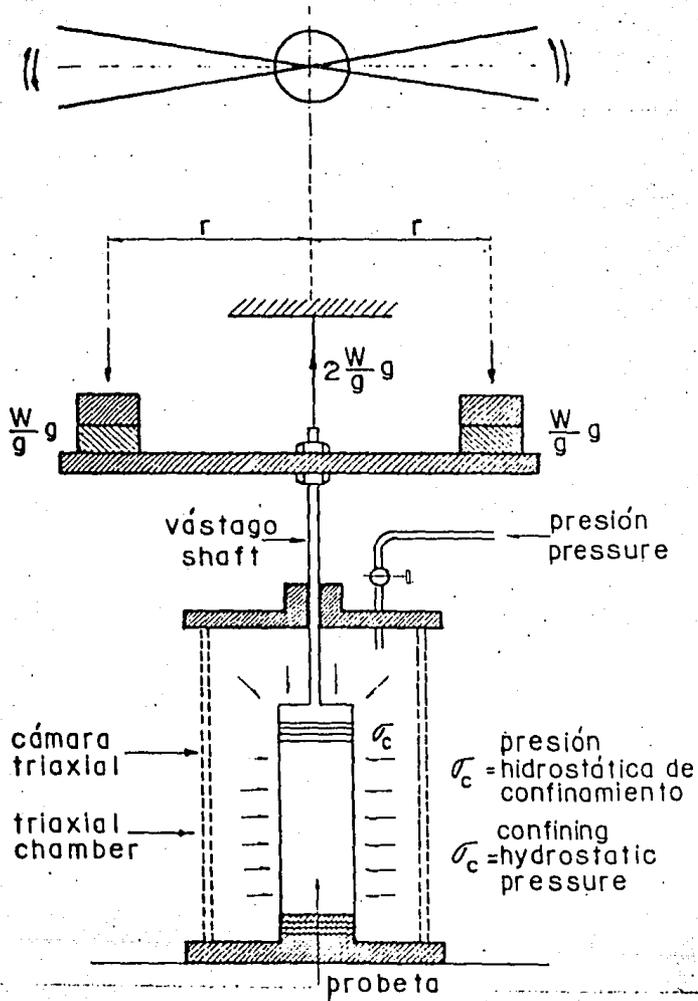


Fig 8 Dispositivo para pruebas dinámicas de torsión
(ref 21)

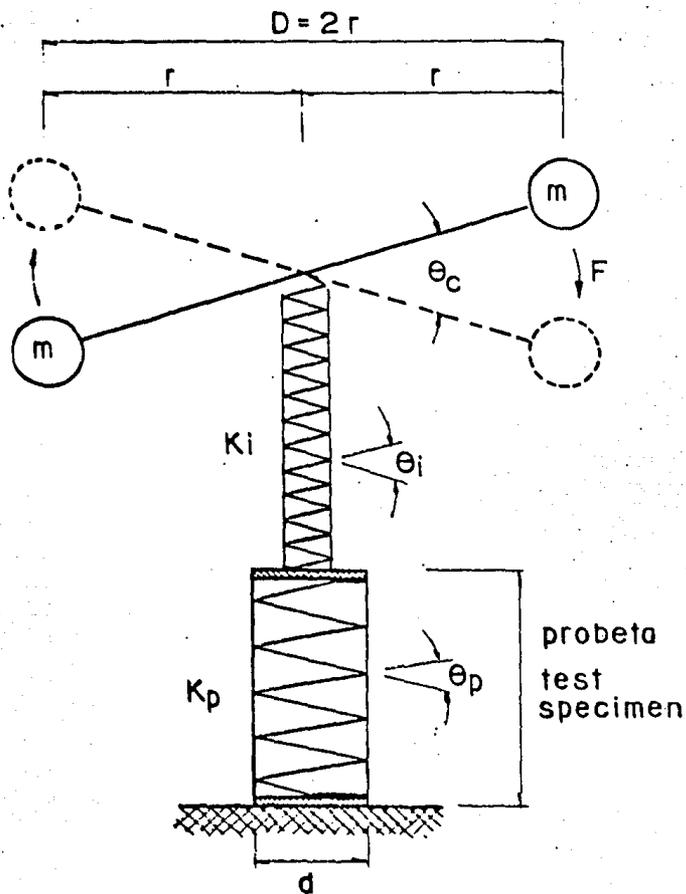


Fig 9 Probeta sujeta a torsión

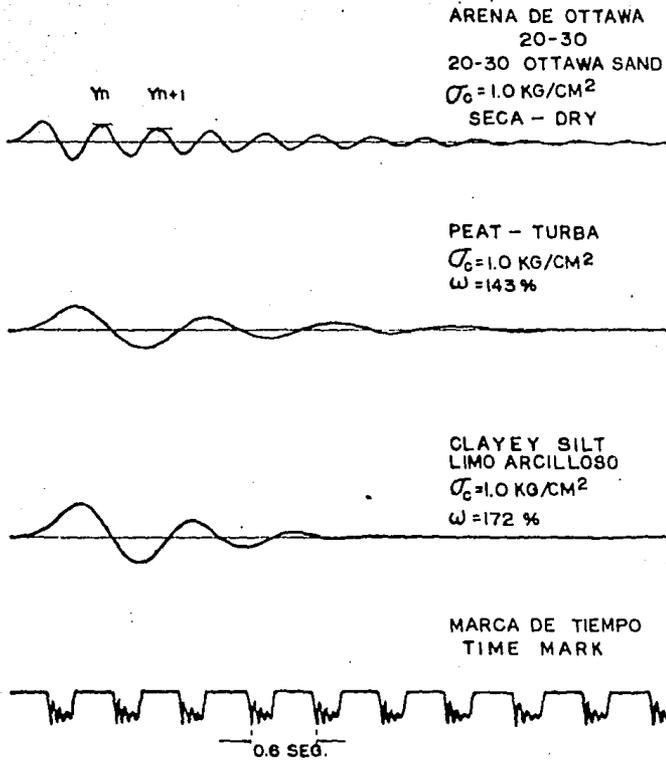
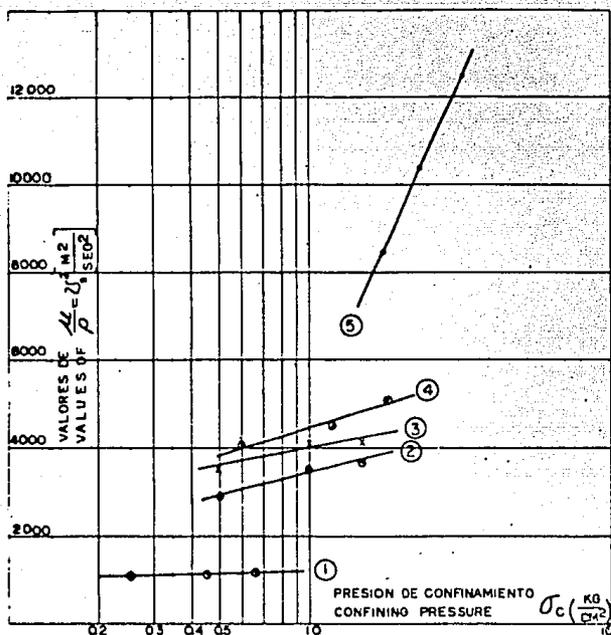


Fig 10 Registro de vibración libre



CURVA CURVE	MATERIAL *	PROCEDENCIA ORIGIN	q_u [kg/cm ²]	ω %
1	ARCILLA LIMOSA SILTY CLAY	MEXICO D.F. MEX.	0.79	410
2	LIMO ARCILLOSO CLAYEY SILT	MEXICO D.F. MEX.	1.08	172
3	TURBA PEAT	ACAPULCO MEX.	1.50	143
4	ARCILLA LIMOSA SILTY CLAY	MEXICO D.F. MEX.	1.54	235
5	LIMO ARCILLOSO CLAYEY SILT	MEXICO D.F. MEX.	2.04	106

Fig 11 Resultados de pruebas dinámicas de torsión en materiales cohesivos

obtenidos se obtienen los datos necesarios para el cálculo del módulo G.

En la fig 11 se presentan los resultados reportados de pruebas dinámicas de torsión en materiales cohesivos. Puede observarse que la velocidad de transmisión de las ondas de corte V_s , aumenta al crecer la presión de confinamiento, asimismo, Zeevaert, reporta que el módulo de rigidez, G, decrece al aumentar la amplitud de deformación angular. Estas mismas conclusiones son reportadas por otros investigadores, fig 12 (ref 15).

La prueba de columna resonante, (ref 15), consiste en aplicar a una muestra cilíndrica, un momento de magnitud y frecuencia variable en su parte superior, estando fija en su parte inferior. Se observa la frecuencia cuando la muestra entra en resonancia y se relaciona con el módulo de rigidez al corte, G, mediante:

$$G = \frac{128 \pi J_0 L}{d_{ext}^4 - d_{int}^4} f_r^2$$

donde:

- G módulo de rigidez al corte
- J_0 momento polar de inercia de la masa del oscilador
- f_r frecuencia de resonancia, en cps
- L longitud de la muestra

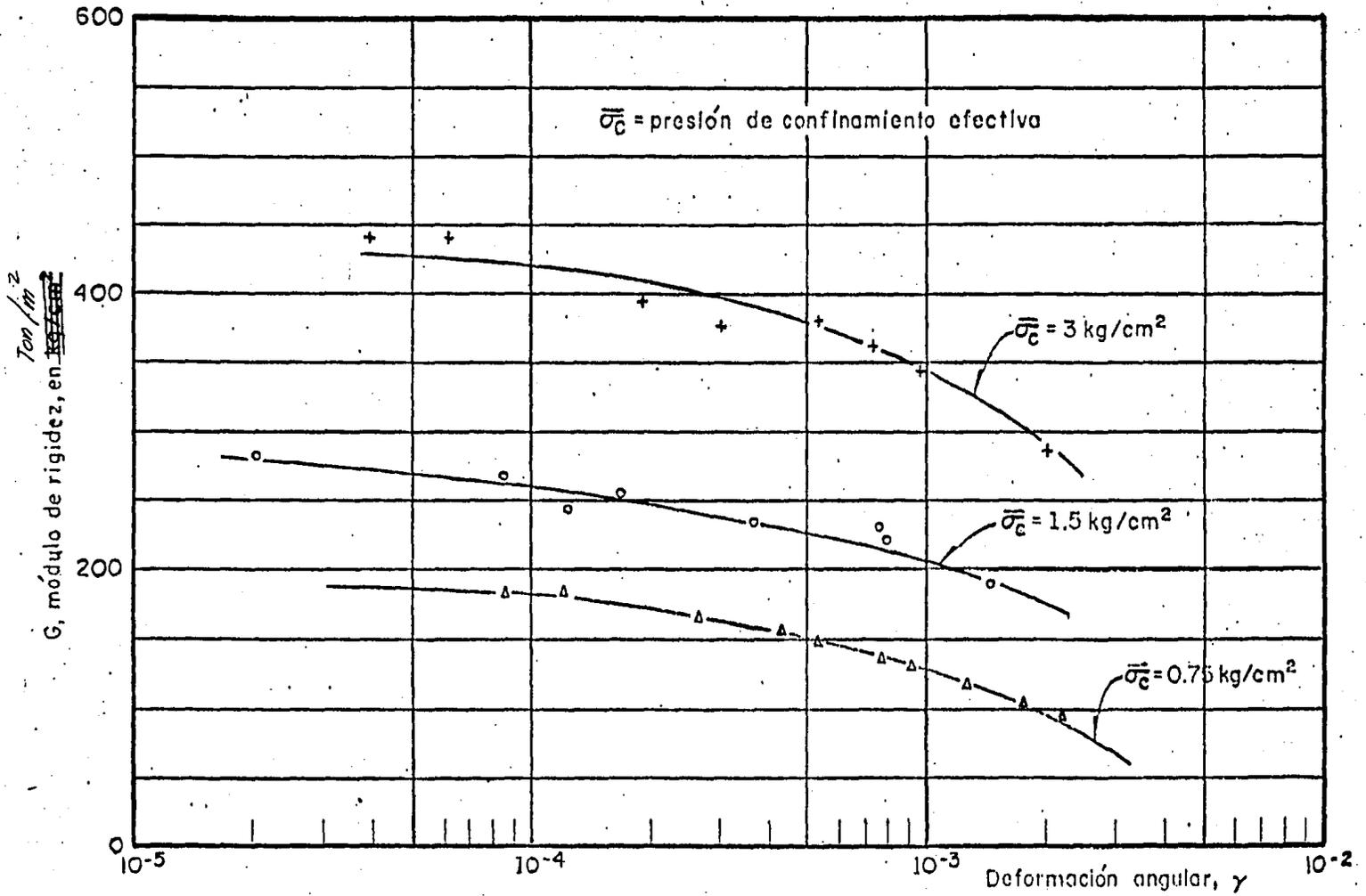


Fig 12. Módulo de rigidez contra la amplitud de la deformación angular.

d_{ext} diámetro exterior de la muestra
 d_{int} diámetro interior de la muestra

Para medir la deformación angular producida, se emplea un acelerómetro piezoeléctrico rigidamente unido al oscilador. El eje sensible de este instrumento está orientado en sentido horizontal. El ángulo girado en la cabeza del espécimen se puede determinar geoméricamente y relacionarse con la deformación angular promedio experimentada que se calcula con la expresión

$$\gamma_p = \frac{1}{3} \frac{\theta}{L} \frac{d_{ext}^3 - d_{int}^3}{d_{ext}^2 - d_{int}^2}$$

donde:

γ_p deformación angular promedio
 θ rotación de la parte superior de la muestra

El significado de las otras variables es el mismo que se explicó anteriormente.

Se presentan los resultados reportados (ref 15) que se obtuvieron en pruebas dinámicas en el aparato de columna resonante a torsión del Instituto de Ingeniería, UNAM, fig 12. En esa figura puede verse la influencia que la deformación angular tiene sobre el módulo de rigidez G, observándose que dicho módulo disminuye al aumentar la deformación, también se hace notar que el decrecimiento es lento lo que justifica que se acepte la hipótesis de elasticidad lineal para el cálculo de asentamientos en arcillas del Valle - -

de México. Por otra parte se observa, como ya se mencionó, que el módulo, G aumenta al aumentar la presión de confinamiento.

En conclusión puede decirse lo siguiente:

- a) La alteración de las muestras utilizadas en pruebas de laboratorio, provoca una disminución en la magnitud del módulo de elasticidad E y del módulo de rigidez, G .
- b) Para arcillas saturadas, la relación de Poisson es prácticamente igual a 0.5.
- c) Las pruebas dinámicas proporcionan valores de E y G más reales que los obtenidos con pruebas estáticas.
- d) En las pruebas dinámicas, el valor del módulo de rigidez G , disminuye al aumentar la deformación angular, pero esta reducción es lenta para arcillas del Valle de México.
- e) El módulo de rigidez G , aumenta al aumentar la presión hidrostática de confinamiento utilizada en la prueba.

3.3 Estimación de movimientos verticales inmediatos

Para calcular los movimientos verticales inmediatos producidos por el cambio de esfuerzos que induce en la masa del suelo la imposición o remoción de cargas en la superficie, Boussinesq obtuvo una expresión que permite estimar el desplazamiento vertical, ρ , de un punto localizado a una profundi-

dad, z y de radio vector R , fig 13, cuando en la superficie actúa una carga concentrada, Q .

$$\rho = \frac{Q}{2\pi r} \frac{1 + \nu}{E} \left[2(1 - \nu) + \left(\frac{z}{R}\right)^2 \right] \frac{1}{R} \quad (3.1)$$

donde:

- ν relación de Poisson
- E módulo de elasticidad
- ρ desplazamiento vertical

La fórmula (3.1) es válida cuando la masa del suelo es isotrópica; sin embargo, en la mayoría de los casos prácticos de depósitos naturales en los que el módulo de deformación decrece con la profundidad, esta expresión es confiable. Para el caso de cargas uniformemente distribuidas en la superficie del suelo, puede emplearse el método aproximado de Steinbrenner (ref 16), que permite calcular los desplazamientos verticales de los puntos localizados en una esquina de un área rectangular de longitud L y ancho B , con una carga uniforme, q .

Este método permite considerar varios estratos elásticos, cada uno de ellos con un módulo de elasticidad, E , y una relación de Poisson, ν , diferentes. La solución de Steinbrenner está basada en la integración de la solución de Boussinesq y para fines prácticos proporciona, como se dijo, una solución satisfactoria, (ref 10).

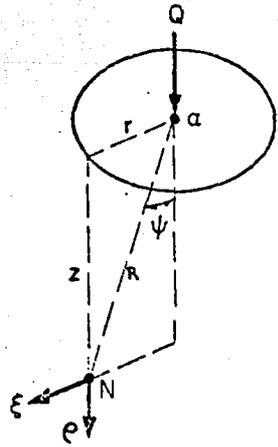


Fig 13. Desplazamiento vertical de un punto N en el interior de una masa semi-infinita sobre la que actúa en el punto α , una carga puntual Q

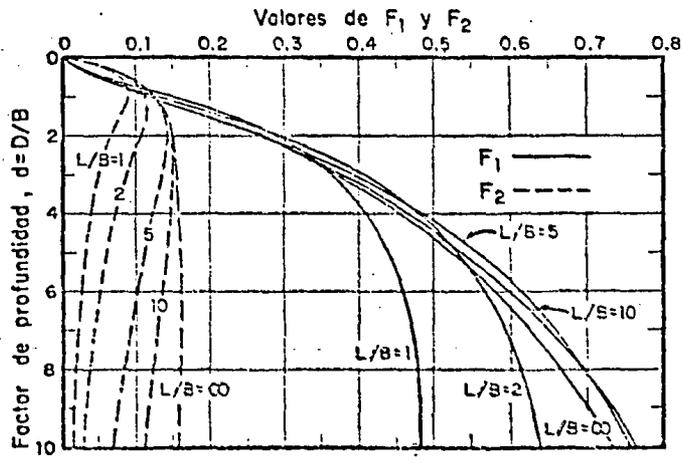


Fig 14. Gráfica para estimar los valores de F_1 y F_2

El asentamiento $\Delta\rho$ de las esquinas del área rectangular unifor
memente cargada en la superficie horizontal de una masa semi-
 infinita se obtiene integrando la expresión (3.1):

$$\Delta\rho = qB \frac{1-\nu^2}{E} \frac{1}{\pi} \left[\ell \ln \frac{1+\sqrt{\ell^2+1}}{\ell} + \ln (\ell + \sqrt{\ell^2+1}) \right]$$

integrando (3.1) para una profundidad D, se obtiene el asenta-
 miento elástico $\Delta\rho'$, de un punto localizado a una profundidad
 D del mismo semiespacio, por lo tanto, el movimiento elástico
 vertical, $\Delta\rho_D$, de un punto localizado en la superficie de un
 estrato elástico de espesor D, es igual a la diferencia
 $\Delta\rho - \Delta\rho'$

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

donde:

$$F_1 = \frac{1}{\pi} \left[\ell \log \frac{(1+\sqrt{\ell^2+1})\sqrt{\ell^2+d^2}}{\ell(1+\sqrt{\ell^2+d^2+1})} + \ln \frac{(\ell+\sqrt{\ell^2+1})\sqrt{1+d^2}}{\ell+\sqrt{\ell^2+d^2+1}} \right] \quad (3.2)$$

$$F_2 = \frac{d}{2\pi} \tan^{-1} \frac{\ell}{d\sqrt{\ell^2+d^2+1}} \quad (3.3)$$

$$I_\rho = (1-\nu^2) F_1 + (1-\nu-2\nu^2) F_2 \quad (3.4)$$

L	longitud
B	ancho del área rectangular
l	L/B = factor de longitud
D	espesor del estrato elástico
d	D/B = factor de profundidad
q	carga uniformemente repartida por unidad de área
E	módulo de elasticidad
ν	relación de <i>Poisson</i>

El valor de I_p (3.4) representa la influencia del área cargada en la superficie de un estrato elástico de espesor D, sobre los asentamientos de las esquinas del área.

Los valores de F_1 y F_2 pueden calcularse directamente con las ecs (3.2) y (3.3), o utilizando las gráficas de la fig 14.

Si la estratigrafía del lugar es tal que existen varios estratos con diferentes módulos de elasticidad $E_1, E_2, E_3, \dots, E_n$ y sus respectivas relaciones de *Poisson* $\nu_1, \nu_2, \nu_3, \dots, \nu_n$, y siendo $D_1, D_2, D_3, \dots, D_n$ las profundidades de las fronteras entre los diferentes estratos, el movimiento total de un punto se calcula con la suma de los parciales de cada capa (fig 15). Este procedimiento tiene el defecto de no considerar la influencia de las distintas rigideces de los estratos en la distribución de los esfuerzos provocados por la carga; sin embargo, para fines prácticos los resultados obtenidos con este procedimiento y su comparación con los movimientos observados en el campo,

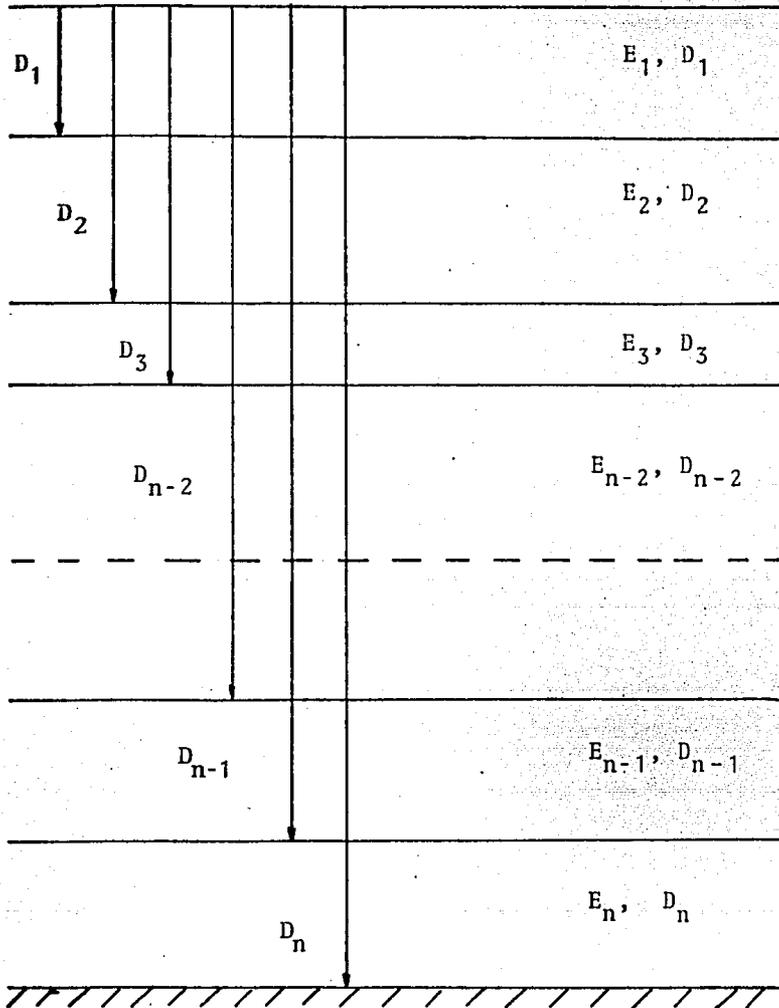


Fig 15 Perfil de suelo estratificado

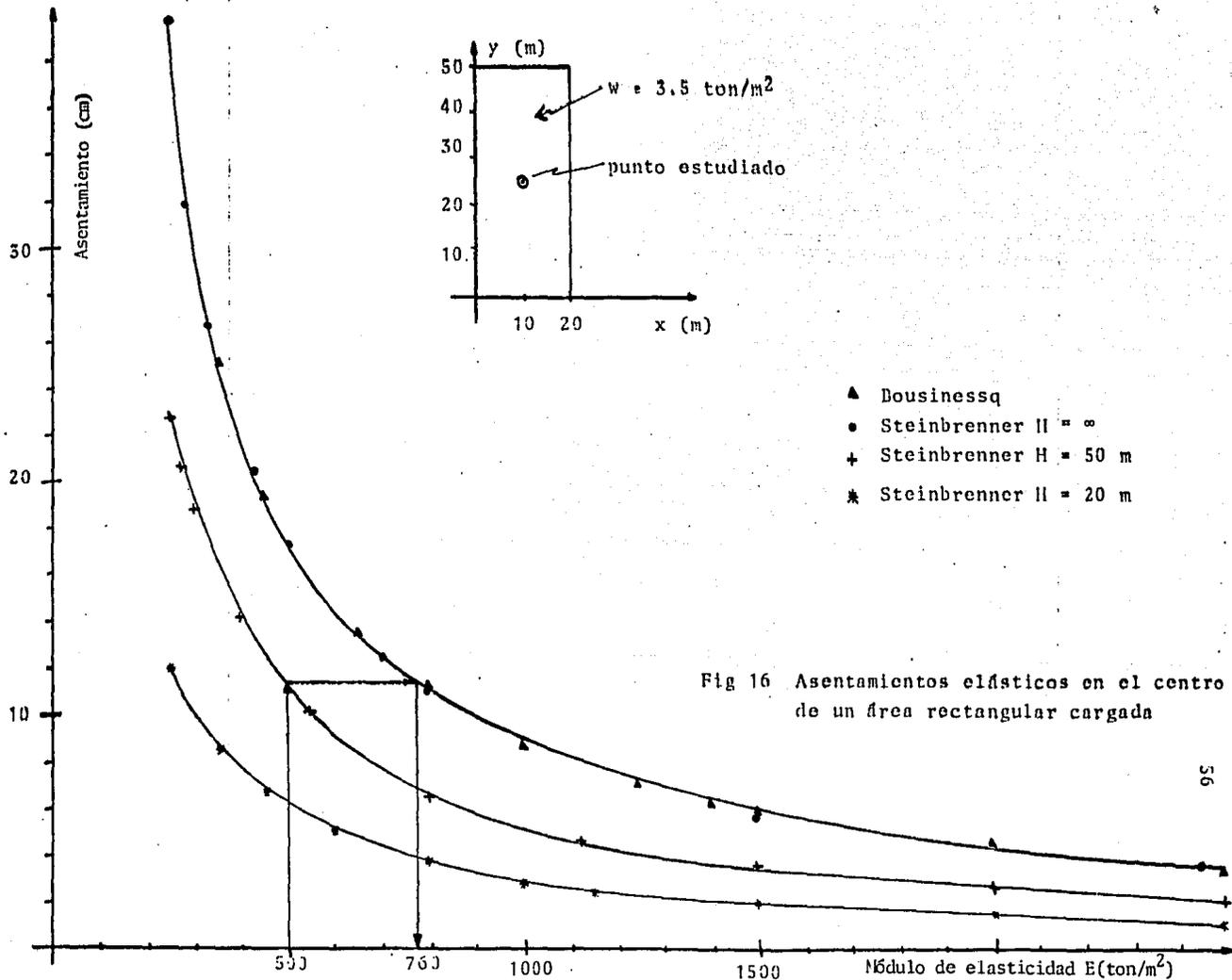
son satisfactorios (refs 9 y 10).

Con el fin de contar con herramientas que faciliten el cálculo de los movimientos inmediatos de una cimentación o de zonas cercanas a ella, se diseñaron dos programas para computadora. El primero de ellos (Anexo A, ref 17), está basado en el procedimiento aproximado de *Steinbrenner*, anteriormente explicado; el segundo (Anexo B, ref 18), es un programa que cuenta con dos opciones: una de ellas, permite estimar los movimientos verticales a largo plazo (siguiente capítulo); y la otra, permite estimar los movimientos verticales inmediatos o elásticos, basándose en la fórmula de *Boussinesq* para un solo estrato elástico de espesor infinito.

En el siguiente inciso se presentan algunos ejemplos numéricos del cálculo de los movimientos elásticos, utilizando para ello, los programas mencionados.

3.4 Aplicaciones numéricas

El primer caso que se estudia, consiste en el cálculo de los asentamientos elásticos inducidos en el centro de un área rectangular de 20 x 50 m cargada con 3.5 ton/m^2 , sobre un solo estrato elástico, fig 16.



El objetivo de este ejemplo es mostrar la influencia del espesor del estrato sobre los movimientos elásticos verticales de un punto localizado en el centro del área cargada. Los resultados presentados en la fig 16, fueron obtenidos con los programas del Anexo A y del Anexo B. Con el programa del Anexo A (*Steinbrenner*) se calcularon los movimientos elásticos para tres espesores diferentes: 20, 50 e ∞ m. Los resultados obtenidos con el programa del Anexo B (*Boussinesq*), consideran implícitamente un espesor infinito del estrato elástico. En todos los cálculos se consideró una relación de *Poisson* de 0.5.

Del análisis de la fig 16, se desprende que la fórmula de *Steinbrenner* coincide con la de *Boussinesq* cuando el espesor del estrato elástico es infinito. Por otro lado, puede observarse que la influencia del espesor del estrato sobre el asentamiento es muy importante, por lo que este debe considerarse. Esto puede lograrse utilizando el procedimiento de *Steinbrenner*. Es frecuente utilizar la fórmula de *Boussinesq*, para estimar los movimientos elásticos; sin embargo, el espesor del estrato, implícito en esta fórmula, es infinito y como puede observarse los resultados obtenidos considerando un estrato de 50 o 20 metros de espesor difieren mucho de los obtenidos con un espesor infinito. De lo anterior se desprende que en general, *Boussinesq*, puede sobrestimar los asentamientos elásticos si se considera como módulo de elasticidad el de los estratos superiores.

Como puede verse, las curvas 1 y 2 presentan movimientos ascendentes en algunos puntos. Esto se debe por un lado a que la relación de *Poisson* se consideró igual a 0.5 por lo que no existe cambio de volúmen; por otro, que los espesores del estrato elástico son 20 y 50 m, respectivamente. También puede observarse en la misma figura, que al aumentar los espesores del estrato, las curvas obtenidas con *Steinbrenner*, se van pareciendo más en su forma, a las calculadas con *Boussinesq*, hasta llegar el momento en que coinciden para ambas fórmulas. Como puntos de comparación, se presentan también las curvas 5 y 6 obtenidas con *Boussinesq*.

El manejo de los programas utilizados en estos ejemplos -- se presenta en forma detallada en los Anexos A y B a través de otros ejemplos numéricos.

En conclusión, puede decirse que en general, es conveniente utilizar el procedimiento de *Steinbrenner*, ya que con este, es posible considerar una estratigrafía formada por varios estratos con propiedades elásticas diferentes; así como, suponer que existe una frontera rígida a una cierta profundidad, situaciones que no son factibles si se utiliza directamente la fórmula de *Boussinesq*.

Para este caso en particular, si se considera por ejemplo una frontera rígida a 50 m, el módulo de elasticidad que debe considerarse si se desea aplicar *Boussinesq* puede estimarse, siguiendo el sentido de la flecha en la fig 16. Si por ejemplo el módulo, E , utilizando con *Steinbrenner* es de 500 ton/m^2 , el módulo que debe considerarse en la fórmula de *Boussinesq* - para obtener los mismos movimientos es de aproximadamente 760 ton/m^2 .

En la fig 17 se comparan los movimientos calculados para puntos localizados dentro y fuera del área cargada con *Boussinesq* y *Steinbrenner*. En esta figura se muestran seis curvas de asentamientos, las cuales corresponden a los siguientes casos:

Curva		Módulos de elasticidad (ton/m^2)	Relación de <i>Poisson</i>	Espesor del estrato elástico (m)
1	Steinbrenner	600	0.5	20
2	Steinbrenner	600	0.5	50
3	Steinbrenner	600	0.5	500
4	Steinbrenner	600	0.5	5000
4	Boussinesq	600	0.5	∞
5	Boussinesq	500	0.5	∞
6	Boussinesq	700	0.5	∞

Se observa que el espesor del estrato elástico influye en forma importante sobre la forma de la curva de asentamientos.

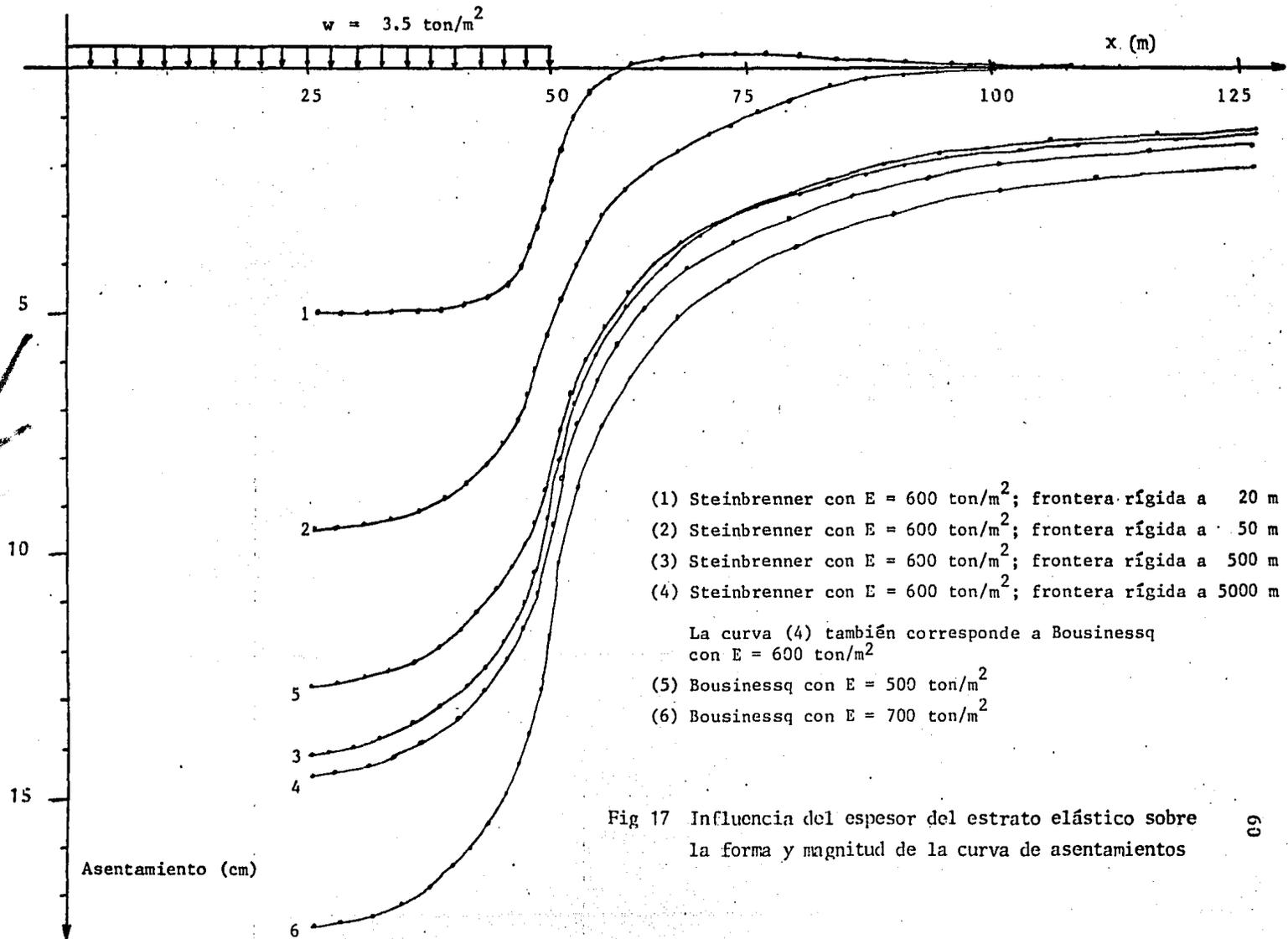


Fig 17 Influencia del espesor del estrato elástico sobre la forma y magnitud de la curva de asentamientos

4. MOVIMIENTOS VERTICALES DIFERIDOS

4.1 *Importancia*

La estimación de los movimientos verticales de una cimentación es un factor importante en su diseño. Su conocimiento, aunado a las condiciones del subsuelo, permitirá seleccionar, desde el punto de vista económico y funcional, el tipo de cimentación más adecuado para una determinada estructura.

La predicción de los asentamientos o expansiones de una cimentación será la base para adoptar medidas y criterios, tanto en el procedimiento constructivo, como en la elección del tipo de cimentación, de forma que estos movimientos estén dentro de límites permisibles (capítulo 2) y no causen daños inadmisibles a la estructura y cimentación, instalaciones y elementos no estructurales, acabados, construcciones vecinas, servicios públicos, y apariencia arquitectónica de la obra. Si en la estimación de la magnitud y distribución de los asentamientos, estos resultan excesivos, será necesario modificar el proyecto antes de iniciar la construcción. Así por ejemplo, si las zapatas de un edificio se encuentran apoyadas sobre una capa de arcilla blanda, es probable que sufran asentamientos intolerables. En un caso como este, los ingenieros proyectistas optarán por otras soluciones, como lo que es un cimiento con pilotes apoyándose sobre estratos más profundos, que generalmente son menos compresibles, además de lograr una mejor distribución de

los esfuerzos transmitidos por el peso de la estructura.

En este capítulo se presentan algunos de los métodos utilizados en la estimación de movimientos verticales diferidos de cimentaciones desplantadas en suelos compresibles. Asimismo se comparan los asentamientos estimados con un método simplificado y los que se obtienen utilizando el método propuesto en la tesis, presentado en el Anexo B y el programa de computadora del mismo anexo. Este método y con la ayuda del programa, permite tomar en cuenta todas las fuerzas que intervienen en la cimentación, incluyendo los efectos de la consolidación regional, en caso de que exista, como lo son la fricción negativa en los pilotes o en las subestructura, o sobrecargas a diferentes profundidades provocadas por los efectos de bombeo y abatimientos piezométricos.

4.2 Determinación de los parámetros de compresibilidad del suelo

Para el cálculo de los asentamientos a largo plazo de una estructura construida sobre suelos blandos, es necesario conocer los parámetros de compresibilidad del suelo que la soporta.

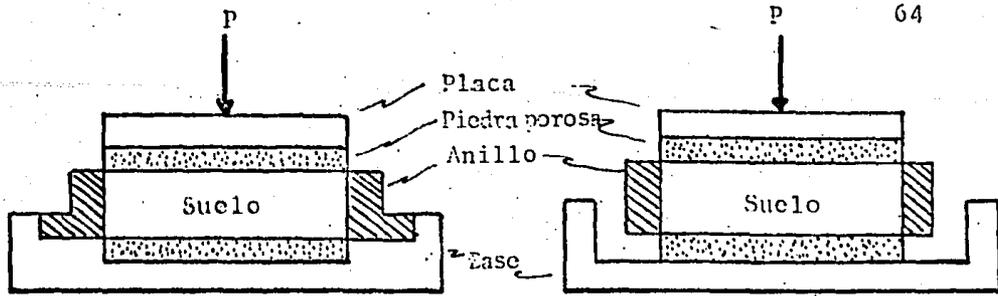
Actualmente, uno de los ensayos más utilizados para investigar estos parámetros, es la prueba de laboratorio de compresión confinada o prueba de consolidación unidimensional (ref 16). En esta prueba, una muestra inalterada de arcilla se coloca dentro

de un aro como se muestra en la fig 18, y se somete a una carga uniforme con la ayuda de un disco rígido. La compresión de la muestra se mide con un micrómetro. Si el suelo está saturado, el espécimen ensayado se coloca entre dos piedras porosas que permitan el escape del agua durante la prueba.

Los resultados del ensaye se presentan graficamente, indicando en escala natural, y en el eje vertical la relación de vacíos, e , y en el horizontal la presión, p . La curva resultante se denomina curva de compresibilidad o curva $e-p$, fig 19. Es común dibujar la curva tomando e , en escala natural y p , en escala logarítmica, y en este caso la curva se llama $e-\text{Log } p$, fig 20. Las dos formas son utilizadas por los ingenieros.

Cada punto de la curva de compresibilidad corresponde a un incremento de carga en la prueba de consolidación. Esta se efectúa, comunmente con incrementos de carga tales que la presión actuante sobre la muestra sea de: 0.125, 0.25, 0.5, 1.0, 2.0, 4.0, 8.0 kg/cm^2 , hasta llegar, en cada incremento, al 100 por ciento de la consolidación de la muestra.

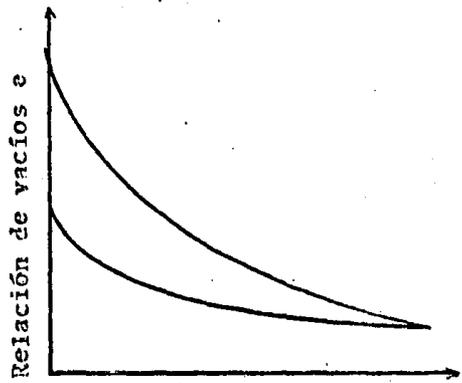
Para obtener una curva completa de compresibilidad, es necesario repetir el proceso descargando la muestra. Una curva completa tiene la forma mostrada en la fig 21. El efecto producido por la etapa de descarga está representado por la curva de descarga ed ; y aquél que resulta de una nueva aplicación de carga, por la curva de recompresión, e_f . A la zona de la curva,



a) Anillo fijo

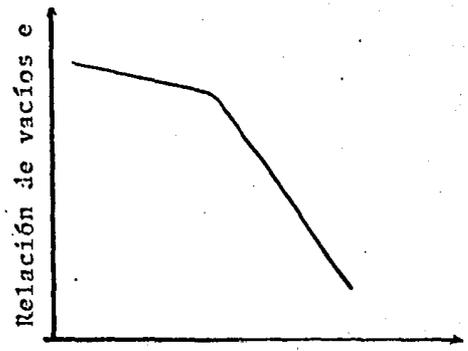
b) Anillo flotante

Fig 18 Consolidómetros



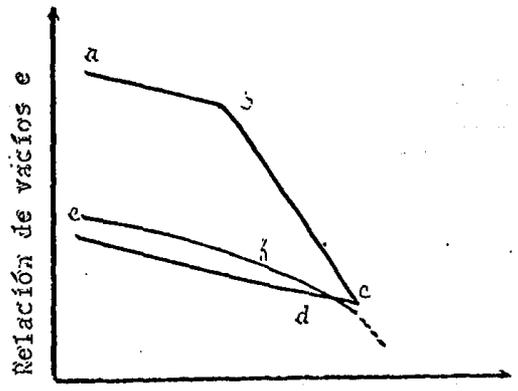
Presión aplicada \bar{p}

Fig 19



Presión aplicada \bar{p} (esc log)

Fig 20



Presión aplicada, \bar{p} (esc log)

bc, se le denomina tramo virgen, ya que, la muestra que se analiza nunca ha estado sometida, durante su historia de cargas, a las presiones comprendidas en este tramo.

En el cálculo de asentamientos de estructuras situadas sobre arcillas normalmente consolidadas, el peso de dichas estructuras, incrementa la presión a la que está sometida la arcilla desde P_0 , fig 21, al valor $P_0 + \Delta p$, lo que origina una disminución de la relación de vacíos desde el valor e_0 hasta el valor e . Se puede entonces escribir, dentro del intervalo de presiones ($P_0, P_0 + \Delta p$):

$$e_0 - e = \Delta e = a_v \Delta p$$

al valor

$$a_v = \frac{e_0 - e}{\Delta p}$$

se le llama coeficiente de compresibilidad dentro del intervalo ($P_0, P_0 + \Delta p$). Para una diferencia de presión dada, el valor del coeficiente de compresibilidad disminuye a medida que la presión aumenta.

La deformación unitaria vertical $\frac{\Delta h}{h}$, que corresponde a la disminución de la relación de vacíos, Δe , puede calcularse con:

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

donde e_0 , es la relación de vacíos inicial. Resulta entonces:

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{a_v}{1 + e_0} \Delta p = m_v \Delta p$$

en la que

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_0} \quad (4.1)$$

se denomina coeficiente de compresibilidad volumétrica y representa la compresión de la arcilla por unidad de espesor original bajo la influencia de un aumento de presión unitario.

Por otra parte, señalaremos que Kerisel (ref 12) ha mostrado el interés que podría presentar el uso de la Cámara Triaxial en la evaluación de los asentamientos. Propone obtener, en el eje de la cimentación y a nivel del plano medio de cada capa de suelo, muestras inalteradas y someterlas a pruebas triaxiales en lugar de ensayos de consolidación clásicos.

En la cámara triaxial se somete, a contenido de agua constante, cada una de esas muestras a esfuerzos σ_1 y σ_3 , tan cercanos como sea posible a los existentes en el terreno. A continuación, siempre en la cámara triaxial, pero con drenaje abierto, la muestra se somete a un tensor adicional ($\Delta\sigma_1$ y $\Delta\sigma_3$) igual al que provoca la carga de la cimentación en el punto correspondiente. Suponiendo que todo el suelo localizado arriba del plano considerado, tiene las propiedades de un sólido elástico,

homogéneo y semi-infinito. El esfuerzo $\Delta\sigma_1$ es el que se utiliza en el cálculo clásico de los asentamientos.

Se mide la deformación unitaria vertical ε_L , provocada en la muestra por la aplicación del tensor adicional. El parámetro ε_L , se utiliza directamente para estimar el asentamiento.

4.3 *Estimación de movimientos verticales diferidos*

En este inciso se estudiarán métodos para estimar los movimientos verticales que sufre, a largo plazo, una cimentación desplantada en un suelo compresible.

A diferencia de la estimación de los movimientos inmediatos, que se basa en la teoría de la elasticidad, tanto en el cálculo de esfuerzos como de deformaciones, los movimientos diferidos no pueden obtenerse directamente ya que, a largo plazo, los suelos no presentan un comportamiento según la Ley de Hooke y por ello, en la mecánica de suelos se han desarrollado métodos propios que permiten salvar esta dificultad, y que para fines prácticos son satisfactorias.

Puede decirse que el cálculo de movimientos diferidos de una cimentación se divide en tres partes: una de ellas, consiste en la estimación de la distribución de esfuerzos en la masa del suelo debida a las fuerzas que la cimentación le transmite; la segunda, en la determinación de la compresibilidad del suelo (inciso 4.2); y la tercera, es precisamente la estimación de

las deformaciones que produce el nuevo estado de esfuerzos. En cuanto a la primera, las distribuciones de esfuerzos que se obtienen mediante la aplicación de la Teoría de la Elasticidad, han resultado aceptables en sus confrontaciones con el experimento; sin embargo, los desplazamientos no resultan tan satisfactorios y, a menudo, se desvían definitivamente de los observados. Por esta razón, como se dijo, se utilizan métodos desarrollados específicamente para este fin. Tanto en el método clásico basado en curvas de compresibilidad o en el propuesto por Kerisel, utilizando la cámara triaxial, es necesario conocer el cambio de esfuerzos verticales en el medio.

El cambio de esfuerzos inducido en el subsuelo por una cimentación depende de las diferentes fuerzas que esta transmite al suelo. Puesto que sería prácticamente imposible analizar como un todo a la cimentación, al suelo, y a la superestructura, y ya que se acepta que la distribución de esfuerzos puede determinarse mediante la Teoría de la Elasticidad; se analiza por separado cada una de las fuerzas que intervienen en el cambio del estado de esfuerzos y, aplicando el principio de superposición se calcula el cambio de esfuerzo global que la cimentación produce en el suelo.

En la práctica, es común recurrir a métodos simplificados que no toman en consideración todas las fuerzas que intervienen en la cimentación. Esto es particularmente cierto en cimentaciones piloteadas en las que se hacen hipótesis que pueden ser -

demasiado simplistas. Un ejemplo de ello, lo constituye el conocido método de los 2/3 de Terzagui y Peck en el que, la distribución de esfuerzos verticales inducida en el suelo bajo la acción de un grupo de pilotes se determina considerando que la carga se encuentra repartida a la altura del tercio inferior de la longitud de los pilotes y que a partir de ese nivel los esfuerzos se distribuyen teniendo como frontera a los planos que forman 60° con la horizontal al nivel de dicho tercio inferior, figs 22 y 23.

Por lo anterior, el esfuerzo vertical σ_z , a los distintos niveles bajo el tercio inferior será:

$$\sigma_z = \frac{A_b \cdot w}{A_z}$$

donde:

A_b es el área de la planta de pilotes

A_z es el área de distribución bajo la planta de pilotes y a nivel de la profundidad z .

$$A_z = (B + 2z \tan 30^\circ)(L + 2z \tan 30^\circ)$$

w carga uniformemente repartida al nivel del tercio inferior de los pilotes

Lo anterior implica que el espesor de suelo correspondiente a los dos tercios superiores de los pilotes no se consolida. Los propios autores presentan este método como lo que ellos llaman una solución aproximada.

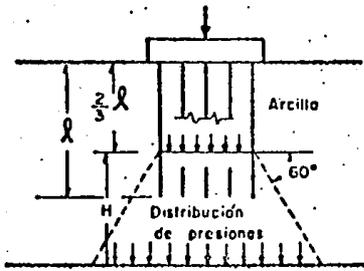


Fig 22

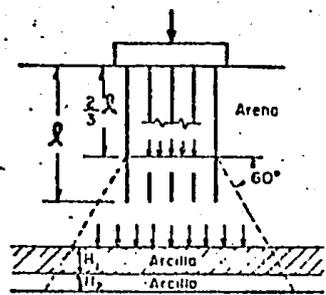
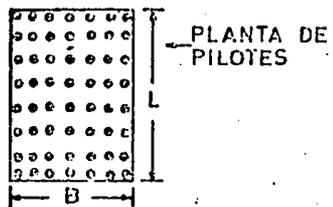
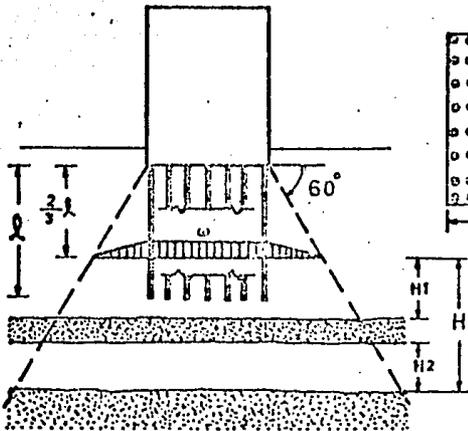


Fig 23



$$\begin{aligned}
 \sigma_z &= \frac{\omega A_b}{A_z} \\
 &= \frac{\omega B L}{(B + 2z \tan 30^\circ) (L + 2z \tan 30^\circ)}
 \end{aligned}$$

Fig 24

En el caso de arcillas blandas como lo son las del subsuelo de la Ciudad de México, la distribución de esfuerzos verticales indicada en la fig 24, proporciona valores mas reales para el cálculo de asentamientos. Se considera que únicamente en la longitud H , los esfuerzos distribuidos causan asentamiento en los estratos compresibles H_1 y H_2 .

Los métodos simplificados expuestos son demasiado simplistas y adolecen de fuertes deficiencias, principalmente por no considerar los efectos de la consolidación regional; por ello, se presenta en esta tesis un método de cálculo de asentamientos que permite considerar en forma separada cada una de las fuerzas de la cimentación, utilizando después, el principio de superposición. El método se presenta en el Anexo B y en el mismo anexo se incluye un programa de computadora que facilita los cálculos numéricos. Con el programa mencionado es posible conocer la aportación de cada sollicitación para el cambio de esfuerzos. Las fuerzas que se toman en cuenta con este método de cálculo se enlistan a continuación y se muestran en la fig 25.

1. Las presiones de contacto netas repartidas en áreas desplantadas en la superficie a una determinada profundidad (losas, zapatas).
2. Cargas puntuales transmitidas por la punta de los pilotes.
3. Fricción negativa en el fuste de los pilotes.

4. Fricción positiva en el fuste de los pilotes.
5. Fricción negativa sobre las paredes laterales de la subestructura.

Los planteamientos teóricos y las expresiones matemáticas para el cálculo de los esfuerzos transmitidos al suelo por las fuerzas anteriores, se presentan con detalle en el Anexo B de esta tesis.

El cálculo de los esfuerzos verticales inducidos en el medio por una carga concentrada como la transmitida por la punta de un pilote se realiza utilizando la teoría de la elasticidad a través de la fórmula de Mindlin (ec 2 Anexo B) y en el caso de cargas repartidas sobre superficies horizontales se emplea el método de los sectores generalizado para las fórmulas de Mindlin (ecs 3 y 4 del Anexo B).

Las cargas transmitidas al suelo por fricción positiva o negativa pueden considerarse como lineales uniformemente repartidas a lo largo de los ejes de los pilotes. El esfuerzo vertical inducido por cargas de este tipo, puede obtenerse integrando la fórmula de Mindlin y el resultado ha sido publicado por Geddes, ref 20. Su expresión matemática se presenta en la ec 5 del Anexo B.

La variación del estado de esfuerzos en el suelo deberá calcularse para diversos puntos de la cimentación. Las deformaciones correspondientes se calculan suponiendo que los incrementos o decrementos de presión producen variaciones de la relación de vacíos iguales a las observadas en pruebas de consolidación unidimensional bajo las mismas variaciones de presión.

Si H es el espesor de un estrato de arcilla que se encuentra a la presión p , un aumento de presión Δp reduce el espesor del estrato en el valor ΔH :

$$\Delta H = m_v \cdot \Delta p \cdot H$$

donde m_v es el coeficiente de compresibilidad volumétrica, ec (4.1).

La ecuación anterior también puede expresarse en los siguientes términos:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H$$

donde Δe es la variación de la relación de vacíos correspondientes a la variación de esfuerzos vertical calculada.

La suma de las deformaciones ΔH de cada estrato representará el asentamiento total del punto estudiado. Se admite por tanto

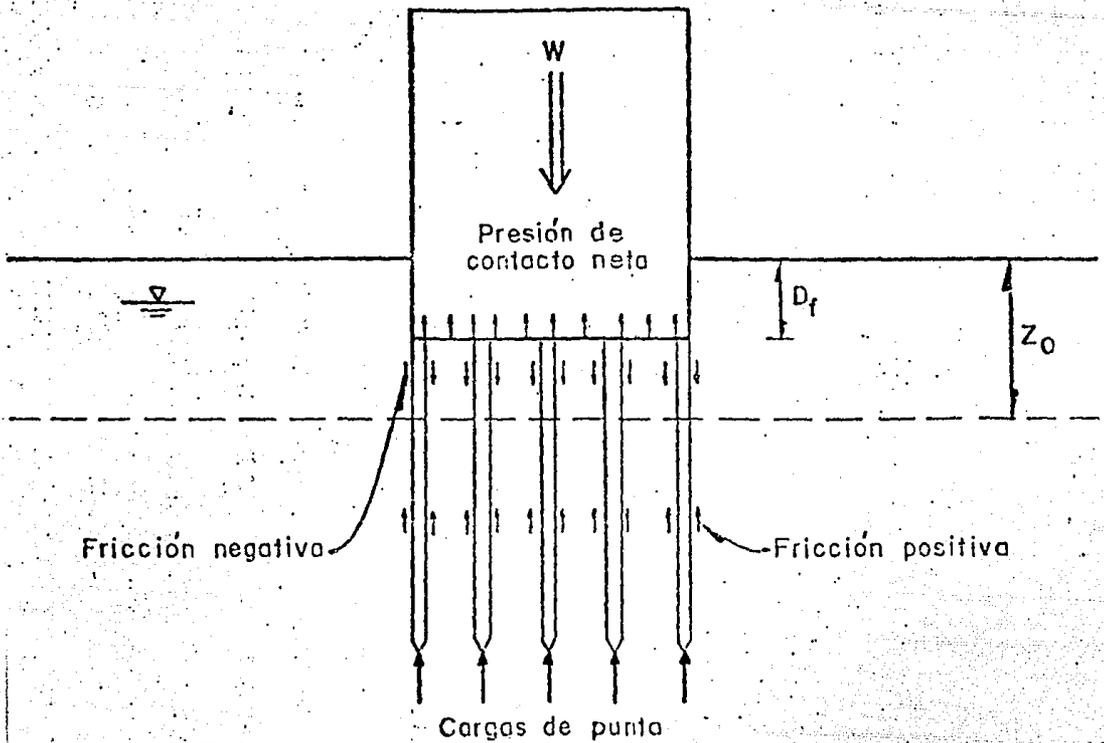


Fig 25 Fuerzas que intervienen en una cimentación parcialmente compensada y apoyada sobre pilotes de fricción.

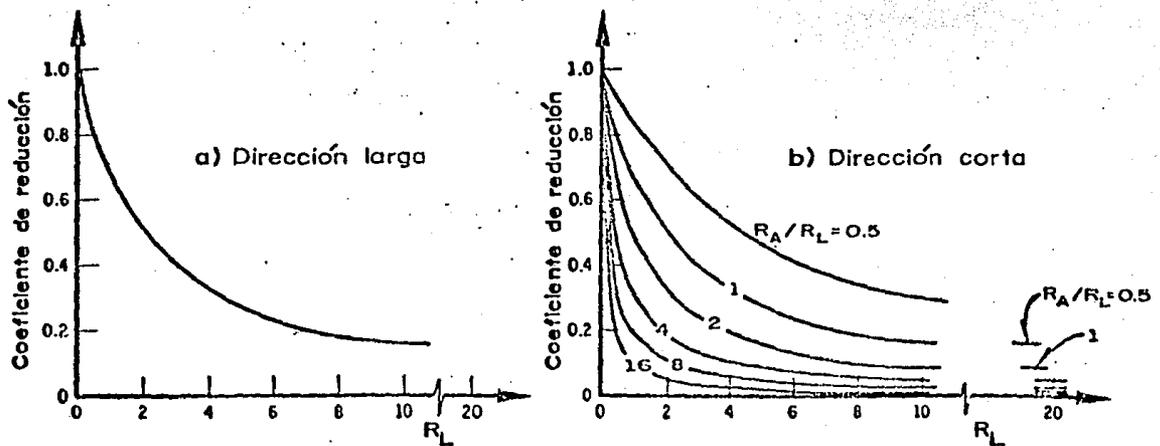


Fig 26 Coeficientes de reducción para calcular asentamientos diferenciales

TABLA 6 VALORES DE i_p

L_x/L_y	i_p	L_x/L_y	i_p
0.000	*****	0.500	0.765872
0.025	1.713169	0.525	0.750952
0.050	1.492583	0.550	0.736778
0.075	1.363602	0.575	0.723285
0.100	1.272246	0.600	0.710416
0.125	1.201265	0.625	0.698121
0.150	1.143311	0.650	0.686357
0.175	1.094557	0.675	0.675084
0.200	1.052297	0.700	0.664268
0.225	1.015082	0.725	0.653376
0.250	0.981852	0.750	0.643880
0.275	0.951851	0.775	0.634255
0.300	0.924523	0.800	0.624979
0.325	0.899441	0.825	0.616029
0.350	0.876278	0.850	0.607386
0.375	0.854771	0.875	0.599034
0.400	0.834710	0.900	0.590956
0.425	0.815922	0.925	0.583136
0.450	0.798263	0.950	0.575562
0.475	0.781614	0.975	0.563220
		1.000	0.561100

que, para cada estrato, se dispone de los resultados de una prueba de consolidación; es decir, de una curva de compresibilidad (e vs. $\log \bar{p}$) que cubra el intervalo de presiones de interés.

Por otro lado, el asentamiento de una capa de suelo también se puede calcular multiplicando el valor de la deformación vertical relativa, ϵ_L , Kerisel, inciso anterior por el espesor de la capa. El asentamiento total será la suma de los asentamientos elementales así obtenidos para cada una de las capas, (ref 12).

4.4 Influencia de la rigidez de la cimentación

Los asentamientos que se calculan para una carga uniformemente distribuida e infinitamente flexible son mayores que los reales debido a la rigidez de la cimentación. Esto lleva a la necesidad de tomar en cuenta dicha rigidez en el cálculo de asentamientos, sobre todo si los asentamientos estimados por los procedimientos discutidos en los incisos anteriores resultan excesivos.

El análisis de interacción suelo-estructura es un problema muy complejo que a la fecha, no está totalmente resuelto. Afortunadamente, existen procedimientos simplificados, que permiten definir una mejor distribución de esfuerzos cimentación-suelo

tomando en cuenta la rigidez de la cimentación y que han mostrado ser aceptables.

Según la referencia 4, para estructuras constituidas principalmente por marcos con cimentaciones de planta general rectangular y peso por metro cuadrado aproximadamente uniforme, cimentadas en zapatas o losas corridas, el análisis de interacción suelo-estructura puede realizarse por el procedimiento simplificado siguiente:

- a) Se calculan los hundimientos diferenciales suponiendo nu las las rigideces de la subestructura y superestructura.
- b) Los hundimientos diferenciales obtenidos en la dirección larga de la planta de cimentación se multiplican por el coeficiente de reducción dado por la fig 26a.
- c) Los hundimientos diferenciales obtenidos en la dirección corta de la planta de cimentación se multiplican por el coeficiente de reducción dado por la fig 26b.

Las cantidades R_A/R_L que aparecen en las figs 26a y 26b se calculan como sigue:

$$R_A = \frac{64 \sum EI_y}{E_s L_x^2 A}$$

$$R_L = \frac{64 \sum EI_x}{E_\delta L_y^2 A}$$

donde:

EI_x, EI_y sumas de EI de las trabes de la subestructura y de la superestructura con respecto a los ejes x , y (el eje x , es paralelo al ancho de la cimentación y el y , al largo)

E módulo de elasticidad (para elementos de concreto deberá tomarse un tercio del módulo a 28 días)

I_x, I_y momentos de inercia centroidales de la sección (para elementos de concreto se considerará la sección bruta)

L_x, L_y ancho y largo de la cimentación, respectivamente

$$E_\delta = \frac{I \rho q L_x}{(\bar{\Delta}_c - \bar{\Delta}_e)}$$

$\bar{\Delta}_c, \bar{\Delta}_e$ hundimientos del centro y de una esquina, respectivamente, del área de cimentación debidos a la presión neta actuante uniformemente y suponiendo nulas las rigideces de la subestructura y de la superestructura

I coeficiente adimensional obtenido de la tabla 6

ρ

q

presión neta uniforme

A

área de la cimentación

El procedimiento anterior tiene las desventajas de no tomar en cuenta la posición de las descargas de la superestructura y de suponer que la carga es uniforme por metro cuadrado. Dependiendo de la importancia de la obra, estos factores pueden o no considerarse. En el caso en que se requiera efectuar un análisis más preciso, deben utilizarse otros métodos. Zeevaert (ref 1, Anexo E) propone un método iterativo que permite, basándose en las propiedades de compresibilidad del suelo y tomando en cuenta la rigidez de la cimentación, su forma y la posición de las descargas de columnas, conocer la distribución de los esfuerzos de contacto cimentación-suelo y los elementos mecánicos que actúan en la cimentación.

En esta Tesis se propone utilizar un método para el análisis de interacción suelo-cimentación que permite tomar en cuenta la forma en planta del cimiento, la rigidez del mismo, la posición de las cargas y momentos que la estructura transmite, las propiedades del suelo y con módulos de reacción variables del mismo (ref 23).

El procedimiento se basa en una solución matricial (Método de elementos Finitos) cuyo planteamiento teórico se presenta en el Anexo C. En este anexo, se presenta un programa de computadora (documentado para su uso) que ayuda a efectuar el análisis numérico, ya que sin una herramienta de este tipo sería prácticamente imposible utilizar el método. El método presentado fue

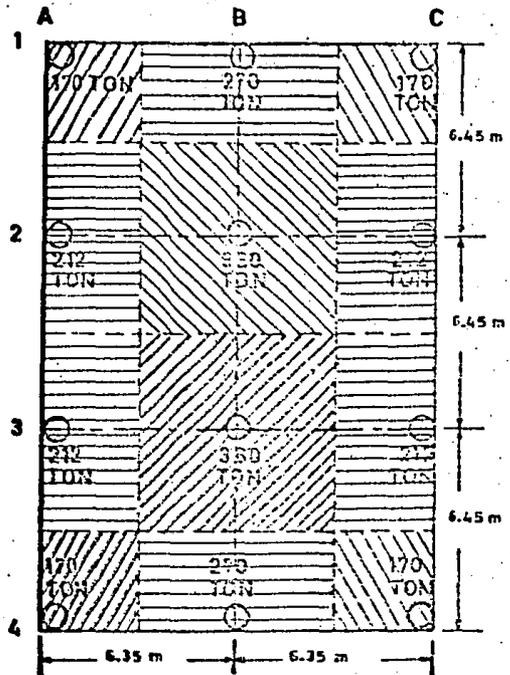
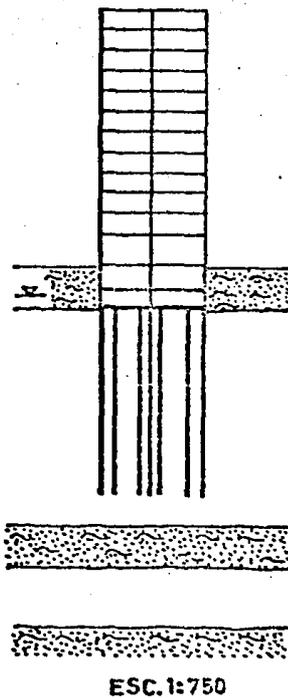


Fig 27

extraído de la referencia 22 al igual que el programa; sin embargo este, fue modificado para poder tomar en cuenta módulos de reacción del suelo, variables a lo largo de la cimentación por lo que el programa de esta tesis no corresponde completamente al de la referencia 22.

En ese Anexo, se presentan ejemplos numéricos que ponen en evidencia la influencia de la rigidez de la cimentación sobre los esfuerzos de contacto cimiento-suelo. Así mismo, se muestra como afecta la localización en planta de las columnas que transmite la carga a la cimentación.

Debe mencionarse que el programa también proporciona como resultados, los elementos mecánicos que actúan en la cimentación (momentos y fuerzas cortantes) necesarios en el diseño estructural de la misma.

4.5 Aplicaciones numéricas

En este inciso se presenta como ejemplo, el cálculo de los asentamientos que sufre la cimentación de un edificio, ubicado en la zona del lago de la Ciudad de México, de dos niveles de sótanos, planta baja y 11 pisos, fig 27. La cimentación es parcialmente compensada y se utilizan pilotes de fricción, (ref 24):

El problema se resolverá, para fines comparativos, con dos métodos: uno simplificado (método de los 2/3), y el otro, utilizando el método propuesto en esta tesis que, como ya se mencio

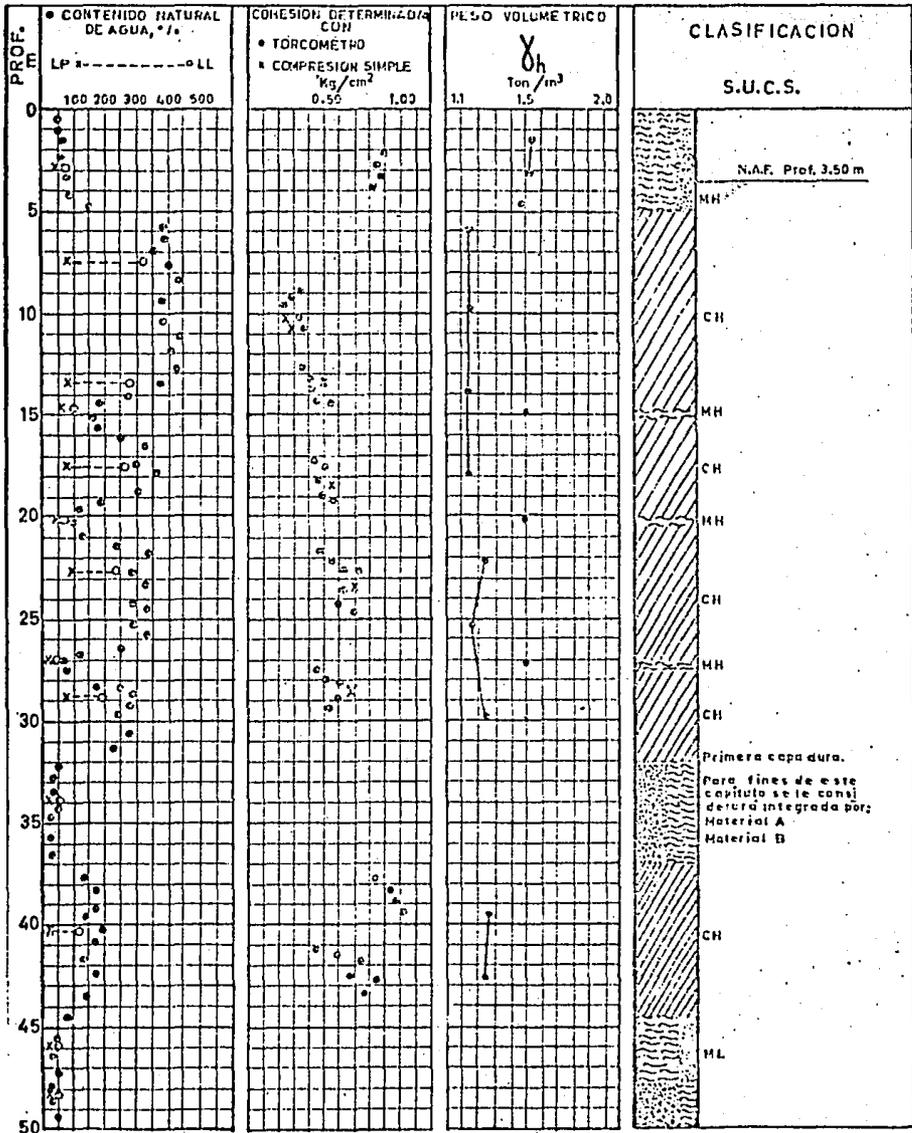


Fig 28 Perfil de suelo

$$F. S. = 2$$

$$\delta_{a_{ad.}} = \frac{3.22}{2} = 1.61 \text{ ton/m}^2$$

$$\delta_{a_{ad.}} \approx 1.5 \text{ ton/m}^2$$

pilotes de sección cuadrada $B \times B$ y longitud de 23 m

Lado B (m)	Perímetro p (m)	Area lateral $p\ell$ (m^2)	Capacidad de carga por adherencia $\delta_{a_{ad.}} = \frac{p\ell}{\text{ton}}$
0.25	1.00	23.00	34.5
0.30	1.20	27.60	41.4
0.35	1.40	32.20	48.3
0.40	1.60	36.8	44.2

Si se eligen pilotes de sección 0.30×0.30 cuya capacidad de carga por adherencia es 41.4 ton, el número de pilotes necesario es:

$$N_p = \frac{7.18 \times 245.74}{41.4} = 43 \text{ pilotes}$$

Número de pilotes	43
Número de pilotes por simetría	<u>1</u>
Número total de pilotes	44

La distribución de pilotes bajo cada columna, se calcula tomando en consideración las cargas tributarias de la fig 27. La localización, en planta, de los pilotes se muestra en la fig 29.

Cálculo de asentamientos. Método de los 2/3

La carga que toman los pilotes, se considera uniformemente distribuida a una profundidad de $23 \times (2/3) + 5 = 20.33$ m por lo que el espesor del estrato compresible resulta de 11.66 m dividido a su vez en tres estratos ficticios de 3.89 m de espesor cada uno, fig 30. Las curvas de compresibilidad obtenidas en el laboratorio, con muestras localizadas a las profundidades de 22.27 m, 26.15 m, 30.04 m, se presentan en las figs 31a, 31b y 31c, respectivamente.

La distribución de esfuerzos no se calculará en la forma propuesta por Terzaghi y Peck (fig 22) ya que, según lo mencionado en el inciso 4.3 esto resulta demasiado conservador. La distribución de esfuerzos será calculada como se muestra en las figs 24 y 30.

nó, se describe en el Anexo B.

A continuación se presentan, desglosados, los datos generales del problema:

Descarga de columnas (CM+CV)	2788.00 ton
Peso de la subestructura	450.00 ton
Peso total	3238.00 ton
Area de cimentación (12.7 x19.35 m)	245.74 m ²
Profundidad excavada	5.00 m
Peso volumétrico del material excavado	1.50 ton/m ³
Profundidad del nivel freático	3.50 m
Carga supuesta uniformemente distribuida	13.18 ton/m ²
Carga compensada por excavación	6.00 ton/m ²
Carga neta (13.18-6.00)	7.18 ton/m ²

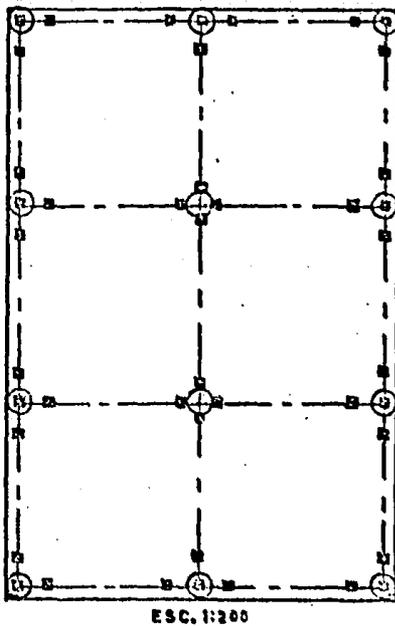
Capacidad de carga por fricción de un pilote aislado.

$$c_u = \frac{1}{2} q_u$$

De la fig 28, $\bar{c}_u = 0.48 \text{ kg/cm}^2 = 4.8 \text{ ton/m}^2$

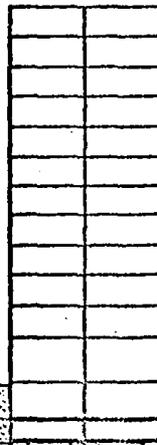
Pilotes de concreto con $\alpha = 0.67$

$$\delta_a = \alpha \bar{c}_u = 0.67 \times 4.8 = 3.22 \text{ ton/m}^2$$



ESC. 1:200

Fig 29 Localización de pilotes en planta



ESC. 1:500

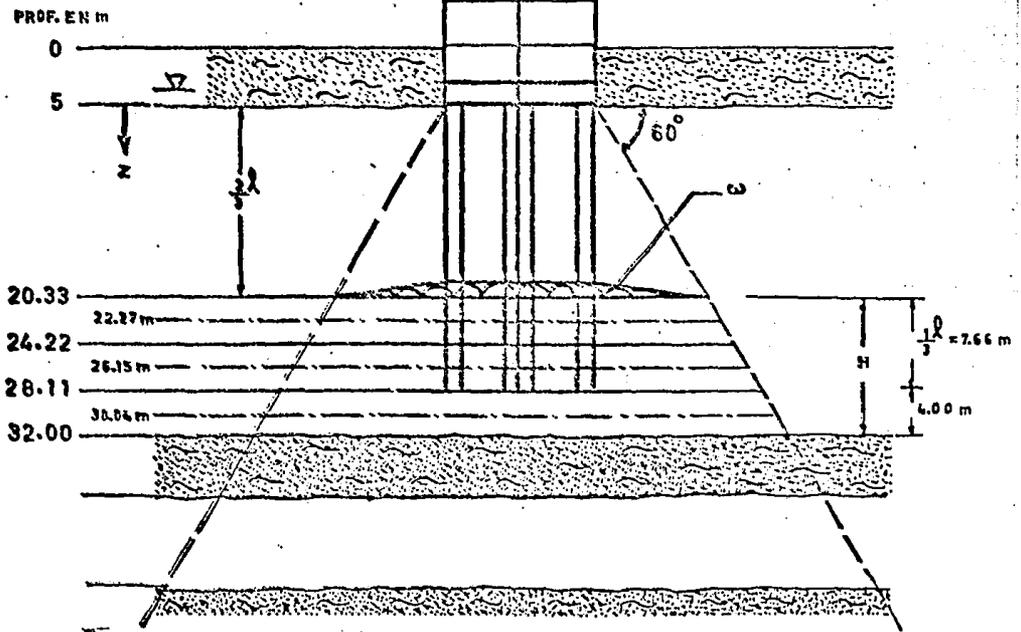
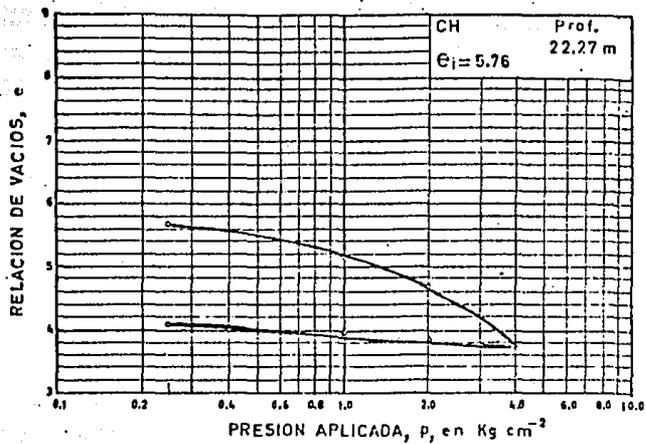
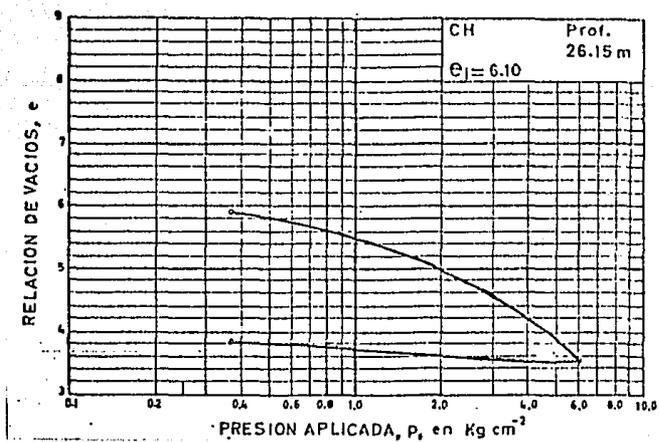


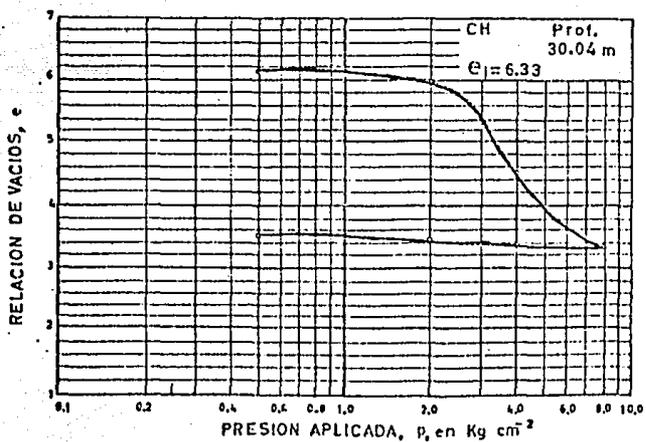
Fig 30 Distribución de esfuerzos



A



B



C

Fig 31 Curvas de compresibilidad

$$\Delta\sigma_z = \frac{\omega B L}{(B + 2z \tan 30^\circ) (L + 2z \tan 30^\circ)}$$

Al nivel: $z_1 = 22.27 \text{ m} - 5.00 \text{ m} = 17.27 \text{ m}$

$$\Delta\sigma_{z_1} = \frac{7.18 (245.7)}{(12.7 + 2 \times 17.27 \times 0.577) (19.35 + 2 \times 17.27 \times 0.577)} = 1.376 \text{ ton/m}^2$$

Al nivel: $z_2 = 26.15 \text{ m} - 5.00 \text{ m} = 21.15 \text{ m}$

$$\Delta\sigma_{z_2} = \frac{7.18 (245.7)}{(12.7 + 2 \times 21.15 \times 0.577) (19.35 + 2 \times 21.15 \times 0.577)} = 1.086 \text{ ton/m}^2$$

Al nivel: $z_3 = 30.04 \text{ m} - 5.00 \text{ m} = 25.04 \text{ m}$

$$\Delta\sigma_{z_3} = \frac{7.18 (245.7)}{(12.7 + 2 \times 25.04 \times 0.577) (19.35 + 2 \times 25.04 \times 0.577)} = 0.879 \text{ ton/m}^2$$

Habiendo calculado los incrementos de esfuerzo al nivel del centro de cada estrato considerado, los esfuerzos efectivos finales resultan:

$$P_{\delta} = P_o + \Delta\sigma_z$$

$$P_{\delta 1} = P_{o1} + \Delta\sigma_{z_1} = 9.33 + 1.376 = 10.71 \text{ ton/m}^2$$

$$P_{\delta 2} = P_{o2} + \Delta\sigma_{z_2} = 12.35 + 1.086 = 13.44 \text{ ton/m}^2$$

$$P_{f3} = P_{o3} + \Delta\sigma_{z3} = 17.50 + 0.879 \doteq 18.38 \text{ ton/m}^2$$

La reducción de espesor ΔH , de cada estrato, se estima con la siguiente ecuación:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_o} H$$

Estratos ficticios	Prof. m	P_o kg/cm ²	P_f kg/cm ²	e_o	e_f	Δe	espesor H_j cm	ΔH cm
H_1	22.27	0.933	1.071	5.235	5.12	0.115	389	7.17
H_2	26.15	0.1235	1.344	5.40	5.32	0.08	389	5.33
H_3	30.04	1.75	1.838	6.02	5.99	0.03	389	1.66
Σ								14.16 cm

El asentamiento total calculado de esta forma resulta igual a 14.2 cm. Debe mencionarse que el método utilizado para estimar la distribución de esfuerzos (fig 24) es una variación del propuesto por Terzaghi y Peck (fig 22) y de haberse utilizado este último, los asentamientos hubiesen resultado aún mayores.

Cálculo de asentamientos. Método propuesto

Antes de proceder al cálculo de los asentamientos con el método propuesto en esta tesis (Anexo B), es preciso definir algunos parámetros que no fueron considerados en el procedimiento anterior.

La capacidad individual por punta en cada pilote, C_p , se puede estimar con la fórmula empírica de Meyerhof como:

$$C_p = 4.N. A_p$$

donde:

- N número de golpes en prueba de penetración estándar
- A_p área transversal del pilote en pies²
- C_p se obtiene en toneladas

El número de golpes a la profundidad de la punta es 3 por lo que:

$$C_{pi} = 4 \times 3 \times 0.97 = 11.64 = 12 \text{ ton}$$

$$C_{pgkupo} = 44 \times 12 = 528 \text{ ton}$$

La fricción lateral sobre el cajón de cimentación considerando adherencia suelo-cajón 0.6 ton/m^2 resulta:

$$F_c = (12.7 + 19.35) \times 2 \times 5 \times 0.6 = 192.3 \text{ ton}$$

Fuerza total de subpresión

$$u = (\text{profundidad de desplante} - \text{Profundidad del nivel de agua}) \gamma_w = 1.5 \text{ ton/m}^2$$

$$U = 1.5 \times 12.70 \times 19.35 = 368 \text{ ton}$$

Tomando en cuenta las fuerzas que intervienen en la cimentación (fig 25) y logrando el equilibrio entre ellas, se tiene que la carga neta a nivel de desplante es:

$$\omega = \frac{W - \gamma' D_f + F_c - C_f - C_p}{\text{área del cimiento}} = \frac{3238 - 1474.47 + 192.3 - 1821.6 - 528}{245.74}$$

$$\omega = -1.60 \text{ ton/m}^2$$

donde

W	peso total de la estructura
$\gamma' D_f$	compesación por excavación
F_c	fricción negativa sobre las paredes del cajón
C_f	capacidad por fricción del conjunto de pilotes
C_p	capacidad por punta del grupo de pilotes

Además, la profundidad del eje neutro, z_o , puede estimarse con la relación:

$$\int_{z = D_f}^{z = z_o} \delta \cdot P \cdot dz = \frac{C_p + C_f - Q}{2}$$

donde:

δ	adherencia suelo-pilote
P	perímetro total de pilotes

$$Q \quad \text{el menor de} \quad \left[\begin{array}{l} w - U + F_c = 3238 - 368 + 192.3 = 3062.3 \\ C_p + C_f = 528 + 1821.6 = 2349.6 \end{array} \right.$$

Por lo que $Q = 2349.6$

integrando:

$$1.5 \times 44 \times 1.20 \left[\begin{array}{l} z_0 \\ D_f \end{array} \right] = \frac{2349.6 - 2349.6}{2} = 0$$

$$79.2 \left[\begin{array}{l} z_0 \\ D_f \end{array} \right] = 0; \text{ por lo que: } z_0 = 5 \text{ m}$$

Con estos datos y los utilizados en el procedimiento anterior, quedan definidas todas las fuerzas que intervienen en la cimentación, a excepción de las curvas de compresibilidad correspondientes a los estratos que se localizan por encima del tercio inferior de los pilotes. Estas curvas se presentan en forma tabular (tabla 7). Se incluyen en esta tabla los datos $e\text{-log } \bar{P}$ de ocho estratos incluyendo los de las figs 31a, 31b y 31c. Además, en dicha tabla aparece una columna con el encabezado de coeficiente de descarga; este parámetro representa

TABLA 7 TABLAS DE COMPRESIBILIDAD

Estrato	Frontera superior frontera inferior (m)	Relación de vacíos	Presión vertical efectiva ton/m ²	Peso volumé- trico efec- tiva ton/m ³	Coef. descarga
1	0 - 3.30		INCOMPRESIBLE	1.5	0.0
2	3.30-12.00	0.1	6.7	0.27	0.2
		1.0	6.55		
		2.5	6.40		
		5.0	6.20		
		10.0	5.90		
		20.0	4.10		
		40.0	3.00		
3	12.00-20.30	0.1	11.35	0.17	0.7
		1.0	12.20		
		2.5	10.90		
		5.0	10.50		
		8.7	10.10		
		15.0	8.0		
		20.0	6.90		
4	20.30-24.20	0.1	6.0	0.41	0.3
		1.0	5.76		
		2.5	6.90		
		4.0	5.60		
		5.0	5.50		
		6.0	5.40		
		8.0	5.30		
		10.0	5.20		
		20.0	4.65		
5	24.20-28.00	0.1	6.3	1.03	0.47
		1.0	6.1		
		2.5	6.03		
		4.0	5.88		
		6.0	5.73		
		8.0	5.60		
		10.0	5.50		
		20.0	5.00		
6	28.00-32.00	0.1	6.40	1.45	0.25
		1.0	6.33		
		2.5	6.20		
		10.0	6.15		
		20.0	5.96		
		25.0	5.80		
		30.0	5.4		
40.0	4.5				

TABLA 7 (Continuación)

Estrato	Frontera superior frontera inferior (m)	Relación de vacíos	Presión vertical efectiva ton/m ²	Peso volúme- trico efec- tiva ton/m ³	Coef. descarga
7	32.00-37.00		INCOMPRESIBLE	1.40	0.00
8	37.00-44.00	0.1	6.3	1.03	0.3
		1.0	6.1		
		2.5	6.03		
		4.0	5.88		
		6.0	5.73		
		8.0	5.60		
		10.0	5.50		
		20.0	5.00		
		40.0	4.20		

* Peso volumétrico ficticio para considerar los abatimientos piezométricos mostrados en la fig 32

la pendiente de la curva de descarga en la curva de compresibilidad. Por otro lado, el peso volumétrico que se reporta en la tabla, es ficticio, ya que fué calculado con base en la curva de esfuerzos efectivos de la fig 32, para considerar así, los efectos del abatimiento piezométrico.

Una vez definidas las condiciones del problema, solo resta proceder a la estimación de los asentamientos de la estructura. En principio, este paso es sencillo; sin embargo, los cálculos numéricos que involucra resultan muy engorrosos, y por ello, se diseñó un programa de computadora que facilite esta labor. Así pues, alimentando al programa con los datos anteriores se obtuvieron los asentamientos de diez puntos localizados dentro del área de la cimentación, obteniéndose valores entre 0.0 y 5.5 cm. Por lo anterior, el asentamiento total promedio estimado resulta muy cercano a 2.0 cm. Como puede observarse, este valor es varias veces menor que el obtenido con el procedimiento utilizado anteriormente con el que se obtuvieron asentamientos totales promedio de 14.2 cm. Lo anterior corrobora el hecho de que con el método de los $2/3$ se tienden a sobreestimar los asentamientos.

Por otra parte, es importante mencionar que con la utilización de este programa, es posible conocer la influencia de cada una de las fuerzas (fig 25) en forma aislada, lo que permite y dá elementos de juicio al ingeniero para modificar el diseño

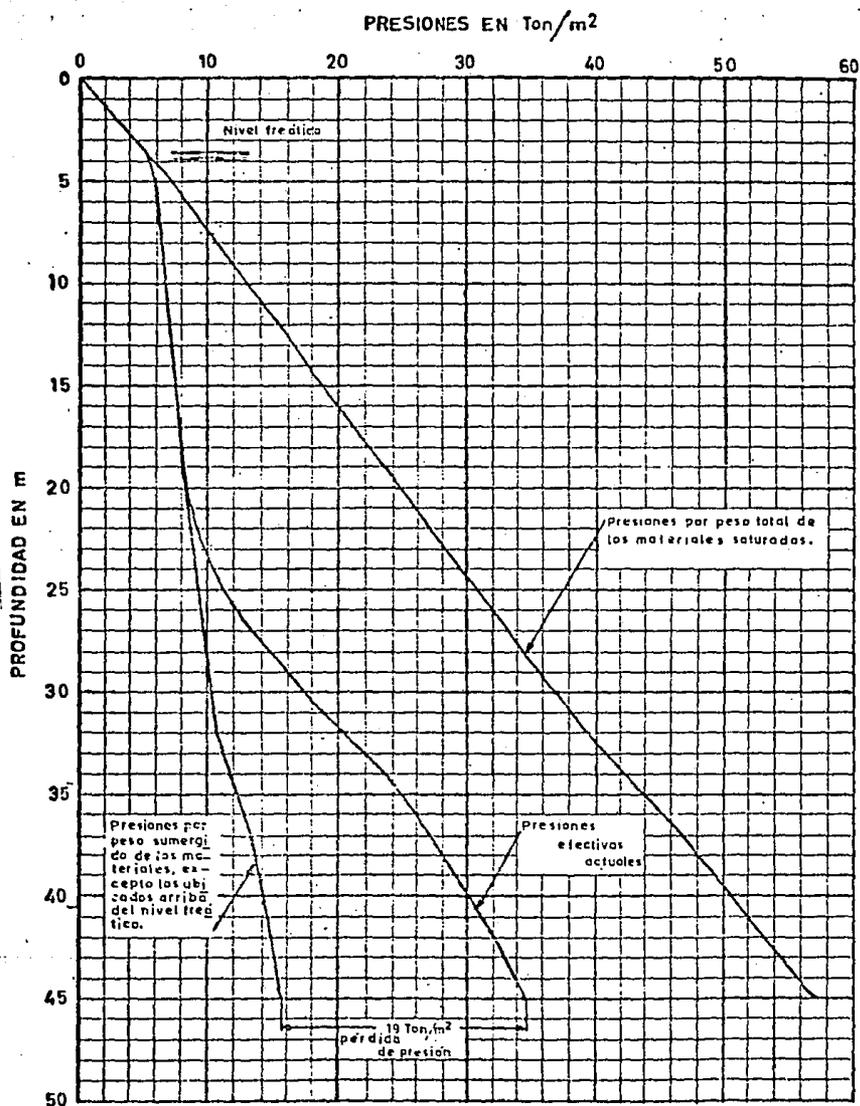


Fig 3 2 Diagrama de presiones

de la cimentación. Para este ejemplo se muestran, en la tabla 8, los esfuerzos calculados para un punto y en la fig 33 las gráficas de éstos. Los asentamientos estimados bajo la vertical del mismo punto se muestran en la fig 34.

El uso del programa permite efectuar, con fines de investigación, estudios paramétricos que ayuden a dilucidar el comportamiento de cimentaciones. Este aspecto es muy importante y se propone como tema de futuras investigaciones. Es claro, pero no sobra decirlo, que la utilización del programa debe efectuarse, tanto en la preparación de datos como en la interpretación de resultados, con mucho cuidado y con criterio ingenieril. Por último es de gran importancia, para la validación del método, comparar constantemente los resultados obtenidos con este, contra las mediciones efectuadas en prototipos; es decir, calibrar el modelo.



*** RESULTADOS ***
 EN LAS GRÁFICAS DE VARIACIONES DE ESFUERZOS CON LA PROFUNDIDAD, LAS LETRAS INDICAN LO SIGUIENTE:
 A ESFUERZOS HORIZONTALES A LA PRESION DE CONTACTO DUSA-SHERID
 B ESFUERZOS POR FRICCION NEGATIVA SOBRE LA SUPERFICIE INTERNA
 C ESFUERZOS POR FRICCION NEGATIVA SOBRE LOS PILOTES
 D ESFUERZOS POR FRICCION POSITIVA SOBRE LOS PILOTES
 E ESFUERZOS POR CARGAS PUNTUALES EN LA PUNTA DE LOS PILOTES
 F ESFUERZOS VERTICALES RESULTANTES

LA JERARQUIA DE IMPRESION DE MAYOR A MENOR ES LA SIGUIENTE F, E, G, C, B, A

*** VARIACION DE ESFUERZOS CON LA PROFUNDIDAD ***

PUNTO 1	Y	ESFUERZOS CALCULADOS					
		A	B	C	D	E	F
.635550E+01	.17455L+02	.5600E+01	.5667E+00	.5998E+00	.5998E+00	-.1316E+01	.2503E+01
.635550E+01	.17455L+02	.5600E+01	.5667E+00	.5998E+00	.5998E+00	-.1316E+01	.2503E+01
.635550E+01	.17455L+02	.5600E+01	.5667E+00	.5998E+00	.5998E+00	-.1316E+01	.2503E+01
.635550E+01	.17455L+02	.5600E+01	.5667E+00	.5998E+00	.5998E+00	-.1316E+01	.2503E+01
.635550E+01	.17455L+02	.5600E+01	.5667E+00	.5998E+00	.5998E+00	-.1316E+01	.2503E+01
.635550E+01	.17455L+02	.5600E+01	.5667E+00	.5998E+00	.5998E+00	-.1316E+01	.2503E+01
.635550E+01	.17455L+02	.5600E+01	.5667E+00	.5998E+00	.5998E+00	-.1316E+01	.2503E+01
.635550E+01	.17455L+02	.5600E+01	.5667E+00	.5998E+00	.5998E+00	-.1316E+01	.2503E+01
.635550E+01	.17455L+02	.5600E+01	.5667E+00	.5998E+00	.5998E+00	-.1316E+01	.2503E+01
.635550E+01	.17455L+02	.5600E+01	.5667E+00	.5998E+00	.5998E+00	-.1316E+01	.2503E+01
.635550E+01	.17455L+02	.5600E+01	.5667E+00	.5998E+00	.5998E+00	-.1316E+01	.2503E+01
.635550E+01	.17455L+02	.5600E+01	.5667E+00	.5998E+00	.5998E+00	-.1316E+01	.2503E+01
.635550E+01	.17455L+02	.5600E+01	.5667E+00	.5998E+00	.5998E+00	-.1316E+01	.2503E+01
.635550E+01	.17455L+02	.5600E+01	.5667E+00	.5998E+00	.5998E+00	-.1316E+01	.2503E+01
.635550E+01	.17455L+02	.5600E+01	.5667E+00	.5998E+00	.5998E+00	-.1316E+01	.2503E+01
.635550E+01	.17455L+02	.5600E+01	.5667E+00	.5998E+00	.5998E+00	-.1316E+01	.2503E+01
.635550E+01	.17455L+02	.5600E+01	.5667E+00	.5998E+00	.5998E+00	-.1316E+01	.2503E+01

PUNTO 2	Y	ESFUERZOS CALCULADOS					
		A	B	C	D	E	F
.635550E+01	.1603E+02	.5600E+01	.5667E+00	.5998E+00	.5998E+00	-.1316E+01	.2503E+01
.635550E+01	.1603E+02	.5600E+01	.5667E+00	.5998E+00	.5998E+00	-.1316E+01	.2503E+01
.635550E+01	.1603E+02	.5600E+01	.5667E+00	.5998E+00	.5998E+00	-.1316E+01	.2503E+01
.635550E+01	.1603E+02	.5600E+01	.5667E+00	.5998E+00	.5998E+00	-.1316E+01	.2503E+01
.635550E+01	.1603E+02	.5600E+01	.5667E+00	.5998E+00	.5998E+00	-.1316E+01	.2503E+01
.635550E+01	.1603E+02	.5600E+01	.5667E+00	.5998E+00	.5998E+00	-.1316E+01	.2503E+01
.635550E+01	.1603E+02	.5600E+01	.5667E+00	.5998E+00	.5998E+00	-.1316E+01	.2503E+01
.635550E+01	.1603E+02	.5600E+01	.5667E+00	.5998E+00	.5998E+00	-.1316E+01	.2503E+01
.635550E+01	.1603E+02	.5600E+01	.5667E+00	.5998E+00	.5998E+00	-.1316E+01	.2503E+01
.635550E+01	.1603E+02	.5600E+01	.5667E+00	.5998E+00	.5998E+00	-.1316E+01	.2503E+01
.635550E+01	.1603E+02	.5600E+01	.5667E+00	.5998E+00	.5998E+00	-.1316E+01	.2503E+01
.635550E+01	.1603E+02	.5600E+01	.5667E+00	.5998E+00	.5998E+00	-.1316E+01	.2503E+01
.635550E+01	.1603E+02	.5600E+01	.5667E+00	.5998E+00	.5998E+00	-.1316E+01	.2503E+01
.635550E+01	.1603E+02	.5600E+01	.5667E+00	.5998E+00	.5998E+00	-.1316E+01	.2503E+01
.635550E+01	.1603E+02	.5600E+01	.5667E+00	.5998E+00	.5998E+00	-.1316E+01	.2503E+01
.635550E+01	.1603E+02	.5600E+01	.5667E+00	.5998E+00	.5998E+00	-.1316E+01	.2503E+01
.635550E+01	.1603E+02	.5600E+01	.5667E+00	.5998E+00	.5998E+00	-.1316E+01	.2503E+01
.635550E+01	.1603E+02	.5600E+01	.5667E+00	.5998E+00	.5998E+00	-.1316E+01	.2503E+01
.635550E+01	.1603E+02	.5600E+01	.5667E+00	.5998E+00	.5998E+00	-.1316E+01	.2503E+01
.635550E+01	.1603E+02	.5600E+01	.5667E+00	.5998E+00	.5998E+00	-.1316E+01	.2503E+01
.635550E+01	.1603E+02	.5600E+01	.5667E+00	.5998E+00	.5998E+00	-.1316E+01	.2503E+01
.635550E+01	.1603E+02	.5600E+01	.5667E+00	.5998E+00	.5998E+00	-.1316E+01	.2503E+01
.635550E+01	.1603E+02	.5600E+01	.5667E+00	.5998E+00	.5998E+00	-.1316E+01	.2503E+01
.635550E+01	.1603E+02	.5600E+01	.5667E+00	.5998E+00	.5998E+00	-.1316E+01	.2503E+01

VARIACION DE ESFUERZO VERTICAL EN EL MEDIO

PUNTO 2 X= 6.35 Y= 16.03

ESCALA - 1 UNIDAD = 0.3552 T/12

REFERENCIO

INCREMENTO

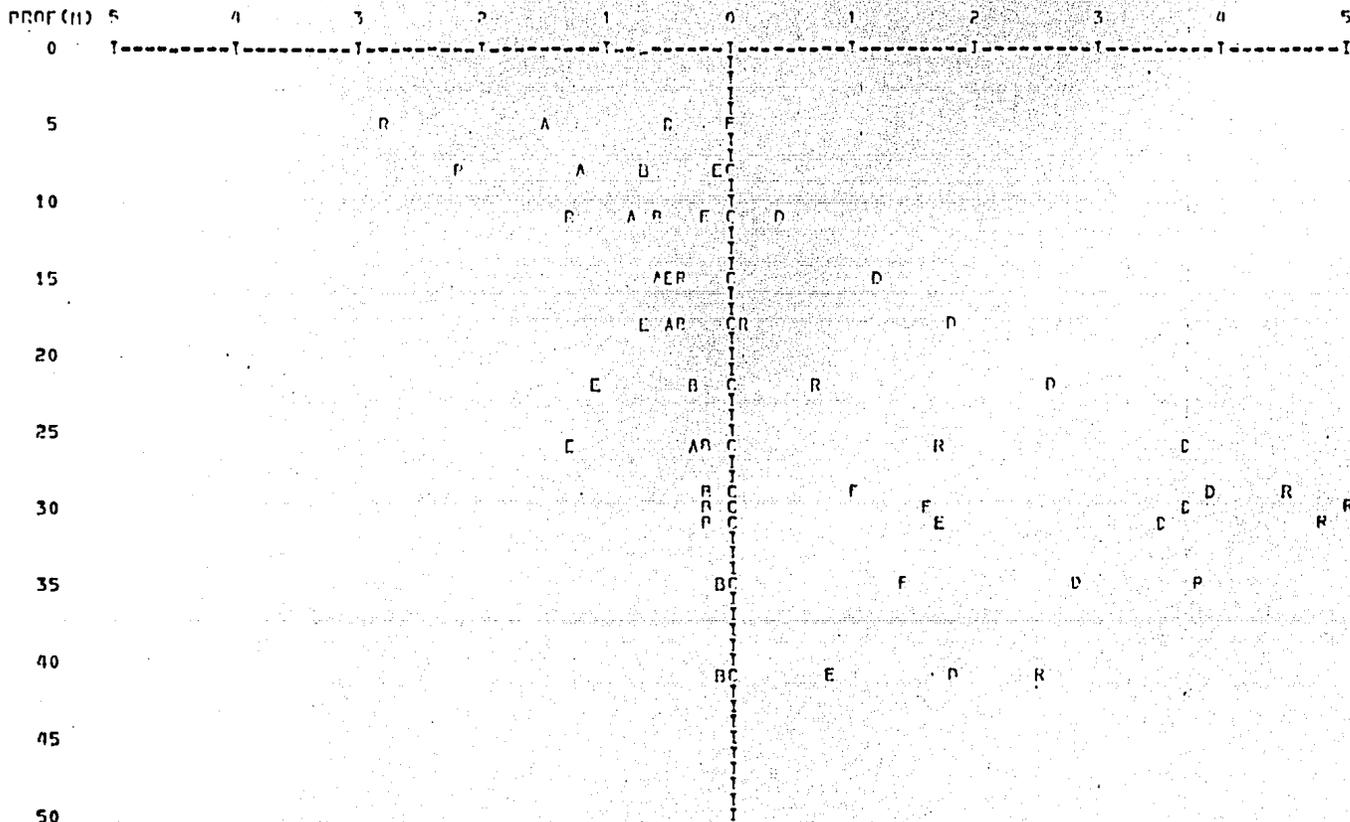


FIG 33

* MOVIMIENTOS VERTICALES *

PUNTO P: X= 6.4 Y= 16.0

ESCALA 1 UNIDAD = 0.0186 m.

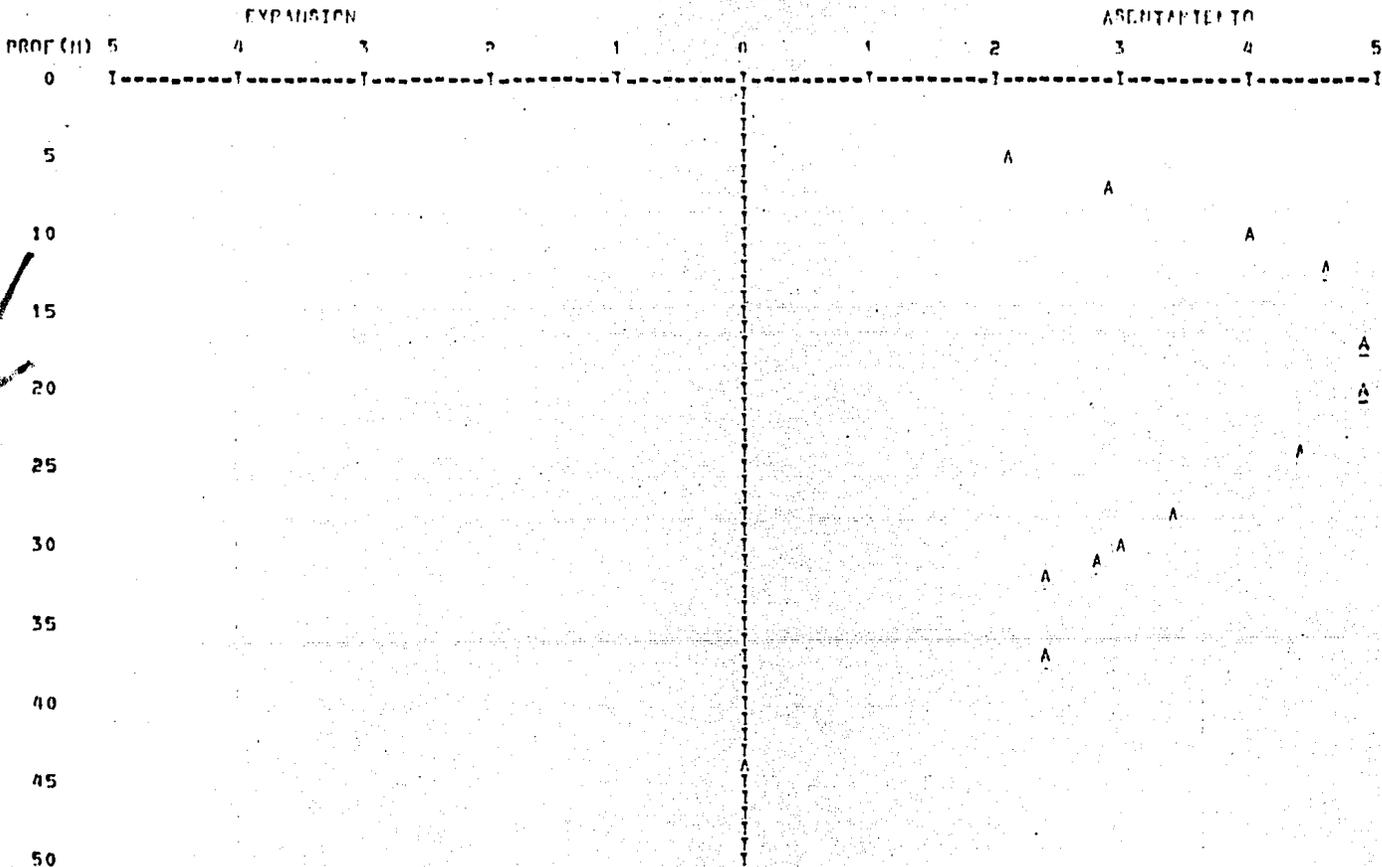


FIG 34

5. CONCLUSIONES

1. El cálculo de los movimientos verticales, asentamientos o expansiones, de la cimentación de una construcción es un punto muy importante ya que de ello dependerán tanto la evaluación correcta del comportamiento de la estructura y su cimentación, como la previsión de posibles daños a construcciones colindantes, y a los servicios públicos cercanos.
2. Existen en la literatura diversos criterios para fijar la magnitud de los asentamientos e inclusive se reportan valores numéricos extraídos de la experiencia. Estos criterios son aceptables pero se limitan a estructuras convencionales. Es preferible seguir el criterio de Burland y

Wroth, quienes sugieren que los asentamientos permisibles sean estimados tomando en cuenta las propiedades elásticas de la estructura y su geometría. En este, las deformaciones por tensión inducidas por los movimientos de la cimentación no deben exceder de un cierto valor $\epsilon_{(lim)}$, ya que las grietas de una estructura están directamente asociadas a este valor. Este método racional se encuentra aún en su etapa de planteamiento por lo que se considera importante incluirlo en investigaciones futuras.

3. Los movimientos verticales inmediatos, inducidos por cargas uniformemente repartidas en la superficie del medio, estimados con las fórmulas de Bousinessq, generalmente resultan mayores que los medidos en el campo. Por lo anterior, es aconsejable utilizar el procedimiento de Steinbrenner que permite calcular dichos movimientos tomando en cuenta que el medio está formado por n estratos elásticos con propiedades elásticas y espesores diferentes, incluyendo una frontera rígida a determinada profundidad, y con el cual, se obtienen resultados más cercanos a los obtenidos en el campo.
4. El programa de computadora MOVELAS/II, sirve para calcular los movimientos elásticos con el método de Steinbrenner. Este programa resulta de gran utilidad en la práctica de la ingeniería de cimentaciones por considerar las variables mencionadas con un considerable ahorro de tiempo.

5. Para estimar los movimientos diferidos de una cimentación es preciso conocer los parámetros de compresibilidad del suelo. Estos, pueden obtenerse en el laboratorio con la prueba de consolidación unidimensional sobre muestras inalteradas propuesta por Terzaghi, o bien, en la cámara triaxial, también con materiales inalterados, con el procedimiento de Kerisel.

6. El cálculo de los asentamientos a largo plazo de una cimentación requiere el conocimiento del cambio de esfuerzos que esta induce en suelo. Para esto existen métodos simplificados que no toman en consideración todas las fuerzas que actúan en el cimiento y los resultados obtenidos distan de ser realistas. Este es el caso de la regla de los $2/3$ de Terzaghi y Peck que tiende a sobreestimar el incremento de esfuerzos y por lo tanto la magnitud de los asentamientos, además de no considerar los efectos de la consolidación regional e ignorar lo que sucede en los $2/3$ superiores de los pilotes.

En esta tesis se propone la utilización de un método de cálculo de asentamientos a largo plazo que permite tomar en cuenta todas las fuerzas que intervienen en la cimentación sin hacer simplificaciones, estas son: las presiones de contacto netas repartidas en áreas desplantadas en la superficie o a una determinada profundidad, las cargas transmitidas por la punta de los pilotes, la fricción nega

tiva sobre las paredes laterales de la subestructura. La aplicación del método, exige el uso de herramientas numéricas que faciliten la labor de cálculo. Para ello, se planteó un algoritmo de solución que permita considerar las fuerzas mencionadas a través del programa de computadora MOVECIM/II.

El programa MOVECIM/II fué diseñado expresamente para estimar los movimientos verticales a largo plazo provocados por una cimentación parcialmente compensada, con o sin pilotes, además de otras alternativas. Puede utilizarse también en investigación, ya que permite estudiar la influencia de las diversas fuerzas mencionadas, como de las hipótesis que se adopten en la solución de algún problema. Este aspecto es importante, ya que desafortunadamente la experiencia derivada de la observación de construcciones es limitada y, en su ausencia, los estudios paramétricos con modelos matemáticos pueden ser de gran utilidad.

7. Cuando los asentamientos estimados de una cimentación resultan excesivos, es preciso realizar un análisis que tome en cuenta la rigidez de la misma. Esto puede efectuarse con métodos simplificados como el presentado en las reglas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, incluido en éste tesis. Si por la importancia de la obra se considera necesario efectuar

un análisis más detallado, considerando la influencia de la rigidez de la cimentación sobre los esfuerzos de contacto; así como la forma en planta, la posición de las descargas de las columnas y los momentos que la estructura transmite a la cimentación, se propone la utilización del método matricial presentado en el Anexo C para el cual, también se presenta un programa de computadora, LOSA/SUELO, que proporciona además de los esfuerzos de contacto cimiento-suelo, los elementos mecánicos (momentos y fuerzas cortantes) que servirán como base de el diseño estructural de la cimentación.

8. Los programas que se presentan en esta tesis son una ayuda para realizar los cálculos numéricos y requieren como cualquier programa ser utilizados con criterio ingenieril tanto en la presentación de datos como en la interpretación de resultados. El desarrollo de programas de computadora aplicables en mecánica de suelos es necesario, ya que las técnicas numéricas actuales, así lo requieren.
9. Es preciso continuar investigando en el tema de las cimentaciones, ya que aún existen muchas incógnitas. La presente tesis cumple con los objetivos planteados en su comienzo y puede servir de base y de ayuda, utilizando las herramientas numéricas incluidas, para futuras investigaciones.

REFERENCIAS

1. Zeevaert L. "Foundation Engineering for Difficult sub-soil Conditions", Van Nostrand Reinhold, 1973
2. Lambe T. W., Whitman R. V. "Mecánica de suelos", Limusa Wiley, 1972
3. Burland B., Broms B.B., De Mello V.F.B. "Behaviour of Foundations and Structures". Proceedings of the Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol 2, Tokyo 1977
4. Diseño y construcción de cimentaciones. Normas Técnicas complementarias del Reglamento de Construcción para el Distrito Federal. Publicación #405 del Instituto de Ingeniería, UNAM, 1977
5. Bjerrum, L. "Discussion to European Conference on Soil Mechanics Foundation Engineering (Wiesbaden)", Vol II, p 135, 1963
6. Sowers, G.F. "Shallow Foundations", Foundation Engineering, G. A. Leonards (ed), Mc Graw-Hill, New York, pág 525, 1962
7. Reséndiz D., Springall G., Rodríguez J., Esquivel R. "Información reciente sobre las características del subsuelo y la práctica de la Ingeniería de Cimentaciones en la Ciudad de México". 5a Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, México 1970
8. Juárez B.E., Rico R.A., "Mecánica de suelos", Tomo II, 1967

9. Auvient G., Rendón F., Reséndiz D. "Palacio de los Deportes. Estudio de Comportamiento de la Cimentación". Tercer Informe: Movimientos Verticales y Presiones de poro, Instituto de Ingeniería, UNAM, N° 147, Marzo 1968
10. Reséndiz D., Nieto A., Figueroa J., "The Elastic Properties of Saturated Clays from Field and Laboratory Measurements". Proc III Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp 443-966, Caracas, Venezuela 1967
11. Colina B.P. "Introducción a la Dinámica de Suelos", Tesis Profesional, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1972
12. Costet D., Sanglerat G. "Cours Pratique de Mécanique des Sols". Dunod, Paris, 1969
13. Richart F.E., Hall J.R., Woods R.D. "Vibrations of Soils and Foundations". Prentice-Hall International Series in Theoretical and Applied Mechanics, Newmark, Hall Edition 1970
14. Marsal R. J., Mazari M. "El subsuelo de la ciudad de México", 2 volúmenes, Universidad Nacional Autónoma de México, 2a. Edición, 1969
15. León J.L., Jaime A.P. y Rabago M. "Propiedades dinámicas de los suelos. Estudio preliminar", Instituto de Ingeniería, UNAM, Dic-1974
16. Terzaghi K, "Theoretical Soil Mechanics", John Willey and Sons, INC. New York, 1956

17. Díaz Mora C. "AMOVEL, Programa de computadora para calcular los movimientos elásticos de cimentaciones". Informe Interno del Instituto de Ingeniería, UNAM, 1979
18. Auvinet G., Díaz Mora C. "MOVECIM, Programa de computadora para estimar movimientos verticales de cimentaciones sobre suelos compresibles". Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, Nov, 1977
19. Poulos H. G., Davis E. H., "The Use of the Sector Method for Calculating Stress and Displacements in an Elastic Mass", Fifth Australia, New Zeland Conference
20. Geddes J. D. "Stresses in Foundation Soils Due to Vertical Subsurface Loading". Giotechnique, Vol 16, N° 3, London, pp 231-255
21. Zeevaert L., "Free Vibration Torsion Tests to Determine the Shear Modulus of Elasticity of Soils", Proc. of the 3ed, Panamerican Conference on Soil Mech and Found, Engineering, pp 111-122, Vol I, Caracas, Venezuela, 1967
22. Bowles, J. E. "Analytical and Computer Methods in Foundation Engineering". Mc Graw-Hill, 1974
23. Díaz Mora C. "LOSA/SUELO. Programa de computadora. Esfuerzos de contacto Losa-Suelo". Informe Interno del Instituto de Ingeniería, UNAM, 1979
24. López Santiago O. "Capacidad de carga de pilotes en la Cuenca del Valle de México". Tesis Profesional, Facultad de Ingeniería, UNAM, marzo, 1972

RECONOCIMIENTO

Deseo expresar mi agradecimiento al Ing. Gabriel Auvinet G. por la ayuda brindada en la dirección de esta tesis.

A N E X O A

**MOVELAS/II. PROGRAMA DE COMPUTADORA PARA
EL CALCULO DE MOVIMIENTOS VERTICALES IN-
MEDIATOS**

I N D I C E

1. INTRODUCCION
2. TEORIA
3. PREPARACION DE DATOS
4. RESULTADOS
5. MODOS DE UTILIZACION DEL PROGRAMA
6. CONCLUSIONES

REFERENCIAS

ANEXO A1 Listado del programa

ANEXO A2 Listado de resultados

1. INTRODUCCION

El cálculo de movimientos verticales elásticos inducidos por cargas uniformemente repartidas en la superficie del suelo, es un problema que se presenta en la práctica de la ingeniería de cimentaciones con mucha frecuencia y por ello se consideró útil diseñar un programa de computadora para facilitar los cálculos numéricos (ref 1).

El método de análisis que se eligió fue el procedimiento de Steinbrenner (ref 2) ya que con este método es posible tomar en cuenta la presencia de varios estratos elásticos en lugar de uno sólo como se hace con Boussinesq (ref 3).

El programa que se presenta NOVELAS/II, movimientos verticales elásticos, está escrito en FORTRAN IV, fue diseñado desde el principio, probado y verificado: en la computadora Burroughs

6700-7700 del Centro de Servicios de Cómputo de la UNAM.

El programa cuenta con dos subrutinas: la subrutina GRAFIC que grafica los asentamientos calculados lo que permite visualizar su magnitud a lo largo de una línea vertical, así como, conocer la influencia de cada estrato sobre dichos asentamientos; y la subrutina GENERA, que calcula las áreas de superposición (cap 2). Asimismo, al principio del programa principal, se describen las variables importantes y su significado.

En este trabajo se incluye el instructivo para la preparación de datos: así como, un ejemplo numérico que permite familiarizarse con el programa. El listado del programa se encuentra en el Anexo A1 y el listado de los resultados obtenidos para el ejemplo, en el Anexo A2

2. TEORIA

El cálculo de asentamientos inducidos por cargas uniformemente repartidas en la superficie de estratos elásticos, no está completamente resuelto. Sin embargo, Steinbrenner (1934) obtuvo una solución aproximada del problema que para fines prácticos nos da una buena aproximación (ref 2). El, calculó el asentamiento Δ_p de las esquinas de un área rectangular uniformemente cargada en la superficie horizontal de una masa semi-infinita. También calculó el desplazamiento vertical Δ_p' de los puntos localizados a una profundidad D bajo estas esquinas,

y consideró que el asentamiento $\Delta_{\rho D}$ de las esquinas del área cargada sobre la superficie de un estrato elástico de espesor D, es igual a la diferencia $\Delta_{\rho} - \Delta_{\rho}'$ ó sea:

$$\Delta_{\rho D} = \Delta_{\rho} - \Delta_{\rho}' \quad (1)$$

Sea:

- L longitud del área rectangular
- B ancho del área rectangular
- l L/B = factor de longitud
- D espesor del estrato elástico
- d D/B = factor de profundidad
- q carga uniformemente repartida por unidad de área.
- E módulo de elasticidad del estrato
- μ relación de poisson

El asentamiento Δ_{ρ} de una esquina del área rectangular cargada, está dado por:

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

El desplazamiento vertical ξ de un punto en el interior de una masa semi-infinita debido a una carga puntual actuando en la superficie, fig 1, está dado por:

$$\xi = \frac{Q}{2\pi r} \frac{1 + \mu}{E} \left[2(1 - \mu) + \cos^2 \psi \right] \cdot \sin \psi \quad (3)$$

Mediante la integración de la fórmula 3, se obtiene una expresión que permite calcular el desplazamiento vertical Δ_{ρ}' de un punto a la profundidad D bajo una de las esquinas del área rectangular cargada. Obteniendo, para calcular $\Delta_{\rho D}$ la expresión:

$$\Delta_{\rho D} = \Delta_{\rho} - \Delta_{\rho}' = q \frac{B}{E} \left[(1 - \mu^2) F_1 + (1 - \mu - 2\mu^2) F_2 \right] = q \frac{B}{E} I_{\rho} \quad (4)$$

donde:

$$F_1 = \frac{1}{\pi} \left[1 \cdot \log \frac{(1 + \sqrt{1^2 + 1}) \sqrt{1^2 + d^2}}{1(1 + \sqrt{1^2 + d^2 + 1})} + \log \frac{(1 + \sqrt{1^2 + 1}) \sqrt{1 + d^2}}{1 + \sqrt{1^2 + d^2 + 1}} \right] \quad (5)$$

$$F_2 = \frac{d}{2\pi} \tan^{-1} \frac{1}{d \sqrt{1^2 + d^2 + 1}} \quad (6)$$

$$I_{\rho} = (1 - \mu^2) F_1 + (1 - \mu - 2\mu^2) F_2 \quad (7)$$

El valor de I_{ρ} determina aproximadamente la influencia de área cargada, en la superficie de un estrato elástico de espesor D, sobre los asentamientos de las esquinas del área.

La fig 2 representa la relación entre el factor de profundidad $d=D/B$, y los valores F_1 y F_2 para diferentes valores de $1=L/B$. Los valores de influencia I_{ρ} para relaciones de Poisson 0.0 y 0.5, son:

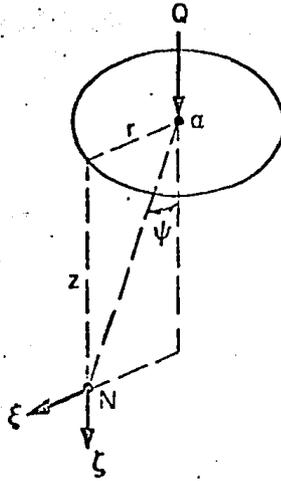


Fig 1. Desplazamiento vertical de un punto N en el interior de una masa semi-infinita sobre la que actúa en el punto α , una carga puntual Q

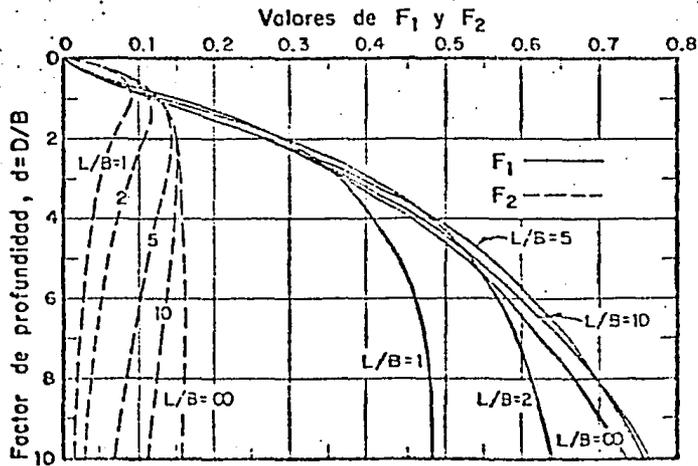


Fig 2. Gráfica para estimar los valores de F_1 y F_2

$$I_{\rho} = F_1 + F_2 \quad ; \quad \text{para} \quad \mu = 0.0 \quad (8)$$

$$I_{\rho} = 0.75F_1 \quad ; \quad \text{para} \quad \mu = 0.5 \quad (9)$$

Para valores intermedios de μ , el valor I_{ρ} puede calcularse con la fórmula 7 y los datos que se obtienen de la gráfica de la figura 2, o con las fórmulas (5) y (6).

Para calcular el asentamiento de un punto N localizado dentro del área rectangular como se muestra en la fig 3, se calculan por separado para cada una de las áreas I a IV los valores de l y d , y se determinan los correspondientes valores $I_{\rho I}$ a $I_{\rho IV}$, por medio de la ecuación 7 y los datos de la fig 2. Finalmente el asentamiento del punto N está dado por:

$$\rho = \frac{q}{E} (I_{\rho I} B_I + I_{\rho II} B_{II} + I_{\rho III} B_{III} + I_{\rho IV} B_{IV}) \quad (10)$$

Principio de superposición

El procedimiento de Steinbrenner, implica que los puntos que se estudien se localicen en una de las esquinas del área cargada. Habrá casos en los cuales se desee estudiar puntos que no cumplan esta condición. Aplicando el principio de superposición es posible estudiar puntos con cualquier localización en planta como se indica a continuación.

Dependiendo de la posición relativa del punto y el área rectangular, resultan seis casos distintos.

Caso I: cuando el punto N se encuentra dentro del área rectangular cargada, fig 3. Este caso se resuelve como se explicó anteriormente, ec (10)

Caso II: cuando el punto N se encuentra afuera del área rectangular cargada pero sin estar sobre alguna de las prolongaciones de sus lados, fig 4. En este caso resultan cuatro áreas auxiliares, todas ellas con la misma carga uniformemente repartida q que tiene el área de interés. El asentamiento ρ del punto N inducido por el área cargada se calcula con la expresión:

$$\rho = \frac{q}{E} (I_{\rho I}^{B_I} - I_{\rho II}^{B_{II}} + I_{\rho III}^{B_{III}} - I_{\rho IV}^{B_{IV}}) \quad (11)$$

Caso III: cuando el punto N se encuentra afuera del área cargada en la forma que se indica la fig 5. En este caso resultan cuatro áreas auxiliares, todas ellas con la misma carga uniformemente repartida q que tiene el área de interés. El asentamiento ρ del punto N inducido por el área cargada se calcula con la expresión:

$$\rho = \frac{q}{E} (I_{\rho I}^{B_I} + I_{\rho II}^{B_{II}} - I_{\rho III}^{B_{III}} - I_{\rho IV}^{B_{IV}}) \quad (12)$$

Caso IV: cuando el punto N se encuentra afuera del área rectangular cargada pero sobre la prolongación de alguno de sus lados, fig 6. En este caso resultan dos áreas auxiliares, las dos con la misma carga uniformemente distribuida q del área de

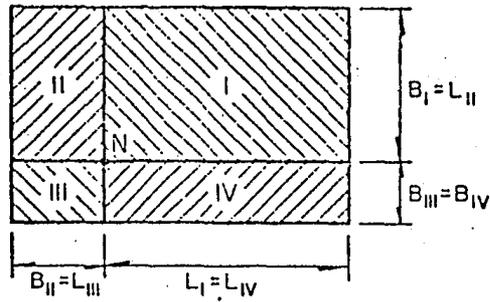


Fig 3. Punto N localizado dentro del área cargada. Caso I

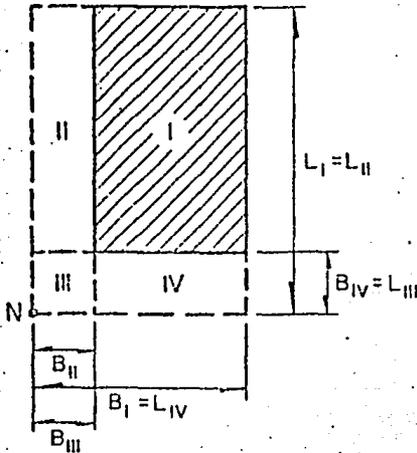


Fig 4. Caso II

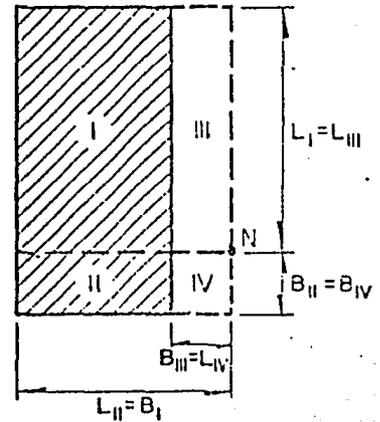


Fig 5. Caso III

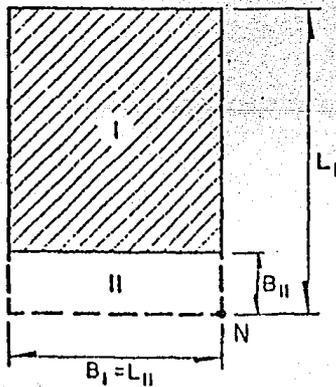


Fig 6. Caso IV

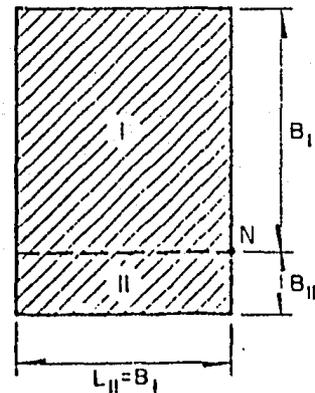


Fig 7. Caso V

interés. El asentamiento ρ del punto N inducido por el área cargada se calcula con la expresión:

$$\rho = \frac{q}{E} (I_{\rho I} B_I - I_{\rho II} B_{II}) \quad (13)$$

Caso V: cuando el punto N se encuentra sobre alguno de los lados del área rectangular cargada, fig 7. En este caso el asentamiento ρ del punto N se calcula con la expresión:

$$\rho = \frac{q}{E} (I_{\rho I} B_I + I_{\rho II} B_{II}) \quad (14)$$

Caso VI: cuando el punto N se encuentra sobre una de las esquinas del área cargada. Este caso se resuelve aplicando directamente la ec (4).

3. PREPARACION DE DATOS

Los datos se dan a la computadora mediante tarjetas perforadas en el orden y forma siguientes:

UNA TARJETA: Que contiene el número de rectángulos en los que se dividió la cimentación en planta, el número de puntos de interés en planta, el número de profundidades a las que interesa conocer los desplazamientos verticales, y el número de estratos elásticos bajo la cimentación: NRECT, NPUN, NPROF, NESTEL, en formato libre.

**GRUPO DE
TARJETAS:**

Que contienen las coordenadas en planta de los puntos de interés $U(I)$, $V(I)$, en formato libre.

El número de tarjetas en este grupo es $(NPUN \times 2)/8$. Si el cociente anterior no es exacto, el número de tarjetas será el resultado del cociente redondeado al entero siguiente y en este caso la última tarjeta tendrá el primer residuo del cociente como número de campo, en formato libre.

**GRUPO DE
TARJETAS:**

Que contiene NRECT tarjetas, una para cada rectángulo, en las que deben perforarse las coordenadas en planta de cada uno de los vértices del rectángulo considerado numerándolos en el sentido que giran las manecillas del reloj comenzando en el inferior izquierdo, $X(II,I)$, y (II,I) , en formato libre.

**GRUPO DE
TARJETAS:**

Que contienen las profundidades a las cuales se desean conocer los movimientos verticales: $Z(I)$ en formato libre. El número de tarjetas de este grupo es $NPROF/8$. Se sigue el criterio expuesto.

**GRUPO DE
TARJETAS:**

Que contienen el módulo de elasticidad y la relación de Poisson de cada uno de los estratos elásticos considerados: $E(I)$, $RPOISS(I)$ en formato libre.

**GRUPO DE
TARJETAS:**

Que contienen las cargas uniformemente repartidas de cada una de las áreas en las que se dividió la cimentación en planta: Q(II), en formato libre. El número de tarjetas en este grupo es $(NRECT \times 2/8)$, siguiendo el criterio expuesto.

UNA TARJETA: Que contiene el espesor total del estrato elástico: ESPTOT en formato libre.

UNA TARJETA: Con datos para la subrutina que grafica en formato (3AI). En el primer campo se perfora el caracter con el que se desea hacer la gráfica, los dos campos restantes son siempre blanco e I.

4. EJEMPLO NUMERICO

Para facilitar la comprensión en la utilización del programa se presenta un ejemplo numérico del cálculo de los movimientos verticales inmediatos inducidos por la cimentación de una estructura desplantada en la superficie del terreno. La planta del edificio y las cargas que este transmite al suelo se muestran en la fig 8.

El perfil estratigráfico así como el módulo de elasticidad de cada estrato se presentan en la fig 9. La relación de Poisson de todos los estratos se consideró igual a 0.5 (ref 4).

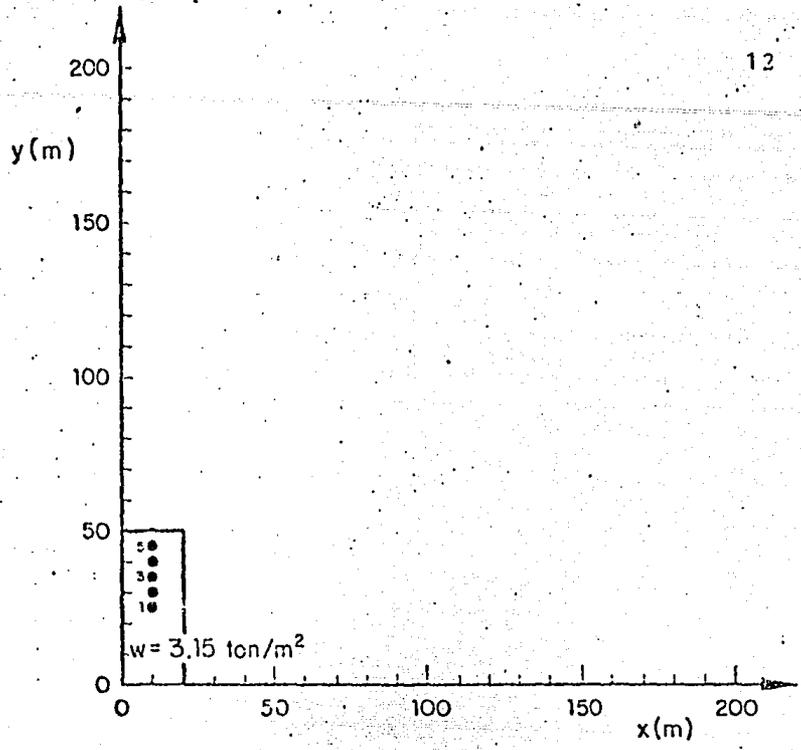


Fig 8. Geometría del problema

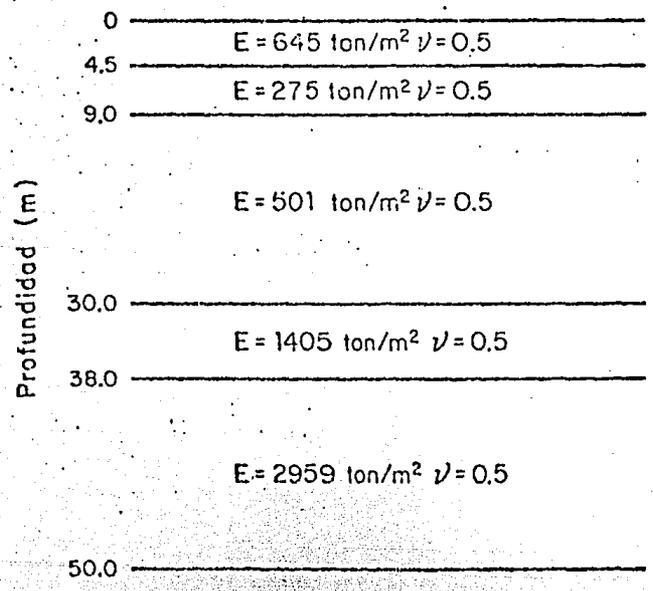


Fig 9. Perfil de propiedades elásticas del suelo

La codificación de datos se muestra en la fig 10 y debe llevarse a cabo siguiendo los pasos descritos en el capítulo 3. El listado de resultados de este ejemplo se presenta en el Anexo A2.

U. N. A. M.
INSTITUTO DE INGENIERIA
FORMA PARA CODIFICACION

PROGRAMA MOVELAS / II

CODIFICADO POR C. R. DIAZ MORA

REVISADO POR _____

FECHA _____
PAGINA _____ DE _____

1	5	7	10	13	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	72	75	80
1	5	7	10	10														
10.0	25.0	7	10.0	7	10.0	7	30.0	10.0	7	35.0	7	10.0	7	40.0	7	10.0	7	50.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	50.0	20.0	50.0	20.0	0.0	0.0								
0.0	4.5	9.0	15.0	18.0	25.0	30.0	38.0	42.0	47.0									
645.0	0.5	275.0	0.5	501.0	0.5	501.0	0.5	501.0	0.5	501.0	0.5	405.0	0.5					
2959.0	0.5	2959.0	0.5	2959.0	0.5													
43.15																		
50.0																		
AI																		

Fig.10 Codificación de datos del ejemplo

5. MODOS DE UTILIZACION DEL PROGRAMA

Para hacer uso de este programa existen diversas alternativas en cuanto a la forma de entregar los datos y obtener los resultados. A continuación se presentan las más usuales, incluyendo los comandos de flujo de trabajo necesarios.

Alternativa 1. Los datos se presentan en tarjetas perforadas según los formatos especificados anteriormente y los resultados se obtienen en la impresora de papel. Las tarjetas que deben proporcionarse son las siguientes:

1	5	7	10	15	20	25	30	35	40	45														
Q	JOB	E	J	E	M	P	L	O	/	C	D													
Q	USER	Z	Z	Z	Z	/	Z	Z																
Q	CLASS	=	5																					
Q	BEGIN																							
Q	EXECUTE	(C	D	B	O)	O	B	J	E	C	T	/	M	O	V	E	L	A	S	/	I	I
Q	FILE	FILE	5	(C	R	D	M	,	K	I	N	D	=	R	E	F	I	A	D	I	E	R)
Q	DATA	C	R	D	M																			
Q	END	J	O	B																				

} Datos en tarjetas perforadas
(Fig. 10)

Paso 2. Una vez que se ha realizado el Paso 1, el programa se ejecuta con comandos de CANDE (teletipo o consola) de la forma siguiente:

```
COPY (CD00)OBJECT/NOVELAS/IT AS OBJECT/CDM FROM PACK TO PACK
```

```
EXECUTE OBJECT/CDM
```

MODO 2. En esta forma, el programa lee los datos del archivo de disco llamado STEINB, que fué creado previamente, siguiendo exactamente el mismo procedimiento del paso 1, modo 1; por otro lado, la impresión de los resultados en este modo, será por la terminal en la que el usuario del programa esté trabajando.

Paso 1. Idéntico que en el Modo 1.

Paso 2. Los comandos que deben darse por teletipo son los siguientes:

```
COPY (CDBO)OBJECT/NOVELAS/LI AS OBJECT/MOVE FROM PACK TO PACK
```

```
EXECUTE OBJECT/MOVE ;FILE FILE6(KIND=REMOTE,MAXRECSIZE=22)
```

Solo resta decir, que con esta alternativa 2, ya sea en el MODO 1 o en el MODO 2, se tiene en ventaja de poder corregir el archivo STEINB desde la terminal que se esté utilizando, permitiéndolo al usuario analizar diferentes condiciones o corregir datos que tengan algún error. Además, en el MODO 2, el usuario puede observar paso a paso el desarrollo de su "corrida", ya que, en este MODO, los resultados, como ya se mencionó, aparecerán por el teletipo directamente.

Alternativa 3. Esta alternativa es muy similar a la número 2, salvo que el primer paso, se ejecuta desde una terminal de consola o de teletipo y por ella, se proporcionan los datos

talud, generándose también el archivo en disco: STEINB. La ventaja en esto, consiste en que no es preciso perforar los datos en tarjetas; sin embargo, proporcionar los datos de esta forma es un tanto engorroso ya que no se tiene control de las columnas en las que deben escribirse los datos de acuerdo con los formatos: un poco de práctica solventa esta dificultad.

Los modos de operar con esta alternativa también son dos, en cada uno deben seguirse dos pasos, el primero de los cuales se hace por la terminal como se explicó en el párrafo anterior y el segundo se elige exactamente igual que para el MODO 1 y MODO 2 de la alternativa 2.

Como comentario final, las alternativas presentadas no son las únicas aunque sí las más usuales. Existen otras alternativas que en algún caso particular pueden ser utilizadas como son las combinaciones, de entrada y salida que existen con cintas magnéticas, teletipos, discos, lectora de tarjetas, etc. En casos particulares, el autor está dispuesto a prestar la asesoría necesaria en este o cualquier otro particular sobre el uso de este programa.

6. CONCLUSIONES

El programa MOVELAS/II, presta una gran ayuda en la estimación de movimientos verticales elásticos inducidos por cargas uniformemente repartidas sobre la superficie del suelo.

La preparación de datos es sencilla al igual que la interpretación de los resultados. En estas dos actividades estriba el buen éxito del uso de este programa, y ellas dependen, sin lugar a duda de dos factores muy importantes: la veracidad de los datos, y el criterio del ingeniero.

REFERENCIAS

1. Díaz Mora C., "Estimación de los movimientos verticales inmediatos de una cimentación con ayuda de un programa de computadora". División de Estudios Superiores, Facultad de Ingeniería, UNAM. Trabajo final del curso Aplicación de las computadoras a la Mecánica de Suelos. Profesores: Covarrubias S W., Murray L., 1974
2. Terzaghi K., "Theoretical Soil Mechanics", John Wiley and Sons, 1943
3. Auvinet G., Díaz Mora C., "MOVECIM/II. Programa de computadora para estimar los movimientos elásticos y diferidos en cimentaciones", Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM
4. Reséndiz D, Nieto A, Figueroa J., "The Elastic Properties of Saturated Clays from Field and Laboratory Measurements", Proc III Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Caracas, 1967

A N E X O A 1

LISTADO DEL PROGRAMA

BRASE1 FREE
FILE 5=STEIND,UNIT=DISK,RECORD=14,BLOCKING=30
FILE 6=FILE6,UNIT=PRINTER,RECORD=22

*
* MOVELAS/11 *
*
* AGOSTO 1979 *
*

DIMENSION U(35),V(35),Z(36),E(36),RPCISS(36),NCASQ(35,35),Q(20),DE
1 SPVT(36,36),ARCHO(35,35,4),N(35),F1(4,36),F2(4,36),VINFLU(4,36)
2 ,DESPV(36,36,36),DES(36,36),X(40,4),Y(40,4)
REAL LARGO(35,35,4)

**** JULIO DE 1973 ****

DIVISION DE ESTUDIOS SUPERIORES, FACULTAD DE INGENIERIA UNAM
APLICACION A LAS COMPUTADORAS A LA MECANICA DE SUELOS
PROFESORES

SEGTU W. CGVARRUBIAS
MARCO ANTONIO HURRAY L.

ALUMNO
CARLOS RAUL DIAZ MORA

REVISION DE JUNIO DE 1977 INSTITUTO DE INGENIERIA, UNAM

ESTE PROGRAMA CALCULA LOS MOVIMIENTOS INMEDIATOS DEBIDOS A CARGAS

UNIFORMES EN LA SUPERFICIE DE ESTRATOS ELASTICOS. SE UTILIZA EL PROC
 EDIMIENTO APROXIMADO DE STEINBRENNER.
 EL PROCEDIMIENTO DE STEINBRENNER IMPLICA QUE LOS PUNTOS ESTADIA
 DUS EN PLANTA, SE ENCUENTREN SIEMPRE EN UNA DE LAS LINEAS DEL AREA
 RECTANGULAR CARGADA, COMO ES LOGICO DE ESPERAR, HABRA CASOS EN LOS
 CUALES SE DESEA ESTUDIAR PUNTOS QUE NO CUMPLAN CON ESTA CONDICION
 EN ESTE PROGRAMA SE ACEPTA COMO VALIDO EL PRINCIPIO DE SUPERPOSICION
 POR LO TANTO, PUEDEN ANALIZARSE PUNTOS CON CUALQUIER LOCALIZACION EN
 PLANTA.

DATOS

ARECT = NUMERO DE AREAS EN LAS QUE SE DIVIDIO LA CIMENTACION EN
 PLANTA
 NPUN = NUMERO DE PUNTOS EN PLANTA EN LOS CUALES INTERESA CONOCER
 LOS DESPLAZAMIENTOS VERTICALES
 NPROF = NUMERO DE PROFUNDIDADES A LAS QUE SE DETERMINA EL DESPLA-
 ZAMIENTO VERTICAL PARA LOS PUNTOS DE INTERES EN PLANTA
 NESTEL = NUMERO DE ESTRATOS ELASTICOS BAJO LA CIMENTACION
 X(I,I),Y(I,I) = COORDENADAS EN PLANTA DEL VERTICE I DEL RECTAN-
 GULO I
 U(I),V(I),Z(I) = COORDENADAS EN PLANTA Y PROFUNDIDADES DE LOS PUN-
 TOS DE INTERES
 E(I),RPOISS(I) = MODULO DE ELASTICIDAD Y RELACION DE POISSON PARA
 DEL ESTRATO I
 ESPTOT = ESPESOR TOTAL DEL ESTRATO ELASTICO
 G(I) = CARGA UNIFORME CORRESPONDIENTE AL AREA I

 VARIABLES IMPORTANTES DEL PROGRAMA

LARGO(I,II,I)
 ANCHO(I,II,I) = LARGO Y ANCHO DE LAS AREAS IRREALES PRODUCTO DE
 NCASG(I,II)
 NCASG(I,II) = TIPO DE PROBLEMA QUE SE PRESENTA DEPENDIENDO DE
 LA POSICION RELATIVA ENTRE EL PUNTO I Y EL AREA II
 F1LONG = FACTOR DE LONGITUD
 F1PROF = FACTOR DE PROFUNDIDAD
 C(I) = ESPESOR DEL ESTRATO ELASTICO
 F1(I,J),F2(I,J) = FACTORES DE LA FORMULA DE STEINBRENNER PARA EL AREA
 IRREAL IJ
 VINFLU(IJ) = VALOR DE INFLUENCIA DEL AREA IRREAL IJ SOBRE EL PUNTO
 EN ESTUDIO

 RESULTADOS

 DESPVT (I,J) = DESPLAZAMIENTO VERTICAL DEL PUNTO I A LA PROFUNDIDAD

CCCCCCCC

J

**** PROGRAMA PRINCIPAL ****

```

10 READ (5,/) NRECT,NPUN,NPROF,NESTEL
10 FORMAT (4I5)
2208 READ (5,/) (U(I),V(I),I=1,NPUN)
30 READ (5,/) (X(I,I),Y(I,I),I=1,4)
30 CONTINUE
30 READ (5,/) (Z(I),I=1,NPROF)
30 READ (5,/) (E(I),RPLISS(I),I=1,NESTEL)
30 FORMAT (10I5)
30 READ (5,/) (G(I),II=1,NRECT)
30 READ (5,/) ESPTOT
30 READ (5,31) T,BLANCO,EJE
31 FORMAT (3A1)
CALL GENERA (NCASO,X,Y,U,V,LARGO,ANCHO,NRECT,NPUN)
PI=3.1416
ITRUCJ=0
DO 1000 J=1,NPROF-1
E(J)=ESPTOT*(ESPTOT-2*(J+1))
1000 CONTINUE
C(NPROF)=ESPTOT

```

CCCCCCCC

***** IMPRESION DE DATOS *****

```

500 PRINT 500
500 FORMAT (1H1)
510 PRINT 510
510 FORMAT (53X,13H*****):
520 PRINT 520
520 FORMAT (53X,13H* *):
530 PRINT 530
530 FORMAT (53X,13H*** DATOS ***):
540 PRINT 540
540 PRINT 540
540 PRINT 540
540 FORMAT (///10X,73HEN ESTE PROGRAMA LGS DATOS Y RESULTADOS ESTAN DA
1000S EN METROS Y EN TON/M2):
540 PRINT 540
540 PRINT 540,NRECT

```

```

550 FORMAT (///10X,82HEL NUMERO DE AREAS RECTANGULARES EN LAS QUE SE D
1 DIVIDIO LA CIMENTACION EN PLANTA ES I3)
PRINT 500,NPUN
560 FORMAT (/10X,87HEL NUMERO DE PUNTOS EN LOS QUE INTERESA CONOCER EL
1 PERFIL DE MOVIMIENTOS VERTICALES ES I3)
PRINT 570,NPROF
570 FORMAT (/10X,111HEL NUMERO DE PROFUNDIDADES A LAS QUE INTERESA CONO
1 CER EL DESPLAZAMIENTO PARA LOS PUNTOS DE INTERES EN PLANTA ES I3)
PRINT 580,NSTIEL
580 FORMAT (/10X,31HEL LISTE PROBLEMA SE CONSIDERAN I3,39H ESTRATOS ELA
1 STICOS BAJO LA CIMENTACION)
PRINT 590
590 FORMAT (///50X,25H*** PUNTOS ESTUDIADOS *** )
DO 600 I=1,NPLN
600 PRINT 610,I,J(I),V(I)
610 FORMAT (/10X,13HPUNTO, NUMERO I2,5X,26HCOORDENADAS EN PLANTA
1,3HX =F7.3,3X,3HY =F7.3)
PRINT 620
620 FORMAT (/10X,21HEL NUMERO DE PROFUNDIDADES A LAS QUE INTERESA CONOCER LOS D",
1 "DESPLAZAMIENTOS VERTICALES PARA CADA PUNTO SON",7)
DO 640 J=1,NPROF
PRINT 630,J,Z(J)
630 FORMAT (54X,2HZ( I2,2H ),3H = 8F7.3)
640 CONTINUE
PRINT 650
650 FORMAT (///53X,21H*** ESTRATIGRAFIA ***///)
PRINT 670
670 FORMAT (35X,51H***** )
PRINT 680
680 FORMAT (35X,51H* ESTRATO * FRONTERA * FRONTERA * MODULO DE * REL
1ACION DE *)
PRINT 690
690 FORMAT (35X,51H* NUMERO * SUPERIOR * INFERIOR * ELASTICIDAD * PO
1ISSON *)
PRINT 700
DO 720 J=1,NPROF
IF (J=NPROF) 710,710,720
700 PRINT 705,J,Z(J),Z(J+1),EC(J),RPOISS(J)
705 FORMAT (35X,4H* I2,4X,3H* F5.2,3X,3H* F5.2,3X,3H* F8.2,3X,5H*
1 F4.2,5X,1H*)
GO TO 720
710 PRINT 715,J,Z(J),FSP(IGT,EC(J),RPOISS(J)
715 FORMAT (35X,4H* I2,4X,3H* F5.2,3X,3H* F5.2,3X,3H* F8.2,3X,5H*
1 F4.2,5X,1H*)
720 CONTINUE
PRINT 670
PRINT 730,ESP(IGT)
730 FORMAT (/,35X,"ESPESOR TOTAL DE ESTRATOS ELASTICOS =",F10.2,7)

```

```

PRINT 510
PRINT 500
PRINT 740
740 FORMAT (10X,105HEN LA SIGUIENTE TABLA SE PRESENTA PARA CADA PUNTO
1EN PLANTA, EL NUMERO DE AREAS IRREALES QUE SE INTRODUCEN)
PRINT 742
742 FORMAT (10X,103HDEPENDIENDO DE LA POSICION RELATIVA ENTRE DICHO PU
1NTO Y EL AREA REAL, ASI COMO LA CARGA UNIFORME DE CADA)
PRINT 745
745 FORMAT (10X,55HARFA REAL Y LOS ANCHOS Y LARGOS DE CADA UNA DE LAS
1AREAS IRREALES)
PRINT 750
750 FORMAT (2(,115H*****
1*****
PRINT 755
755 FORMAT (2X,84* PUNTO, 7H* AREA, 9H* CARGA, 9H* NUMERO, 12H** ANCH
10 1 *, 10H LARGO 1 *, 10H ANCHO 2 *, 10H LARGO 2 *, 10H ANCHO 3 *, 10H
2 LARGO 3 *, 10H ANCHO 4 *, 10H LARGO 4 *)
PRINT 760
760 FORMAT (2X,115H* * REAL * TON/M2 * DE ** * * *)
1 * * * * *
PRINT 770
770 FORMAT (2X,115H* * * * * AREAS ** * * *)
1 * * * * *
PRINT 750
DO 870 1=1, NPLN
CC 860 1=1, NRECT
IF (NCA5U(1,11)-3) 790,780,800
780 PRINT 790(1,11,Q(11), ANCHO(1,11,IJ), LARGO(1,11,IJ), I=1,4)
790 FORMAT (2X,31* ,12,6H * ,12,3H * ,F7.1,12H * ,4 ** ,8(1X,F7
1,3,1X,11*))
GO TO 860
800 IF (NCA5U(1,11)-4) 810,810,830
810 PRINT 820(1,11,Q(11), ANCHO(1,11,IJ), LARGO(1,11,IJ), I=1,2)
820 FORMAT (2X,31* ,12,6H * ,12,3H * ,F7.1,12H * ,2 ** ,4(1X,F7
1,3,1X,11*),4(10H **))
GO TO 860
830 IF (NCA5U(1,11)-5) 810,810,840
840 PRINT 850(1,11,Q(11), ANCHO(1,11,1), LARGO(1,11,1))
850 FORMAT (2X,31* ,12,6H * ,12,3H * ,F7.1,12H * ,1 ** ,2(1X,F7
1,3,1X,11*),6(10H **))
860 CONTINUE
870 CONTINUE
PRINT 750
PRINT 500
PRINT 875
875 FORMAT (/3X,59HPROGRAMO CARLOS RAUL DIAZ MORA D 17. EST. SUPERIOR
1ES 1973)
PRINT 880
880 FORMAT (/53X,20H*** RESULTADOS ****,///)

```

C
C
C
C
C

*** PROCESAMIENTO DE DATOS ***

```

DO 310 I=1,NPUN
DO 290 II=1,NREC1
40 DO 300 J=1,NPRCF
    DESPV (I,J,II)=0.
    IJ1= 1
    IJ2= 4
    IF (NCASO(I,II) = 3) 48,48,45
45 IJ2= 2
    IF (NCASO(I,II) = 4 OR NCASO(I,II) = 5) GO TO 48
48 DO 52 J=1,NPRCF
    GO 50 IJ=IJ1,IJ2
    FTLONG=LAGBO(I,II,IJ)/ANCHOC(I,II,IJ)
    FTPROF=D(CJ)/ANCHOC(I,II,IJ)
    C1=(1.+SQRT(FILONG**2+1.))*SQRT(FILONG**2+FTPROF**2)
    C2=FTLONG*(1.+SQRT(FILONG**2+FTPROF**2+1.))
    C3=(FTLONG+SQRT(FILONG**2+1.))*SQRT(1.+FTPROF**2)
    C4=FTLONG+SQRT(FILONG**2+FTPROF**2+1.)
    F1(IJ,J)=(C1./PI)*(FILONG*ALOG(C1/C2)+ALOG(C3/C4))
    F2(IJ,J)=(FTPROF/(2.*PI))*ATAN(FTLONG/(FTPROF*SQRT(FILONG**2+FTPRO
1*2+1.)))
    VINFLU(IJ,J)=((1.-RPOISS(J)**2)*F1(IJ,J))+((1.-RPOISS(J)-2.*RPOISS
1 (J)**2)*F2(IJ,J))
    WRITE(8,331) I,J,II,IJ,NCASO(I,II),FTLONG,FTPROF,C1,C2,C3,C4,
1 F1(IJ,J),F2(IJ,J),VINFLU(IJ,J)
381 FORMAT (5I3,9F12.6)
50 CONTINUE
52 CONTINUE
DO 200 J=1,NPRCF
A = 0.
E = 0.
SUMA1 = 0.
SUMA2 = 0.
RESTA1 = 0.
RESTA2 = 0.
FACT = Q(II) / E(J)
JK = J-1
GO TO ( 55, 65, 75, 85, 95, 105), NCASO(I,II)
CALL EXIT
CASO 1
55 DO 58 IJ=IJ1,IJ2
58 SUMA1 = SUMA1 + FACT * (VINFLU(IJ,J) * ANCHOC(I,II,IJ))
    IF (J = 1) GO TO 62
DO 60 IJ=IJ1,IJ2
60 SUMA2 = SUMA2 + FACT * (VINFLU(IJ,JK) * ANCHOC(I,II,IJ))

```

```

62 DESPV(I,J,II) = SUMA1 - SUMA2
GO TO 200
CASO 2
65 SUMA1 = FACT * (VINFLU(1,J)+ANCHO(I,II,1))
RESTA1 = FACT * (VINFLU(2,J)*ANCHO(I,II,2)+VINFLU(4,J)*
ANCHO(I,II,3))-VINFLU(3,J)*ANCHO(I,II,3))
IF (J.EQ.1) GO TO 68
SUMA2 = FACT * (VINFLU(1,JK)*ANCHO(I,II,1))
RESTA2 = FACT*(VINFLU(2,JK)*ANCHO(I,II,2)+ANCHO(I,II,4)*VINFLU(4
,JK) - VINFLU(3,JK)*ANCHO(I,II,3))
68 A = SUMA1 - RESTA1
B = SUMA2 - RESTA2
DESPV(I,J,II) = A - B
GO TO 200
CASO 3
75 SUMA1 = FACT*(VINFLU(1,J)*ANCHO(I,II,1)+VINFLU(2,J)*ANCHO(I,II,2))
RESTA1 = FACT*(VINFLU(3,J)*ANCHO(I,II,3)+VINFLU(4,J)*ANCHO(I,II,4))
IF (J.EQ.1) GO TO 80
SUMA2 = FACT*(VINFLU(1,JK)*ANCHO(I,II,1)+VINFLU(2,JK)*ANCHO(I,II,2))
RESTA2 = FACT*(VINFLU(3,JK)*ANCHO(I,II,3)+VINFLU(4,JK)*ANCHO(I,II,4))
80 A = SUMA1 - RESTA1
B = SUMA2 - RESTA2
DESPV(I,J,II) = A - B
GO TO 200
CASO 4
85 SUMA1 = FACT*(VINFLU(1,J)*ANCHO(I,II,1))
RESTA1 = FACT*(VINFLU(2,J)*ANCHO(I,II,2))
IF (J.EQ.1) GO TO 93
90 SUMA2 = FACT*(VINFLU(1,JK)*ANCHO(I,II,1))
RESTA2 = FACT*(VINFLU(2,JK)*ANCHO(I,II,2))
93 A = SUMA1 - RESTA1
B = SUMA2 - RESTA2
DESPV(I,J,II) = A - B
GO TO 200
CASO 5
95 SUMA1 = FACT*(VINFLU(1,J)*ANCHO(I,II,1)+VINFLU(2,J)*ANCHO(I,II,2))
IF (J.EQ.1) GO TO 100
SUMA2 = FACT*(VINFLU(1,JK)+ANCHO(I,II,1)+VINFLU(2,JK)*ANCHO
(I,II,2))
100 DESPV(I,J,II) = SUMA1 - SUMA2
GO TO 200
CASO 6
105 SUMA1 = FACT*(VINFLU(1,J)*ANCHO(I,II,1))
IF (J.EQ.1) GO TO 110
SUMA2 = FACT*(VINFLU(1,JK)*ANCHO(I,II,1))
110 DESPV(I,J,II) = SUMA1 - SUMA2
200 CONTINUE
290 CONTINUE
300 CONTINUE
310 CONTINUE

```

```

320 DO 340 I=1,NPLN
330 DO 320 J=1,NPROF
340 DO 330 J=1,NPROF
C(1,J)=DES(I,J)+DESPV(I,J,11)
CONTINUE
CONTINUE
330 CONTINUE
340 CONTINUE
DO 370 I=1,NPLN
360 DO 350 J=1,NPROF
370 DO 360 J=1,NPROF
C(1,J)=DESPVT(I,J)+DES(I,K)
CONTINUE
CONTINUE
330 CONTINUE
360 CONTINUE
370 CONTINUE
DO 420 I=1,NPLN
PRINT 380,I
380 FORMAT(13X,74PUNTO (,I2,2H),15X,11HPROFUNDIDAD,11X,23HDESPLAZAMIE
INTIC VERTICAL,///)
DO 410 J=1,NPROF+1
Z(NPROF+1)=ESPIDI
PRINT 400,Z(J),DESPVT(I,J)
C WRITE(8,400) Z(J),DESPVT(I,J)
400 FORMAT(45X,F7.4,15X,F12.8)
CONTINUE
410 CONTINUE
PRINT 415
415 FORMAT(//,51X,8H*****//)
420 CONTINUE
DO 910 I=1,NPLN
DO 905 J=1,NPROF
DO 900 K=1,NRECT
DES(I,J)=0.
DESPVT(I,J)=0.
DESPV(I,J,K)=0.
CONTINUE
CONTINUE
900 CONTINUE
905 CONTINUE
910 CONTINUE
NPROF=NPROF+1
CALL GRAFIC (DESPVT,U,V,Z,T,BLANCO,EJE,NPUN,NPROF)
END
SUBROUTINE GRAFIC (DESPVT,X,Y,Z,T,BLANCO,EJE,NPUN,NPROF)

```

**** SUBKRUTINA PARA GRAFICAR ****

```

DIMENSION DESPVT(36,36),X(35),Y(35),Z(36),A(101)
DO 10 I=1,NPLN
DESMAX=0.
DO 10 J=1,NPROF

```

C
C
C
C

```

TEMP=ABS(DESPLY(I,J))
IF(TEMP.LT.DESMAX)GO TO 10
10 CONTINUL
ESC=DESMAX/5.
PRINT 20
20 FORMAT (1H1,50X,26H* MOVIMIENTOS VERTICALES *)
PRINT J, I, X(I), Y(I), ESC
ESC=ESC/10.
30 FORMAT (/10X,5HPUNTO,I3,2X,2HX=F6.2,1X,2HY=F6.2,14X,2CHESCALA 1
1L NIADAD = F8.1,1X,2HM.)
PRINT 40
40 FORMAT (/1X,7HPRUF(H),1JX,10H EXPANSION,58X,12HASENTAMIENTO)
PRINT 60
60 FORMAT (/1X,106H0 5-----4-----3-----2-----1-----
1-----3-----2-----1-----2-----3-----4-----5)
DO 180 J=1,50
DO 70 L=1,101
70 ACL)=BLANCO
ACSI)=EJE
DO 30 M=1,NPRCF
NDEEP=Z(M)+0.5
IF(NDEEP.EQ.J)GO TO 90
80 CONTINUL
GO TO 100
90 NCOL=DESPLY(I,M)/FSC
ACSI+NCOL)=I
100 NESV=MOD(J,5)
IF(NESV.EQ.0)GO IN 110
NCONT=2
GO TO 120
110 NCONT=1
120 GO TO (130,150)NCONT
130 PRINT 140,J,(AC(I),I=1,101)
140 FORMAT (3Y,12,4X,101A1)
GO TO 180
150 PRINT 160,(AC(I),I=1,101)
160 FORMAT (9X,101A1)
180 CONTINUL
190 CONTINUL
RETURN
SUBROUTINE GENERA (NCASO,X,Y,U,V,LARGO,ANCHO,NRECT,NPLN)

```

C
C
C
C
C

LA SUBROUTINA GENERA SE ENCARGA DE CALCULAR LOS ANCHOS Y LARGOS DE CADA UNA DE LAS AREAS TIRREALES QUE RESULTAN DE LA POSICION RELATIVA DEL PUNTO ESTUDIADO I Y EL RECTANGULO CONSIDERADO II.
 ESTA SUBROUTINA ASIGNA PARA CADA POSICION RELATIVA ENTRE PUNTO

C
C
C

Y RECTANGULO , EL VALOR CORRESPONDIENTE DE NCASQ(I,II)

```

DIMENSION NCASQ(35,35),U(35),V(35),X(40,4),Y(40,4),ANCH0(35,35,4)
1) LARGO(35,35,4)
DO 390 I=1,NPUN
DO 387 II=1,NREC1
A1==ABS(U(I))X(II,1))
A2==ABS(V(I))Y(II,1))
A3==ABS(U(I))X(II,2))
A4==ABS(V(I))Y(II,2))
A5==ABS(U(I))X(II,3))
A6==ABS(V(I))Y(II,3))
A7==ABS(U(I))X(II,4))
A8==ABS(V(I))Y(II,4))
IF (CA1.LE.1.FE.EE.UU.UU.UU.UU.UU) GO TO 360
IF (CA3.LE.1.FE.EE.UU.UU.UU.UU) GO TO 360
IF (CA5.LE.1.FE.EE.UU.UU.UU.UU) GO TO 360
IF (CA7.LE.1.FE.EE.UU.UU.UU.UU) GO TO 360
IF (U(I).GT.X(II,1)).AND.U(I).LT.X(II,3)).AND.V(I).GT.Y(II,1)).AND.V(I)
1) .LT.Y(II,3))GO TO 5
IF (U(I).LT.X(II,1)).AND.V(I).LT.Y(II,1))GO TO 45
IF (U(I).LT.X(II,1)).AND.V(I).GT.Y(II,2))GO TO 75
IF (U(I).GT.X(II,3)).AND.V(I).GT.Y(II,3))GO TO 100
IF (U(I).GT.X(II,4)).AND.V(I).LT.Y(II,4))GO TO 122
IF (U(I).LT.X(II,1)).AND.V(I).GT.Y(II,1)).AND.V(I).LT.Y(II,2))GO TO 1
145 IF (U(I).GT.X(II,4)).AND.V(I).GT.Y(II,4)).AND.V(I).LT.Y(II,3))GO TO 1
170 IF (U(I).GT.X(II,1)).AND.U(I).LT.X(II,4)).AND.V(I).GT.Y(II,3))GO TO 1
165 IF (U(I).GT.X(II,1)).AND.U(I).LT.X(II,4)).AND.V(I).LT.Y(II,1))GO TO 2
115 IF (V(I).EQ.Y(II,2)).AND.U(I).LT.X(II,1))GO TO 240
IF (V(I).EQ.Y(II,1)).AND.U(I).LT.X(II,1))GO TO 253
IF (V(I).EQ.Y(II,3)).AND.U(I).GT.X(II,3))GO TO 265
IF (V(I).EQ.Y(II,4)).AND.U(I).GT.X(II,4))GO TO 280
IF (U(I).EQ.X(II,1)).AND.V(I).GT.Y(II,1)).AND.V(I).LT.Y(II,2))GO TO 2
195 IF (V(I).EQ.Y(II,2)).AND.U(I).GT.X(II,2)).AND.U(I).LT.X(II,3))GO TO 3
115 IF (U(I).EQ.X(II,3)).AND.V(I).GT.Y(II,4)).AND.V(I).LT.Y(II,3))GO TO
1330 IF (V(I).EQ.Y(II,1)).AND.U(I).GT.X(II,1)).AND.U(I).LT.X(II,4))GO TO 3
145 IF (U(I).EQ.X(II,3)).AND.V(I).GT.Y(II,2))GO TO 125U
IF (U(I).EQ.X(II,1)).AND.V(I).GT.Y(II,2))GO TO 125U
IF (U(I).EQ.X(II,4)).AND.V(I).LT.Y(II,1))GO TO 126U
IF (U(I).EQ.X(II,4)).AND.V(I).LT.Y(II,4))GO TO 126U
WRITE (6,400) I,II

```

```

NCASO(1,II) = 0
GO TO 380
5 NCASO(1,II)=1
A1=U(I)-X(II,1)
AL1=V(I)-Y(II,1)
A3=X(II,3)-U(I)
AL3=Y(II,2)-V(I)
IF(A1.LT.AL1)GO 10 10
C=A1
A1=AL1
AL1=C
10 ANCHG(1,II,1)=A1
LARGU(1,II,1)=AL1
A1=U(I)-X(II,1)
IF(A1.LT.AL3)GO 10 16
C=A1
A1=AL3
AL3=C
16 ANCHG(1,II,2)=A1
LARGU(1,II,2)=AL3
AL3=Y(II,2)-V(I)
IF(AJ.LT.AL3)GO 10 20
C=A3
A3=AL3
AL3=C
20 ANCHG(1,II,3)=A3
LARGU(1,II,3)=AL3
A4=X(II,4)-U(I)
AL4=V(I)-Y(II,4)
IF(A4.LT.AL4)GO 10 40
C=A4
A4=AL4
AL4=C
40 ANCHG(1,II,4)=A4
LARGU(1,II,4)=AL4
GO TO 380
45 NCASO(1,II)=2
A1=X(II,4)-U(I)
AL1=Y(II,3)-V(I)
IF(A1.LT.AL1)GO 10 50
C=A1
A1=AL1
AL1=C
50 ANCHU(1,II,1)=A1
LARGU(1,II,1)=AL1
A1=Y(II,4)-V(I)
AL1=X(II,4)-U(I)
IF(A1.LT.AL1)GO 10 55
C=A1
A1=AL1

```

```

AL1=C
55 ANCHQ(1,II,2)=A1
LARGO(1,II,2)=AL1
A1=Y(II,1)-V(1)
AL1=X(II,1)-U(1)
IF(A1:LT:AL1)GO TO 60
C=A1
A1=AL1
AL1=C
60 ANCHQ(1,II,3)=A1
LARGO(1,II,3)=AL1
A1=X(II,1)-U(1)
AL1=Y(II,2)-V(1)
IF(A1:LT:AL1)GO TO 70
C=A1
A1=AL1
AL1=C
70 ANCHQ(1,II,4)=A1
LARGO(1,II,4)=AL1
GO TO 380
75 NCASQ(1,II)=2
A1=X(II,3)-U(1)
AL1=V(1)-Y(II,1)
IF(A1:LT:AL1)GO TO 80
C=A1
A1=AL1
AL1=C
80 ANCHQ(1,II,1)=A1
LARGO(1,II,1)=AL1
A1=X(II,2)-U(1)
AL1=V(1)-Y(II,1)
IF(A1:LT:AL1)GO TO 85
C=A1
A1=AL1
AL1=C
85 ANCHQ(1,II,2)=A1
LARGO(1,II,2)=AL1
A1=Y(II,2)-L(1)
AL1=V(1)-Y(II,2)
IF(A1:LT:AL1)GO TO 90
C=A1
A1=AL1
AL1=C
90 ANCHQ(1,II,3)=A1
LARGO(1,II,3)=AL1
A1=V(1)-Y(II,2)
AL1=X(II,4)-U(1)
IF(A1:LT:AL1)GO TO 95
C=A1
A1=AL1

```

```

AL1=C
95 ANCHOC(I,II,4)=A1
   LARGOC(I,II,4)=AL1
   GO TO 300
100 NCASOC(I,II)=2
    A1=V(I)-Y(II,4)
    AL1=U(I)-X(II,1)
    IF(A1.LT.AL1) GO TO 105
    C=A1
    A1=AL1
    AL1=C
105 ANCHOC(I,II,1)=A1
    LARGOC(I,II,1)=AL1
    A1=U(I)-X(II,4)
    AL1=V(I)-Y(II,4)
    IF(A1.LT.AL1) GO TO 110
    C=A1
    A1=AL1
    AL1=C
110 ANCHOC(I,II,2)=A1
    LARGOC(I,II,2)=AL1
    A1=U(I)-X(II,4)
    AL1=V(I)-Y(II,2)
    IF(A1.LT.AL1) GO TO 115
    C=A1
    A1=AL1
    AL1=C
115 ANCHOC(I,II,3)=A1
    LARGOC(I,II,3)=AL1
    A1=U(I)-X(II,1)
    AL1=V(I)-Y(II,2)
    IF(A1.LT.AL1) GO TO 120
    C=A1
    A1=AL1
    AL1=C
120 ANCHOC(I,II,4)=A1
    LARGOC(I,II,4)=AL1
    GO TO 300
122 NCASOC(I,II)=2
    A1=U(I)-X(II,1)
    A1=Y(II,3)-V(I)
    IF(A1.LT.AL1) GO TO 125
    C=A1
    A1=AL1
    AL1=C
125 ANCHOC(I,II,1)=A1
    LARGOC(I,II,1)=AL1
    A1=Y(II,3)-V(I)
    AL1=U(I)-X(II,4)
    IF(A1.LT.AL1) GO TO 130

```

```

C=A1
A1=AL1
AL1=C
130 ANCHG C(I,I,2)=A1
LARGD C(I,I,2)=AL1
A1=UC(I)-X(I,4)
AL1=YC(I,4)-V(I)
IF(A1.LT.AL1) GO TO 135
C=A1
A1=AL1
AL1=C
135 ANCHG C(I,I,3)=A1
LARGD C(I,I,3)=AL1
A1=UC(I)-X(I,1)
AL1=YC(I,4)-V(I)
IF(A1.LT.AL1) GO TO 140
C=A1
A1=AL1
AL1=C
140 ANCHG C(I,I,4)=A1
LARGD C(I,I,4)=AL1
GO TO 300
145 NCASD C(I,I)=3
A1=VC(I)-Y(I,1)
AL1=XC(I,1)-J(I)
IF(A1.LT.AL1) GO TO 150
C=A1
A1=AL1
AL1=C
150 ANCHG C(I,I,1)=A1
LARGD C(I,I,1)=AL1
A1=YC(I,2)-V(I)
AL1=XC(I,1)-J(I)
IF(A1.LT.AL1) GO TO 155
C=A1
A1=AL1
AL1=C
155 ANCHG C(I,I,2)=A1
LARGD C(I,I,2)=AL1
A1=VC(I)-Y(I,1)
AL1=XC(I,1)-J(I)
IF(A1.LT.AL1) GO TO 160
C=A1
A1=AL1
AL1=C
160 ANCHG C(I,I,3)=A1
LARGD C(I,I,3)=AL1
A1=YC(I,2)-V(I)
AL1=XC(I,1)-J(I)
IF(A1.LT.AL1) GO TO 165

```

```

C=A1
A1=AL1
AL1=C
165 ANCHQ(1,II,4)=A1
LARGO(1,II,4)=AL1
GO TO 300
170 NCASQ(1,II)=3
A1=V(1)-Y(II,4)
AL1=U(1)-X(II,1)
IF(A1:LT:AL1) GO TO 175
C=A1
A1=AL1
AL1=C
175 ANCHQ(1,II,1)=A1
LARGO(1,II,1)=AL1
A1=Y(II,3)-V(1)
AL1=U(1)-X(II,1)
IF(A1:LT:AL1) GO TO 180
C=A1
A1=AL1
AL1=C
180 ANCHQ(1,II,2)=A1
LARGO(1,II,2)=AL1
A1=Y(II,3)-V(1)
AL1=U(1)-X(II,3)
IF(A1:LT:AL1) GO TO 185
C=A1
A1=AL1
AL1=C
185 ANCHQ(1,II,3)=A1
LARGO(1,II,3)=AL1
A1=V(1)-Y(II,4)
AL1=U(1)-X(II,4)
IF(A1:LT:AL1) GO TO 190
C=A1
A1=AL1
AL1=C
190 ANCHQ(1,II,4)=A1
LARGO(1,II,4)=AL1
GO TO 300
195 NCASQ(1,II)=3
A1=U(1)-X(II,2)
AL1=V(1)-Y(II,1)
IF(A1:LT:AL1) GO TO 200
C=A1
A1=AL1
AL1=C
200 ANCHQ(1,II,1)=A1
LARGO(1,II,1)=AL1
A1=X(II,3)-U(1)

```

```

AL1=V(I)-Y(I,1)
IF(A1:LT.AL1) GO TO 203
AL1=C
C=A1
A1=AL1
203 ANCHUC(I,I,2)=A1
LARGUC(I,I,2)=AL1
A1=U(I)-X(I,2)
AL1=V(I)-Y(I,2)
IF(A1:LT.AL1) GO TO 205
C=A1
A1=AL1
AL1=C
205 ANCHUC(I,I,3)=A1
LARGUC(I,I,3)=AL1
A1=X(I,3)-U(I)
AL1=V(I)-Y(I,2)
IF(A1:LT.AL1) GO TO 210
C=A1
A1=AL1
AL1=C
210 ANCHUC(I,I,4)=A1
LARGUC(I,I,4)=AL1
GO TO 200
215 NCASUC(I,I)=)
A1=U(I)-X(I,1)
AL1=Y(I,2)-V(I)
IF(A1:LT.AL1) GO TO 220
C=A1
C=A1
AL1=C
220 ANCHUC(I,I,1)=A1
LARGUC(I,I,1)=AL1
A1=X(I,4)-U(I)
AL1=Y(I,2)-V(I)
IF(A1:LT.AL1) GO TO 225
C=A1
A1=AL1
AL1=C
225 ANCHUC(I,I,2)=A1
LARGUC(I,I,2)=AL1
A1=Y(I,1)-V(I)
AL1=U(I)-X(I,1)
IF(A1:LT.AL1) GO TO 230
C=A1
A1=AL1
AL1=C
230 ANCHUC(I,I,3)=A1
LARGUC(I,I,3)=AL1
A1=X(I,4)-U(I)

```

```

AL1=Y(II,4)-V(1)
IF(A1.LT.AL1) GO TO 235
C=A1
AL1=AL1
AL1=C
235 ANCHO(1,II,4)=A1
LARGO(1,II,4)=AL1
GO TO 380
240 NCASO(1,II)=4
A1=X(II,4)-U(1)
AL1=V(1)-Y(II,1)
IF(A1.LT.AL1) GO TO 245
C=A1
A1=AL1
AL1=C
245 ANCHO(1,II,1)=A1
LARGO(1,II,1)=AL1
A1=X(II,2)-U(1)
AL1=V(1)-Y(II,1)
IF(A1.LT.AL1) GO TO 250
C=A1
A1=AL1
AL1=C
250 ANCHO(1,II,2)=A1
LARGO(1,II,2)=AL1
GO TO 380
1250 NCASU(1,II) = 4
J = 1
A1 = ABS(X(II,4)-X(II,1))
A11 = A1
AL1 = V(I) - Y(II,1)
1252 IF(A1.LT.AL1) GO TO 1255
C=A1
A1 = AL1
AL1 = C
1255 ANCHO(1,II,J) = A1
LARGO(1,II,J) = AL1
IF(J.EQ.2) GO TO 380
A1 = V(I) - Y(II,2)
AL1 = A11
J = 2
GO TO 1252
1260 NCASU(1,II) = 4
J=1
A1 = X(II,4) - X(II,1)
IF(A1.LT.0.) A1 = -A1
A11 = A1
AL1 = Y(II,2) - V(I)
IF(AL1.LT.0.) AL1 = -AL1
1262 IF(A1.LT.AL1) GO TO 1265

```

```

C=A1
A1 = AL1
AL1 = C
1265 ANCHQ (1,II,J) = A1
LARGO (1,II,J) = AL1
IF (J.LG.2) GO IG 300
AL1 = -A1
J=2
A1 = Y(II,1) - V(I)
IF (A1.LT. 0.) A1 = - A1
GO TO 1262
253 NCASO (1,II)=4
A1=X(II,4)-U(I)
AL1=Y(II,2)-V(I)
IF(A1.LT.AL1) GO TO 255
C=A1
A1=AL1
AL1=C
255 ANCHQ (1,II,1)=A1
LARGO (1,II,1)=AL1
A1=X(II,1)-U(I)
AL1=Y(II,2)-V(I)
IF(A1.LT.AL1) GO TO 260
C=A1
A1=AL1
AL1=C
260 ANCHQ (1,II,2)=A1
LARGO (1,II,2)=AL1
GO TO 380
265 NCASO (1,II)=4
A1=U(II)-X(II,2)
AL1=V(II)-Y(II,4)
IF(A1.LT.AL1) GO TO 270
C=A1
A1=AL1
AL1=C
270 ANCHQ (1,II,1)=A1
LARGO (1,II,1)=AL1
A1=U(II)-X(II,3)
AL1=V(II)-Y(II,4)
IF(A1.LT.AL1) GO TO 275
C=A1
A1=AL1
AL1=C
275 ANCHQ (1,II,2)=A1
LARGO (1,II,2)=AL1
GO TO 380
280 NCASO (1,II)=4
A1=Y(II,3)-V(I)
AL1=U(II)-X(II,1)

```

```
IF (A1.LT.AL1) GO TO 285
C=A1
A1=AL1
AL1=C
285 ANCHQ(I,II,1)=A1
LARGO(I,II,1)=AL1
A1=U(I)-X(II,4)
AL1=Y(II,3)-V(I)
IF (A1.LT.AL1) GO TO 290
C=A1
A1=AL1
AL1=C
290 ANCHQ(I,II,2)=A1
LARGO(I,II,2)=AL1
GO TO 380
295 NCASQ(I,II)=5
A1=X(II,4)-U(I)
AL1=V(I)-Y(II,1)
IF (A1.LT.AL1) GO TO 300
C=A1
A1=AL1
AL1=C
300 ANCHQ(I,II,1)=A1
LARGO(I,II,1)=AL1
A1=X(II,4)-U(I)
AL1=Y(II,2)-V(I)
IF (A1.LT.AL1) GO TO 310
C=A1
A1=AL1
AL1=C
310 ANCHQ(I,II,2)=A1
LARGO(I,II,2)=AL1
GO TO 380
315 NCASQ(I,II)=5
A1=U(I)-X(II,2)
AL1=V(I)-Y(II,1)
IF (A1.LT.AL1) GO TO 320
C=A1
A1=AL1
AL1=C
320 ANCHQ(I,II,1)=A1
LARGO(I,II,1)=AL1
A1=X(II,3)-U(I)
AL1=V(I)-Y(II,4)
IF (A1.LT.AL1) GO TO 325
C=A1
A1=AL1
AL1=C
325 ANCHQ(I,II,2)=A1
LARGO(I,II,2)=AL1
```

```

330 GO TO 380
NCASU(I,II)=5
A1=Y(I,3)-V(I)
AL1=U(I)-X(I,1)
IF(A1:LT:AL1) GO TO 335
C=A1
A1=AL1
AL1=C
335 ANCHU(I,II,1)=A1
LARGU(I,II,1)=AL1
A1=V(I)-Y(II,4)
AL1=U(I)-Y(II,1)
IF(A1:LT:AL1) GO TO 340
C=A1
A1=AL1
AL1=C
340 ANCHU(I,II,2)=A1
LARGU(I,II,2)=AL1
GO TO 380
345 NCASU(I,II)=5
A1=U(I)-X(II,1)
AL1=Y(I,2)-V(I)
IF(A1:LT:AL1) GO TO 350
C=A1
A1=AL1
AL1=C
350 ANCHU(I,II,1)=A1
LARGU(I,II,1)=AL1
A1=X(II,4)-J(I)
AL1=Y(II,2)-V(I)
IF(A1:LT:AL1) GO TO 355
C=A1
A1=AL1
AL1=C
355 ANCHU(I,II,2)=A1
LARGU(I,II,2)=AL1
GO TO 380
360 NCASU(I,II)=5
A1=X(II,4)-X(II,1)
AL1=Y(II,2)-Y(II,1)
IF(A1:LT:AL1) GO TO 365
C=A1
A1=AL1
AL1=C
365 ANCHU(I,II,1)=A1
LARGU(I,II,1)=AL1
380 CONTINUL
387 CONTINUL
390 CONTINUL
400 FCRMAT (///) *** ERROR DE DATOS EN EL PUNTO "13" O EN EL "

```

```
o "RECTANGULO " , I3 , " ***" )  
RETURN  
END
```

A N E X O A2

LISTADO DE RESULTADOS

 *** DATOS ***

DATA

EL ESTE PROGRAMA LOS DATOS Y RESULTADOS ESTAN DADOS EN METROS Y EN TON/H2

EL NUMERO DE AREAS RECTANGULARES EN LAS QUE SE DIVIDIO LA CIMENTACION EN PLANTA ES 1

EL NUMERO DE PUNTOS EN LOS QUE INTERESA CONOCER EL PERFIL DE DEFORMACIONES VERTICALES ES 5

EL NUMERO DE PROFUNDIDADES A LAS QUE INTERESA CONOCER EL DESPLAZAMIENTO PARA LOS PUNTOS DE INTERES EN PLANTA ES 10

EL ESTE PROGRAMA SE CONSIDERAN LOS ESTADOS ELASTICOS BAJO LA CIMENTACION

*** PUNTOS ESTUDIADOS ***

PUNTO NUMERO	COORDENADAS EN PLANTA	X =	Y =
1	COORDENADAS EN PLANTA	10.000	25.000
2	COORDENADAS EN PLANTA	10.000	30.000
3	COORDENADAS EN PLANTA	10.000	35.000
4	COORDENADAS EN PLANTA	10.000	4.000
5	COORDENADAS EN PLANTA	10.000	5.000

LAS PROFUNDIDADES A LAS QUE INTERESA CONOCER LOS DESPLAZAMIENTOS VERTICALES PARA CADA PUNTO SON

Z(1)	=	0.000
Z(2)	=	5.000
Z(3)	=	5.000
Z(4)	=	5.000
Z(5)	=	15.000
Z(6)	=	18.000
Z(7)	=	25.000
Z(8)	=	30.000
Z(9)	=	38.000
Z(10)	=	42.000

*** ESTADÍSTICA ***

ESTRATO LONLLO	FLEXIBILIA SUFICIA	FLEXIBILIA IMFICIA	FLEXIBILIA ELASTICIDAD	RELACION DE PCISSIA
1	0.00	4.00	625.00	0.20
2	5.00	5.00	675.00	0.20
3	9.00	5.00	601.00	0.20
4	15.00	15.00	501.00	0.20
5	25.00	25.00	501.00	0.20
6	30.00	30.00	1405.00	0.20
7	35.00	35.00	2958.00	0.20
8	35.00	42.00	3659.00	0.20
9	35.00	42.00	4659.00	0.20
10	35.00	42.00	4659.00	0.20

ESPELOR TOTAL DE ESTRATOS ELASTICOS = 50.00

LA SIGUIENTE TABLA SE MUESTRA PARA CADA PUNTO DE LA PLANTA EL VALOR DE APLS TIREALES QUE SE INTRODUCEN
 EN LA DIRECCION RELATIVA AL PUNTO DE LA PLANTA, ASI COMO LA CARGA UNIFORME DE CADA
 AREA DE LAS ANCHOS Y LONGOS DE CADA UNA DE LAS AREAS TIREALES

PUNTO	AREA N°	ANCHO TIREAL	NUMERO DE AREAS	ANCHO 1	LONGO 1	ANCHO 2	LONGO 2	ANCHO 3	LONGO 3	ANCHO 4	LONGO 4
1	1	25.00	4	10.000	25.000	10.000	25.000	10.000	25.000	10.000	25.000
2	1	25.00	4	10.000	25.000	10.000	25.000	10.000	25.000	10.000	25.000
3	1	25.00	4	10.000	25.000	10.000	25.000	10.000	25.000	10.000	25.000
4	1	25.00	4	10.000	25.000	10.000	25.000	10.000	25.000	10.000	25.000
5	1	25.00	4	10.000	25.000	10.000	25.000	10.000	25.000	10.000	25.000

PROGRAMA CARLOS RAUL DIAZ PARA DIV. EST. SUPERIORES 1973

**** RESULTADOS ****

PUNTO (1) PERIFERICAL DESPLAZAMIENTO VERTICAL

0.0000	0.07474086
4.0000	0.07100034
5.0000	0.06654007
9.0000	0.05436035
15.0000	0.03475067
16.0000	0.02566104
25.0000	0.00110087
36.0000	0.00444020
42.0000	0.00231025
50.0000	0.00143730
50.0000	0.00000000

PUNTO (2) PERIFERICAL DESPLAZAMIENTO VERTICAL

0.0000	0.07440023
4.0000	0.07071016
5.0000	0.06623757
9.0000	0.05386001
15.0000	0.03434004
16.0000	0.02525009
25.0000	0.00179005
36.0000	0.00484000
42.0000	0.00271000
50.0000	0.00141093
50.0000	0.00000000

PUNTO (3) PERIFERICAL DESPLAZAMIENTO VERTICAL

0.0000	0.07343094
4.0000	0.06954049
5.0000	0.06455091
9.0000	0.05244016
15.0000	0.03250050
16.0000	0.02341050
25.0000	0.00172076
36.0000	0.00412082
42.0000	0.00211094
50.0000	0.00117094
50.0000	0.00000000

PUNTO (4)

PROFUNDIDAD

DESPLAZAMIENTO VERTICAL

0.0000
4.0000
8.0000
12.0000
16.0000
20.0000
24.0000
28.0000
32.0000
36.0000
40.0000
44.0000

0.07657149
0.06235002
0.06155136
0.04177182
0.02707178
0.02111554
0.01775200
0.01605240
0.01565233
0.01527333
0.01000000

PUNTO (5)

PROFUNDIDAD

DESPLAZAMIENTO VERTICAL

0.0000
4.0000
8.0000
12.0000
16.0000
20.0000
24.0000
28.0000
32.0000
36.0000
40.0000
44.0000

0.03611543
0.03431542
0.03271540
0.02851537
0.01731530
0.01111527
0.01021523
0.00831519
0.00711516
0.00531510
0.00000000

* INSTRUMENTOS VERTICALES *

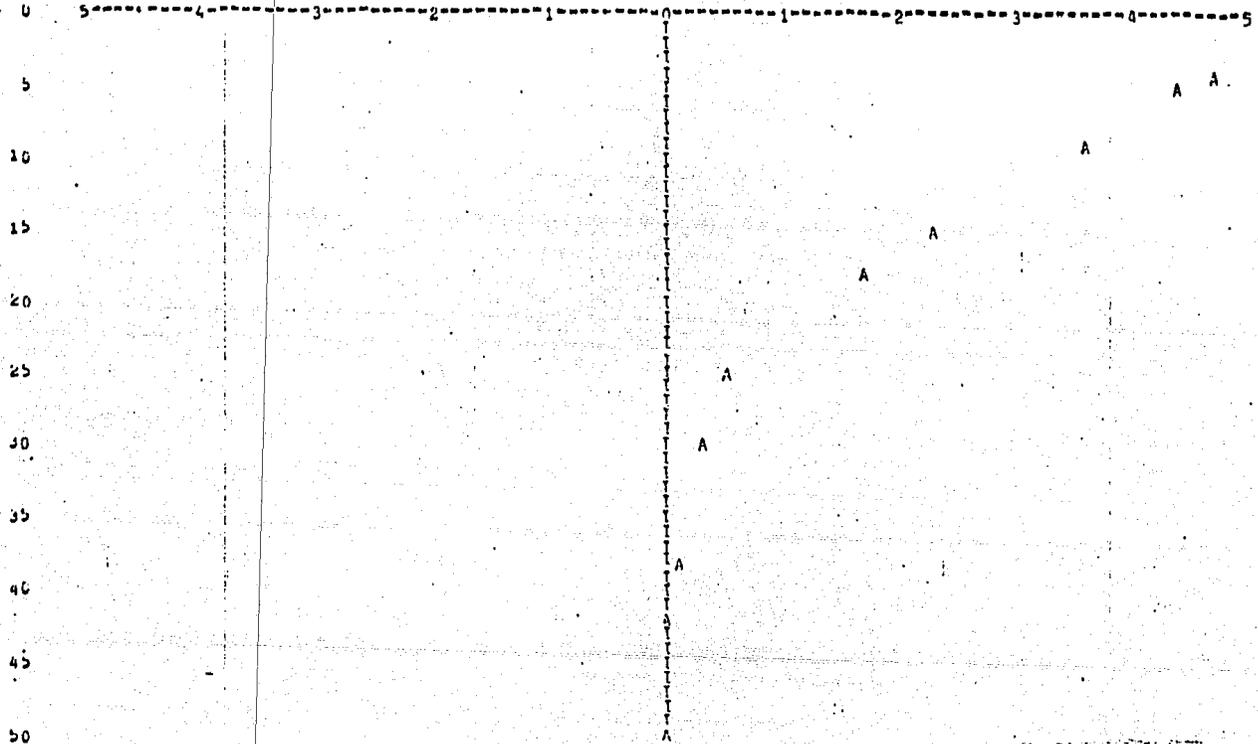
PUNTO 1 X= 10.00 Y= 25.00

ESCALA 1 UNIDAD = 0.0145 M.

PROFUND

EXPANSION

ASENTAMIENTO



ANEXO B

MOVECIM/II. PROGRAMA DE COMPUTADORA PARA
EL CALCULO DE MOVIMIENTOS VERTICALES INME
DIATOS Y DIFERIDOS

C O N T E N I D O

1. INTRODUCCION

2. TEORIA

2.1 *Movimientos inmediatos*

2.1.1 Hipótesis

2.1.2 Método de cálculo

2.2.2 Método de cálculo de los esfuerzos verticales

2.2.3 Método de cálculo de las deformaciones verticales

3. PREPARACION DE DATOS

3.1 *Resultados*

4. APLICACIONES NUMERICAS

4.1 *Movimientos inmediatos inducidos por una excavación*

4.1.1 Datos

4.1.2 Resultados

4.2 *Movimientos diferidos inducidos por una cimentación parcialmente compensada*

4.2.1 Datos

4.2.2 Resultados

4.3 *Movimientos diferidos por una cimentación
parcialmente compensada y desplantada en
pilotes*

4.3.1 Datos

4.3.2 Resultados

5. MODOS DE UTILIZACION DEL PROGRAMA

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

REFERENCIAS

ANEXO B-0 Listado del programa para computadora

ANEXO B-1 Listado de datos y resultados del ejemplo
del inciso 4.1

ANEXO B-2 Listado de datos y resultados del ejemplo
del inciso 4.2

ANEXO B-3 Listado de datos y resultados del ejemplo
del inciso 4.3

1. INTRODUCCION

Se presenta en este trabajo el programa de computadora MOVE-CIM/II que permite estimar los movimientos verticales de cimentaciones, ref 8.

Estan previstas dos alternativas de cálculos de los movimientos de la cimentación o de superficie; estas son:

- a) Movimientos verticales inmediatos de tipo elástico inducidos en el suelo por excavaciones o cargas superficiales.
- b) Movimientos verticales diferidos inducidos por consolidación o expansión del subsuelo en cimentaciones superficiales, compensadas o piloteadas, tomando en cuenta eventualmente la fricción negativa desarrollada sobre la subestructura y los pilotes.

El programa MOVECIM/II, cuyo listado se presenta en el Anexo B0 esta escrito en FORTRAN IV y fué probado en la computadora Burroughs 6700-7700 del Centro de Servicios de Cómputo de la UNAM. Este programa permite llevar a cabo las operaciones de finidas en los incisos 2.1.2, 2.2.2 y 2.2.3

El programa está estructurado de la forma siguiente:

- MOVECIM/II. Programa principal. En esta parte se ejecutan las instrucciones tanto de lectura de datos como la impresión de resultados; además, es aquí, donde se calculan los movimientos elásticos (alternativa a)..
- MICAUN. Subrutina que calcula los esfuerzos debidos a cargas uniformemente repartidas sobre áreas horizontales mediante las ecuaciones de Mindlin.
- MICALI. Subrutina que permite calcular los esfuerzos debidos a las cargas repartidas a lo largo de líneas verticales, mediante las ecuaciones de *Geddes*.
- MICAPU. Subrutina que permite calcular los esfuerzos debidos a cargas puntuales, utilizando las ecuaciones de Mindlin.

MIASEN. Subrutina que permite calcular los asentamientos o emersiones diferidas, provocadas por consolidación unidimensional.

MIGRAF. Subrutina que permite obtener en forma gráfica los esfuerzos calculados y los asentamientos estimados.

En este trabajo se presentan las bases teóricas con las cuales fué diseñado el programa; así como, ejemplos numéricos que ayudarán a facilitar la comprensión del manejo del programa y un instructivo para la preparación de datos incluyendo el significado de las variables que son datos de entrada.

2. BASES TEORICAS

2.1 *Movimientos inmediatos*

2.1.1 Hipótesis

Los movimientos verticales inmediatos se calculan con base en las siguientes hipótesis.

- El suelo puede considerarse homogéneo y linealmente elástico
- Se conoce el módulo de elasticidad y la relación de Poisson del suelo a partir de la información local*, o por determinación directa mediante pruebas dinámicas o estáticas in situ.
- La superficie afectada puede ser dividida en áreas rectangulares uniformemente cargadas o descargadas.

2.1.2 Método de cálculo

Para el cálculo de los movimientos elásticos se aplica el método de los sectores (ref 4). El método consiste en sustituir las superficies de interés por áreas o diferencias de áreas sectoriales elementales (fig 1). El movimiento δ inducido en el vértice de un sector circular de ángulo α , uniformemente cargado, se puede calcular a partir de la fórmula de Boussinesq (ref 7) como:

$$\delta = (1 - \nu^2) \frac{\alpha}{\pi} \frac{p}{E} R \quad (1)$$

donde:

- ν es la relación de poisson
- p es la carga o descarga por unidad de superficie
- E es el módulo de elasticidad
- R es el radio del sector

* Para arcillas del Valle de México se consultarán las refs 2 y 5

Aplicando el principio de superposición resulta por tanto sencillo estimar el movimiento inducido en cualquier punto, por carga o descarga del área de interés.

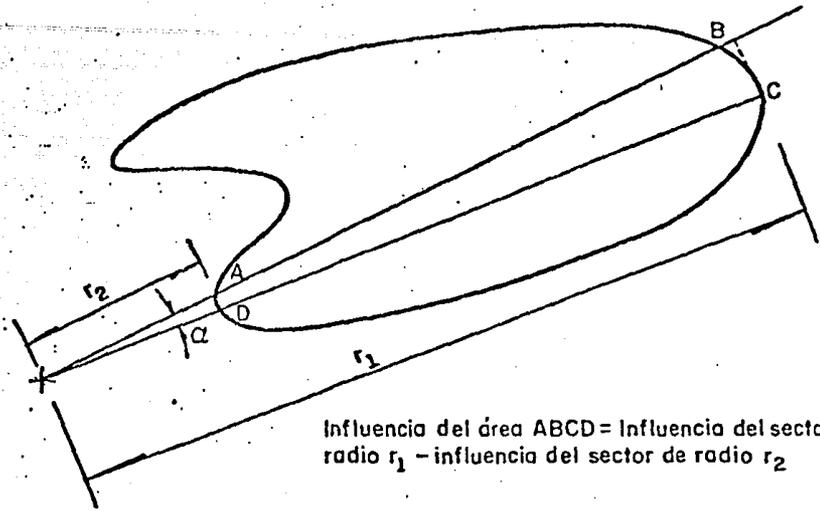
2.2 Movimientos diferidos

2.2.1 Hipótesis

Los movimientos diferidos de las cimentaciones superficiales, compensadas o piloteadas se calculan con base en las siguientes hipótesis.

- Las cargas que inducen movimientos de las cimentaciones a largo plazo son todas o algunas de las siguientes (fig 2):
 - a) Presiones de contacto netas* uniformemente repartidas en áreas rectangulares desplantadas en la superficie o a determinada profundidad (zapatas, losas)
 - b) Cargas puntuales transmitidas por la punta de los pilotes
 - c) Fricción negativa en los pilotes
 - d) Fricción positiva en los pilotes
 - e) Fricción negativa sobre las paredes laterales de la subestructura

* Se entiende por presión de contacto neta al incremento de presión a la profundidad de desplante respecto a la que existía a esta profundidad antes de la construcción



Influencia del área ABCD = Influencia del sector de radio r_1 - influencia del sector de radio r_2

Fig 1 Método de los sectores. (Ref.4)

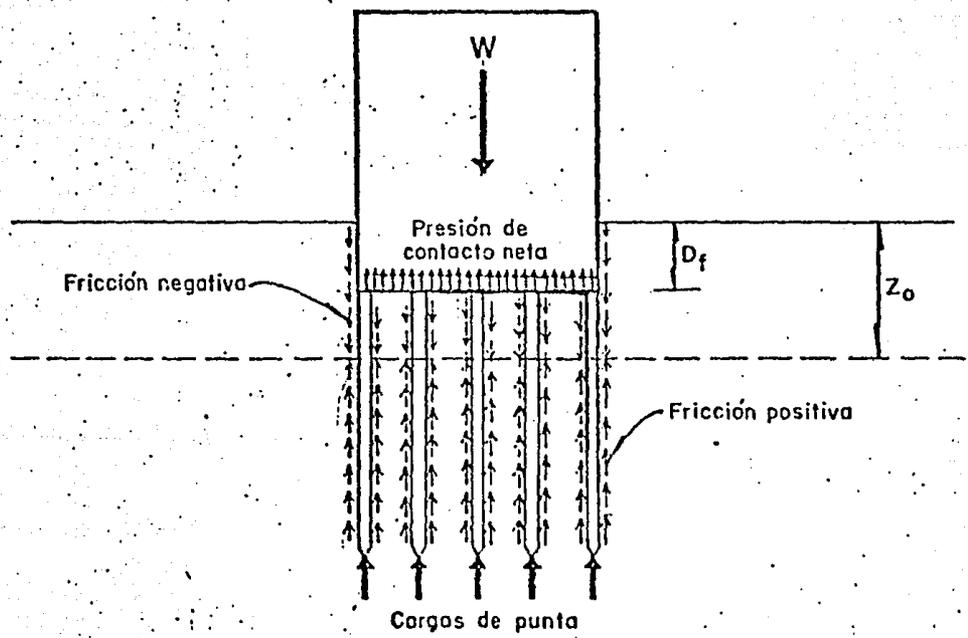


Fig 2 Cargas actuantes sobre la cimentación

- Es aplicable la teoría de la elasticidad (fórmulas de Mindlin) para estimar los esfuerzos verticales inducidos en el medio por cada una de las cargas anteriores. Se su pone conocida la relación de Poisson del material.
- Es válido estimar los movimientos verticales a partir de los esfuerzos verticales, mediante curvas de compresibilidad unidimensional obtenidas en el laboratorio.
- En el caso de cimentaciones piloteadas sujetas a fricción negativa, cada una de las cargas mencionadas se puede determinar en magnitud y posición, escribiendo el equilibrio estático de la cimentación, previa estimación de la adherencia suelo-pilote o suelo-subestructura*.
- Se desprecia la influencia de la rigidez de la estructura en los movimientos.

2.2.2 Método de cálculo de los esfuerzos verticales

- Cargas concentradas

Los esfuerzos verticales inducidos en cualquier punto por una carga concentrada Q , como la transmitida por la punta de un pi lote, se calculan directamente por la fórmula de Mindlin (ref 7):

* Se recomienda para ello seguir el procedimiento definido en el trabajo "Analysis of pile foundations in consolidating soil" de D. Reséndiz y G. Auvinet (ref 6)

$$\sigma_z = \frac{Q}{8\pi(1-\nu)} \left[-\frac{3Z_1^3}{R_1^5} - \frac{(1-2\nu)Z_1}{R_1^3} + \frac{(1-2\nu)Z_1}{R_2^3} + \frac{-3(3-4\nu)Z^3 + 12(2-\nu)CZ^2 - 18C^2Z}{R_2^5} - \frac{30CZ^3(Z-C)}{R_2^7} \right] \quad (2)$$

donde ν es la relación de Poisson y las otras literales tienen el significado indicado en la fig 3.

- Cargas repartidas

Para el cálculo de los esfuerzos inducidos por una carga q uniformemente repartida sobre una superficie horizontal a una profundidad D_f , se emplea el ya mencionado método de los sectores, generalizado para las fórmulas de Mindlin (fig 4).

La influencia de un sector de ángulo α y radio R en un punto localizado bajo el centro del mismo, puede calcularse como:

$$\sigma_z = \frac{\alpha}{2\pi} \int_0^{2\pi} \int_0^R d\sigma_z (q, \rho, \theta) \quad (3)$$

donde $d\sigma_z$ es el esfuerzo dado por la ec. 2 para $Q = q\rho d\rho d\theta$ (fig 5).

La integración da:

$$\sigma_z = \frac{\alpha}{2\pi} \frac{q}{4(1-\nu)} (I + II + III + IV + V) \quad (4)$$

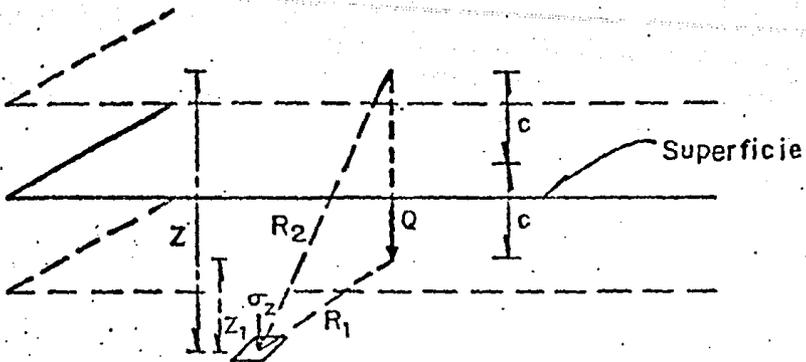


Fig 3 Fórmula de Mindlin

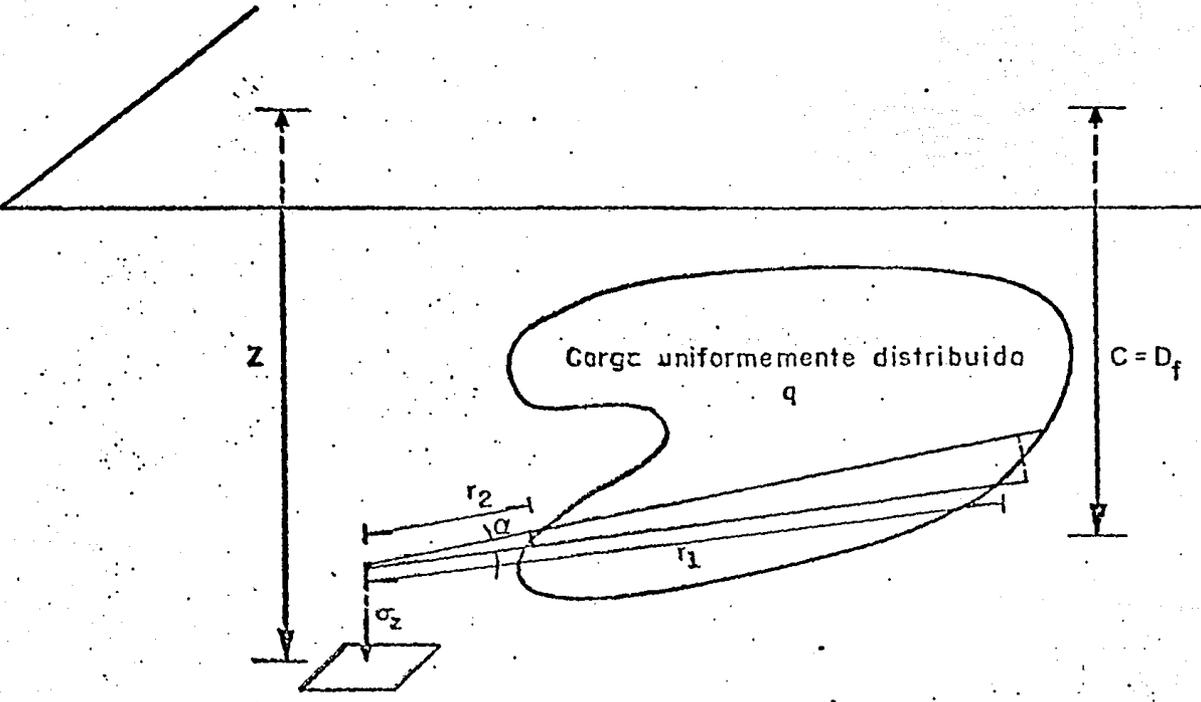


Fig 4 Método de los sectores generalizado

donde los términos representados por números romanos son:

$$I = (Z-D_f)^3 \left[\frac{1}{[R^2+(Z-D_f)^2]^{3/2}} - \frac{1}{|Z-D_f|^3} \right]$$

$$II = (1-2\nu) (Z-D_f) \left[\frac{1}{[R^2+(Z-D_f)^2]^{1/2}} - \frac{1}{|Z-D_f|} \right]$$

$$III = - (1-2\nu) (Z-D_f) \left[\frac{1}{[R^2+(Z+D_f)^2]^{1/2}} - \frac{1}{(Z+D_f)} \right]$$

$$IV = \left[(3-4\nu) (Z+D_f)^3 - 4(2-\nu) D_f (Z+D_f)^2 + 6D_f^2 (Z+D_f) \right] \cdot$$

$$\left[\frac{1}{[R^2+(Z+D_f)^2]^{3/2}} - \frac{1}{(Z+D_f)^{3/2}} \right]$$

$$V = 6Z D_f (Z+D_f)^3 \left[\frac{1}{[R^2+(Z+D_f)^2]^{5/2}} - \frac{1}{(Z+D_f)^{5/2}} \right]$$

- Cargas repartidas a lo largo de líneas verticales.

Las cargas transmitidas al suelo por fricción positiva o negativa pueden considerarse como uniformemente repartidas a lo largo de los ejes de los pilotes.

El esfuerzo vertical inducido por cargas de este tipo, puede obtenerse por integración de la expresión 2. El resultado ha sido

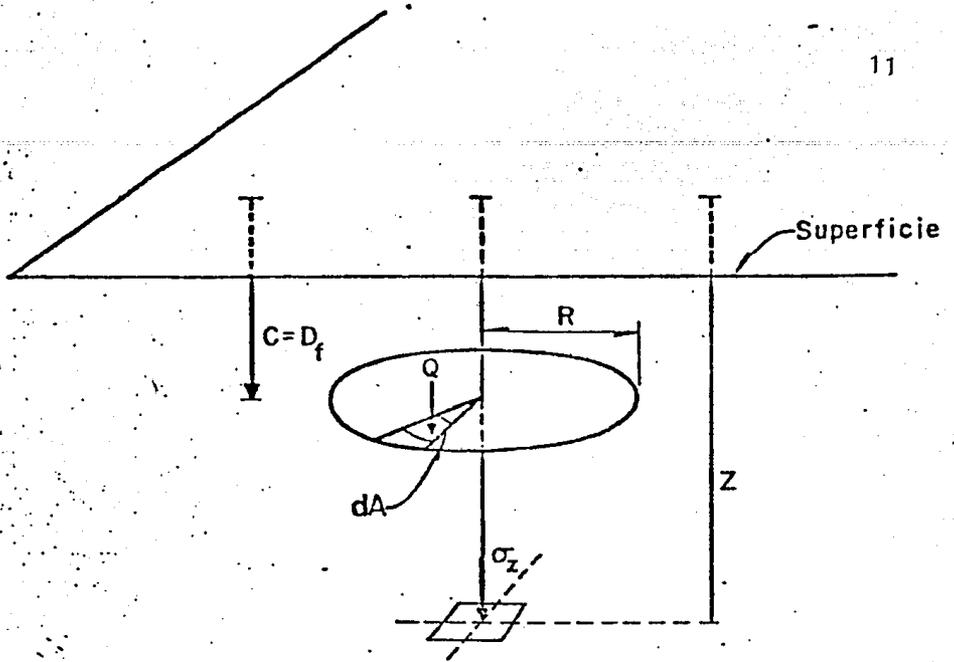


Fig 5 Cargas uniformemente distribuidas en una superficie circular a una profundidad D_f

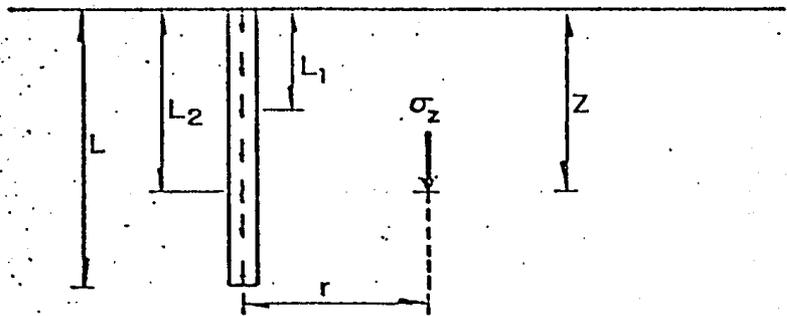


Fig 6 Cargas distribuidas a lo largo de una línea vertical

publicado por Geddes (ref 1) y se expresa como:

$$\sigma_z = \frac{f}{L} K_z \quad (5)$$

donde f es la carga por unidad de longitud, L la longitud de la línea vertical (fig 6) y K_z es:

$$K_z = \frac{1}{8\pi(1-\nu)} \left[- \frac{2(2-\nu)}{A_1} + \frac{2(2-\nu)+2(1-2\nu)}{A_2} \frac{\frac{m}{n} \left(\frac{m}{n} + \frac{1}{n} \right)}{A_2} - \frac{2(1-2\nu)}{A_3} \left(\frac{\frac{m}{n}}{n} \right)^2 + \frac{n^2}{A_3^3} + \frac{4m^2-4(1+\nu)}{A_3^3} \left(\frac{\frac{m}{n}}{n} \right)^2 \cdot m^2 + \frac{4m(1+\nu)}{A_2^3} \frac{(m+1) \left(\frac{m}{n} + \frac{1}{n} \right)^2}{(4m^2+n^2)} + \frac{6m^2 \frac{m^4-n^4}{n^2}}{A_3^5} + \frac{6m \left[mn^2 - \frac{1}{n^2} (m+1)^2 \right]}{A_2^5} \right]$$

donde:

$$m = z/L$$

$$n = r/L$$

$$A_1^2 = n^2 + (n-1)^2$$

$$A_2^2 = n^2 + (m+1)^2$$

$$A_3^2 = n^2 + m^2$$

El esfuerzo atribuible a un tramo de línea cargada (fig 6) puede calcularse a partir de la expresión anterior, aplicando el principio de superposición.

$$\sigma_z^{L_2 - L_1} = \sigma_z^{L_2} - \sigma_z^{L_1} \quad (6)$$

Los esfuerzos debidos a fricción sobre una subestructura se calculan con las expresiones anteriores, dividiendo las paredes de la misma en franjas verticales delgadas que puedan ser consideradas como líneas uniformemente cargadas.

2.2.3 Método de cálculo de las deformaciones verticales

Después de determinar la variación del perfil de esfuerzos verticales bajo diversos puntos, las deformaciones correspondientes se calculan suponiendo que los incrementos o decrementos de presión producen variaciones de la relación de vacíos iguales a las observadas en pruebas de consolidación unidimensional bajo las mismas variaciones de presión.

Para cada estrato se emplea la relación:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1+e} \cdot H \quad (7)$$

donde:

- ΔH asentamiento o expansión del estrato
- H espesor del estrato
- e relación de vacíos inicial
- Δe variación de la relación de vacíos correspondiente a la variación de esfuerzo vertical calculado

Se admite por tanto que, para cada estrato, se dispone de los resultados de una prueba de consolidación, es decir, de una curva de compresibilidad (e vs. $\log \bar{p}$) que cubra el intervalo de presiones de interés.

3. PREPARACION DE DATOS

Las variables a definir en los datos son las indicadas a continuación. Los formatos de lectura para variables enteras son en campos de 5 columnas (I5) y los correspondientes a variables reales son en campos de 10 columnas (F10.5).

a) Variables de uso general (para las dos alternativas)

UNA TARJETA. Que contiene, el valor de NALTER: variable igual a 1 para la primera alternativa (a) (cálculo de movimientos inmediatos), y a 2 para la segunda (b) (cálculo de movimientos diferidos).

UNA TARJETA. Que contiene, NRECT: número de áreas rectangulares uniformemente cargadas o descargadas en las que se divide el área de interés en planta; y, NPUN: número de puntos en los que interesa determinar los movimientos.

GRUPO DE
TARJETAS.

Que contienen la información de cada punto de interés $XR(I)$, $YR(I)$: coordenadas en planta de los NPUN puntos, en m y la profundidad de excavación en dichos puntos $SIT(I)$, en m., ejemplo: $XR(1)$ $YR(1)$ $SIT(1)$ $XR(2)$ $YR(2)$ $SIT(2)$. (deben proporcionarse 8 datos por tarjeta)

- b) Variables adicionales. Primera alternativa: Una tarjeta con YOUNG: módulo de elasticidad, en ton/m^2 y CNU: relación de Poisson.

Además, para cada área rectangular se define:

UNA TARJETA. Que contiene, QU: magnitud de la carga o descarga correspondiente al área considerada en t/m^2 .

UNA TARJETA Con: $XL(J)$, $YL(J)$; coordenadas en planta de cada uno de los vértices ($J = 1$ a 4) del área considerada, en m. La numeración de los vértices debe hacerse en la forma indicada en la fig 7. Los vértices del lado izquierdo con pendiente negativa o vertical reciben los números 1 y 2 de abajo hacia arriba.

- c) Variables adicionales (segunda alternativa: b)

UNA TARJETA. Que contiene CNU: relación de Poisson considerada (generalmente se podrá tomar $CNU = 0.3$)

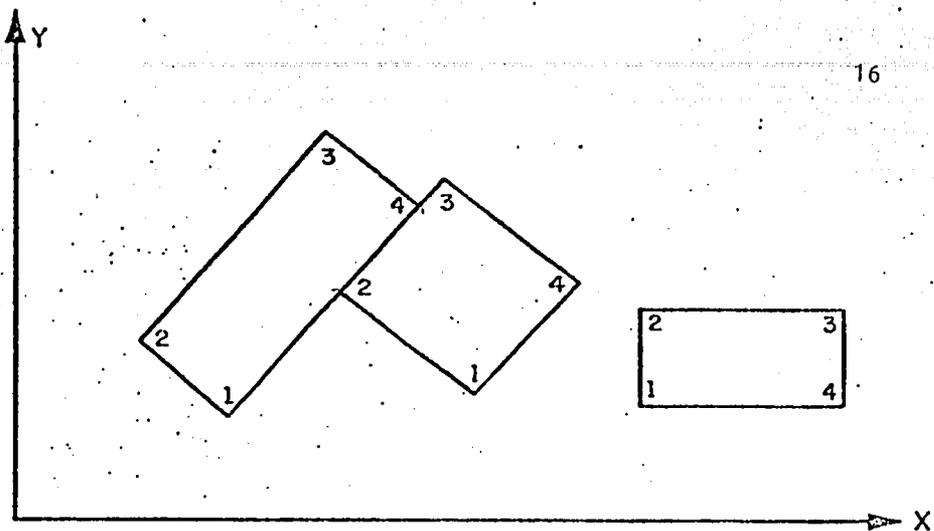


Fig 7 Numeración de vértices de las áreas de cimentación en planta

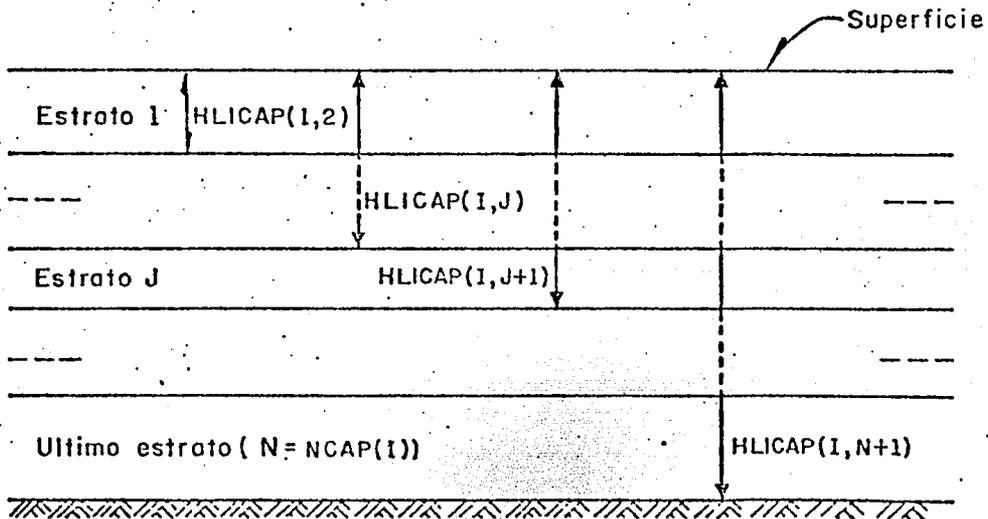


Fig 8 Configuración estratigráfica en cuanto a compresibilidad

- UNA TARJETA.** Que contiene NPROF: número de profundidades en las que se calculará el esfuerzo vertical para cada uno de los puntos de interés.
- GRUPO DE TARJETAS.** Que contiene, ZR(J): profundidades a las que se calculará el esfuerzo vertical tomando como cero el nivel SIT(I) asociado al punto de interés, en m. Estas profundidades son las mismas para todos los puntos; de su selección adecuada depende la precisión de los perfiles de esfuerzos obtenidos y por tanto, la de los movimientos calculados, (8 datos por tarjeta)
- UNA TARJETA.** Que contiene NUTIE: número de estratigrafías diferentes en la zona (se prevé que la estratigrafía puede variar de un punto de interés a otro)
- GRUPO DE TARJETAS** Que contiene, NOTIP (I): número de la estratigrafía correspondiente al punto de interés I según localización en planta (10 datos por tarjeta)
- UNA TARJETA.** Que contiene, NCAP (I): número de estratos en la estratigrafía tipo I, para cada estrato deben proporcionarse los siguientes datos:

UNA TARJETA. Que contiene HLICAP(I, J), GAMA (I,J), CEDE (I, J), donde:

HLICAP(I,J): profundidad de la fornera superior del estrato J de la estratigrafía tipo I (fig 8), en m.

GAMA(I, J): peso volumétrico (eventualmente su mergido) del material del estrato J de la estra tigrafía tipo I, en ton/m^3 .

Para cada estrato de las diversas estratigrafías se debe disponer de una curva de compresibilidad (relación de vacíos contra presión efectiva) como la de la fig 9. Los tramos de recompresión y virgen se definen puntualmente y el de descar ga, mediante un coeficiente de descarga supues to constante para los diversos niveles de esfuer zos.

CEDE (I, J): coeficiente de descarga de la cur va de compresibilidad (variación de relación aso ciada a una descarga correspondiente a un ciclo de la escala logarítmica de presiones)

UNA TARJETA. Que contiene, NPCUR (I, J): número de punto de los tramos de recompresión y virgen de la curva de compresibilidad correspondiente al estrato J de la estratigrafía tipo I.

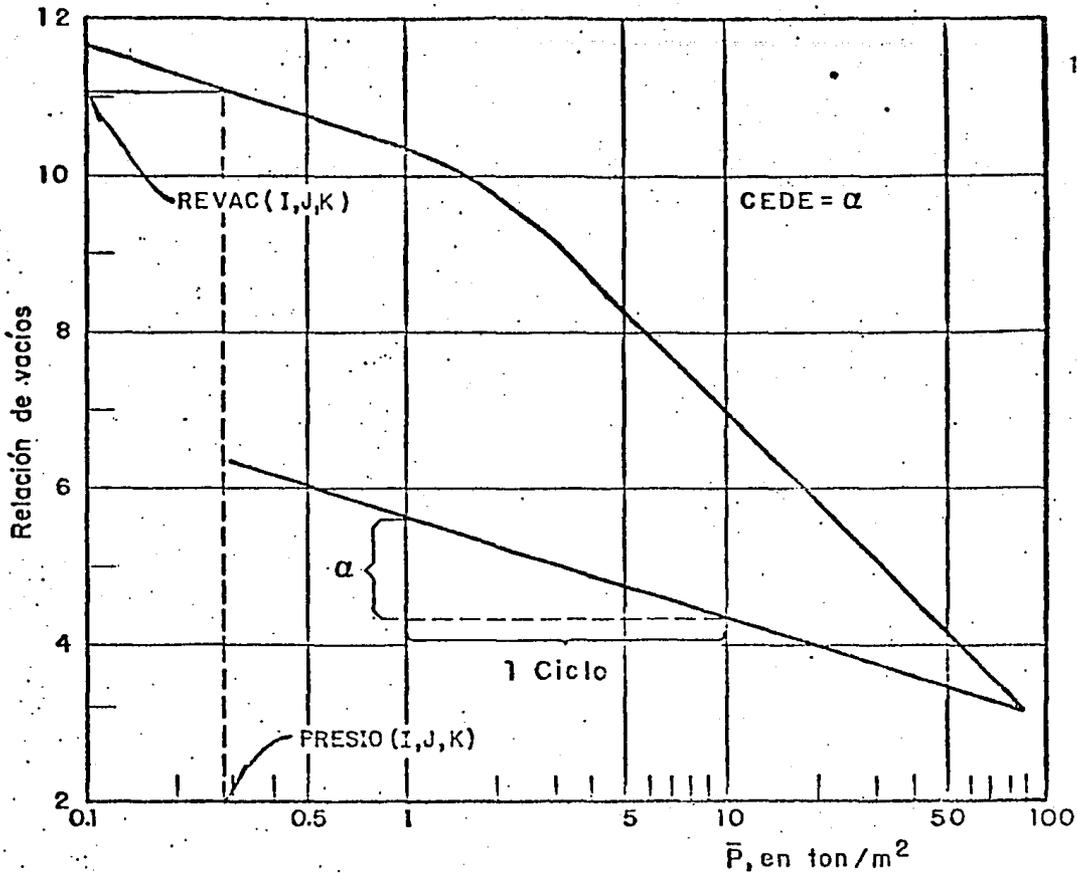


Fig 9 Curva de compresibilidad

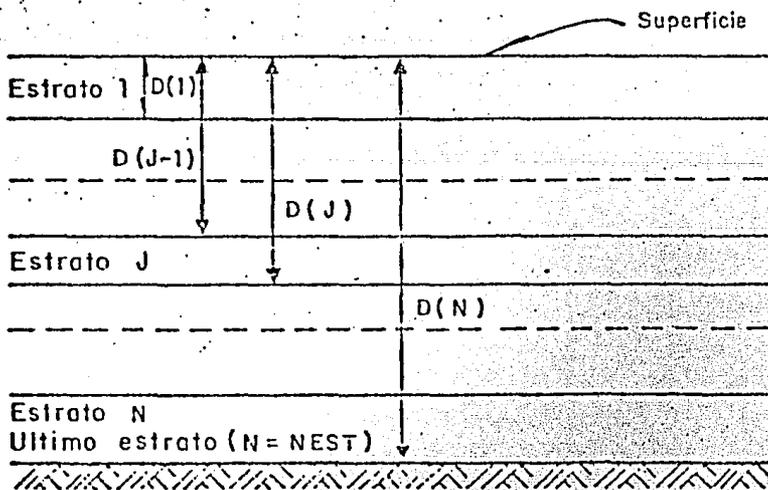


Fig 10 Configuración estratigráfica en cuanto a adherencia

GRUPO DE
TARJETAS.

Que contienen la información correspondiente a la curva de compresibilidad PRESIO (I, J, K): presión en el punto número K de la curva de compresibilidad correspondiente al estrato J de la estratigrafía tipo I, y, REVAC (I, J, K): relación de vacíos en el punto número K de la curva de compresibilidad correspondiente al estrato J de la estratigrafía tipo I. (cuatro parejas por tarjeta).

En caso de existir un estrato que, para fines prácticos, pueda considerarse incompresible, se hará: $CEDE (I, J) = NPCUR (I, J) = 0$; en este caso no se proporcionan los datos PRESIO y REVAC.

Si el esfuerzo vertical calculado en algún punto del medio sale fuera del intervalo de presiones para el cual está definida la curva de compresibilidad, este esfuerzo se hace igual al límite inferior o superior de dicho intervalo, según que resulte insuficiente o excesivo. Se imprime entonces un mensaje (indicando) el punto y la profundidad en los que se realizó esta corrección y la magnitud del esfuerzo modificado.

Al terminar de proporcionar los datos de todos los estratos, se da:

UNA TARJETA. Con: HLICAP (I, N+1): profundidad de la frontera inferior del último estrato de la estratigrafía tipo I, en m. (fig 8).

Si existen más de una estratigrafía este último conjunto de datos deberá repetirse para cada estrato desde la lectura de HLICAP (I, J) hasta aquí. Además, para cada área rectangular se define el siguiente conjunto de datos que termina con la lectura de PERIM.

- UNA TARJETA. Con: QU, presión neta al nivel de desplante, obtenida restando el peso del material excavado, de la transmitida por la subestructura, en ton/m^2
- UNA TARJETA. Que contiene, XL(J), YL(J): coordenadas en planta de cada uno de los vértices (J = 1 a 4) del área considerada, según convención de la fig 7, en m.
- UNA TARJETA. Que contiene, ZMIN: profundidad de desplante de la subestructura en m.
- UNA TARJETA. Que contiene: NEST, NPIL, NPARCO, donde: NEST número de estratos considerados para definición del perfil de adherencias desarrolladas en función de la profundidad bajo el área considerada. Si se considera que no se genera fricción lateral en los elementos de la cimentación, se hace: NEST = 0
NPIL : número de pilotes bajo el área considerada

NPARGO : Número de paredes que tiene el área considerada en común con sus vecinas (en estas paredes no se puede desarrollar fricción lateral, fig 11)

GRUPO DE
TARJETAS.

Que contienen la información del perfil de adherencias D (J): profundidad del límite inferior del estrato J para definición del perfil de adherencia suelo-cimentación (fig 10); y ADE(J): adherencia suelo-cimentación desarrollada en el estrato J, en ton/m^2 (cuatro parejas por tarjeta)

UNA TARJETA.

Que contiene ZNEU: profundidad del nivel neutro, en m. Arriba de este nivel, la fricción desarrollada es negativa y abajo es positiva

GRUPO DE
TARJETAS

Que contiene la información de las paredes comunes (coordenadas y altura) XC1(J), YC1(J), XC2(J), YC2(J): coordenadas de los extremos de la pared común número J del área considerada, en m., ZC(J): altura de la pared común número J en m. (8 datos por tarjeta)

GRUPO DE
TARJETAS

Que contiene X(J), Y(J): coordenadas en planta de la cabeza del pilote número J, en m. (Cuatro parejas por tarjeta).

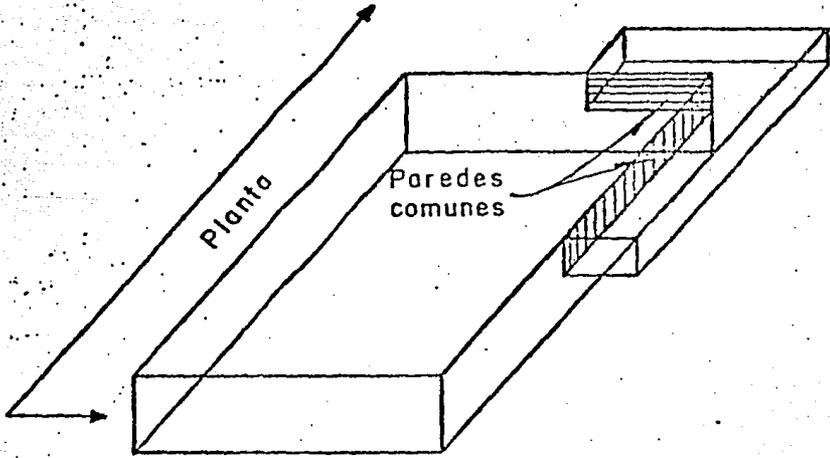


Fig 11 Paredes comunes entre dos cajones de cimentación

UNA TARJETA. Que contiene, CAPU: capacidad de carga por punta de pilotes, en ton. ZMAX: profundidad de desplante de los pilotes, en m. PERIM: perímetro de los pilotes, en m.

3.1 Resultados

Los resultados se presentan en forma de tablas en el caso de los movimientos inmediatos y de tablas y gráficas en el caso de movimientos diferidos (véanse los resultados de los ejemplos adjuntos).

4. APLICACIONES NUMERICAS

4.1 Movimientos inmediatos inducidos por excavación

4.1.1 Datos

Se desea estimar la magnitud de los movimientos inmediatos inducidos en diversos puntos por la excavación de la fig 12 y por los materiales depositados como lo indica la misma figura. Se considera para el suelo un módulo de elasticidad $E = 500 \text{ ton/m}^2$ y una relación de Poisson de 0.5. La hoja de codificación de los datos se presenta en la fig 18.

4.1.2 Resultados

En las hojas de impresión del anexo B-1 se presentan los resultados calculados con el programa, estos se resumen en la fig 13.

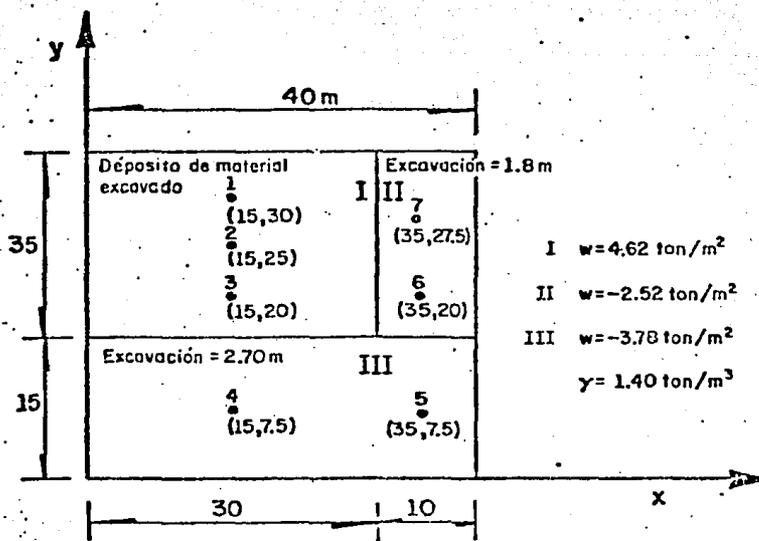


Fig 12 Configuración en planta de la excavación del ejemplo del inciso 4.1

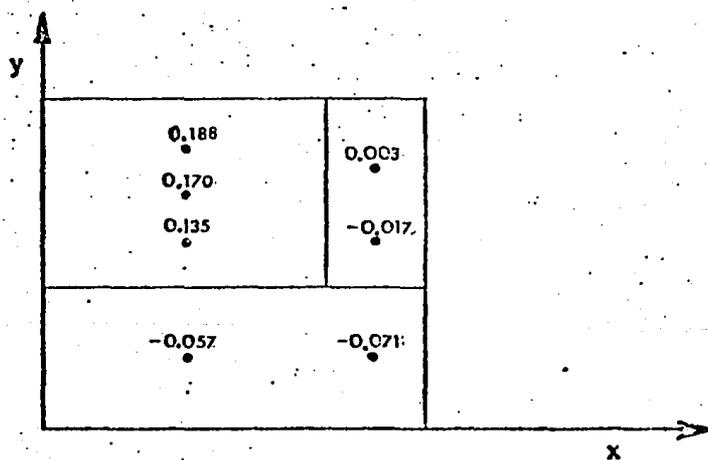


Fig 13 Movimientos calculados para el ejemplo del inciso 4.1, en metros

4.2 *Movimientos diferidos inducidos por una cimentación parcialmente compensada*

4.2.1 Datos

Se quiere estimar la magnitud de los movimientos por consolidación inducidos por la cimentación parcialmente compensada de la fig 14. La geometría del problema, las cargas aplicadas y la estratigrafía en la zona se definen en las hojas de impresión del anexo B.2. Se considera que no se desarrolla fricción lateral en la cimentación. (La hoja de codificación fig 19).

4.2.2 Resultados

Los resultados en forma de tablas y gráficas (solo puntos 1 y 2) se presentan en las hojas de impresión del Anexo B.2 y se resumen todos los puntos en la fig 15.

4.3 *Movimientos diferidos inducidos por cimentación parcialmente compensada y desplantada en pilotes*

4.3.1 Datos

Se estudiarán los movimientos de la estructura esquematizada en la fig 16. Se determinarán asimismo los movimientos verticales de algunos puntos localizados en el área circundante.

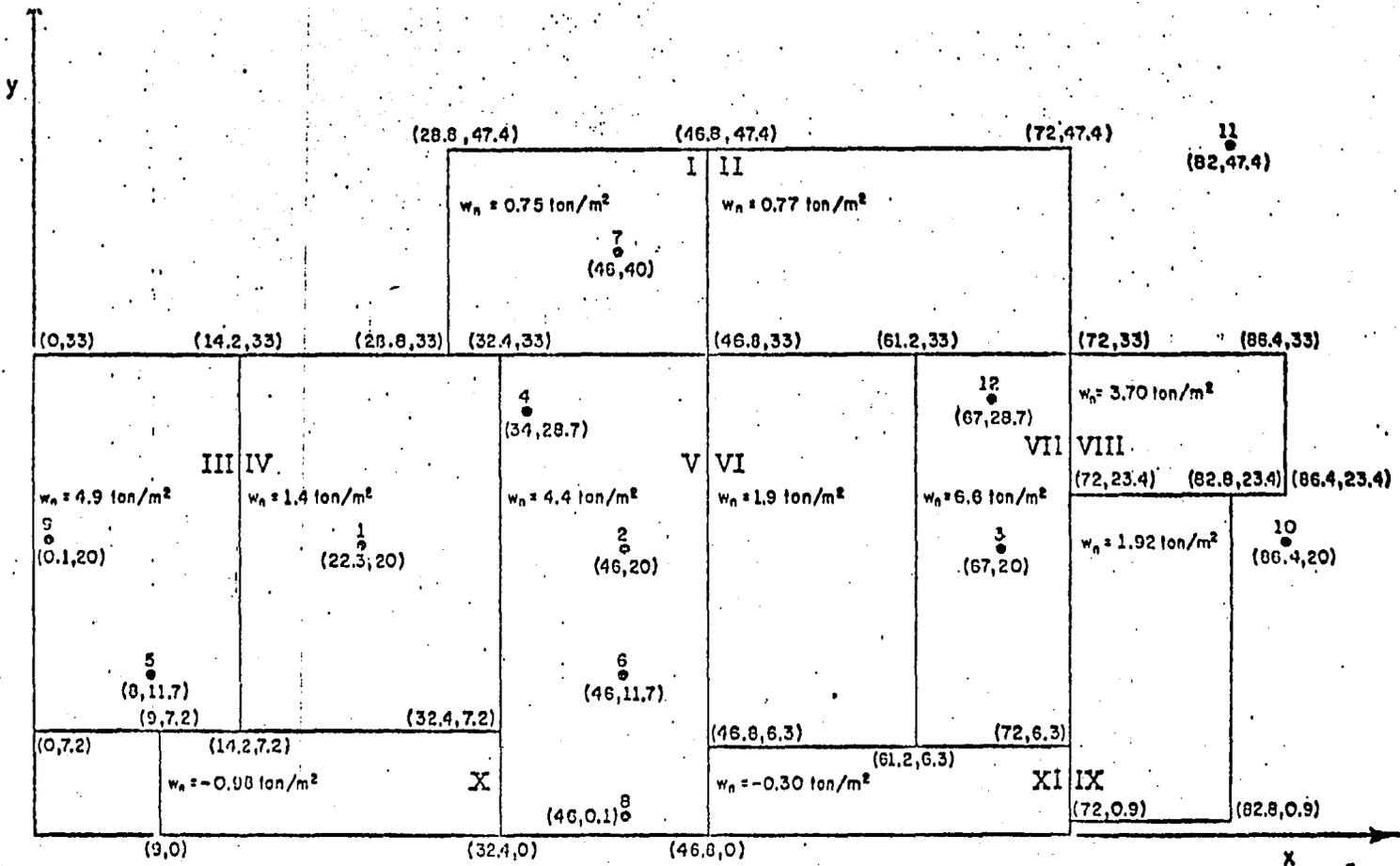


Fig 14 Configuración en planta de la cimentación del ejemplo del Inciso 4.2

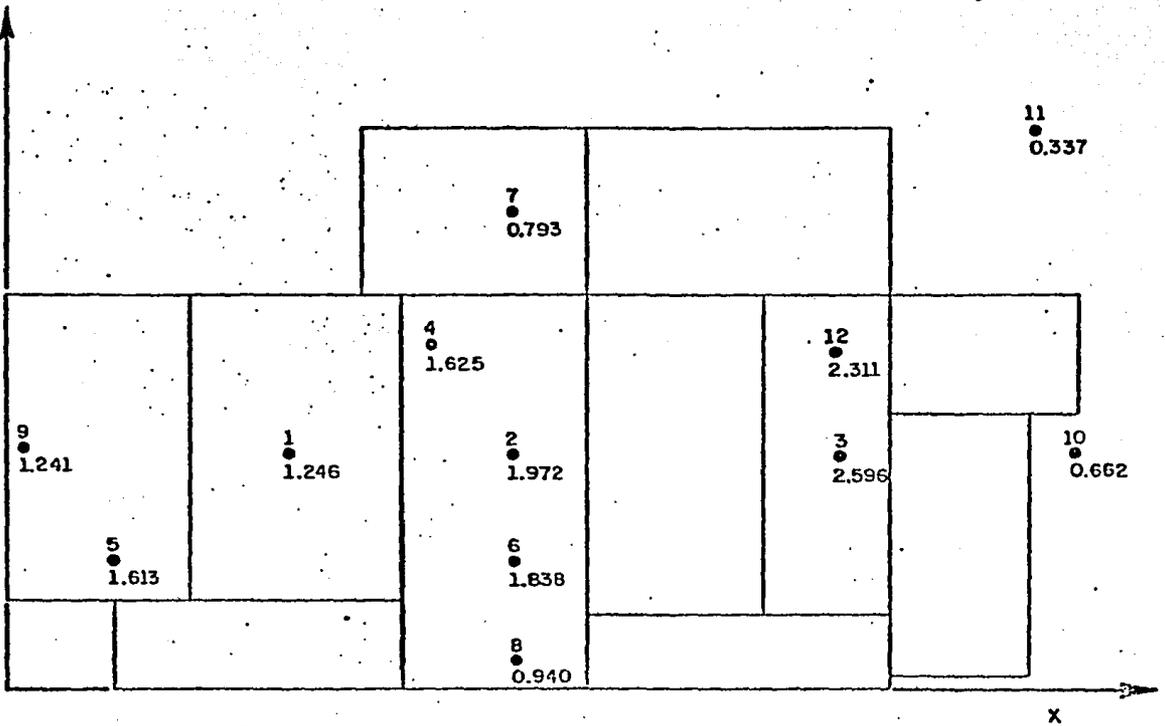


Fig 15. Movimientos calculados para el ejemplo del inciso 4.2, en metros

Se admite que la estructura y su cimentación tienen las características siguientes:

Dimensiones en planta	25 x 40 m
Profundidades de excavación, D_f	3.5 m
Número de pilotes, n	129
Peso de la estructura y subestructura, W	9000 ton
Peso volumétrico medio del material excavado	1.37 ton/m ³
Profundidad del nivel freático, D_w	2.3 m
Sección de los pilotes	0.4 x 0.4 m
Longitud de los pilotes	20 m
Adherencia concreto-suelo, f (supuesta igual a la cohesión del material)	170 t/m ²
Número de golpes/30 cm en la prueba de penetración estándar a la profundidad de la punta de los pilotes, N	2.2

La estratigrafía, incluyendo las curvas de compresibilidad, en la zona se define en las hojas de impresión del anexo B-3.

Para determinar el incremento neto de presión a la profundidad de desplante y la profundidad del nivel neutro (límite entre zonas de fricción positiva y negativa) se recurrirá al método de la ref 6. Para ello se determinan las cantidades siguientes:

a) Capacidad de carga por punta de los pilotes

La capacidad individual C_p se puede estimar con la fórmula empírica de Meyerhof (ref 3) $C_p = 4 N A_p$, donde N es el número de golpes en penetración estándar, A_p , es el área transversal del pilote en pies² y C_p se expresa en toneladas.

$$C_p = 4 \times 2.2 \times 1.70 = 15 \text{ ton}$$

la capacidad del conjunto de pilotes será:

$$C_p = 129 \times C_p = 1935 \text{ ton}$$

b) Capacidad de carga por fricción de los pilotes

La capacidad individual C_f se calcula multiplicando la adherencia concreto - suelo por el área lateral del pilote

$c_f = 1.70 \times 20 \times 1.6 = 55 \text{ ton}$, la suma de las capacidades individuales es $C_f = 129 \times 55 = 7095 \text{ ton}$

Es posible verificar que $C_p + C_f$ es menor que la capacidad de una zapata de geometría igual a la envolvente del grupo de pilotes.

c) Fricción lateral sobre la subestructura

Esta fricción, F_c , se calcula multiplicando la adherencia por el área lateral de la subestructura.

$$F_c = 1.70 \times 2 \times (25 + 40) \times 3.5 = 773 \text{ ton}$$

c) Fuerza total de subpresión

$$U = (D_f - D_w) \gamma A_c$$

donde A_c es el área de la cimentación en planta ($25 \times 40 = 1000 \text{ m}^2$)

$$U = (3.5 - 2.3) \times 1. \times 1000 = 1200 \text{ ton}$$

Con los valores anteriores es posible determinar el incremento neto de presión a la profundidad D_f . La presión de contacto suelo-estructura es nula, puesto que $W - U + F_c - C_f - C_p < 0$.

Por tanto el incremento neto es igual a la descarga por excavación $\gamma_m D_f - \gamma_w (D_f - D_w) = -3.6 \text{ t/m}^2$

Por otra parte, la profundidad z_0 (fig 2) del nivel neutro puede determinarse mediante la relación

$$\int_{z=D_f}^{z=z_0} \text{fp } dz = \frac{C_p + C_f - Q}{2}$$

donde p es, en este caso, la suma de los perímetros de todos los pilotes y Q el menor de:

$$y \left\{ \begin{array}{l} W - U + F_c = 9000 - 1200 + 773 = 8570 \text{ ton} \\ C_p + C_f = 1935 + 7095 = 9030 \text{ ton} \end{array} \right.$$

es decir $Q = 8570$ ton

por tanto

$$\int_{z=D_f}^{z=z_o} 1.7 \times 129 \times 1.6 \, dz = \frac{9030 - 8570}{2}$$

$$351 (z_o - 3.5) = 228$$

$$z_o = 4.15 \text{ m}$$

Con este dato quedan totalmente definidas las condiciones de frontera del problema, las cuales se presentan en detalle en las hojas de codificación, fig 20.

4.3.2 Resultados

Los resultados, en forma de tablas y gráficas (solo puntos 1 y 12) se presentan en las hojas de impresión del Anexo B.3 y se resumen para todos los puntos estudiados en la fig 17.

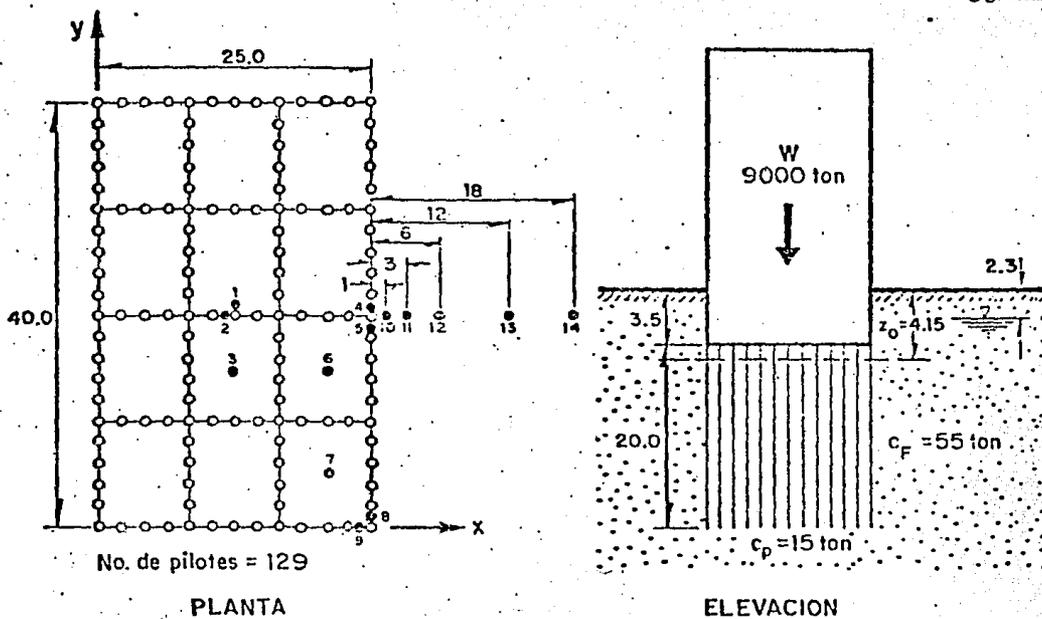


Fig 16 Configuración en planta y elevación de la cimentación del ejemplo del inciso 4.3

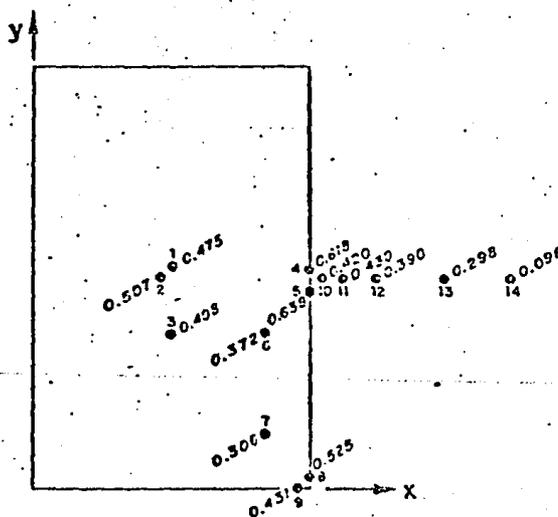


Fig 17 Movimientos calculados para el ejemplo del inciso 4.3, en metros

Paso 2. Una vez que se ha realizado el Paso 1, el programa se ejecuta con comandos de CANDE (teletipo o consola) de la forma siguiente:

```
COPY (CDBD)OBJECT/MOVECIM/II AS OBJECT/CDM FROM PACK TO PACK
```

```
EXECUTE OBJECT/CDM
```

MODO 2. En esta forma, el programa lee los datos del archivo de disco llamado CIMENT, que fué creado previamente, siguiendo exactamente el mismo procedimiento del paso 1, modo 1; por otro lado, la impresión de los resultados en este modo, será por la terminal en la que el usuario del programa esté trabajando.

Paso 1. Idéntico que en el Modo 1.

Paso 2. Los comandos que deben darse por teletipo son los siguientes:

```
COPY (CDB)OBJECT/MOVECIM/IT AS OBJECT/CDM FROM PACK TO PACK
```

```
EXECUTE OBJECT/CDM;FILE FILE6(KIND=REMOTE,MAXRECSIZE=22)
```

Solo resta decir, que con esta alternativa 2, ya sea en el MODO 1 o en el MODO 2, se tiene en ventaja de poder corregir el archivo CIMENT desde la terminal que se esté utilizando, permitiéndole al usuario analizar diferentes condiciones o corregir datos que tengan algún error. Además, en el MODO 2, el usuario puede observar paso a paso el desarrollo de su "corrida", ya que, en este MODO, los resultados, como ya se mencionó, aparecerán por el teletipo directamente.

Alternativa 3. Esta alternativa es muy similar a la número 2, salvo que el primer paso, se ejecuta desde una terminal de consola o de teletipo y por ella, se proporcionan los datos

generándose también el archivo en disco: CIMENT. La ventaja en esto, consiste en que no es preciso perforar los datos en tarjetas; sin embargo, proporcionar los datos de esta forma es un tanto engorroso ya que no se tiene control de las columnas en las que deben escribirse los datos de acuerdo con los formatos: un poco de práctica solventa esta dificultad.

Los modos de operar con esta alternativa también son dos, en cada uno deben seguirse dos pasos, el primero de los cuales se hace por la terminal como se explicó en el párrafo anterior y el segundo se elige exactamente igual que para el MODO 1 y MODO 2 de la alternativa 2.

Como comentario final, las alternativas presentadas no son las únicas aunque si las más usuales. Existen otras alternativas que en algún caso particular pueden ser utilizadas como son las combinaciones, de entrada y salida que existen con cintas magnéticas, teletipos, discos, lectora de tarjetas, etc. En casos particulares, el autor está dispuesto a prestar la asesoría necesaria en este o cualquier otro particular sobre el uso de este programa.

6. CONCLUSIONES

El programa para computadora presentado en este trabajo permite realizar cálculos de asentamientos de cimentaciones tomando en cuenta las muy diversas solicitudes a las que éstas pueden estar sometidas.

Conviene subrayar que la validez de los resultados dependerá en gran medida del usuario a quien le corresponderá proporcionar datos fidedignos y precisos. Se recomienda en particular utilizar curvas de compresibilidad en número suficiente y definidas mediante un número adecuado de puntos, dividir el estrato compresible en un gran número de estratos y calcular los esfuerzos inducidos a muchas profundidades principalmente en la cercanía de la punta de los pilotes.

En la interpretación de los resultados el criterio ingenieril tendrá también gran importancia, en particular para evaluar aspectos difícilmente cuantificables (evolución de la consolidación regional en la zona, efecto de la presencia de construcciones cercanas, efecto de la rigidez de la estructura).

Este programa es ante todo una herramienta que se considera útil pero que no debe emplearse ciegamente.

U. N. A. M.
INSTITUTO DE INGENIERIA
FORMA PARA CODIFICACION

PROGRAMA _____

CODIFICADO POR Carlos R. Diaz Mora REVISADO POR _____

FECHA _____

PAGINA _____ DE _____

1	5	7	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	72	75	80
	1																	
	3		7															
	15.0			30.0		0.0		15.0		25.0		0.0		15.0			20.0	
	0.0			15.0		7.5		2.7		35.0		7.5		2.7			35.0	
	20.0			1.8		35.0		27.5		1.8								
	500.0			0.5														
	4.62																	
	0.0			15.0		0.0		50.0		30.0		50.0		30.0			15.0	
	-2.52																	
	30.0			15.0		30.0		50.0		40.0		50.0		40.0			15.0	
	-3.78																	
	0.0			0.0		0.0		15.0		40.0		15.0		40.0			0.0	

Fig 18. Codificación de datos (ejemplo 4.1)

U. N. A. M.
INSTITUTO DE INGENIERIA
FORMA PARA CODIFICACION

PROGRAMA _____

CODIFICADO POR G. DIAZ MORA

REVISADO POR _____

FECHA _____

PAGINA 1 DE 4

Ejemplo 4.2

1	3	7	10	13	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	72	75	80
2																		
11		12																
22	3			20.0		5.75		46.0		20.0		5.75		67.0			20.0	
5	75			34.0		28.70		5.75		8.0		11.7		5.75			46.0	
11	7			5.75		96.0		40.0		5.75		46.0		0.1			5.75	
0	1			20.0		5.75		86.4		20.0		5.75		72.0			47.4	
5	75			67.0		28.70		5.75										
A	B	C	D	E	F	I												
0	3																	
16																		
1	0			2.0		3.0		4.0		5.0		6.0		7.0			8.0	
9	0			10.0		12.0		15.0		18.0		21.0		27.0			30.0	
1																		
1				1		1		1		1		1		1				
1				1														
7																		
0	0			1.6		0.0												
0																		
5	0			0.16		0.32												
5																		
0	1			9.8		1.0		9.7		4.8		9.5		6.6			9.3	
8	5			3.9		15.0		7.1		35.0		4.3		78.0			2.8	
8	7			0.17		0.32												
6																		
0	1			9.65		11.0		7.3		2.2		3.9		4.7			7.9	

Fig 1) Codificación de datos. Ejemplo 4.2

U. N. A. M.
INSTITUTO DE INGENIERIA
FORMA PARA CODIFICACION

PROGRAMA _____

CODIFICADO POR C. Díaz Mora

REVISADO POR _____

FECHA _____

PAGINA 2 DE 4

1	3	7	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
15.0				5.32		36.0		3.7		78.0		2.65					
13.3				0.20		0.1											
6																	
0.1				7.0		11.0		6.9		5.0		6.5		15.0		4.0	
35.0				2.65		78.0		1.9									
21.0				0.25		0.1											
5																	
0.1				6.3		4.6		5.9		7.5		5.4		36.0		2.65	
78.0				1.8													
23.5				0.14		0.2											
5																	
0.1				9.3		4.5		8.8		7.0		8.45		36.0		4.3	
73.0				2.85													
32.0				0.16		0.16											
4																	
0.1				7.3		4.5		6.9		7.0		6.5		78.0		4.3	
40.0																	
0.75																	
28.8				33.0		28.8		47.4		46.8		47.4		46.8		33.0	
5.75																	
0		0		0													
0.77																	
46.8				33.0		46.8		47.4		72.0		47.4		72.0		33.0	
5.75																	
0		0		0													

Fig 1J Continuación

U. N. A. M.
INSTITUTO DE INGENIERIA
FORMA PARA CODIFICACION

PROGRAMA _____

CODIFICADO POR G. DURR MOHA

REVISADO POR _____

FECHA _____

PAGINA 3 DE 4

1	5	7	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	72	75	80
	4.9																	
	0.0			7.2		0.0		33.0		19.2		33.0		19.2			7.2	
	5.75																	
	0		0	0														
	1.4																	
	14.2			7.2		14.2		33.0		32.4		33.0		32.4			7.2	
	5.75																	
	0		0	0														
	4.4																	
	32.4			0.0		32.4		33.0		46.8		33.0		46.8			0.0	
	5.75																	
	0		0	0														
	1.9																	
	46.8			6.3		46.8		33.0		61.2		33.0		61.2			6.3	
	5.75																	
	0		0	0														
	6.6																	
	61.2			6.3		61.2		33.0		72.0		33.0		72.0			6.3	
	5.75																	
	0		0	0														
	3.70																	
	72.0			23.4		72.0		33.0		86.4		33.0		86.4			23.4	
	5.75																	
	0		0	0														
	1.92																	

Fig 19 Continuación

U. N. A. M.
INSTITUTO DE INGENIERIA
FORMA PARA CODIFICACION

PROGRAMA _____

CODIFICADO POR C. DIAZ MORA

REVISADO POR _____

FECHA _____

PAGINA 4 DE 4

1	5	7	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	72	75	80
72.0				0.9		72.0		23.4		82.8		23.4		82.8			0.9	
5.75																		
0			0	0														
-0.98																		
9.0				0.0		9.0		7.2		32.4		7.2		32.4			0.0	
5.75																		
0			0	0														
-0.3																		
46.8				0.0		46.8		6.3		72.0		6.3		72.0			0.0	
5.75																		
0			0	0														

Fig 19 Continuación

U. N. A. M.
INSTITUTO DE INGENIERIA
FORMA PARA CODIFICACION

PROGRAMA _____ CODIFICADO POR C. DIAZ MOBA REVISADO POR _____ FECHA _____
Ejemplo 4.3 PAGINA 1 DE 9

3	5	7	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	72	75	80
2																		
1		14																
12.499				20.201		3.5		11.4565		20.0		3.5		12.499			15.0	
3.5				25.0		20.201		3.5		25.0		19.0		3.5			20.830	
15.0				3.5		20.830		5.0		3.5		25.0		0.201			3.5	
23.9565				0.0		3.5		26.0		20.0		0.0		28.0			20.0	
0.0				31.0		20.0		0.0		37.0		20.0		0.0			53.0	
20.0				0.0														
A	B	C	D	E	F	G												
0.3																		
21																		
0.1				0.5		0.8		2.5		5.5		7.5		11.5			14.5	
16.5				17.5		18.5		19.5		20.5		21.5		22.5			24.5	
26.5				28.5		31.5		34.5		36.4								
1				1		1		1		1		1		1				
1				1		1												
8																		
0.0				1.5		0.0												
0																		
2.0				0.26		0.56												
7																		
1.0				8.88		2.0		8.81		3.0		8.76		3.5			8.72	
4.0				8.64		5.0		8.5		7.5		8.16						
9.0				0.14		0.75												

Fig 20 Codificación de datos. Ejemplo 4.3.

U. N. A. M.
INSTITUTO DE INGENIERIA
FORMA PARA CODIFICACION

PROGRAMA _____

CODIFICADO POR C. DIAZ M.

REVISADO POR _____

FECHA _____

PAGINA 2 DE 4

1	5	7	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	72	73	80
	8																	
	1.0			7.67		2.0		7.53		3.0		7.43		4.0			7.28	
	5.0			7.08		6.0		6.85		7.0		6.51		15.0			4.6	
	13.0			0.14		0.4												
	9																	
	1.0			6.9		2.0		6.75		3.0		6.65		4.0			6.55	
	5.0			6.43		6.0		6.25		7.0		6.07		8.0			5.65	
	18.0			3.9														
	18.0			0.14		0.35												
	1.0																	
	1.0			5.6		2.0		5.5		3.0		5.4		4.0			5.52	
	5.0			5.15		6.0		5.0		7.0		4.85		8.0			4.7	
	7.0			4.5		18.0		3.1										
	24.0			0.14		0.34												
	8																	
	1.0			10.26		2.0		10.22		4.0		10.48		6.0			10.84	
	7.0			10.04		8.0		7.84		16.0		7.68		25.0			6.64	
	30.0			0.14		0.14												
	7																	
	1.5			6.17		5.0		5.8		6.0		5.70		7.0			5.60	
	5.0			5.50		10.0		5.2		29.0		3.8						
	36.0			0.14		0.58												
	10																	
	1.0			11.36		2.0		11.0		4.0		10.72		5.0			10.52	
	16.0			10.36		7.0		10.16		8.0		9.96		10.0			9.48	

Fig 20 Continuación

U. N. A. M.
INSTITUTO DE INGENIERIA
FORMA PARA CODIFICACION

PROGRAMA _____

CODIFICADO POR L. DIAZ MORA

REVISADO POR _____

FECHA _____

PAGINA 3 DE 4

1	5	7	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	72	75	80
20.0	0			7.6		35.0		6.28										
40.0	0																	
-3.6																		
0.0				0.0		0.0		40.0		25.0		40.0		25.0			0.0	
3.5																		
5		129		0														
13.0				2.0		18.0		2.5		21.0		1.5		27.0			2.0	
40.0				1.75														
4.15																		
0.0				0.0		0.0		2.0		0.0		4.0		0.0			6.0	
0.0				8.0		0.0		10.0		0.0		12.0		0.0			14.0	
0.0				16.0		0.0		18.0		0.0		20.0		0.0			22.0	
0.0				24.0		0.0		26.0		0.0		28.0		0.0			30.0	
0.0				32.0		0.0		34.0		0.0		36.0		0.0			38.0	
0.0				40.0		2.083		0.0		2.083		10.0		2.083			30.0	
2.083				30.0		2.083		40.0		4.166		0.0		4.166			10.0	
4.166				20.0		4.166		30.0		4.166		0.0		6.25			0.0	
6.249				10.0		6.249		20.0		6.249		30.0		6.249			40.0	
8.332				0.0		8.332		2.0		8.332		4.0		8.332			6.0	
8.332				8.0		8.332		10.0		8.332		12.0		8.332			14.0	
8.332				16.0		8.332		18.0		8.332		20.0		8.332			22.0	
8.332				24.0		8.332		26.0		8.332		28.0		8.332			30.0	
8.332				32.0		8.332		34.0		8.332		36.0		8.332			38.0	
8.332				40.0		10.415		0.0		10.415		10.0		10.415			20.0	
10.415				30.0		10.415		40.0		12.498		0.0		12.498			10.0	

Fig 20 Continuación

U. N. A. M.
INSTITUTO DE INGENIERIA
FORMA PARA CODIFICACION

PROGRAMA _____

CODIFICADO POR C. DIAS MORA

REVISADO POR _____

FECHA _____

PAGINA 4 DE 4

1	5	7	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
12.498				20.0		12.498		30.0		12.498		40.0		14.581		0.0	
14.581				10.0		14.581		20.0		14.581		30.0		14.581		40.0	
16.664				0.0		16.664		2.0		16.664		4.0		16.664		6.0	
16.664				8.0		16.664		10.0		16.664		12.0		16.664		14.0	
16.664				16.0		16.664		18.0		16.664		20.0		16.664		22.0	
16.664				24.0		16.664		26.0		16.664		28.0		16.664		30.0	
16.664				32.0		16.664		34.0		16.664		36.0		16.664		38.0	
16.664				40.0		18.747		0.0		18.747		10.0		18.747		20.0	
12.747				30.0		18.747		40.0		20.83		0.0		20.83		10.0	
20.83				20.0		20.83		30.0		20.83		40.0		22.913		0.0	
22.913				10.0		22.913		20.0		22.913		30.0		22.913		40.0	
25.0				0.0		25.0		2.0		25.0		4.0		25.0		6.0	
25.0				8.0		25.0		10.0		25.0		12.0		25.0		14.0	
25.0				16.0		25.0		18.0		25.0		20.0		25.0		22.0	
25.0				24.0		25.0		26.0		25.0		28.0		25.0		30.0	
25.0				32.0		25.0		34.0		25.0		36.0		25.0		38.0	
25.0				40.0													
15.0				23.5		1.6											

Fig 20 Continuación

REFERENCIAS

1. Geddes J D, "Stresses in Foundation Soils Due to Vertical Subsurface Loading", Geotechnique, Vol 16, N° 3, London, pp 231-255
2. Marsal R J, Mazari M, "El Subsuelo de la Ciudad de México", Universidad Nacional Autónoma de México, dos volúmenes. Segunda Edición, 1969
3. Meyerhof G G, "Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations", Canadian Geotechnical Journal, Vol 1. N°1, pp 16-26
4. Poulos H G, Davis E H, "The Use of the Sector Method for Calculating Stresses and Displacements in an Elastic Mass", Fifth Australia, New Zeland Conference
5. Reséndiz D, Springall G, Rodríguez J, Esquivel R, "Información Reciente Sobre las Características del Subsuelo y la Práctica de la Ingeniería de Cimentaciones en la Ciudad de México", 5a Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, 1970
6. Reséndiz D, Auvinet G, "Analysis of Pile Foundation in Consolidating Soil", Proceedings of Eighth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, 1973
7. Westergard H M, "Theory of Elasticity and Plasticity", Dover Publication, New York, pp 142-145, 1964
8. Auvinet G., Díaz Mora C, "Programa de computadora para estimar movimientos verticales de cimentaciones", Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1977

A N E X O B-0
LISTADO DEL PROGRAMA

RESET FREE

FILE 5=CIMENT,UNIT=DISK,RECORD=14,BLOCKING=30

FILE 6=FILE6,UNIT=PRINTER,RECORD=22

```

*****
*
*           MOVECIM/II
*
*           AGOSTO 1979
*
*****

```

ESTE PROGRAMA PERMITE CALCULAR LOS ESFUERZOS INDUCIDOS EN EL SUELO POR CIMENTACIONES SUPERFICIALES COMPENSADAS Y PILOTEADAS CON BASE EN LA TEORIA DE LA ELASTICIDAD, DE LOS ESFUERZOS CALCULADOS SE DEDUCEN LOS MOVIMIENTOS VERTICALES PREVISIBLES A LARGO PLAZO, CON BASE EN CURVAS DE DEFORMABILIDAD OBTENIDAS EN PRUEBAS DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL.

EN EL CASO DE CIMENTACIONES PILOTEADAS LAS CONDICIONES DE FRONTERA SON DEFINIDAS EN EL ANALISIS OF PILE FOUNDATIONS IN CONSULTING ENGINEERING PRESENTADO EN EL OCTAVO CIMSYC (MOSCU) POR D. RESENLIZ Y G. AUVINET.

ESTE PROGRAMA PERMITE ADMAS ESTIMAR LAS EXPANSIONES INMEDIATAS PROVEIDAS POR LAS EXCAVACIONES CON BASE EN LA TEORIA DE LA ELASTICIDAD, POR VIA ESTIMACION DEL MODULO DE DEFORMABILIDAD.

INVESTIGADOR ASOCIADO CARLOS RAUL DIAZ MORA

LAS PRINCIPALES VARIABLES SON LAS SIGUIENTES

1. DATOS GENERALES.

NALTER = IGUAL A 1 SI SE DESEAN CALCULAR LOS MOVIMIENTOS ELASTICOS, E IGUAL A 2 SI INTERESAN LOS DIFERENCIALES.
 NRECT = NUMERO DE AREAS RECTANGULARES EN LAS QUE ESTA DIVIDIDA LA CIMENTACION EN PLANTA.
 NPUN = NUMERO DE PUNTOS DE INTERES EN PLANTA.
 XR(I), YR(I) = COORDENADAS EN PLANTA DE LOS PUNTOS DE INTERES
 SIT(I) = PROFUNDIDAD DE EXCAVACION EN EL PUNTO I LN M

2. DATOS PARA EL CALCULO DE MOVIMIENTOS INMEDIATOS.

YOUNG = MODULO DE ELASTICIDAD DEL SUELO TUN/M2
 CNU = RELACION DE POISSON
 QU = CARGA EN EL RECTANGULO CONSIDERADO. TUN/M2
 XL(J), YL(J) = COORDENADAS EN PLANTA DEL VERTICE NUMERO J DEL AREA

RECTANGULAR CONSIDERADA. LOS VERTICES DEL LADO IZQUIERDO DE PROFUNDIDAD NEGATIVA O VERTICAL, RECIBEN LOS NUMEROS 1 Y 2 DE ABAJO HACIA ARRIBA

3. DATOS PARA EL CALCULO DE MOVIMIENTOS DIFERIDOS.

CNU = COEFICIENTE DE POISSON (GENERALMENTE PUEDE TOMARSE IGUAL A 0.3)

NPROF = NUMERO DE PROFUNDIDADES A LAS QUE SE DETERMINARA EL DESPLAZAMIENTO VERTICAL PARA CADA PUNTO DE INTERES EN LA PLANTA

ZR(I) = PROFUNDIDADES A LAS CUALES SE DESEA CONOCER LOS DESPLAZAMIENTOS Y MOVIMIENTOS VERTICALES

NUTIE = NUMERO DE TIPOS DE ESTRATIGRAFIA

NOTIP(I) = NUMERO DEL TIPO DE ESTRATIGRAFIA BAJO EL PUNTO I SE CONSIDERA

NCAP(J) = NUMERO DE ESTRATOS EN LA ESTRATIGRAFIA TIPO J

HLICAP(I,J) = LOCALIZACION EN PLANTA DE LA FRONTERA SUPERIOR DEL ESTRATO J EN LA ESTRATIGRAFIA TIPO I

GAMA(I,J) = PESO VOLUMETRICO DEL ESTRATO J EN LA ESTRATIGRAFIA TIPO I

CEDE(I,J) = COEFICIENTE DE DESCARGA DE LA CURVA DE COMPRESIBILIDAD CORRESPONDIENTE AL ESTRATO J EN LA ESTRATIGRAFIA TIPO I

NPCUR(I,J) = NUMERO DE PUNTOS DE LA CURVA DE COMPRESIBILIDAD CORRESPONDIENTE AL ESTRATO J EN LA ESTRATIGRAFIA TIPO I

PRESIO(I,J,K) = PRESION DEL PUNTO NUMERO K DE LA CURVA DE COMPRESIBILIDAD CORRESPONDIENTE AL ESTRATO J EN LA ESTRATIGRAFIA TIPO I

REVAC(I,J,K) = RELACION DE VACIOS DEL PUNTO NUMERO K DE LA CURVA DE COMPRESIBILIDAD CORRESPONDIENTE AL ESTRATO J EN LA ESTRATIGRAFIA TIPO I

HLICAP(I,N+1) = PROFUNDIDAD DE LA FRONTERA INFERIOR DEL ULTIMO ESTRATO DE LA ESTRATIGRAFIA TIPO I

QU = PRESION DE CONTACTO NETA SUBESTRUCTURA-SUELO

XL(J),YL(J) = COORDENADAS EN PLANTA DEL VERTICE NUMERO J DEL AREA RECTANGULAR CONSIDERADA. LOS VERTICES DEL LADO IZQUIERDO DE PROFUNDIDAD NEGATIVA O VERTICAL, RECIBEN LOS NUMEROS 1 Y 2 DE ABAJO HACIA ARRIBA

ZMIN = PROFUNDIDAD DE DESPLANTE DE LA SUBESTRUCTURA

NEST = NUMERO DE ESTRATOS BAJO UN AREA RECTANGULAR DETERMINADA

NPIL = NADA CON DIFERENTES ADHERENCIAS

NPIL = NUMERO DE FILTROS BAJO UN AREA RECTANGULAR DETERMINADA

NPARCO = NADA

DC(J) = NUMERO DE PAREDES QUE TIENE EN COMUN CON SUS VECINOS UN AREA RECTANGULAR DETERMINADA

DC(J) = PROFUNDIDAD DEL LIMITE INFERIOR DEL ESTRATO CONSIDERADO

ADE(J) = ADHERENCIA SUELO-PILOTE EN EL ESTRATO CONSIDERADO
 EL 1/2M
 ZNEU = PROFUNDIDAD DEL NIVEL NEUTRO
 LN F
 XC1(J),YC1(J) = COORDENADAS DE LOS EXTREMOS DE LAS PAREDES COMUNES
 XC2(J),YC2(J) = ALTURAS DE LAS PAREDES COMUNES
 X(J),Y(J) = COORDENADAS DE LAS CABEZAS DE LOS PILOTES
 CAPU = CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA DE LOS PILOTES LN T
 ZMAX = PROFUNDIDAD DE DESPLANTE DE LOS PILOTES LN M
 PERIM = PERIMETRO DE LOS PILOTES LN M

4. RESULTADOS PARA EL CASO ELASTICO:

AMOVP(I,I) = MOVIMIENTO ELASTICO PARCIAL PROVOCADO POR EL REC-
 TANGULO I, EN EL PUNTO I
 AMOVEL(I) = MOVIMIENTO ELASTICO TOTAL DEL PUNTO I

5. RESULTADOS EN EL CASO DE MOVIMIENTOS DIFERIDOS:

ESF(I,J,K) = ESFUERZO DE TIPO K EN EL PUNTO I A LA PROFUNDIDAD J
 DEBIDO AL AREA DE CIMENTACION CONSIDERADA
 ESFT(I,J,R) = ESFUERZO DE TIPO K EN EL PUNTO I A LA PROFUNDIDAD J
 DEBIDO AL CONJUNTO DE LAS AREAS DE CIMENTACION CON-
 SIDERADAS

K=1 ESFUERZOS DEBIDOS A LA PRESION DE CONTACTO LISA-SUELO
 K=2 ESFUERZOS POR FRICCION NEGATIVA SOBRE LA SUBESTRUCTURA
 K=3 ESFUERZOS POR FRICCION NEGATIVA SOBRE LOS PILOTES
 K=4 ESFUERZOS POR FRICCION POSITIVA SOBRE LOS PILOTES
 K=5 ESFUERZOS POR CARGAS PUNTALES EN LA PUNTA DE LOS PILOTES
 K=6 ESFUERZOS VERTICALES RESULTANTES
 ASETOT(I,J) = ASENTAMIENTO TOTAL EN METROS EN EL PUNTO I A LA PRO-
 FUNDIDAD J

 I N S T I T U T O D E I N G E N I E R I A
 U N A M

 *
 ***** PROGRAMA PRINCIPAL *****
 *
 * M U V E C I M / I I *
 *

C
C
C

```

DIMENSION XR(20), YR(20), ZF(98), D(20), ADE(20), YL(4), YL(4), X(500), YC
1500), ESPF(20), ALFA(4), XIC(500), YIC(500), EST(20), XCY(10),
2YC1(10), XCY2(10), YC2(10), ZC(10), AC(4), BC(4), T(6), NCAP(20), HLICAP(20),
30), REVA(20), PRESIO(20), GAMAC(20), NOTIP(20), NPCUR(20),
4, 20), DEHEH(98), HEFC(20), ASETOT(20), SIT(98), CEDE(20), AMOVE
5L(20), AMOVEP(20)
DATA (T(I), I=1,6), BLANCO, AMI/"A", "B", "C", "D", "E", "R", " ", "I"/
    
```

C
C

```

READ (5,5) NALTER
READ (5,5) NRECT, NPUN
5 FORMAT(10I5)
7 READ (5,10) (XR(I), YR(I), SIT(I), I=1, NPUN)
10 FORMAT(8F10.5)
    
```

C

```
GO TO (28,12), NALTER
```

C

```

12 READ (5,10) CNC
READ (5,5) NPROF
READ (5,10) (ZR(I), I=1, NPROF)
READ (5,5) NUTIE
READ (5,5) (NOTIP(I), I=1, NPUN)
13 FORMAT(8A1)
15 READ (5,5) (NCAP(J), J=1, NUTIE)
    
```

C

```

DO 23 I=1, NUTIE
N = NCAP(I)
DO 20 J=1, N
    
```

C

SI EL ESTRATO CONSIDERADO ES INCUMPRIBLE SE DEBEN PROPORCIONAR SOLO

C

LOS DATOS DE HLICAP(I,J) Y GAMAC(I,J).

C

DEBE HACERSE CEDE(I,J)=0.0 Y NPCUR(I,J) = 0

C

```

READ (5,10) HLICAP(I,J), GAMAC(I,J), CEDE(I,J)
READ (5,5) NPCUR(I,J)
    
```

C

```

IF (NPCUR(I,J) .EQ. J) GO TO 18
M = NPCUR(I,J)
    
```

C

```
READ (5,10) (PRESIO(I,J,K), REVA(I,J,K), K=1, M)
```

```

18 GO TO 20
NPCUR(I,J) = 2
PRESIO(I,J,1) = 0.1
REVA(I,J,1) = 5.0
PRESIO(I,J,2) = 8.0
REVA(I,J,2) = 5.0
    
```

```

      CEDE (I,J) = 0.0
20 CONTINUE
C HLICAP(I,N+1) ES EL LIMITE INFERIOR DEL ULTIMO ESTRATO
C
C 23 READ (5,10) HLICAP(I,N+1)
C
C   GO TO 30
C
28 READ (5,10) YOUNG,C,HU
30 PRINT 29
29 FORMAT (///,10X,"UNIVERSIDAD NACIONAL",
  "AUTONOMA DE MEXICO",//,10X,"INSTITUTO",
  "DE INGENIERIA",//,10X,"GABRIEL AVINET G.",
  "CARLOS RAUL DIAZ MORA",//)
32 PRINT 32
1 ****"//,53X,"*****"//,53X,"*"//,53X,"*** DATOS
  1 ****"//,53X,"*"//,53X,"*****"//)
35 PRINT 35
35 FORMAT (///,10X,"73HEN ESTE PROGRAMA LOS DATOS Y RESULTADOS ESTAN DA
  1 DOS EN METROS Y EN TUNZM2)
  PRINT 40,NRECT
40 FORMAT (10X,"EL NUMERO DE AREAS RECTANGULARES EN LAS QUE SE ",
  1 DIVIDIO LA CIMENTACION DE PLANTA ES",I2)
  GO TO (43,53),NALTER
43 PRINT 43
  PRINT 45,NPUN
45 FORMAT (10X,"EL NUMERO DE PUNTOS EN PLANTA DE LOS CUALES SE DLSEA
  1 CONOCER SUS MOVILIENTOS ELASTICOS VERTICALES ES",I2)
46 PRINT 46
1 FORMAT (10X,"QUEL NUMERO DE PUNTOS EN PLANTA EN LOS QUE INTLIESA
  1 CONOCER EL PERFIL DE ESFUERZOS Y ASENTAMIENTOS ES",I2)
  PRINT 48,YOUNG
48 FORMAT (10X,"EL MODULO DE YOUNG CONSIDERADO ES DE ",F10.5)
  PRINT 60
  PRINT 49
  PRINT 50,(I,XR(I),YR(I),SIT(I),I=1,NPUN)
49 FORMAT (10X,"PUNTO",10X,"X",10X,"Y",10X,"COTA SUPERFICIAL",/)
50 FORMAT (12X,I2,7X,F8.3,3X,F8.3,11X,F8.3)
  GO TO 195
53 PRINT 60
60 FORMAT (///,47X,"*** PUNTOS ESTUDIADOS ***",//)
  PRINT 48,NPUN
  DU 90 I=1,NPUN
  PRINT 65,I,XR(I),YR(I)
65 FORMAT (///,10X,6HPUNTO I2,10X,3HX =F8.3,5X,3HY =F8.3)
  PRINT 70,I,SIT(I),NOTIP(I)
70 FORMAT (10X,30H"LA COTA SUPERFICIAL DEL PUNTO I2,5H ES F8.3,37H Y
  1 PERTENECE A LA ESTRATIGRAFIA TIPO I2)
  PRINT 75,I
75 FORMAT (10X,84H"LAS PROFUNDADES A LAS QUE SE DETERMINAN LOS INCRE

```

```

1  MIENTOS DE ESFUERZOS PARA EL PUNTO I2,4H SON)
DU 85 J=1,NPROF
PROF RE = 7R(J),SIT(I)
PRINT 80,PROF RE
80  FORMAT (53X,4HZ = F8.3)
90  CONTINUE
PRINT 93
93  FORMAT (7//40X,21H*** ESTRATIGRAFIA ***3
PRINT 95,NUTIE
95  FORMAT (7//10X,48HEU CUANTO A PERFILES DE COMPRESIBILIDAD,EXISTEN I
12,34H TIPOS DE ESTRATIGRAFIA DIFERENTES)
DO 105 I=1,NUTIE
NI=NCAP(I)
PRINT 100,I,NI
100  FORMAT (10X,44HEL NUMERO DE ESTRATOS PARA LA ESTRATIGRAFIA I2,4H E
1S
105  CONTINUE
DO 150 I=1,NUTIE
NI=NCAP(I)
DU 140 J=1,NI
M=NPCUR(I,J)
PRINT 110,I,J,HLICAP(I,J),GANAC(I,J)
110  FORMAT (/10X,27H PARA LA ESTRATIGRAFIA TIPO I2,34H LA FRONTERA SUPE
110R DEL ESTRATO I2,4H ES F8.3,25H CON PESO VOLUMETRICO DE F8.3)
PRINT 115,M
115  FORMAT (10X,97HLAS BARRAS DE CARGA Y RECARGA DE LA CURVA DE CONFINES
115BILIDAD DEL ESTRATJ ANTERIOR ESTAN DADAS POR I2,7H PUNTOS)
PRINT 120,CEDE(I,J)
120  FORMAT (10X,53HEN LA RAMA DE DESCARGA EL COEFICIENTE DE DESCARGA
1S F8.3)
PRINT 125
125  FORMAT (10X,86ELA CURVA DE COMPRESIBILIDAD PARA ESTE ESTRATO ESTA
125DADA POR LAS SIGUIENTES (COORDENADAS)
PRINT 130
130  FORMAT (/40X,7HPRESION,20X,18HRELACION DE VACIOS)
DO 140 K=1,M
PRINT 135,PRESIO(I,J,K),REVACC(I,J,K)
135  FORMAT (37X,F8.3,25X,F8.3)
140  CONTINUE
PRINT 145,HLICAP(I,NI+1)
145  FORMAT (10X,73HLA FRONTERA INFERIOR DEL ULTIMO ESTRATO EN ESTE TI
145PO DE ESTRATIGRAFIA ES F8.3)
150  CONTINUE
195  DU 476 I=1,NRECT
C
READ (5,10) QU
READ (5,10) (XL(J),YL(J),J=1,4)
C
GO TO (235,198),NALTER

```

```

C 198 READ (5,10) ZHIN
    READ (5,5) NEST,NPIL,NPARCO
C
    PRINT 200,II,NEST,NPIL
200 FORMAT (7//,10X,69HEN CUANTO AL PERFIL DE ADHERENCIA EL NUMERO DE E
1STRATOS BAJO EL AREA I2,4H ES I2,24H , ESTA CIMENTADA SOBRE I3,8H
2PILOTES)
    PRINT 203,NPARCO
203 FORMAT (10X,8HY TIENE I2,34H PAREDES COMUNES CON AREAS VECINAS)
    IF (NEST) 223,223,205
C
205 READ (5,10) (D(J),AJE(J),J=1,NEST)
    READ (5,10) ZNEU
C
210 DO 220 J=1,NEST
    PRINT 215,J,D(J)
215 FORMAT (10X,47HLA PROFUNDIDAD DEL LIMITE INFERIOR DEL ESTRATO I2,
16H ES = F8,3E38H SIENDO LA ADHERENCIA SUELO PILOTE EN )
    PRINT 218,AJE(J)
218 FORMAT (10X,15HESTE ESTRATO DFF8.3)
220 CONTINUE
223 PRINT 225,II,ZHIN,QU
225 FORMAT (10X,37HLA PRFUNDIDAD DE DESPLANTE DEL AREA I2,5H ES I8.3
1,40H Y LA PRESION DE CONTACTO NETA ESTRUCTURA SUELO F8.3)
    PRINT 230,CNU
230 FORMAT (10X,39HBAJO EL AREA LA RELACION DE POISSON ES F4.2)
233 FORMAT (7//,10X,"LA CARGA NETA EN EL AREA ",I2," ES ",F10.4)
235 PRINT 233,II,QU
    PRINT 240,II
240 FORMAT (10X,"LAS COORDENADAS DE LOS VERTICES DEL AREA ",I2,
1" SON ",//)
    PRINT 245
245 FORMAT (7,10X,15HVERTICE NLMFRN.,10X,8HABSCISA ,9X,8HORDENADA)
    DO 255 J=1,4
    PRINT 250,J,XL(J),YL(J)
250 FORMAT (17X,I2,15X,F3.3,10X,F8.3)
255 CONTINUE
    IF (NPARCO) 265,285,265
265 PRINT 270,II
270 FORMAT (10X,97HLAS COORDENADAS DE LOS EXTREMOS DE LAS PAREDES COMU
1NES Y LAS ALTURAS DE ESTAS PARA EL AREA I2,4H SON)
    PRINT 275
275 FORMAT (/14X,2HX1,9X,2HY1,7X,2HX2,7X,2HY2,6X,2HZ )
C
    READ (5,10) (XC1(J),YC1(J),XC2(J),YC2(J),ZC(J),J=1,NPARCO)
C
    DO 285 J=1,NPARCO
    PRINT 280,XC1(J),YC1(J),XC2(J),YC2(J),ZC(J)
280 FORMAT (10X,F9.5,1X,F9.5,1X,F9.5,1X,F9.5,1X,F9.5)

```

```

285 CONTINUE
290 IF(CNPIL)295,350,295
C
295 READ (5,10) (X(J),Y(J),J=1,NPIL)
C
300 PRINT 310,II
310 FORMAT(/,10X,75HLAS COORDENADAS EN PLANTA DE LAS CABEZAS DE LOS PI
1 LOTES BAJO EL AREA 12,4H SON,/)
PRINT 315
315 FORMAT (24X,8HABSCISA 11X,8HORDENADA)
DU 325 J=1,NPIL
PRINT 320,X(J),Y(J)
320 FORMAT (22X,F8.3,12X,F8.3)
325 CONTINUE
C
READ (5,10) CAPU,ZMAX,PERIM
C
PRINT 330,CAPU
330 FORMAT (/,10X,50HLA CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA DE LOS PILOTES ES
1 F8.3)
PRINT 335,ZMAX
335 FORMAT (/,10X,50HLA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE DE LOS PILOTES ES
1 F8.3)
PRINT 340,ZNEU
340 FORMAT (/,10X,50HLA PROFUNDIDAD DEL NIVEL NEUTRO ES F
1 F8.3)
PRINT 345,PERIM
345 FORMAT (/,10X,50HEL PERIMETRO DE LOS PILOTES ES F
1 F8.3)
350 DU 477 I=1,NPUN
GO TO (357,352),NALTER
352 DU 477 J=1,NPROF
DU 355 JJ=1,7
355 ESF(I,J,JJ)=0.
357 AMOVEP(I,I)=0.0
XP=XR(I)
YP=YR(I)
ZP=ZR(J)+SIT(I)
IF(CU)365,360,365
360 IF(ZMIN)465,465,365
365 DU 420 JJ=1,4
ALFA(JJ)=1.
JK=JJ+1-4*(JJ/4)
370 A(JJ)=(YL(JK)-YL(JJ))/(XL(JK)-XL(JJ)-0.000001)
B(JJ)=(YL(JJ)*XL(JK)-XL(JJ)*YL(JK)-Y(L(JJ)))/(XL(JK)-XL(J
1 J)-0.000001)
NTRUC=1+(JJ-2)**2-3*(JJ/4)
TEST=(YB-B(JJ))*XB-B(JJ))*(-1)**NTRUC
IF(TEST)375,375,380
375 ALFA(JJ)=-1

```

```

380 NSEG=10
DIST=ABS((YL(JK)-YL(JJ))*YF-(XL(JK)-XL(JJ))*YP+(XL(JK)-XL(JJ))*YL(
1JJ)-(YL(JK)-YL(JJ))*XL(JJ))/SQRT((YL(JK)-YL(JJ))**2+(XL(JK)-XL(JJ)
2))**2)
385 DELTA=SQRT((XL(JJ)-XL(JK))**2+(YL(JJ)-YL(JK))**2)/NSEG
VRELAT=DIST/DELTA/NSEG
IF (VRELAT.LT.0.005) GO TO 405
390 IF(DELTA-DIST) 400,395,395
395 NSEG=2*NSEG
DELTA=DELTA/2
GO TO 390
400 X1B=XL(JJ)
Y1B=YL(JJ)
DELTX=(XL(JK)-XL(JJ))/NSEG
DD 420 IK=1,NSEG
X2B=X1B+DELTX
Y2B=Y1B+DELTY
E=SQRT((XP-X1B)**2+(YP-Y1E)**2)
PE2=SQRT((XP-X2B)**2+(YP-Y2E)**2)
PE=C/DELTA+E**2
S=SQRT(PE2*(PE2-DELTA)*(PE2-1)*(PE2-C))
FTAN=SQRT(((2.*S)/(E*C))**2/(1-((2.*S)/(E*C))**2))
ARAD=ATAN(FTAN)/(2.*J.1416)
A1=(E+C)/2
GO TO (402,401),NALTER
401 CALL MICAUN(A1,ZMIN,ZB,FINF,CNU)
FAS=ARAD*FINF*ALFA(JJ)*DU
GO TO 403
402 FOS=(ARAD*ALFA(JJ)*JU*2.*A1)*(1.-CNU**2)/YOUNG
GO TO 404
403 ESF(I,J,1)=ESF(I,J,1)+FAS
GO TO 405
404 AMQVEP(I,I)=AMQVEP(I,I)+FOS
ESF(I,J,8)=ESF(I,J,8)+FOS
405 IF(CZMIN.NEST)415,415,410
410 X1C(I)=X1B+DELTX/2
Y1C(I)=Y1B+DELTY/2
IF(ZNEU-ZMIN)412,412,413
412 ZPRO=ZNEU
GO TO 414
413 ZPRO=ZMIN
414 CALL MICALI(1,NEST,CJU,ADE=0,7PRO,ZMIN,D,X1C,Y1C,DELTA,SIGMA1,SIGM
1A2,XP,YP,ZP)
ESF(I,J,2)=ESF(I,J,2)+SIGMA1
415 X1B=X2B
Y1B=Y2B
CONTINUE
GO TO (477,423),NALTER
423 ESFT(I,J,1)=ESFT(I,J,1)+ESF(I,J,1)

```

```

425 GO TO 425
430 IF (NPARCO*NEST)460,460,430
DO 455 JJ=1,NPARCO
NSEG=10
DIST=ABS((YC2(JJ)-YC1(JJ))*(XP-XC1(JJ))+(XC2(JJ)-XC1(JJ))*(YC1(JJ)
1-YJ))/SQRT((YC2(JJ)-YC1(JJ))**2+(XC2(JJ)-XC1(JJ))**2)
435 IF (DIST)435,455,435
440 DELTA=SQRT((XC1(JJ)-XC2(JJ))**2+(YC1(JJ)-YC2(JJ))**2)/NSEG
445 IF (DELTA-DIST)450,445,445
NSEG=2*NSEG
DELTA=DELTA/2
GO TO 440
450 X1B=XC1(JJ)
Y1B=YC1(JJ)
DELTX=(XC2(JJ)-XC1(JJ))/NSEG
DELTU=(YC2(JJ)-YC1(JJ))/NSEG
DO 455 K=1,NSEG
X1C(1)=X1B+DELTX/2
X1C(2)=X1B+DELTU/2
ZCR=ZC(JJ)
IF (ZNCU=ZCR)451,451,455
451 ZPR=ZNEU
GO TO 454
453 ZPR=ZCR
454 CALL MACALI(1,NEST,CHU,ADE,0,ZPR,ZCR,D,X1C,Y1C,DELTA,SIGMA1,SIGMA2
1,XP,YP,ZP)
ESF(I,J,7)=ESF(I,J,7)+SIGMA1
X1B=X1B+DELTX
Y1B=Y1B+DELTU
455 CONTINUE
460 ESF(I,J,2)=ESF(I,J,2)-ESF(I,J,7)
ESFT(I,J,2)=ESFT(I,J,2)+ESF(I,J,2)
465 IF (NPIL)477,477,470
466 IF (NEST)475,475,470
466 FORMAT (7)OX,7OHLA JERARQUIA DE IMPRESION DE MAYOR A MENOR ES LA S
1IGUIENTE R,E,D,C,B,A)
470 CALL MACALI(NPIL,NEST,CHU,ADE,ZMIN,ZMAX,ZNEU,D,X,Y,PERIM,SIGMA1,SIGMA2,XP,YP,ZP)
ESF(I,J,3)=SIGMA1
ESF(I,J,4)=SIGMA2
ESFI(I,J,3)=ESFI(I,J,3)+SIGMA1
ESFT(I,J,4)=ESFT(I,J,4)+SIGMA2
475 CALL MACAPU(NPIL,CHU,XP,YP,ZI,X,Y,ZMAX,CAPU,SIGMA3)
ESFT(I,J,5)=SIGMA3
477 CONTINUE
478 CONTINUE
DO 1478 I=1,NPUN
DO 1478 II=1,NRECT
1478 AMOVEL(I) = AMOVEL(I) + AMOVEL(II,I)

```

```

1479 GO TO (523,1479),NALTER
1479 PRINT 479
1479 FORMAT (1H1)
PRINT 288
PRINT 487
PRINT 480
1480 FORMAT (10X,92HEJ LAS GRAFICAS DE VARIACIONES DE ESFUERZOS CON LA
1A PROFUNDIDAD LAS LETRAS INDICAN LO SIGUIENTE)
1481 FORMAT (10X,57H*A* ESFUERZOS DEBIDOS A LA PRESION DE CONTACTO LOS
1A-SUELO)
PRINT 482
1482 FORMAT (10X,58H*B* ESFUERZOS POR FRICCION NEGATIVA SOBRE LA SUBES
1TRUCTURA)
PRINT 483
1483 FORMAT (10X,53H*C* ESFUERZOS POR FRICCION NEGATIVA SOBRE LOS PILO
1TES)
PRINT 484
1484 FORMAT (10X,53H*D* ESFUERZOS POR FRICCION POSITIVA SOBRE LOS PILO
1TES)
PRINT 485
1485 FORMAT (10X,61H*E* ESFUERZOS POR CARGAS PUNTALES EN LA PUNTA DE
1LOS PILOTES)
PRINT 486
1486 FORMAT (10X,36H*R* ESFUERZOS VERTICALES RESULTANTES)
1487 FORMAT (///50X,18H*** RESULTADOS *** )
PRINT 488
PRINT 488
1488 FORMAT (///35X,49H*** VARIACION DE ESFUERZOS CON LA PROFUNDIDAD **
1*)
DU 495 I=1,NPUN
PRINT 489,I
PRINT 490
1489 FORMAT (///1X,6HPUNTI I2,15X,21H ESFUERZOS CALCULADOS)
DU 492 J=1,NPROF
ZF=ZR(J)+SIT(I)
ESFT(I,J,6)=ESFT(I,J,1)+ESFT(I,J,2)+ESFT(I,J,3)+ESFT(I,J,4)+ESFT(I
1,J,5)
1490 FORMAT (7X,1HX,11X,11Y,11X,11Z,12X,1HA,12X,1HB,12X,1HC,12X,1HD,12X
1,1HE,12X,1HR)
PRINT 491,XR(I),YR(I),ZR,(ESFT(I,J,K),K=1,6)
1491 FORMAT (9E13.4)
1492 CONTINUE
1495 CONTINUE
CALL UNIBRA(ESFT,XR,YR,ZR,HEFC,SIT,T,BLANCO,AMI,NPUN,NPROF,6)
IFCNU(1E520,520,500)
500 CALL NIASEN(ESFT,XR,YR,ZR,SIT,NPUN,NPROF,NCAP,HLICAP,GAMA,NPCUR,CE
1DE,PRESIO,REVACT,NOTIP,ASE10T,HEFC)
PRINT 501
501 FORMAT (///1H1,45X,30H*** MOVIMIENTOS VERTICALES *** )

```

```

DU 505 I=1, NPUN
PRINT 502, I, XR(I), YR(I)
502 FORMAT (//5X, 6HPUNTO 12, 5X, 5H: X = F8.3, 5X, 5H Y = F8.3)
PRINT 503
503 FORMAT (//20X, 15HPROFUNDIDAD (M), 12X, 14HMOVIMIENTO (M))
PRINT 504, HEFC(I, J), ASETOT(I, J)
504 FORMAT (20X, F8.3, 20X, F8.3)
505 CONTINUE
MPQ=NPREF+1
DO 515 I=1, NPUN
DO 515 J=1, MPQ
515 ESFT(I, J, I)=ASETOT(I, J)
CALL MIBRAF(ESFT, XR, YR, ZR, HEFC, SIT, T, BLANCO, ANI, NPUN, MPQ, 1)
520 CONTINUE
GO TO 705
523 PRINT 29
PRINT 525
525 FORMAT (//1H1, 43X, 31H**** MOVIMIENTOS ELASTICOS ****, //)
PRINT 530
530 FORMAT (2X, 50HA) MOVIMIENTOS VERTICALES ELASTICOS SUPERFICIALES
1, //5X, 50HPROVOCADOS POR CADA UNO DE LOS RECTANGULOS CON=
2, //5X, 50HSIDERADOS, SOBRE LCS PUNTOS DE INTERES EN PLANTA. , //)
DO 540 I1=1, NRECT
PRINT 545, I1
PRINT 555, I1
DO 535 I1=1, NPUN
PRINT 550, I1, AMOVEP(I1, I1)
535 CONTINUE
540 CONTINUE
545 FORMAT (///, 12H RECTANGULO , 12, //)
550 FORMAT (13X, 12, 37X, F10.5)
555 FORMAT (10X, " PUNTO ", 32X, "MOVIMIENTOS VERTICALES", //)
PRINT 560
560 FORMAT (1H1, ///, 2X, "B) MOVIMIENTOS ELASTICOS TOTALES SUPERFICIALES
1, //5X, "DE CADA PUNTO DE INTERES EN PLANTA.", ///)
PRINT 625
625 FORMAT (//19X, "PUNTO", 6X, 10H X , 10X, 10H Y , 4X, "PROF.
1 DE EXCAV. ", 2X, " MOV. ELASTICO TOTAL", //)
DO 700 I=1, NPUN
ZP = SIT(I)
PRINT 630, I, XR(I), YR(I), ZP, AMOVEL(I)
630 FORMAT (11X, 12, 7X, F10.3, 10X, F10.3, 10X, F10.3, 10X, F10.5)
690 CONTINUE
700 CONTINUE
705 CONTINUE
PRINT 479
PRINT 29
END
SUBROUTINE MICAUN(A, C, ZS, FINF, CNU)

```

```

Z1=ZS-C
ZE=ZS+C
A1=-3.*Z1**3
A2=-(1.-2.*CNU)*Z1
A3=(1.-2.*CNU)*Z1
A4=-3.*Z1**3*(ZE**3)+12*(2.-CNU)*C*ZE**2+18.*(C**2)*ZE
A5=-30.*C*(ZE**3)*(ZE-C)
A6=Z1**2
A7=ZE*ZE
UNQ=0.
DUS=0.
TRES=0.
11 IF(Z1) 11,12,11
UNQ=-A1/3.*(1./(A**2+A6)**1.5-1./(A6**1.5))
DUS=-A2*(1./(A**2+A6)**0.5-1./(A6**0.5))
TRES=-A3*(1./(A**2+A7)**0.5-1./(A7**0.5))
CUATRO=-A4/3.*(1./(A**2+A7)**1.5-1./(A7**1.5))
CINCO=-A5/5.*(1./(A**2+A7)**2.5-1./(A7**2.5))
FINF=-1./C*(1.-CNU)*(UNQ+DUS+TRES+CUATRO+CINCO)
GO TO 13
12 FINE = 1.
13 CONTINUE
RETURN
END
SUBROUTINE MICALI(NPIL,NEST,CNU,ADE,ZHIN,ZMAX,ZNEU,D,X,Y,PERIN,SIG
1 MA1,SIGMA2,XP,YP,ZP)
DIMENSION D(20),X(50),Y(50),ADE(20),ZCLA(25),FINF(25),ADEC(25)
DO 15 I=1,NEST
12 IF(ZMIN=0(I))12,12,15
12 ZCLA(I)=ZMIN+0.000001
ADEC(I)=ADE(I)
NCLA=1
J=I
GO TO 16
15 CONTINUE
16 DO 25 I=J,NEST
IF(ZNEU=D(I))19,19,17
17 ZCLA(I-J+2)=D(I)
ADEC(I-J+2)=ADE(I+1)
NCLA=NCLA+1
GO TO 25
19 ZCLA(I-J+2)=ZNEU+0.000002
ADEC(I)=ADE(I)
NCLA=NCLA+1
K=I
KK=I-J+2
GO TO 27
25 CONTINUE
27 DO 35 I=K,NEST
IF(ZMAX=D(I))31,31,2)

```

```

29 ZCLA(I=J+3)=D(I)
   ADEC(I=J+3)=-ADE(I+1)
   NCLA=NCLA+1
31 GU TU 35
   ZCLA(I=J+3)=ZMAX+0.0J0003
   NCLA=NCLA+1
   GU TU 35
35 CONTINUE
37 SIGMA1=0.
   SIGMA2=0.
   DO 43 I1=1,NPIL
   RO2=(X P-X(I1))**2+(Y P-Y(I1))**2
   RO=SQRT(RO2)
   DO 40 IJ=1,NCLA
   ZM=ZP/ZCLA(IJ)
   ZN=RO/ZCLA(IJ)
   A2=ZN**2+(ZM-1.)**2
   B2=ZN**2+(ZM+1.)**2
   F2=ZN**2+ZM**2
   A1=A2**0.5
   B1=B2**0.5
   F1=F2**0.5
   UNO=-2.*(2.-CNU)/A1
   DOS=(2.*(2.-CNU)+2.*(1.-CNU)*ZM*(1.+ZM)/ZN**2)/B1
   TRES=(2.*(2.-CNU)+2.*(ZM/ZN)**2/F1
   CUATRO=2N**2/(A1**3)
   CINCO=(4.*(ZM**2)-4.*(1.+CNU)*(ZM**4)/(ZN**2))/(F1**3)
   SEIS=(4.*(ZM*(1.+CNU)*(ZM+1.)*(ZM+1.)/ZN)**2-(4.*ZM**2+ZN**2))/(B1
1**3)
   SIETE=(6.*(ZM**2)*(ZM**4*ZN**4)/(ZN**2)))/(F1**5)
   OCHO=(6.*ZM*(ZM*(ZM**2)-1.7*(ZN**2)*(ZM+1)**5))/R1**5)
   FIUF(IJ)=1./(8.*3.1416*(1.-CNU))*(UNO+DOS+TRES+CUATRO+CINCO+SEIS+S
1IETE+OCHO)
40 CONTINUE
   DO 41 IJ=1,KK-1
41 SIGMA1=SIGMA1+FINF(IJ+1)*ADEC(IJ)*PERIM/ZCLA(IJ+1)-FINF(IJ)*ADEC(
1IJ)*PERIM/ZCLA(IJ)
   DO 42 IO=1,KK,NCLA-1
42 SIGMA2=SIGMA2+(FINF(IJ+1)*ADEC(IJ)*PERIM/ZCLA(IJ+1)-FINF(IJ)*ADEC(
1IJ)*PERIM/ZCLA(IJ))
43 CONTINUE
   RETURN
   END
   SUBROUTINE HICAPU(NPIL,CNL,XF,Y P,ZP,X,Y,ZAPO,CAPU,SIGMA3)
   DIMENSION X(500),Y(500)
   SIGMA3=0.
   Z=ZP+ZAPO
   Z1=ZP-ZAPU
   DO 10 I1=1,NPIL
   RO2=(X P-X(I1))**2+(Y P-Y(I1))**2

```

```

R1=SQRT(CRU2+Z1**2)
R2=SQRT(CRU2+Z**2)
UNO=3.*(Z1)**3/(R1)**5
DOS=-1.-2.*CNU)*Z1/(R1)**3
TRES=(1.-2.*CNU)*Z1/(R2)**3
CUATRO=(-3.*(3.-4.*CNU)*Z**3+12.*(2.-CNU)*ZAP0*Z**2-18.*ZAP0**2*Z)
1/(R2)**5
CINCO=(530.*ZAP0*Z**3*(Z-ZAPU))/(R2)**7
SIGMA3=SIGMA3-CAPU*(1./((9.*3.1#16*(1.-CNU)))*(UNO+DOS+TRES+CUATRO+
10 CONTINUE
RETURN
END
SUBROUTINE MIASENCESFT,YR,YP,ZR,SIT,NPUN,NPROF,NCAP,HLICAP,GAMA,NF
1 CUR,CLDE,PRESIO,REVAC,NOTIF,ASETOT,HEFC)
DIMENSION ESFT(20,99,7),YR(20),YR(20),ZR(98),NCAP(20),HLICAP(20,20
1),REVAC(20,20,20),PRESIO(20,20,20),GAMA(20,20),NOTIF(20),NPCUR(20,
220),CHEH(98),HEFC(20,99),ASETOT(20,99),ASENT(20,99),SIT(98),CLDE(
320,20)
PRINT 5
5 FORMAT(1H1)
DO 110 J=1,NPUN
M=NOTIF(J)
LL=NCAP(M)
DO 90 J=1,NPROF
P=0.
ZR=ZR(J)+SIT(I)
DO 25 K=1,LL
P=P+GAMA(M,K)*(HLICAP(M,K+1)-HLICAP(M,K))
25 IF(ZP-HLICAP(M,K+1))J0,30,25
CONTINUE
GU TO 90
30 P=P+GAMA(M,K)*(HLICAP(M,K+1)-7P)
TUESF=ESFT(I,J,6)+P
35 MN=NPCUR(M,K)
DO 40 L=1,MN
40 IF(CP.LT.PRESIO(M,K,L))GO TO 50
PRINT 45,1,ZP,P
45 FORMAT(5X,6HPUNTO ,I5,5HPROF ,F8.4,21HPRES. INIC. EXCESIVA ,L10.4)
P=PRESIO(M,K,MN)
GO TO 60
50 IF(L.GT.1) GO TO 60
PRINT 55,1,ZP,P
55 FORMAT(5X,6HPUNTO ,I5,5HPROF ,F8.4,21HPRES. INIC. INSUF. ,L10.4)
P=PRESIO(M,K,1)
L=2
60 VOIRAI=REVAC(M,K,L-1)+((REVAC(M,K,L)-REVAC(M,K,L-1))*(P-PRESIO(M,K
1,L-1)))/(PRESIO(M,K,L)-PRESIO(M,K,L-1))
DO 65 L=1,MN
65 IF(TUESF.LT.PRESIO(M,K,L))GO TO 75

```

```

PRINT 70, I, ZP, TUESF
70 FORMAT(5X, 6HPUNTO, I5, 5HPROF, F8.4, 21HPRES. FINAL EXCESIVA, L10.4)
TUESF=PRELSD(M,K,M)
GO TO 85
75 IF (L.GT.1) GO TO 85
PRINT 80, I, ZP, TUESF
80 FORMAT(5X, 6HPUNTO, I5, 5HPROF, F8.4, 21HPRES. FINAL INSUF. , L10.4)
TUESF=PRELSD(M,K,1)
L=2
IF (P.GT.TUESF) GO TO 36
85 VOIRA2=REVAC(M,K,L-1)+((REVAC(M,K,L)-REVAC(M,K,L-1))*(TUESF-PRLSID
1(M,K,L-1)))/(PRELSD(M,K,L)-PRELSD(M,K,L-1))
GO TO 90
86 VOIRA2=VOIRA1+CEDE(M,K)*ALOG10(P/TUESF)
90 DEHEH(J)=(VOIRA1-VOIRA2)/(1+VOIRA1)
IK=1
DO 100 J=1, NPROF
ZP=ZR(J)+SIT(I)
IF (ZP-HLICAP(M,LL+1)) 93, 92, 92
92 HEFC(I,J)=HLICAP(M,LL+1)
GO TO 100
93 IF (HLICAP(M,IK).LT.ZP) GO TO 95
HEFC(I,J)=(ZR(J)+ZR(J-1))/2+SIT(I)
GO TO 100
95 IF (HLICAP(M,IK)=SIT(I)) 96, 90, 99
96 IK=IK+1
IF (HLICAP(M,IK)=ZP) 95, 97, 97
97 HEFC(I,J)=SIT(I)
GO TO 100
99 HEFC(I,J)=HLICAP(M,IK)
IK=IK+1
100 CONTINUE
HEFC(I,NPROF+1)=HLICAP(M,LL+1)
DO 105 J=1, NPROF
105 ASENT(I,J)=(HEFC(I,J+1)+HEFC(I,J))*DEHEH(J)
ASETOT(I,NPROF+1)=0.
DO 110 J=1, NPROF
JJ=NPROF-J+1
110 ASETOT(I,JJ)=ASETOT(I,JJ+1)+ASENT(I,JJ)
RETURN
END
SUBROUTINE MIGRAF(ESFT,XR,YP,ZR,HEFC,SIT,T,BLANCO,ANI,NPUN,NPROF,N
1QUE)
DIMENSION ESFT(20,99,7),XF(20),YR(20),ZR(98),AC(101),T(6),SIT(96),
1HEFC(20,99)
DO 90 I=1,NPUN
ESFMAX=0.
DO 15 J=1,NPROF
DO 15 K=1,NQUE
TEMP=ABS(ESFT(I,J,K))

```

```

10 IF(TEMP.LT.ESFMAX)GO TO 15
15 ESFMAX=TEMP
CONTINUE
ESC=ESFMAX/5.
IF(NQUE=1)26,26,19
19 PRINT 20
20 FORMAT(1H1,39X,42HVARIACION DE ESFUERZO VERTICAL EN EL MEDIO)
PRINT 25,1,XR(I),YR(I),ESC
ESC=ESC/10.
25 FORMAT(7/10X,5HPUNTO,13,2X,2HX=F6.2,4X,2HY=F6.2,25X,20HESCALA 1
1UNIDAD = F8.4,1X,4HT/M2)
PRINT 251
251 FORMAT(20X,10HDECREMENTO,60X,10HINCREMENTO)
GO TO 26
26 PRINT 27
27 FORMAT(1H1,50X,26H* MOVIMIENTOS VERTICALES *)
PRINT 28,1,XR(I),YR(I),ESC
ESC=ESC/10.
28 FORMAT(7/10X,5HPUNTO,13,2X,2HX=F5.1,1X,2HY=F5.1,14X,20HESCALA 1
1UNIDAD = F8.4,1X,2HM.)
PRINT 281
281 FORMAT(20X,10HEXPANSION ,5AX,12HASENTAMIENTO)
29 PRINT 30
30 FORMAT(7/1X,8HPROF(M) ,101+5 2 4 3 4 2 5)
1
PRINT 32
32 FORMAT(7/4X,106H0 I-----I-----I-----I-----I-----I-----I-----I-----I-----I)
1-----I-----I-----I-----I-----I-----I)
DO 85 J=1,50
DU 35 L=1,101
35 A(L)=BLANCO
A(51)=AMI
DO 40 M=1,NPROF
IF(NQUE=1)37,37,39
37 NDEEP=HEFC(I,M)+0.5+SIT(I)*((NQUE-1)/5)
GO TO 42
39 NDEEP=ZR(M)+0.5+SIT(I)*((NQUE-1)/5)
42 IF(NDEEP.EQ.J)GO TO 45
40 CONTINUE
GO TO 51
45 DO 50 K=1,NQUE
NCUL=ESF(I,M,K)/ESC
50 A(51+NCUL)=T(K)
51 NESV=HOD(J,5)
IF(NESV.EQ.0)GO TO 55
NCUNT=2
GO TO 60
55 NCUNT=1
60 GO TO(65,75)NCUNT
65 PRINT 70,J,(A(I)),II=1,101)

```

```
70 FORMAT(3X,I2,4X,101A1)
   GO TO 85
75 PRINT 80,(A(I),II=1,101)
80 FORMAT(9X,101A1)
85 CONTINUE
90 CONTINUE
   RETURN
   END
```

A N E X O 31
LISTADO DE RESULTADOS
EJEMPLO 4-1

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MEXICO
 CARREREL AVINTEG. DE CARLOS BALDIZARUA

 *** DATOS ***

EN ESTE PROGRAMA LOS DATOS Y RESULTADOS ESTAN DADOS EN METROS Y EN CM/M²
 EL NUMERO DE AREAS RECTANGULARES EN LAS QUE SE DIVIDIC LA CIMENTACION EN PLANTA ES

3

*** PUNTOS ESTUDIADOS ***

EL NUMERO DE PUNTOS EN PLANTA DE LOS CUALES SE DESEAN CONOCER SUS MOVIMIENTOS ELASTICOS VERTICALES ES 7
 EL MODULO DE YOUNG CONSIDERADO ES DE 500.0000

*** PUNTOS ESTUDIADOS ***

PLATO	X	Y	COTA SUPERFICIAL
1	15.000	30.0000	0.000
2	15.000	32.0000	0.000
3	15.000	34.0000	0.000
4	15.000	36.0000	0.000
5	15.000	38.0000	0.000
6	15.000	27.5000	1.000
7	15.000	27.5000	1.000

LA CARGA NETA EN EL AREA 1 ES 4.4200
 LAS COORDENADAS DE LOS VERTICES DEL AREA 1 SON

VERTICE	NUMERO.	ABSCISA	ORDENADA
1	1	0.0000	0.0000
2	2	0.0000	1.0000
3	3	0.0000	1.0000
4	4	0.0000	1.0000

LA CARGA NETA EN EL AREA 2 ES 2.520C
LAS COORDENADAS DE LOS VERTICES DEL AREA 2 SON

VERTICE NUMERO.	ABSCISA	ORDENADA
1	0.C00	0.C00
2	30.C00	1.000
3	40.C00	1.000
4	40.C00	0.C00

LA CARGA NETA EN EL AREA 3 ES 3.780C
LAS COORDENADAS DE LOS VERTICES DEL AREA 3 SON

VERTICE NUMERO.	ABSCISA	ORDENADA
1	0.C00	0.C00
2	0.C00	1.000
3	40.C00	1.000
4	40.C00	0.C00

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
INSTITUTO DE INGENIERIA
CARTEL AJVINET G. CARLOS RALL DIAZ NCRA

*** MOVIMIENTOS ELASTICOS ***

A) MOVIMIENTOS VERTICALES ELASTICOS SUPERFICIALES
 PROVOCADOS POR CADA UNO DE LOS RECTANGULOS CUA-
 SIDERACCOS SOBRE LOS PUNTOS DE INTERES EN PLANTA.

RECTANGULO 1

PUNTO

1
2
3
4
5
6
7

MOVIMIENTOS VERTICALES

0.25135
 0.24263
 0.22240
 0.10178
 0.07700
 0.10734
 0.11780

RECTANGULO 2

PUNTO

1
2
3
4
5
6
7

MOVIMIENTOS VERTICALES

0.01912
 0.01956
 0.01749
 0.01364
 0.02061
 0.00923
 0.07128

RECTANGULO 3

PUNTO

1
2
3
4
5
6
7

MOVIMIENTOS VERTICALES

0.04371
 0.05370
 0.06055
 0.04531
 0.02748
 0.06050
 0.04343

B) MOVIMIENTOS ELASTICOS TOTALES ESPECIFICIALES
DE CADA PUNTO DE INTERES EN PLANTA.

PUNTO	X	Y	PROF. DE EXCAV.	MOV. ELASTICO TOTAL
1	0000	0000	0000	0000
2	0000	0000	0000	0000
3	0000	0000	0000	0000
4	0000	0000	0000	0000
5	0000	0000	0000	0000
6	0000	0000	0000	0000
7	0000	0000	0000	0000
8	0000	0000	0000	0000
9	0000	0000	0000	0000
10	0000	0000	0000	0000
11	0000	0000	0000	0000
12	0000	0000	0000	0000
13	0000	0000	0000	0000
14	0000	0000	0000	0000
15	0000	0000	0000	0000
16	0000	0000	0000	0000
17	0000	0000	0000	0000
18	0000	0000	0000	0000
19	0000	0000	0000	0000
20	0000	0000	0000	0000
21	0000	0000	0000	0000
22	0000	0000	0000	0000
23	0000	0000	0000	0000
24	0000	0000	0000	0000
25	0000	0000	0000	0000
26	0000	0000	0000	0000
27	0000	0000	0000	0000
28	0000	0000	0000	0000
29	0000	0000	0000	0000
30	0000	0000	0000	0000
31	0000	0000	0000	0000
32	0000	0000	0000	0000
33	0000	0000	0000	0000
34	0000	0000	0000	0000
35	0000	0000	0000	0000
36	0000	0000	0000	0000
37	0000	0000	0000	0000
38	0000	0000	0000	0000
39	0000	0000	0000	0000
40	0000	0000	0000	0000
41	0000	0000	0000	0000
42	0000	0000	0000	0000
43	0000	0000	0000	0000
44	0000	0000	0000	0000
45	0000	0000	0000	0000
46	0000	0000	0000	0000
47	0000	0000	0000	0000
48	0000	0000	0000	0000
49	0000	0000	0000	0000
50	0000	0000	0000	0000

A N E X O 32
LISTADO DE RESULTADOS
EJEMPLO 4-2

 *** DATOS ***

EN ESTE PROGRAMA LOS DATOS Y RESULTADOS ESTAN DADOS EN METROS Y EN TON/M2
 EL NUMERO DE AREAS RECTANGULARES EN LAS QUE SE DIVIDIO LA CIMENTACION EN PLANTA ES

11

*** PUNTOS ESTUDIADOS ***

EL NUMERO DE PUNTOS EN PLANTA EN LOS QUE INTERESA CONOCER EL PERFIL DE ESFUERZOS Y ASENTAMIENTOS ES 12

PUNTO 1 X = 22.300 Y = 20.000 Y PERTENECE A LA ESTRATIGRAFIA TIPO 1
 LA COTA SUPERFICIAL DEL PUNTO ES 5.750 LAS PROFUNDIDADES A LAS QUE SE DETERMINAN LOS INCREMENTOS DE ESFUERZOS PARA EL PUNTO 1 SON

Z = 6.750
 Z = 7.750
 Z = 8.750
 Z = 9.750
 Z = 10.750
 Z = 11.750
 Z = 12.750
 Z = 13.750
 Z = 14.750
 Z = 15.750
 Z = 16.750
 Z = 17.750
 Z = 18.750
 Z = 19.750
 Z = 20.750
 Z = 21.750
 Z = 22.750
 Z = 23.750
 Z = 24.750
 Z = 25.750
 Z = 26.750
 Z = 27.750
 Z = 28.750
 Z = 29.750
 Z = 30.750
 Z = 31.750
 Z = 32.750
 Z = 33.750
 Z = 34.750
 Z = 35.750

PUNTO 2 X = 40.000 Y = 20.000 Y PERTENECE A LA ESTRATIGRAFIA TIPO 1
 LA COTA SUPERFICIAL DEL PUNTO ES 5.750 LAS PROFUNDIDADES A LAS QUE SE DETERMINAN LOS INCREMENTOS DE ESFUERZOS PARA EL PUNTO 2 SON

Z = 6.750
 Z = 7.750
 Z = 8.750
 Z = 9.750
 Z = 10.750
 Z = 11.750
 Z = 12.750
 Z = 13.750
 Z = 14.750
 Z = 15.750
 Z = 16.750
 Z = 17.750
 Z = 18.750
 Z = 19.750
 Z = 20.750
 Z = 21.750
 Z = 22.750
 Z = 23.750
 Z = 24.750
 Z = 25.750
 Z = 26.750
 Z = 27.750
 Z = 28.750
 Z = 29.750
 Z = 30.750
 Z = 31.750
 Z = 32.750
 Z = 33.750
 Z = 34.750
 Z = 35.750

Z = 32.750
Z = 35.750

PUNTO 3 LA COTA SUPERFICIAL DEL PUNTO 3 ES X = 67.000 Y = 20.000 Y PERTENECE A LA ESTRATIGRAFIA TIPO 1
LAS PROFUNDIDADES A LAS QUE SE DETERMINAN LOS INCREMENTOS DE ESFUERZOS PARA EL PUNTO 3 SON

Z = 6.750
Z = 7.750
Z = 8.750
Z = 9.750
Z = 10.750
Z = 11.750
Z = 12.750
Z = 13.750
Z = 14.750
Z = 15.750
Z = 16.750
Z = 17.750
Z = 18.750
Z = 19.750
Z = 20.750

PUNTO 4 LA COTA SUPERFICIAL DEL PUNTO 4 ES X = 28.700 Y = 28.700 Y PERTENECE A LA ESTRATIGRAFIA TIPO 1
LAS PROFUNDIDADES A LAS QUE SE DETERMINAN LOS INCREMENTOS DE ESFUERZOS PARA EL PUNTO 4 SON

Z = 6.750
Z = 7.750
Z = 8.750
Z = 9.750
Z = 10.750
Z = 11.750
Z = 12.750
Z = 13.750
Z = 14.750
Z = 15.750
Z = 16.750
Z = 17.750
Z = 18.750
Z = 19.750
Z = 20.750

PUNTO 5 LA COTA SUPERFICIAL DEL PUNTO 5 ES X = 11.700 Y = 11.700 Y PERTENECE A LA ESTRATIGRAFIA TIPO 1
LAS PROFUNDIDADES A LAS QUE SE DETERMINAN LOS INCREMENTOS DE ESFUERZOS PARA EL PUNTO 5 SON

Z = 6.750
Z = 7.750
Z = 8.750
Z = 9.750
Z = 10.750
Z = 11.750
Z = 12.750
Z = 13.750
Z = 14.750
Z = 15.750
Z = 16.750
Z = 17.750
Z = 18.750
Z = 19.750
Z = 20.750

2 7 23.750
 2 8 28.750
 2 9 35.750

PUNTO 6 X = 46.000 Y = 11.700
 LA COTA SUPERFICIAL DEL PUNTO 6 ES 5.750 Y PERTENECE A LA ESTRATIGRAFIA TIPO 1
 LAS PROFUNDIDADES A LAS QUE SE DETERMINAN LOS INCREMENTOS DE ESFUERZOS PARA EL PUNTO 6 SON

1 0 0.000
 1 1 0.000
 1 2 0.000
 1 3 0.000
 1 4 0.000
 1 5 0.000
 1 6 0.000
 1 7 0.000
 1 8 0.000
 1 9 0.000
 2 0 0.000
 2 1 0.000
 2 2 0.000
 2 3 0.000
 2 4 0.000
 2 5 0.000
 2 6 0.000
 2 7 0.000
 2 8 0.000
 2 9 0.000
 3 0 0.000

PUNTO 7 X = 46.000 Y = 40.000
 LA COTA SUPERFICIAL DEL PUNTO 7 ES 5.750 Y PERTENECE A LA ESTRATIGRAFIA TIPO 1
 LAS PROFUNDIDADES A LAS QUE SE DETERMINAN LOS INCREMENTOS DE ESFUERZOS PARA EL PUNTO 7 SON

1 0 0.000
 1 1 0.000
 1 2 0.000
 1 3 0.000
 1 4 0.000
 1 5 0.000
 1 6 0.000
 1 7 0.000
 1 8 0.000
 1 9 0.000
 2 0 0.000
 2 1 0.000
 2 2 0.000
 2 3 0.000
 2 4 0.000
 2 5 0.000
 2 6 0.000
 2 7 0.000
 2 8 0.000
 2 9 0.000
 3 0 0.000

PUNTO 8 X = 46.000 Y = 0.100
 LA COTA SUPERFICIAL DEL PUNTO 8 ES 5.750 Y PERTENECE A LA ESTRATIGRAFIA TIPO 1
 LAS PROFUNDIDADES A LAS QUE SE DETERMINAN LOS INCREMENTOS DE ESFUERZOS PARA EL PUNTO 8 SON

1 0 0.750
 1 1 0.750
 1 2 0.750
 1 3 0.750
 1 4 0.750
 1 5 0.750

Z = 17.750
 Z = 20.750
 Z = 23.750
 Z = 26.750
 Z = 29.750
 Z = 32.750
 Z = 35.750

PUNTO 9 X = 00.000 Y = 20.000
 LA COTA SUPERFICIAL DEL PUNTO 9 ES 20.750 Y PERTENECE A LA ESTRATIGRAFIA TIPO 1
 LAS PROFUNDIDADES A LAS QUE SE DETERMINAN LOS INCREMENTOS DE ESFUERZOS PARA EL PUNTO 9 SON

Z = 9.750
 Z = 8.750
 Z = 8.000
 Z = 10.000
 Z = 11.750
 Z = 12.750
 Z = 13.750
 Z = 14.750
 Z = 15.750
 Z = 17.000
 Z = 20.750
 Z = 23.750
 Z = 26.750
 Z = 29.750
 Z = 32.750
 Z = 35.750

PUNTO 10 X = 06.000 Y = 20.000
 LA COTA SUPERFICIAL DEL PUNTO 10 ES 20.750 Y PERTENECE A LA ESTRATIGRAFIA TIPO 1
 LAS PROFUNDIDADES A LAS QUE SE DETERMINAN LOS INCREMENTOS DE ESFUERZOS PARA EL PUNTO 10 SON

Z = 6.750
 Z = 7.750
 Z = 8.000
 Z = 10.000
 Z = 11.750
 Z = 12.750
 Z = 13.750
 Z = 14.750
 Z = 15.750
 Z = 17.000
 Z = 20.750
 Z = 23.750
 Z = 26.750
 Z = 29.750
 Z = 32.750
 Z = 35.750

PUNTO 11 X = 72.000 Y = 47.000
 LA COTA SUPERFICIAL DEL PUNTO 11 ES 57.750 Y PERTENECE A LA ESTRATIGRAFIA TIPO 1
 LAS PROFUNDIDADES A LAS QUE SE DETERMINAN LOS INCREMENTOS DE ESFUERZOS PARA EL PUNTO 11 SON

Z = 6.750
 Z = 7.750
 Z = 8.000
 Z = 10.000
 Z = 11.750
 Z = 12.750
 Z = 13.750

Z = 14.750
 Z = 15.750
 Z = 17.750
 Z = 20.750
 Z = 22.750
 Z = 24.750
 Z = 26.750

PUNTO 12
 LA COTA SUPERFICIAL X = 67.000 Y = 29.700
 LAS PROFUNDIDADES A LAS QUE SE DETERMINAN LOS INCREMENTOS DE ESFUERZOS PARA EL PUNTO 12 SON

Z = 6.750
 Z = 8.750
 Z = 9.750
 Z = 10.750
 Z = 11.750
 Z = 13.750
 Z = 14.750
 Z = 17.750
 Z = 20.750
 Z = 22.750
 Z = 24.750
 Z = 26.750

*** ESTRATIGRAFIA ***

EL CUANTO DE ESTRATOS DE COMPRESIBILIDAD EXISTEN 1 TIPOS DE ESTRATIGRAFIA DIFERENTES

PARA LA ESTRATIGRAFIA TIPO 1 LA CARGA DE RECARGA DE LA CURVA DE COMPRESIBILIDAD DEL ESTRATO ANTERIOR ESTAN DADAS POR 2 PUNTOS 600
 EN LA RAMA DE DESCARGA EL COEFICIENTE DE DESCARGA ES 0.000
 LA CURVA DE COMPRESIBILIDAD PARA ESTE ESTRATO ESTA DADA POR LAS SIGUIENTES COORDENADAS

PRESION	RELACION DE VACIOS
0.100	5.000
80.000	5.000

PARA LA ESTRATIGRAFIA TIPO 1 LA FRONTERA SUPERIOR DEL ESTRATO 2 ES 5.000 CON PESO VOLUMETRICO DE 0.160
 LAS CARGAS DE CARGA Y RECARGA DE LA CURVA DE COMPRESIBILIDAD DEL ESTRATO ANTERIOR ESTAN DADAS POR 2 PUNTOS
 EN LA RAMA DE DESCARGA EL COEFICIENTE DE DESCARGA ES 0.320
 LA CURVA DE COMPRESIBILIDAD PARA ESTE ESTRATO ESTA DADA POR LAS SIGUIENTES COORDENADAS

PRESION	RELACION DE VACIOS
0.100	8.800
1.000	8.700
4.000	8.500
6.000	8.300
8.500	8.900
15.000	7.100
35.000	4.300
78.000	2.800

PARA LA ESTRATIGRAFIA TIPO 1 LA FRONTERA SUPERIOR DEL ESTRATO 3 ES 8.700 CON PESO VOLUMETRICO DE PUNTOS 0.170
 LAS RAMAS DE CARGA Y RECARGA DE LA CURVA DE COMPRESIBILIDAD DEL ESTRATO ANTERIOR ESTAN DADAS POR 6 PUNTOS
 EN LA RAMA DE DESCARGA EL COEFICIENTE DE DESCARGA ES 0.320
 LA CURVA DE COMPRESIBILIDAD PARA ESTE ESTRATO ESTA DADA POR LAS SIGUIENTES COORDENADAS

PRESION	RELACION DE VACIOS
0.100	9.6500
1.000	9.3000
2.200	7.9000
4.700	5.3000
36.000	3.700

PARA LA ESTRATIGRAFIA TIPO 1 LA FRONTERA SUPERIOR DEL ESTRATO 4 ES 13.300 CON PESO VOLUMETRICO DE PUNTOS 0.200
 LAS RAMAS DE CARGA Y RECARGA DE LA CURVA DE COMPRESIBILIDAD DEL ESTRATO ANTERIOR ESTAN DADAS POR 6 PUNTOS
 EN LA RAMA DE DESCARGA EL COEFICIENTE DE DESCARGA ES 0.100
 LA CURVA DE COMPRESIBILIDAD PARA ESTE ESTRATO ESTA DADA POR LAS SIGUIENTES COORDENADAS

PRESION	RELACION DE VACIOS
0.100	7.000
1.000	6.9000
5.000	6.5000
15.000	4.0000
35.000	2.6500
78.000	1.900

PARA LA ESTRATIGRAFIA TIPO 1 LA FRONTERA SUPERIOR DEL ESTRATO 5 ES 21.000 CON PESO VOLUMETRICO DE PUNTOS 0.250
 LAS RAMAS DE CARGA Y RECARGA DE LA CURVA DE COMPRESIBILIDAD DEL ESTRATO ANTERIOR ESTAN DADAS POR 5 PUNTOS
 EN LA RAMA DE DESCARGA EL COEFICIENTE DE DESCARGA ES 0.100
 LA CURVA DE COMPRESIBILIDAD PARA ESTE ESTRATO ESTA DADA POR LAS SIGUIENTES COORDENADAS

PRESION	RELACION DE VACIOS
0.100	6.3000
1.000	5.8000
4.800	5.4000
78.000	3.6500
78.000	1.800

PARA LA ESTRATIGRAFIA TIPO 1 LA FRONTERA SUPERIOR DEL ESTRATO 6 ES 23.500 CON PESO VOLUMETRICO DE PUNTOS 0.140
 LAS RAMAS DE CARGA Y RECARGA DE LA CURVA DE COMPRESIBILIDAD DEL ESTRATO ANTERIOR ESTAN DADAS POR 5 PUNTOS
 EN LA RAMA DE DESCARGA EL COEFICIENTE DE DESCARGA ES 0.200
 LA CURVA DE COMPRESIBILIDAD PARA ESTE ESTRATO ESTA DADA POR LAS SIGUIENTES COORDENADAS

PRESION	RELACION DE VACIOS
0.100	9.3000
4.500	8.8000
7.000	8.4500
36.000	4.3500
78.000	2.850

PARA LA ESTRATIGRAFIA TIPO 1 LA FRONTERA SUPERIOR DEL ESTRATO 7 ES 22.000 CON PESO VOLUMETRICO DE PUNTOS 0.160
 LAS RAMAS DE CARGA Y RECARGA DE LA CURVA DE COMPRESIBILIDAD DEL ESTRATO ANTERIOR ESTAN DADAS POR 4 PUNTOS
 EN LA RAMA DE DESCARGA EL COEFICIENTE DE DESCARGA ES 0.160
 LA CURVA DE COMPRESIBILIDAD PARA ESTE ESTRATO ESTA DADA POR LAS SIGUIENTES COORDENADAS

PRESION	RELACION DE VACIOS
0.100	7.3000
4.500	6.9000
7.000	6.5000
78.000	4.300

LA FRONTERA INFERIOR DEL ULTIMO ESTRATO EN ESTE TIPO DE ESTRATIGRAFIA ES 40.000

EN CUANTO AL PERFIL DE ADHERENCIA EL NUMERO DE ESTRATOS BAJO EL AREA 1 ES 0, ESTA CIMENTADA SOBRE 0 PILOTES
Y TIENE 0 PAREDES COMUNES CON AREAS VECINAS
LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE DEL AREA 1 ES 5.750 Y LA PRESION DE CONTACTO NETA ESTRUCTURA SUELO 0.750
BAJO EL AREA LA RELACION DE POISSON ES 0.30

LA CARGA NETA EN EL AREA 1 ES 0.7500
LAS COORDENADAS DE LOS VERTICES DEL AREA 1 SON

VERTICE NUMERO.	ABSCISA	ORDENADA
1	28.800	33.000
2	28.800	47.400
3	46.800	47.400
4	46.800	33.000

EN CUANTO AL PERFIL DE ADHERENCIA EL NUMERO DE ESTRATOS BAJO EL AREA 2 ES 0, ESTA CIMENTADA SOBRE 0 PILOTES
Y TIENE 0 PAREDES COMUNES CON AREAS VECINAS
LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE DEL AREA 2 ES 5.750 Y LA PRESION DE CONTACTO NETA ESTRUCTURA SUELO 0.770
BAJO EL AREA LA RELACION DE POISSON ES 0.30

LA CARGA NETA EN EL AREA 2 ES 0.7700
LAS COORDENADAS DE LOS VERTICES DEL AREA 2 SON

VERTICE NUMERO.	ABSCISA	ORDENADA
1	46.800	33.000
2	46.800	47.400
3	72.000	47.400
4	72.000	33.000

EN CUANTO AL PERFIL DE ADHERENCIA EL NUMERO DE ESTRATOS BAJO EL AREA 3 ES 0, ESTA CIMENTADA SOBRE 0 PILOTES
Y TIENE 0 PAREDES COMUNES CON AREAS VECINAS
LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE DEL AREA 3 ES 5.750 Y LA PRESION DE CONTACTO NETA ESTRUCTURA SUELO 4.900
BAJO EL AREA LA RELACION DE POISSON ES 0.30

LA CARGA NETA EN EL AREA 3 ES 4.9000
LAS COORDENADAS DE LOS VERTICES DEL AREA 3 SON

VERTICE NUMERO.	ABSCISA	ORDENADA
1	0.000	7.200
2	0.000	33.000
3	14.200	33.000
4	14.200	7.200

EN CUANTO AL PERFIL DE ADHERENCIA EL NUMERO DE ESTRATOS BAJO EL AREA 4 ES 0, ESTA CIMENTADA SOBRE 0 PILOTES
Y TIENE 0 PAREDES COMUNES CON AREAS VECINAS
LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE DEL AREA 4 ES 5.750 Y LA PRESION DE CONTACTO NETA ESTRUCTURA SUELO 1,400
BAJO EL AREA LA RELACION DE POISSON ES 0.30

LA CARGA NETA EN EL AREA 4 ES 1.4000
LAS COORDENADAS DE LOS VERTICES DEL AREA 4 SON

VERTICE NUMERO.	ABSCISA	ORDENADA
1	14.200	7.200
2	14.200	33.000
3	32.400	33.000
4	32.400	7.200

EN CUANTO AL PERFIL DE ADHERENCIA EL NUMERO DE ESTRATOS BAJO EL AREA 5 ES 0, ESTA CIMENTADA SOBRE 0 PILOTES
Y TIENE 0 PAREDES COMUNES CON AREAS VECINAS
LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE DEL AREA 5 ES 5.750 Y LA PRESION DE CONTACTO NETA ESTRUCTURA SUELO 4.400
BAJO EL AREA LA RELACION DE POISSON ES 0.30

LA CARGA NETA EN EL AREA 5 ES 4.4000
LAS COORDENADAS DE LOS VERTICES DEL AREA 5 SON

VERTICE NUMERO.	ABSCISA	ORDENADA
1	32.400	0.000
2	32.400	33.000
3	46.800	33.000
4	46.800	0.000

EN CUANTO AL PERFIL DE ADHERENCIA EL NUMERO DE ESTRATOS BAJO EL AREA 6 ES 0, ESTA CIMENTADA SOBRE 0 PILOTES
Y TIENE 0 PAREDES COMUNES CON AREAS VECINAS
LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE DEL AREA 6 ES 5.750 Y LA PRESION DE CONTACTO NETA ESTRUCTURA SUELO 1,900
BAJO EL AREA LA RELACION DE POISSON ES 0.30

LA CARGA NETA EN EL AREA 6 ES 1.9000
LAS COORDENADAS DE LOS VERTICES DEL AREA 6 SON

VERTICE NUMERO.	ABSCISA	ORDENADA
1	46.800	6.300
2	46.800	33.000
3	61.200	33.000
4	61.200	6.300

EN CUANTO AL PERFIL DE ADHERENCIA EL NUMERO DE ESTRATOS BAJO EL AREA 7 ES 0, ESTA CIMENTADA SOBRE 0 PILOTES
Y TIENE 0 PAREDES COMUNES CON AREAS VECINAS
LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE DEL AREA 7 ES 5.750 Y LA PRESION DE CONTACTO NETA ESTRUCTURA-SUELO 6.600
BAJO EL AREA LA RELACION DE POISSON ES 0.30

LA CARGA NETA EN EL AREA 7 ES 6.6000
LAS COORDENADAS DE LOS VERTICES DEL AREA 7 SON

VERTICE NUMERO.	ABSCISA	ORDENADA
1	81.200	33.000
2	81.200	33.000
3	72.000	33.000
4	72.000	6.300

EN CUANTO AL PERFIL DE ADHERENCIA EL NUMERO DE ESTRATOS BAJO EL AREA 8 ES 0, ESTA CIMENTADA SOBRE 0 PILOTES
Y TIENE 0 PAREDES COMUNES CON AREAS VECINAS
LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE DEL AREA 8 ES 5.750 Y LA PRESION DE CONTACTO NETA ESTRUCTURA-SUELO 3.700
BAJO EL AREA LA RELACION DE POISSON ES 0.30

LA CARGA NETA EN EL AREA 8 ES 3.7000
LAS COORDENADAS DE LOS VERTICES DEL AREA 8 SON

VERTICE NUMERO.	ABSCISA	ORDENADA
1	72.000	33.000
2	72.000	33.000
3	82.200	33.000
4	82.200	33.000

EN CUANTO AL PERFIL DE ADHERENCIA EL NUMERO DE ESTRATOS BAJO EL AREA 9 ES 0, ESTA CIMENTADA SOBRE 0 PILOTES
Y TIENE 0 PAREDES COMUNES CON AREAS VECINAS
LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE DEL AREA 9 ES 5.750 Y LA PRESION DE CONTACTO NETA ESTRUCTURA-SUELO 1.920
BAJO EL AREA LA RELACION DE POISSON ES 0.30

LA CARGA NETA EN EL AREA 9 ES 1.9200
LAS COORDENADAS DE LOS VERTICES DEL AREA 9 SON

VERTICE NUMERO.	ABSCISA	ORDENADA
1	72.000	0.000
2	72.000	23.400
3	82.800	23.400
4	82.800	0.000

EN CUANTO AL PERIPI DE ADHERENCIA EL NUMERO DE ESTRATOS BAJO EL AREA 10 ES 0 , ESTA CIMENTADA SOBRE 0 PILOTES
Y TIENE 0 PAREDES COMUNES CON AREAS VECINAS
LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE DEL AREA 10 ES 5.750 Y LA PRESION DE CONTACTO NETA ESTRUCTURA SUELO =0.980
BAJO EL AREA LA RELACION DE POISSON ES 0.30

LA CARGA NETA EN EL AREA 10 ES DEL 0.9800 10 SON

VERTICE NUMERO.	ABSCISA	ORDENADA
1	0.000	0.000
2	9.000	7.200
3	32.400	7.200
4	32.400	0.000

EN CUANTO AL PERIPI DE ADHERENCIA EL NUMERO DE ESTRATOS BAJO EL AREA 11 ES 0 , ESTA CIMENTADA SOBRE 0 PILOTES
Y TIENE 0 PAREDES COMUNES CON AREAS VECINAS
LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE DEL AREA 11 ES 5.750 Y LA PRESION DE CONTACTO NETA ESTRUCTURA SUELO =0.300
BAJO EL AREA LA RELACION DE POISSON ES 0.30

LA CARGA NETA EN EL AREA 11 ES DEL 0.3000 11 SON

VERTICE NUMERO.	ABSCISA	ORDENADA
1	46.800	0.000
2	46.800	6.300
3	72.000	6.300
4	72.000	0.000

VARIACION DE ESFUERZO VERTICAL EN EL MEDIO

PUNTO : X= 22.30 Y= 20.00

ESCALA 1 UNIDAD = 0.3559 T/M²

DECREMENTO

INCREMENTO

PROFUND 5

4

3

2

1

0

1

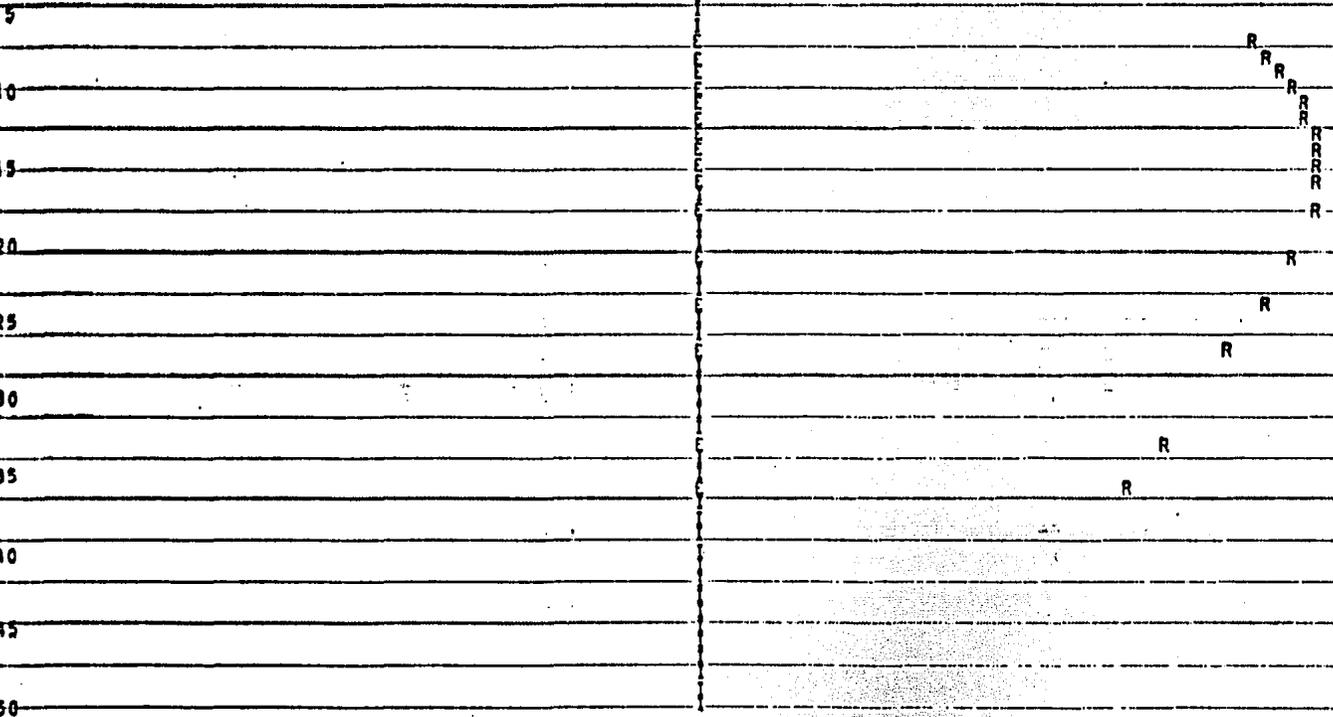
2

3

4

5

0 |-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|



VARIACION DE ESFUERZO VERTICAL EN EL MEDIO

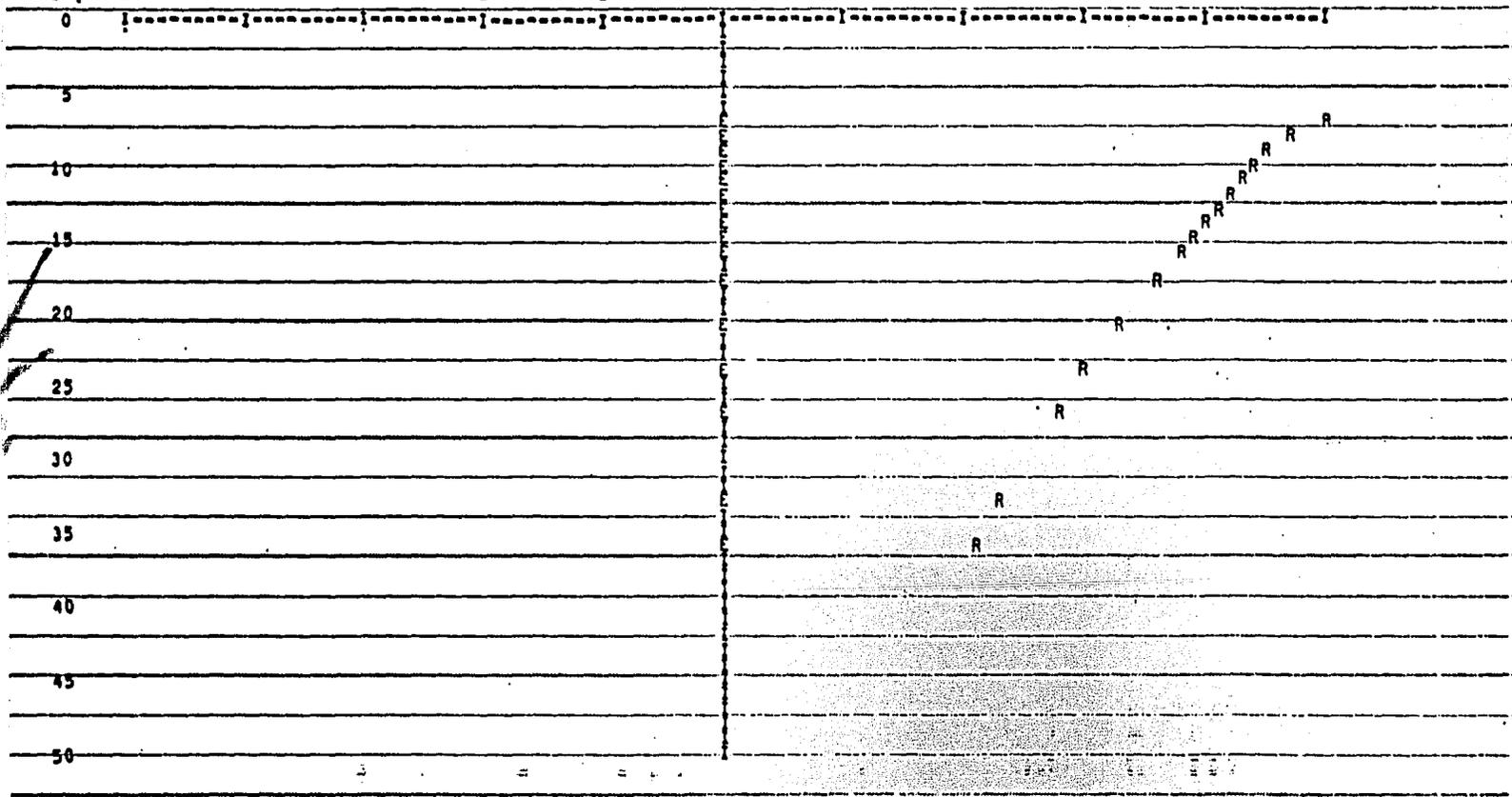
PUNTO 2 Y = 40.00 Y = 20.00

ESCALA 1 UNIDAD = 0.7110 T/M²

DECREMENTO

INCREMENTO

PROF (M) 5 4 3 2 1 0 1 2 3 4 5



*** MOVIMIENTOS VERTICALES ***

PUNTO 1 X = 22.300 Y = 20.000

PROFUNDIDAD (M)	MOVIMIENTO (M)
1	1
2	1
3	1
4	1
5	1
6	1
7	1
8	1
9	1
10	1
11	1
12	1
13	1
14	1
15	1
16	1
17	1
18	1
19	1
20	1
21	1
22	1
23	1
24	1
25	1
26	1
27	1
28	1
29	1
30	1
31	1
32	1
33	1
34	1
35	1
36	1
37	1
38	1
39	1
40	1
41	1
42	1
43	1
44	1
45	1
46	1
47	1
48	1
49	1
50	1
51	1
52	1
53	1
54	1
55	1
56	1
57	1
58	1
59	1
60	1
61	1
62	1
63	1
64	1
65	1
66	1
67	1
68	1
69	1
70	1
71	1
72	1
73	1
74	1
75	1
76	1
77	1
78	1
79	1
80	1
81	1
82	1
83	1
84	1
85	1
86	1
87	1
88	1
89	1
90	1
91	1
92	1
93	1
94	1
95	1
96	1
97	1
98	1
99	1
100	1

PUNTO 2 X = 42.000 Y = 20.000

PROFUNDIDAD (M)	MOVIMIENTO (M)
1	1
2	1
3	1
4	1
5	1
6	1
7	1
8	1
9	1
10	1
11	1
12	1
13	1
14	1
15	1
16	1
17	1
18	1
19	1
20	1
21	1
22	1
23	1
24	1
25	1
26	1
27	1
28	1
29	1
30	1
31	1
32	1
33	1
34	1
35	1
36	1
37	1
38	1
39	1
40	1
41	1
42	1
43	1
44	1
45	1
46	1
47	1
48	1
49	1
50	1
51	1
52	1
53	1
54	1
55	1
56	1
57	1
58	1
59	1
60	1
61	1
62	1
63	1
64	1
65	1
66	1
67	1
68	1
69	1
70	1
71	1
72	1
73	1
74	1
75	1
76	1
77	1
78	1
79	1
80	1
81	1
82	1
83	1
84	1
85	1
86	1
87	1
88	1
89	1
90	1
91	1
92	1
93	1
94	1
95	1
96	1
97	1
98	1
99	1
100	1

PUNTO 3 X = 67.000 Y = 20.000

PROFUNDIDAD (M)	MOVIMIENTO (M)
1	1
2	1
3	1
4	1
5	1
6	1
7	1
8	1
9	1
10	1
11	1
12	1
13	1
14	1
15	1
16	1
17	1
18	1
19	1
20	1
21	1
22	1
23	1
24	1
25	1
26	1
27	1
28	1
29	1
30	1
31	1
32	1
33	1
34	1
35	1
36	1
37	1
38	1
39	1
40	1
41	1
42	1
43	1
44	1
45	1
46	1
47	1
48	1
49	1
50	1
51	1
52	1
53	1
54	1
55	1
56	1
57	1
58	1
59	1
60	1
61	1
62	1
63	1
64	1
65	1
66	1
67	1
68	1
69	1
70	1
71	1
72	1
73	1
74	1
75	1
76	1
77	1
78	1
79	1
80	1
81	1
82	1
83	1
84	1
85	1
86	1
87	1
88	1
89	1
90	1
91	1
92	1
93	1
94	1
95	1
96	1
97	1
98	1
99	1
100	1

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25

PUNTO 7

X = 46.000

Y = 40.000

PROFUNDIDAD (CM)

MOVIMIENTO (CM)

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25

PUNTO 8

X = 46.000

Y = 0.100

PROFUNDIDAD (CM)

MOVIMIENTO (CM)

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25

PUNTO 9

X = 0.100

Y = 20.000

PROFUNDIDAD (CM)

MOVIMIENTO (CM)

5.750

1.241

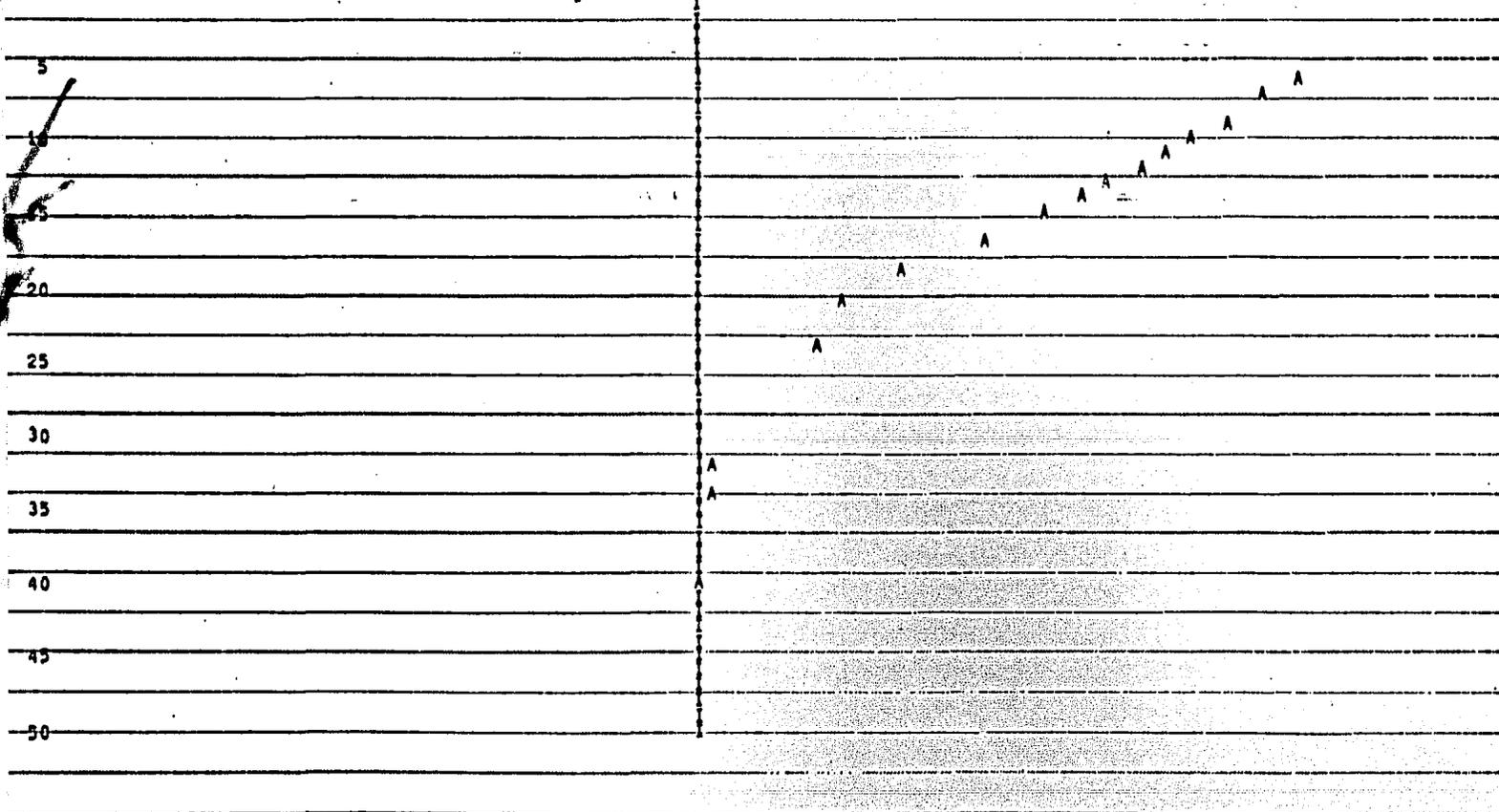
* MOVIMIENTOS VERTICALES *

PUNTO : X = 22.3 Y = 20.0
EXPANSION

ESCALA : UNIDAD = 0.2491-M.

ASENTAMIENTO

PROF(M) 5 4 3 2 1 0 1 2 3 4 5



• MOVIMIENTOS VERTICALES •

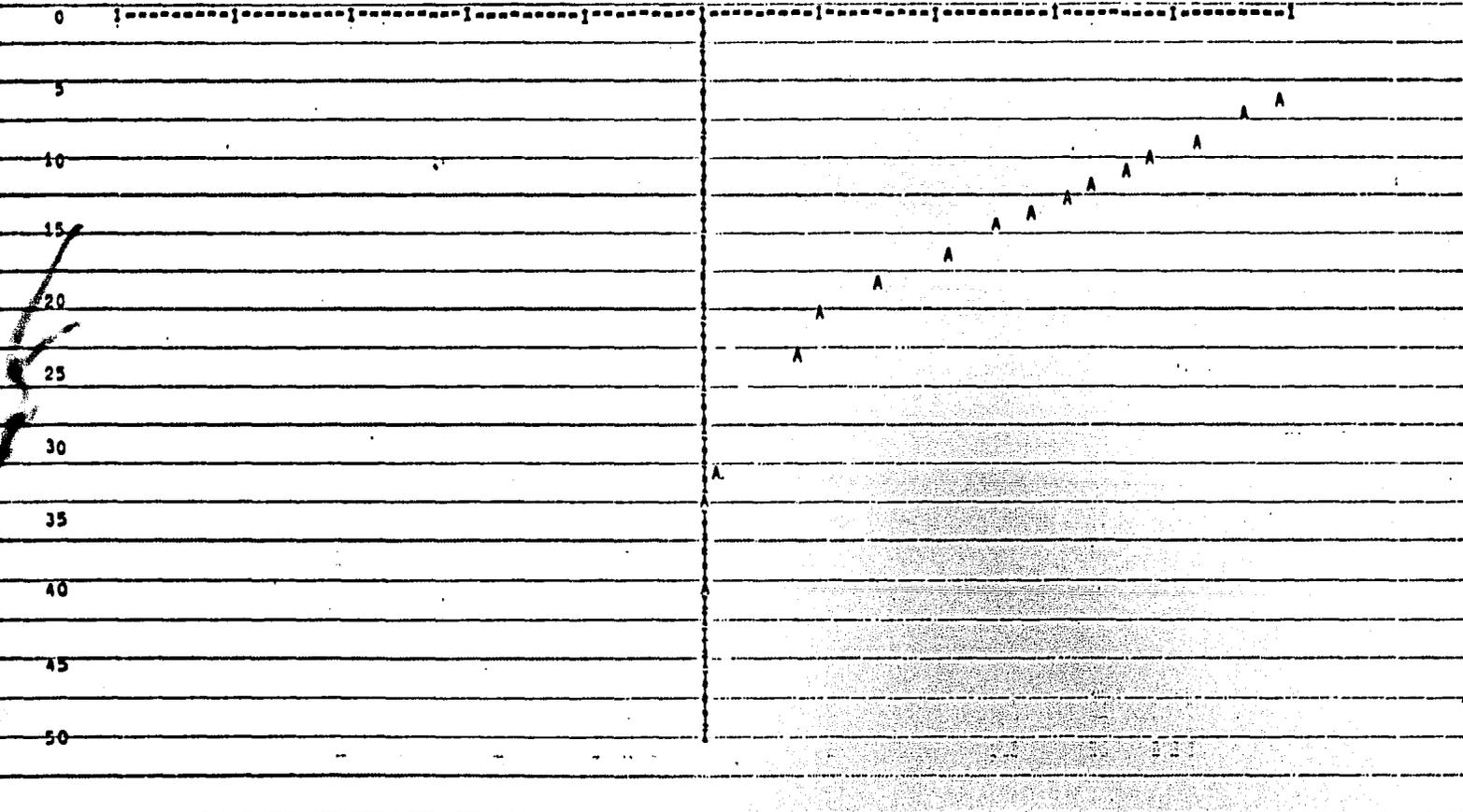
PUNTO X = 46.0 Y = 20.0

ESCALA 1 UNIDAD = 0.3943 M.

EXPANSION

ASENTAMIENTO

PROF (M) 5 4 3 2 1 0 1 2 3 4 5



A N E X O B-3
LISTADO DE RESULTADOS
Ejemplo 4.3

 *** DATOS ***

EN ESTE PROGRAMA LOS DATOS Y RESULTADOS ESTAN DADOS EN METROS Y EN TON/M2
 EL NUMERO DE AREAS RECTANGULARES EN LAS QUE SE DIVIDIO LA CIMENTACION EN PLANTA ES 1

*** PUNTOS ESTUDIADOS ***

EL NUMERO DE PUNTOS EN PLANTA EN LOS QUE INTERESA CONOCER EL PERFIL DE ESFUERZOS Y AGENTAMIENTOS ES 1

PUNTO 1 X = 12.498 Y = 20.201
 LA COTA SUPERFICIAL DEL PUNTO 1 ES 3.500 Y PERTENECE A LA ESTRATIGRAFIA TIPO 1
 LAS PROFUNDIDADES A LAS QUE SE DETERMINAN LOS INCREMENTOS DE ESFUERZOS PARA EL PUNTO 1 SON

- Z = 3.600
- Z = 4.000
- Z = 4.300
- Z = 6.000
- Z = 9.000
- Z = 1.000
- Z = 2.000
- Z = 3.000
- Z = 4.000
- Z = 5.000
- Z = 6.000
- Z = 7.000
- Z = 8.000
- Z = 9.000
- Z = 10.000
- Z = 11.000
- Z = 12.000
- Z = 13.000
- Z = 14.000
- Z = 15.000
- Z = 16.000
- Z = 17.000
- Z = 18.000
- Z = 19.000
- Z = 20.000

PUNTO 2 X = 11.457 Y = 20.000
 LA COTA SUPERFICIAL DEL PUNTO 2 ES 3.500 Y PERTENECE A LA ESTRATIGRAFIA TIPO 1
 LAS PROFUNDIDADES A LAS QUE SE DETERMINAN LOS INCREMENTOS DE ESFUERZOS PARA EL PUNTO 2 SON

- Z = 3.600
- Z = 4.000
- Z = 4.300
- Z = 6.000
- Z = 9.000
- Z = 1.000
- Z = 2.000
- Z = 3.000
- Z = 4.000
- Z = 5.000
- Z = 6.000
- Z = 7.000
- Z = 8.000
- Z = 9.000
- Z = 10.000
- Z = 11.000
- Z = 12.000
- Z = 13.000
- Z = 14.000
- Z = 15.000
- Z = 16.000
- Z = 17.000
- Z = 18.000
- Z = 19.000
- Z = 20.000

Z	21.000
Z	22.000
Z	23.000
Z	24.000
Z	25.000
Z	26.000
Z	27.000
Z	28.000
Z	29.000
Z	30.000
Z	31.000
Z	32.000
Z	33.000
Z	34.000
Z	35.000
Z	36.000
Z	37.000
Z	38.000
Z	39.000
Z	40.000
Z	41.000
Z	42.000
Z	43.000
Z	44.000
Z	45.000
Z	46.000
Z	47.000
Z	48.000
Z	49.000
Z	50.000

PUNTO 3 X = 12.498 Y = 15.000
 LA COTA SUPERFICIAL DEL PUNTO 3 ES 3.500 Y PERTENECE A LA ESTRATIGRAFIA TIPC 1
 LAS PROFUNDIDADES A LAS QUE SE DETERMINAN LOS INCREMENTOS DE ESFUERZOS PARA EL PUNTO 3 SON

Z	3.800
Z	4.000
Z	4.200
Z	4.400
Z	4.600
Z	4.800
Z	5.000
Z	5.200
Z	5.400
Z	5.600
Z	5.800
Z	6.000
Z	6.200
Z	6.400
Z	6.600
Z	6.800
Z	7.000
Z	7.200
Z	7.400
Z	7.600
Z	7.800
Z	8.000
Z	8.200
Z	8.400
Z	8.600
Z	8.800
Z	9.000
Z	9.200
Z	9.400
Z	9.600
Z	9.800
Z	10.000
Z	10.200
Z	10.400
Z	10.600
Z	10.800
Z	11.000
Z	11.200
Z	11.400
Z	11.600
Z	11.800
Z	12.000
Z	12.200
Z	12.400
Z	12.600
Z	12.800
Z	13.000
Z	13.200
Z	13.400
Z	13.600
Z	13.800
Z	14.000
Z	14.200
Z	14.400
Z	14.600
Z	14.800
Z	15.000

PUNTO 4 X = 25.000 Y = 20.201
 LA COTA SUPERFICIAL DEL PUNTO 4 ES 3.500 Y PERTENECE A LA ESTRATIGRAFIA TIPC 1
 LAS PROFUNDIDADES A LAS QUE SE DETERMINAN LOS INCREMENTOS DE ESFUERZOS PARA EL PUNTO 4 SON

Z	3.800
Z	4.000
Z	4.200
Z	4.400
Z	4.600
Z	4.800
Z	5.000
Z	5.200
Z	5.400
Z	5.600
Z	5.800
Z	6.000
Z	6.200
Z	6.400
Z	6.600
Z	6.800
Z	7.000
Z	7.200
Z	7.400
Z	7.600
Z	7.800
Z	8.000
Z	8.200
Z	8.400
Z	8.600
Z	8.800
Z	9.000
Z	9.200
Z	9.400
Z	9.600
Z	9.800
Z	10.000
Z	10.200
Z	10.400
Z	10.600
Z	10.800
Z	11.000
Z	11.200
Z	11.400
Z	11.600
Z	11.800
Z	12.000
Z	12.200
Z	12.400
Z	12.600
Z	12.800
Z	13.000
Z	13.200
Z	13.400
Z	13.600
Z	13.800
Z	14.000
Z	14.200
Z	14.400
Z	14.600
Z	14.800
Z	15.000

Z = 35.000
Z = 38.000
Z = 39.900

PUNTO 5 SUPERFICIAL X = 25.000 Y = 19.000 Y PERTENECE A LA ESTRATIGRAFIA TIPC 1
LA COTA SUPERFICIAL DEL PUNTO 5 ES 3.500 INCREMENTOS DE ESFUERZOS PARA EL PUNTO 5 SON
LAS PROFUNDIDADES A LAS QUE SE DETERMINAN LOS

Z = 3.600
Z = 4.000
Z = 4.300
Z = 4.600
Z = 4.900
Z = 5.200
Z = 5.500
Z = 5.800
Z = 6.100
Z = 6.400
Z = 6.700
Z = 7.000
Z = 7.300
Z = 7.600
Z = 7.900
Z = 8.200
Z = 8.500
Z = 8.800
Z = 9.100
Z = 9.400
Z = 9.700
Z = 10.000
Z = 10.300
Z = 10.600
Z = 10.900
Z = 11.200
Z = 11.500
Z = 11.800
Z = 12.100
Z = 12.400
Z = 12.700
Z = 13.000
Z = 13.300
Z = 13.600
Z = 13.900

PUNTO 6 SUPERFICIAL X = 20.000 Y = 15.000 Y PERTENECE A LA ESTRATIGRAFIA TIPC 1
LA COTA SUPERFICIAL DEL PUNTO 6 ES 3.500 INCREMENTOS DE ESFUERZOS PARA EL PUNTO 6 SON
LAS PROFUNDIDADES A LAS QUE SE DETERMINAN LOS

Z = 3.600
Z = 4.000
Z = 4.300
Z = 4.600
Z = 4.900
Z = 5.200
Z = 5.500
Z = 5.800
Z = 6.100
Z = 6.400
Z = 6.700
Z = 7.000
Z = 7.300
Z = 7.600
Z = 7.900
Z = 8.200
Z = 8.500
Z = 8.800
Z = 9.100
Z = 9.400
Z = 9.700
Z = 10.000
Z = 10.300
Z = 10.600
Z = 10.900
Z = 11.200
Z = 11.500
Z = 11.800
Z = 12.100
Z = 12.400
Z = 12.700
Z = 13.000
Z = 13.300
Z = 13.600
Z = 13.900

PUNTO 7 SUPERFICIAL X = 20.000 Y = 5.000 Y PERTENECE A LA ESTRATIGRAFIA TIPC 1
LA COTA SUPERFICIAL DEL PUNTO 7 ES 3.500 INCREMENTOS DE ESFUERZOS PARA EL PUNTO 7 SON
LAS PROFUNDIDADES A LAS QUE SE DETERMINAN LOS

Z = 3.600

2	4.000
2	4.300
2	4.600
2	4.900
2	5.200
2	5.500
2	5.800
2	6.100
2	6.400
2	6.700
2	7.000
2	7.300
2	7.600
2	7.900
2	8.200
2	8.500
2	8.800
2	9.100

PUNTO 8 X = 25.600 Y = 0.201
 LA COTA SUPERFICIAL DEL PUNTO 8 ES 3.500 Y PERTENECE A LA ESTRATIGRAFIA TIPC 1
 LAS PROFUNDIDADES A LAS QUE SE DETERMINAN LOS INCREMENTOS DE ESFUERZOS PARA EL PUNTO 8 SON

2	3.600
2	3.900
2	4.200
2	4.500
2	4.800
2	5.100
2	5.400
2	5.700
2	6.000
2	6.300
2	6.600
2	6.900
2	7.200
2	7.500
2	7.800
2	8.100
2	8.400
2	8.700
2	9.000

PUNTO 9 X = 23.957 Y = 0.000
 LA COTA SUPERFICIAL DEL PUNTO 9 ES 3.500 Y PERTENECE A LA ESTRATIGRAFIA TIPC 1
 LAS PROFUNDIDADES A LAS QUE SE DETERMINAN LOS INCREMENTOS DE ESFUERZOS PARA EL PUNTO 9 SON

2	3.600
2	3.900
2	4.200
2	4.500
2	4.800
2	5.100
2	5.400
2	5.700
2	6.000
2	6.300
2	6.600
2	6.900
2	7.200
2	7.500
2	7.800
2	8.100
2	8.400
2	8.700
2	9.000

Z	#	22	.000
Z	#	23	.000
Z	#	24	.000
Z	#	25	.000
Z	#	26	.000
Z	#	27	.000
Z	#	28	.000
Z	#	29	.000
Z	#	30	.000
Z	#	31	.000
Z	#	32	.000
Z	#	33	.000
Z	#	34	.000
Z	#	35	.000
Z	#	36	.000
Z	#	37	.000
Z	#	38	.000
Z	#	39	.000
Z	#	40	.000
Z	#	41	.000
Z	#	42	.000
Z	#	43	.000
Z	#	44	.000
Z	#	45	.000
Z	#	46	.000
Z	#	47	.000
Z	#	48	.000
Z	#	49	.000
Z	#	50	.000

PUNTO 10 LA COTA SUPERFICIAL DEL PUNTO 10 ES 26.000 Y PERTENECE A LA ESTRATIGRAFIA TIPC 1
 LAS PROFUNDIDADES A LAS QUE SE DETERMINAN LOS INCREMENTOS DE ESFUERZOS PARA EL PUNTO 10 SON

Z	#	0	.000
Z	#	1	.500
Z	#	2	.500
Z	#	3	.500
Z	#	4	.500
Z	#	5	.500
Z	#	6	.500
Z	#	7	.500
Z	#	8	.500
Z	#	9	.500
Z	#	10	.500
Z	#	11	.500
Z	#	12	.500
Z	#	13	.500
Z	#	14	.500
Z	#	15	.500
Z	#	16	.500
Z	#	17	.500
Z	#	18	.500
Z	#	19	.500
Z	#	20	.500
Z	#	21	.500
Z	#	22	.500
Z	#	23	.500
Z	#	24	.500
Z	#	25	.500
Z	#	26	.500
Z	#	27	.500
Z	#	28	.500
Z	#	29	.500
Z	#	30	.500
Z	#	31	.500
Z	#	32	.500
Z	#	33	.500
Z	#	34	.500
Z	#	35	.500
Z	#	36	.500
Z	#	37	.500
Z	#	38	.500
Z	#	39	.500
Z	#	40	.500
Z	#	41	.500
Z	#	42	.500
Z	#	43	.500
Z	#	44	.500
Z	#	45	.500
Z	#	46	.500
Z	#	47	.500
Z	#	48	.500
Z	#	49	.500
Z	#	50	.500

PUNTO 11 LA COTA SUPERFICIAL DEL PUNTO 11 ES 28.000 Y PERTENECE A LA ESTRATIGRAFIA TIPC 1
 LAS PROFUNDIDADES A LAS QUE SE DETERMINAN LOS INCREMENTOS DE ESFUERZOS PARA EL PUNTO 11 SON

Z	#	0	.000
Z	#	1	.500
Z	#	2	.500
Z	#	3	.500
Z	#	4	.500
Z	#	5	.500
Z	#	6	.500
Z	#	7	.500
Z	#	8	.500
Z	#	9	.500
Z	#	10	.500
Z	#	11	.500
Z	#	12	.500
Z	#	13	.500
Z	#	14	.500
Z	#	15	.500
Z	#	16	.500
Z	#	17	.500
Z	#	18	.500
Z	#	19	.500
Z	#	20	.500
Z	#	21	.500
Z	#	22	.500
Z	#	23	.500
Z	#	24	.500
Z	#	25	.500
Z	#	26	.500
Z	#	27	.500
Z	#	28	.500
Z	#	29	.500
Z	#	30	.500
Z	#	31	.500
Z	#	32	.500
Z	#	33	.500
Z	#	34	.500
Z	#	35	.500
Z	#	36	.500
Z	#	37	.500
Z	#	38	.500
Z	#	39	.500
Z	#	40	.500
Z	#	41	.500
Z	#	42	.500
Z	#	43	.500
Z	#	44	.500
Z	#	45	.500
Z	#	46	.500
Z	#	47	.500
Z	#	48	.500
Z	#	49	.500
Z	#	50	.500

Z = 34.500
Z = 34.400

PUNTO 12 X = 31.000 Y = 26.000
LA COTA SUPERFICIAL DEL PUNTO 12 ES 0.000 Y PERTENECE A LA ESTRATIGRAFIA TIPC 1
LAS PROFUNDIDADES A LAS QUE SE DETERMINAN LOS INCREMENTOS DE ESFUERZOS PARA EL PUNTO 12 SON

Z	0.000
Z	0.100
Z	0.200
Z	0.300
Z	0.400
Z	0.500
Z	0.600
Z	0.700
Z	0.800
Z	0.900
Z	1.000
Z	1.100
Z	1.200
Z	1.300
Z	1.400
Z	1.500
Z	1.600
Z	1.700
Z	1.800
Z	1.900
Z	2.000
Z	2.100
Z	2.200
Z	2.300
Z	2.400
Z	2.500
Z	2.600
Z	2.700
Z	2.800
Z	2.900
Z	3.000
Z	3.100
Z	3.200
Z	3.300
Z	3.400
Z	3.500
Z	3.600
Z	3.700
Z	3.800
Z	3.900
Z	4.000

PUNTO 13 X = 37.000 Y = 20.000
LA COTA SUPERFICIAL DEL PUNTO 13 ES 0.000 Y PERTENECE A LA ESTRATIGRAFIA TIPC 1
LAS PROFUNDIDADES A LAS QUE SE DETERMINAN LOS INCREMENTOS DE ESFUERZOS PARA EL PUNTO 13 SON

Z	0.000
Z	0.100
Z	0.200
Z	0.300
Z	0.400
Z	0.500
Z	0.600
Z	0.700
Z	0.800
Z	0.900
Z	1.000
Z	1.100
Z	1.200
Z	1.300
Z	1.400
Z	1.500
Z	1.600
Z	1.700
Z	1.800
Z	1.900
Z	2.000
Z	2.100
Z	2.200
Z	2.300
Z	2.400
Z	2.500
Z	2.600
Z	2.700
Z	2.800
Z	2.900
Z	3.000
Z	3.100
Z	3.200
Z	3.300
Z	3.400
Z	3.500
Z	3.600
Z	3.700
Z	3.800
Z	3.900
Z	4.000

PUNTO 14 X = 53.000 Y = 20.000
LA COTA SUPERFICIAL DEL PUNTO 14 ES 0.000 Y PERTENECE A LA ESTRATIGRAFIA TIPC 1
LAS PROFUNDIDADES A LAS QUE SE DETERMINAN LOS INCREMENTOS DE ESFUERZOS PARA EL PUNTO 14 SON

Z	0.100
Z	0.200
Z	0.300
Z	0.400
Z	0.500

Z	=	0.800
Z	=	2.500
Z	=	3.000
Z	=	3.500
Z	=	4.000
Z	=	4.500
Z	=	5.000
Z	=	5.500
Z	=	6.000
Z	=	6.500
Z	=	7.000
Z	=	7.500
Z	=	8.000
Z	=	8.500
Z	=	9.000
Z	=	9.500
Z	=	10.000
Z	=	10.500
Z	=	11.000
Z	=	11.500
Z	=	12.000
Z	=	12.500
Z	=	13.000
Z	=	13.500
Z	=	14.000
Z	=	14.500
Z	=	15.000
Z	=	15.500
Z	=	16.000
Z	=	16.500
Z	=	17.000
Z	=	17.500
Z	=	18.000
Z	=	18.500
Z	=	19.000
Z	=	19.500
Z	=	20.000
Z	=	20.500
Z	=	21.000
Z	=	21.500
Z	=	22.000
Z	=	22.500
Z	=	23.000
Z	=	23.500
Z	=	24.000
Z	=	24.500
Z	=	25.000
Z	=	25.500
Z	=	26.000
Z	=	26.500
Z	=	27.000
Z	=	27.500
Z	=	28.000
Z	=	28.500
Z	=	29.000
Z	=	29.500
Z	=	30.000
Z	=	30.500
Z	=	31.000
Z	=	31.500
Z	=	32.000
Z	=	32.500
Z	=	33.000
Z	=	33.500
Z	=	34.000
Z	=	34.500
Z	=	35.000
Z	=	35.500
Z	=	36.000
Z	=	36.500
Z	=	37.000
Z	=	37.500
Z	=	38.000
Z	=	38.500
Z	=	39.000
Z	=	39.500
Z	=	40.000
Z	=	40.500
Z	=	41.000
Z	=	41.500
Z	=	42.000
Z	=	42.500
Z	=	43.000
Z	=	43.500
Z	=	44.000
Z	=	44.500
Z	=	45.000
Z	=	45.500
Z	=	46.000
Z	=	46.500
Z	=	47.000
Z	=	47.500
Z	=	48.000
Z	=	48.500
Z	=	49.000
Z	=	49.500
Z	=	50.000

*** ESTRATIGRAFIA ***

EN CUANTO A PERFILES DE COMPRESIBILIDAD EXISTEN 1 TIPOS DE ESTRATIGRAFIA DIFERENTES
EL NÚMERO DE ESTRATOS PARA LA ESTRATIGRAFIA 1 ES 8

PARA LA ESTRATIGRAFIA TIPO 1 LA FRONTERA SUPERIOR DEL ESTRATO 1 ES 0.000 CON PESO VOLUMETRICO DE 1.500
LAS RAMAS DE CARGA Y RECARGA DE LA CURVA DE COMPRESIBILIDAD DEL ESTRATO ANTERIOR ESTAN DADAS POR 2 PUNTOS
EN LA RAMA DE DESCARGA EL COEFICIENTE DE DESCARGA ES 0.000
LA CURVA DE COMPRESIBILIDAD PARA ESTE ESTRATO ESTA DADA POR LAS SIGUIENTES COORDENADAS

PRESION	RELACION DE VACIOS
0.100	8.000
80.000	8.000

PARA LA ESTRATIGRAFIA TIPO 1 LA FRONTERA SUPERIOR DEL ESTRATO 2 ES 2.000 CON PESO VOLUMETRICO DE 0.260
LAS RAMAS DE CARGA Y RECARGA DE LA CURVA DE COMPRESIBILIDAD DEL ESTRATO ANTERIOR ESTAN DADAS POR 7 PUNTOS
EN LA RAMA DE DESCARGA EL COEFICIENTE DE DESCARGA ES 0.560
LA CURVA DE COMPRESIBILIDAD PARA ESTE ESTRATO ESTA DADA POR LAS SIGUIENTES COORDENADAS

PRESION	RELACION DE VACIOS
1.000	8.800
1.000	8.916
3.000	7.700
3.500	7.720
4.000	7.640
5.000	8.500
7.500	8.160

PARA LA ESTRATIGRAFIA TIPO 1 LA FRONTERA SUPERIOR DEL ESTRATO 3 ES 9.000 CON PESO VOLUMETRICO DE 0.140
LAS RAMAS DE CARGA Y RECARGA DE LA CURVA DE COMPRESIBILIDAD DEL ESTRATO ANTERIOR ESTAN DADAS POR 8 PUNTOS
EN LA RAMA DE DESCARGA EL COEFICIENTE DE DESCARGA ES 0.750
LA CURVA DE COMPRESIBILIDAD PARA ESTE ESTRATO ESTA DADA POR LAS SIGUIENTES COORDENADAS

PRESION	RELACION DE VACIOS
1.000	7.670
2.000	7.530
3.000	7.430
4.000	7.280

5.000	7.080
6.000	6.650
7.000	6.510
15.000	6.600

PARA LA ESTRATIGRAFIA TIPO 1 LA FRONTERA SUPERIOR DEL ESTRATO 4 ES 13.000 COL PESO VOLUMETRICO DE 0.140
 LAS RAMAS DE CARGA Y RECARGA DE LA CURVA DE COMPRESIBILIDAD DEL ESTRATO ANTERIOR ESTAN CADAS POR 9 PUNTOS
 EN LA RAMA DE DESCARGA EL COEFICIENTE DE DESCARGA ES 0.800
 LA CURVA DE COMPRESIBILIDAD PARA ESTE ESTRATO ESTA DADA POR LAS SIGUIENTES COORDENADAS

PRESSION	RELACION DE VACIOS
1.000	6.900
2.000	6.750
3.000	6.650
4.000	6.550
5.000	6.430
6.000	6.250
7.000	6.070
8.000	6.250
16.000	3.900

PARA LA ESTRATIGRAFIA TIPO 1 LA FRONTERA SUPERIOR DEL ESTRATO 5 ES 18.000 COL PESO VOLUMETRICO DE 0.140
 LAS RAMAS DE CARGA Y RECARGA DE LA CURVA DE COMPRESIBILIDAD DEL ESTRATO ANTERIOR ESTAN CADAS POR 10 PUNTOS
 EN LA RAMA DE DESCARGA EL COEFICIENTE DE DESCARGA ES 0.350
 LA CURVA DE COMPRESIBILIDAD PARA ESTE ESTRATO ESTA DADA POR LAS SIGUIENTES COORDENADAS

PRESSION	RELACION DE VACIOS
1.000	6.600
2.000	6.500
3.000	6.400
4.000	6.520
5.000	6.150
6.000	6.000
7.000	6.550
8.000	6.700
9.000	6.500
18.000	3.100

PARA LA ESTRATIGRAFIA TIPO 1 LA FRONTERA SUPERIOR DEL ESTRATO 6 ES 24.000 COL PESO VOLUMETRICO DE 0.140
 LAS RAMAS DE CARGA Y RECARGA DE LA CURVA DE COMPRESIBILIDAD DEL ESTRATO ANTERIOR ESTAN CADAS POR 8 PUNTOS
 EN LA RAMA DE DESCARGA EL COEFICIENTE DE DESCARGA ES 0.840
 LA CURVA DE COMPRESIBILIDAD PARA ESTE ESTRATO ESTA DADA POR LAS SIGUIENTES COORDENADAS

PRESSION	RELACION DE VACIOS
1.000	6.660
2.000	6.720
4.000	6.460
6.000	6.240
7.000	6.640
8.000	6.840
16.000	6.680
25.000	6.640

PARA LA ESTRATIGRAFIA TIPO 1 LA FRONTERA SUPERIOR DEL ESTRATO 7 ES 30.000 COL PESO VOLUMETRICO DE 0.140
 LAS RAMAS DE CARGA Y RECARGA DE LA CURVA DE COMPRESIBILIDAD DEL ESTRATO ANTERIOR ESTAN CADAS POR 7 PUNTOS
 EN LA RAMA DE DESCARGA EL COEFICIENTE DE DESCARGA ES 0.140
 LA CURVA DE COMPRESIBILIDAD PARA ESTE ESTRATO ESTA DADA POR LAS SIGUIENTES COORDENADAS

PRESSION	RELACION DE VACIOS
1.000	6.170
5.000	6.600

6.000	5.700
7.000	5.600
8.000	5.500
10.000	5.200
20.000	3.600

PARA LA ESTRATIGRAFIA TIPO 1 LA FRONTERA SUPERIOR DEL ESTRATO 8 ES 26.000 COL. PESO VOLUMETRICO DE LAS RAMAS DE CARGA RECARGA LA CURVA DE CARGA DEL ULTIMO DEL ESTRATO ANTERIOR ESTAN DADAS POR PUNTO EN LA RAMA DE DESCARGA EL COEFICIENTE DE DESCARGA ES 0.980
 LA CURVA DE COMPRESIBILIDAD PARA ESTE ESTRATO ESTA DADA POR LAS SIGUIENTES COORDENADAS

PRESION	RELACION DE VACIOS
1.500	1.360
2.000	1.400
3.000	1.500
4.000	1.520
5.000	1.550
6.000	1.580
7.000	1.600
8.000	1.620
10.000	1.660
20.000	1.980
30.000	2.480
35.000	2.600
40.000	2.800

LA FRONTERA INFERIOR DEL ULTIMO ESTRATO EN ESTE TIPO DE ESTRATIGRAFIA ES 40.000

EN CUANTO AL PERFIL DE ADHERENCIA EL NUMERO DE ESTRATOS BAJO EL AREA 1 ES 5, ESTA CIMENTADA SOBRE 129 PILOTES Y TIENE 6 PAREDES COMUNES CON AREAS VECINAS
 LA PROFUNDIDAD DEL LIMITE INFERIOR DEL ESTRATO 1 ES = 19.000 SIENDO LA ADHERENCIA SUELO PILOTE EN ESTE ESTRATO DE DLL 2.000
 LA PROFUNDIDAD DEL LIMITE INFERIOR DEL ESTRATO 2 ES = 18.000 SIENDO LA ADHERENCIA SUELO PILOTE EN ESTE ESTRATO DE DLL 2.000
 LA PROFUNDIDAD DEL LIMITE INFERIOR DEL ESTRATO 3 ES = 21.000 SIENDO LA ADHERENCIA SUELO PILOTE EN ESTE ESTRATO DE DLL 1.500
 LA PROFUNDIDAD DEL LIMITE INFERIOR DEL ESTRATO 4 ES = 27.000 SIENDO LA ADHERENCIA SUELO PILOTE EN ESTE ESTRATO DE DLL 2.000
 LA PROFUNDIDAD DEL LIMITE INFERIOR DEL ESTRATO 5 ES = 40.000 SIENDO LA ADHERENCIA SUELO PILOTE EN LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE DEL AREA 1 ES 3.500 Y LA PRESION DE CONTACTO ALTA ESTRUCTURA SUELO BAJO EL AREA LA RELACION DE POISSON ES 0.30 -3.600

LA CARGA ALTA EN EL AREA 1 LS -3.6000
 LAS COORDENADAS DE LOS VERTICES DEL AREA 1 SON

VERTICE NUMERO	ABSCISA	ORDENADA
1	0.000	0.000
2	0.000	40.000
3	25.000	40.000
4	25.000	0.000

LAS COORDENADAS EN PLANTA DE LAS CABEZAS DE LOS PILOTES BAJO EL AREA 1 SON

ABSCISA	ORDENADA
0.000	0.000
0.000	2.000
0.000	4.000

12
22
4
8
16

20
30
40
50
60
70
80
90
100
110
120
130
140
150
160
170
180
190
200
210
220
230
240
250
260
270
280
290
300
310
320
330
340
350
360
370
380
390
400
410
420
430
440
450
460
470
480
490
500
510
520
530
540
550
560
570
580
590
600
610
620
630
640
650
660
670
680
690
700
710
720
730
740
750
760
770
780
790
800
810
820
830
840
850
860
870
880
890
900
910
920
930
940
950
960
970
980
990
1000

25.CCO	34.000
25.CCG	36.000
25.CCO	38.000
25.CCO	40.000

LA CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA DE LOS PILOTES ES	15.000
LA PROFUNDIDAD DEL DESPLANTE DE LOS PILOTES ES	23.500
LA PROFUNDIDAD DEL NIVEL NEUTRO ES	4.150
EL PERIMETRO DE LOS PILOTES ES	1.600

VARIACION DE ESFUERZO VERTICAL EN EL MEDIO

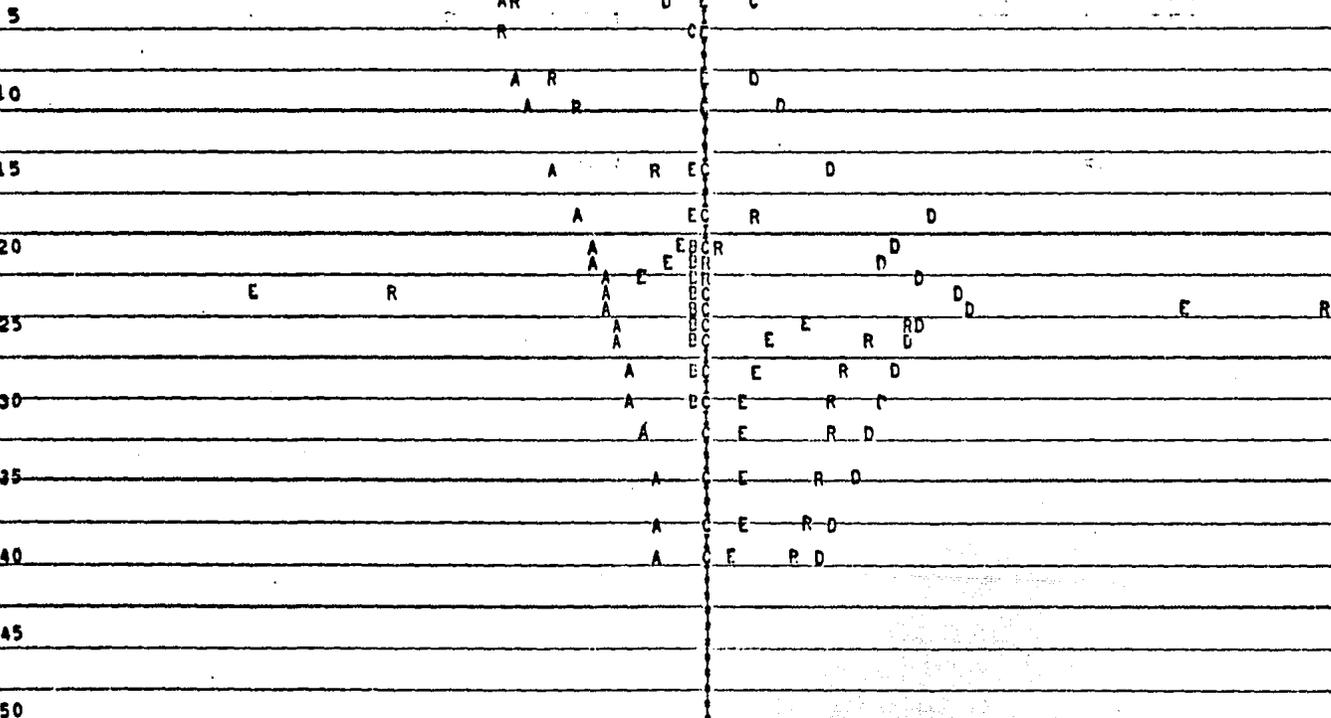
PUNTO 1 X= 12.5C Y= 20.20

ESCALA 1 UNIDAD = 2.1659 T/M²

LECREMENYO

INCREMENTO

PROP(H) 5 4 3 2 1 0 1 2 3 4 5



VARIACION DE ESFUERZO VERTICAL EN EL MEDIO

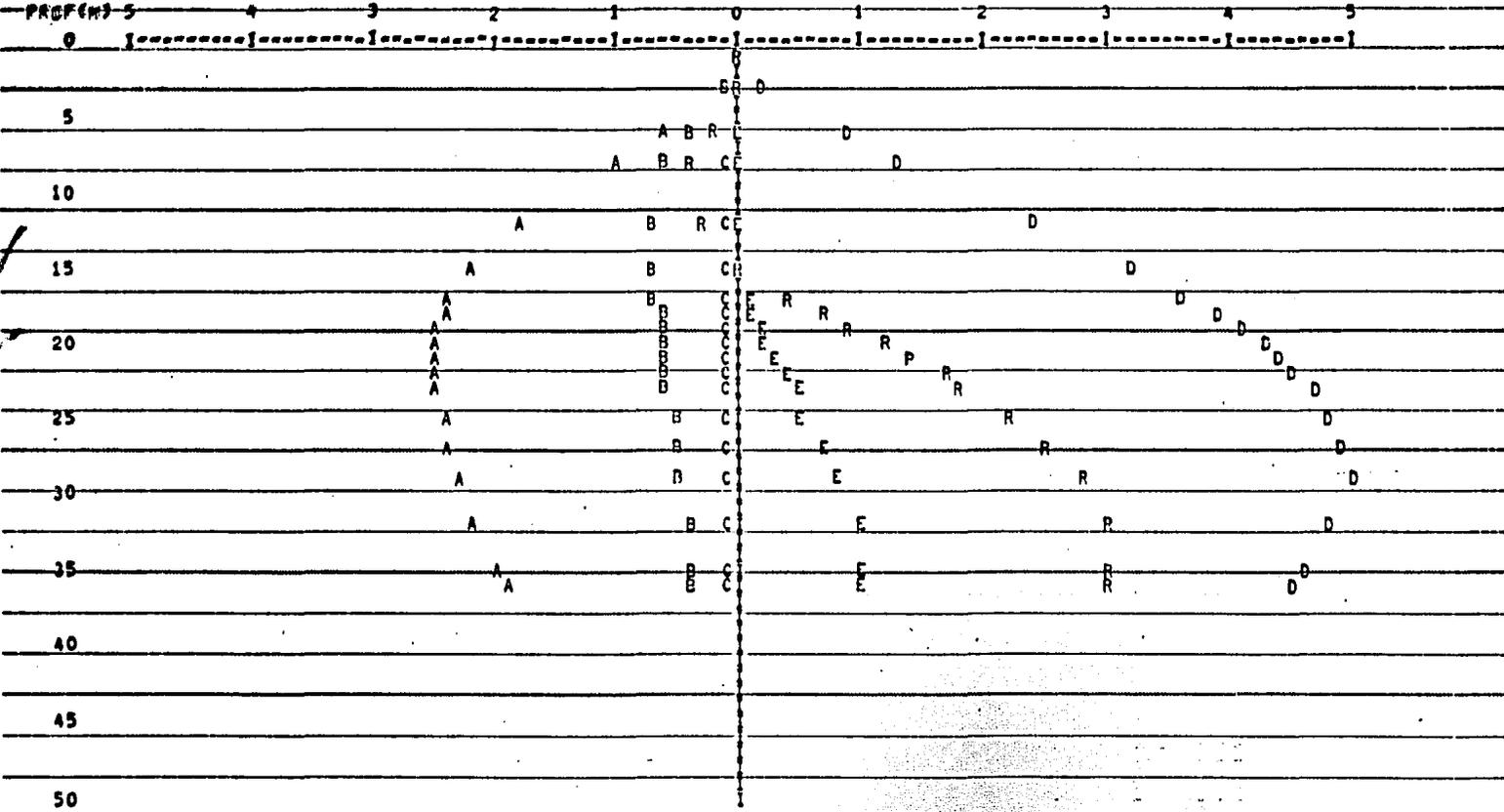
PUNTO 12 X= 33.00 Y= 20.00

ESCALA 1 UNIDAD = 0.3242 T/M²

DECREMENTO

INCREMENTO

PROFUND 5



17.000
18.000
19.000
20.000
21.000
22.000
23.000
24.000
25.000
26.000
27.000
28.000
29.000
30.000

0.000
0.077
0.154
0.231
0.308
0.385
0.462
0.539
0.616
0.693
0.770
0.847
0.924
1.001

MOVIMIENTOS VERTICALES

PUNTO 1 N° 32-5 Y° 20-2

ESCALA 1 UNIDAD = 0.1932 M.

EXPANSIÓN

ASENTAMIENTO

PROFUND. S

0

5

10

15

20

25

30

35

40

45

50

A A

A A

A

A A

A A

A A

A

A A

A

A

A

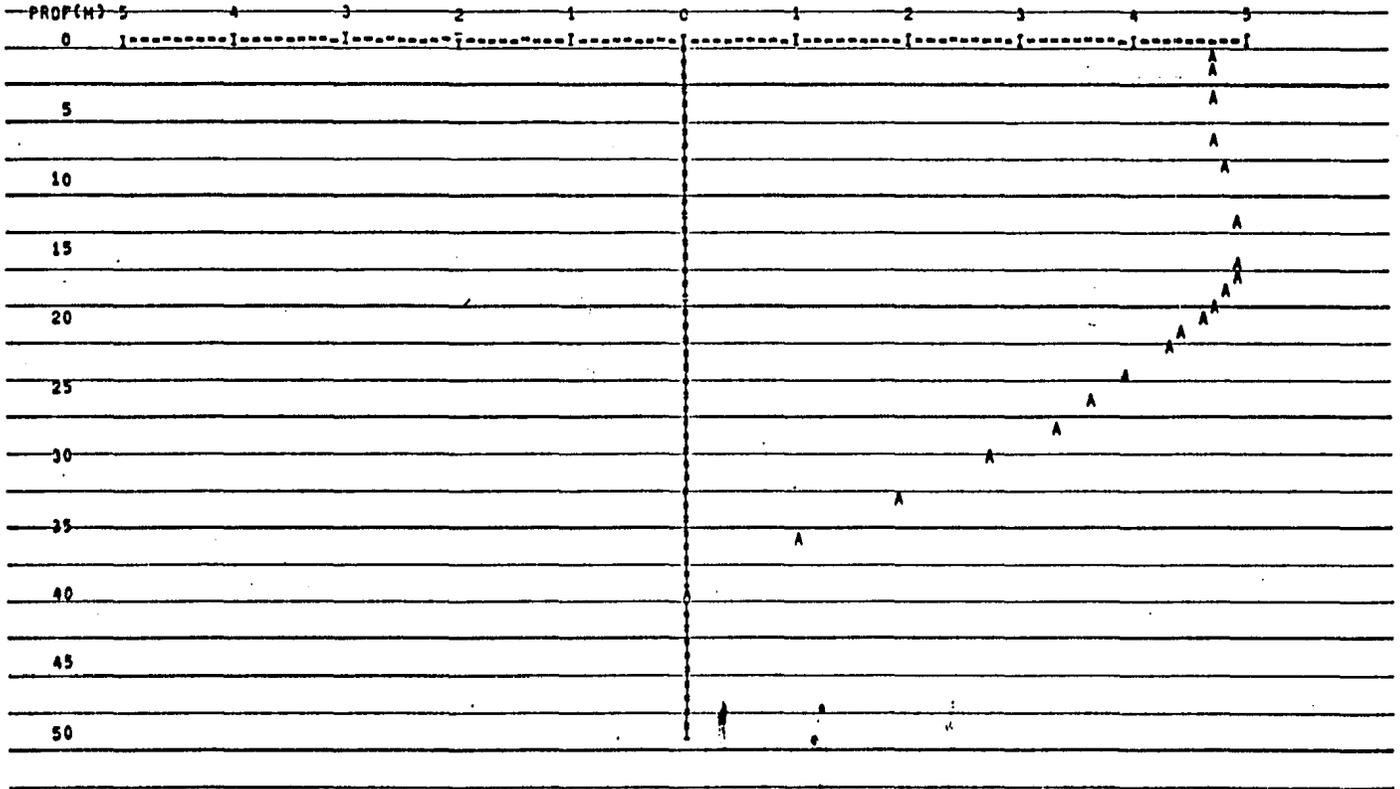
• MOVIMIENTOS VERTICALES •

PUNTO 12 X = 31.0 Y = 20.0

ESCALA 1 UNIDAD = 0.0025 M.

EXPANSIÓN

ASENTAMIENTO



A N E X O C
LOSA/SUELO/II. PROGRAMA DE COMPUTADORA
PARA EL CALCULO DE LA DISTRIBUCION DE
LOS ESFUERZOS DE CONTACTO CIMENTACIÓN-
SUELO

C O N T E N I D O

1. INTRODUCCION
2. TEORIA
3. PREPARACION DE DATOS
4. EJEMPLOS NUMERICOS
 - 4.1 *Ejemplo 1*
 - 4.2 *Ejemplo 2*
 - 4.3 *Influencia de la relación LARGO/ANCHO*
5. MODOS DE UTILIZACION DEL PROGRAMA
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

REFERENCIAS

- Anexo C1 Listado del programa
Anexo C2 Listado de resultados

1. INTRODUCCION

En el cálculo de movimientos verticales de cimentaciones sobre suelos compresibles, es importante para obtener resultados satisfactorios en el análisis, conocer la magnitud de las presiones de contacto entre la losa o el cajón de cimentación y el suelo. Para ello, es necesario considerar la influencia de factores tales como: la forma en planta de la cimentación, la distribución de las cargas verticales y momentos flexionantes que la estructura transmite a la cimentación, la rigidez de la subestructura y las reacciones del suelo de cimentación.

Por otro lado, en el diseño óptimo de una cimentación deben satisfacerse dos aspectos fundamentales que son: el buen funcionamiento de la misma con todos los aspectos que esto involucra, y el costo. El costo está regido por muchos aspectos entre los que pueden mencionarse los siguientes: la profundi

dad de las excavaciones, las medidas necesarias para proteger las construcciones vecinas y la estabilidad de la misma excavación, las instalaciones necesarias para bombeo en caso que éste se requiera, y el diseño mismo de la estructura de la cimentación. En cuanto a este último aspecto, puede decirse que es uno de los renglones más importantes en el costo de una cimentación.

Para el diseño estructural de la subestructura es indispensable conocer la magnitud de los elementos mecánicos que actúan en ella: momentos flexionantes y fuerzas cortantes.

Como ayuda para conocer la magnitud de las presiones de contacto losa-suelo y los elementos mecánicos que actúan en una cimentación, tomando en cuenta como se mencionó anteriormente: la forma, la rigidez y la distribución de carga en la cimentación, así como las reacciones del suelo de cimentación, se presenta en este trabajo el programa para computadora LOSA/SUELO/II, que permite calcular estas incógnitas. El listado se presenta en el Anexo C1.

El programa está escrito en lenguaje FORTRAN IV y fue adaptado y probado en la computadora Burroughs 6700-7700 del Centro de Servicios de Cómputo de la UNAM. La versión que se presenta en este trabajo no es la misma que la publicada (ref. 1), ya que el programa fue corregido y modificado en algunas de sus partes. Las correcciones hechas son de diversa índole y pue-

den resumirse como sigue: modificaciones a los formatos de lectura e impresión, correcciones de errores en diversas instrucciones del programa, cambios para la adaptación del programa a la computadora mencionada, y modificaciones para poder tomar en cuenta la variación del módulo de reacción del suelo a lo largo de la cimentación. Estas últimas se efectuaron ya que el módulo de reacción del suelo que debe proporcionarse como dato en la versión original (ref 1) es una constante y se sabe (ref 3) que dicho módulo varía a lo largo de la cimentación por lo que no puede considerarse como una constante del suelo.

Además del listado del programa, se incluye en este trabajo una guía para la preparación de datos de alimentación y la solución de algunos ejemplos numéricos. Se presentan los listados de resultados de los ejemplos y algunas figuras obtenidas con el programa para facilitar su interpretación.

El hecho de contar con un programa de computadora, contiene implícitamente dos ventajas notables que pueden enumerarse como sigue:

1. Facilita los cálculos numéricos ahorrando tiempo
2. Permite al usuario del programa investigar la influencia de alguna(s) variable(s) de interés para un cierto caso específico, mediante una serie de corridas previamente seleccionadas. En este sentido, puede afirmarse que la -

mayoría de los programas de computadora, contribuyen a la investigación si se utilizan racionalmente, ya que, con ellos es posible realizar estudios paramétricos e inclusive, implantar métodos manuales basados en gráficas, nomogramas, etc., obtenidos como producto de un programa.

Como comentario adicional al punto anterior, se presentan en este trabajo dos ejemplos numéricos utilizando el programa LOSA/SUELO/II, en los que se muestra la influencia de - - la rigidez de una losa de cimentación y la influencia de la localización de las cargas, sobre magnitud y forma de los dos esfuerzos de contacto losa-suelo.

2. TEORIA

El programa LOSA/SUELO/II, fué diseñado con base en una solución matricial (método de elementos finitos), ref 1. En este trabajo se presentan los fundamentos del método los cuales fueron extraídos de dicha referencia.

En la fig 1, se muestra la estructura en base a la cual se realizan todos los planteamientos matemáticos del problema.

En el modelo utilizado la estructura se idealiza como una viga dividida en miembros interconectados por nudos, y el suelo que la soporta, como una serie de resortes, fig 1a.

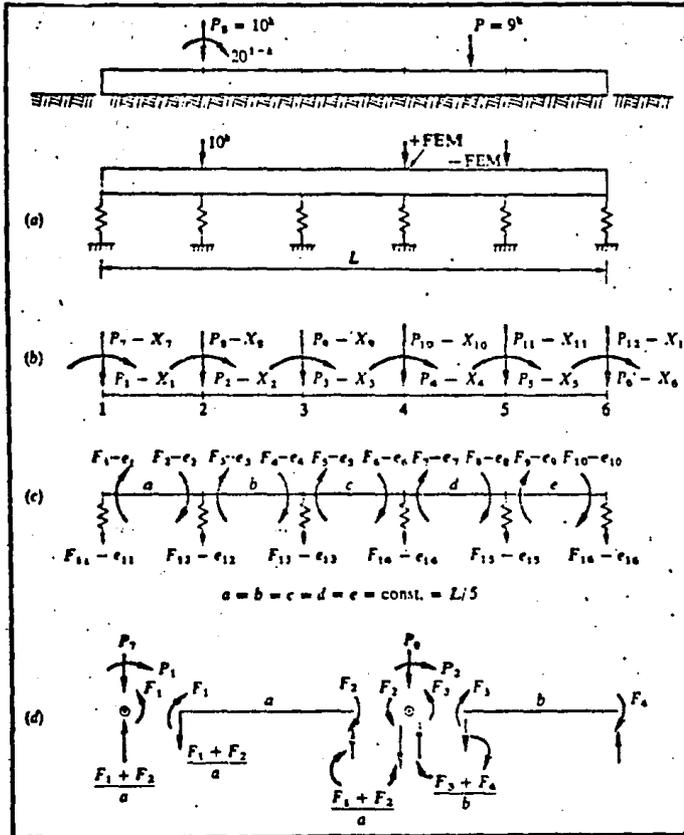


Fig 1 Viga sobre una cimentación elástica

Para cualquier nudo que se seleccione, la ecuación que relaciona las fuerzas externas P con las fuerzas internas F , utilizando una constante de proporcionalidad A , es (fig 1b):

$$P_i = A_i F_i \quad (a)$$

Introduciendo la notación matricial y considerando todos los nudos de la estructura (omitiendo subíndices y llaves) la ecuación (a) queda:

$$P = A F \quad (1)$$

Relacionando también las deformaciones internas en los nudos de los miembros de la estructura con los desplazamientos nodales externos y considerando el mismo conjunto de nudos de la ec (1) tenemos (fig 1c):

$$e = B X \quad (2)$$

donde B es la transpuesta de la matriz A .

Así pues,

$$e = A^T X$$

La fuerza interna del miembro i , F_i , se relaciona con el desplazamiento interno e_i como:

$$F_i = S_i e_i$$

que en notación matricial para todos los miembros queda:

$$F = S e \quad (3)$$

Las ecuaciones (1) a (3), son las ecuaciones fundamentales de los desplazamientos, o de la rigidez de este método matricial.

Tomando en cuenta la ec (2) en la ec (3) se obtiene:

$$F = S A^T X \quad (b)$$

substituyendo la ec (b) en la ec (1):

$$P = A S A^T X \quad (c)$$

La ec (c) se resuelve para X, mediante la inversión de la matriz $A S A^T$

$$X = \left[A S A^T \right]^{-1} P \quad (d)$$

Substituyendo las X's obtenidas con la ec (d) en la ec (b), se encuentran las fuerzas internas de los miembros en los nodos considerados.

La formulación del método queda completo con lo anterior. El cálculo de cada matriz y la forma como se manejan en el programa puede consultarse en la ref (1).

3. PREPARACION DE DATOS

Los datos del problema (ton, ton/m², ton/m³, m) y deben presentarse a la computadora mediante tarjetas perforadas en el orden y forma siguiente:

UNA TARJETA. Con el título que se desee imprimir antes de los resultados. Formato (80A1).

Datos en, ton, m, ton/m², ton/m³.

UNA TARJETA. Con el número de divisiones (KL) en las que se dividió la viga, número de nudos (JJS) que requieren corrección con tarjetas adicionales, llave para impresión (LIST); LIST=1 si se desea la impresión de todas las matrices; LIST≠1 si no se desea dicha impresión. Formato libre.

UNA TARJETA. Longitud, ancho, y espesor de la viga (XL, BX, DX), módulo de elasticidad del concreto utilizado en la losa (ELAS), máxima deformación del suelo (XMAX, cm), peso volumétrico del concreto (UNITWT); que puede considerarse nulo si así se desea, número de columnas que descargan entre nudos (LI), número de columnas que descargan sobre nudos (L2). Formato libre.

GRUPO DE TARJETAS

Con los módulos de reacción del suelo en cada nudo (XK). El número de tarjetas de este grupo depende del número de nudos supuestos en la viga. Se deben perforar ocho datos por tarjeta. Formato libre.

UNA TARJETA. (No siempre se perfora). Cuando el espesor de la losa (DX) sea menor o igual que 0.0001 m, debe perforarse esta tarjeta con el momento de inercia (XI) que se desea considerar. Formato libre.

GRUPO DE TARJETAS. Si el número de columnas que descargan entre nudos (LI) es cero, no se perfora este grupo. Este grupo consta de LI tarjetas, perforando una tarjeta, por columna, que contiene: número de nudo localizado a la izquierda de la columna (N1), número de nudo localizado a la derecha de la columna (N1). distancia de la columna al nudo izquierdo (T), distancia de la columna al nudo derecho (Y), descarga axial de la columna (COLLD), momento en la base de la columna (AMOM). Formato libre.

4. EJEMPLOS NUMERICOS

4.1 Ejemplo 1

Se desean calcular los esfuerzos de contacto losa-suelo de la cimentación esquematizada en la fig 2 y los elementos mecánicos que actúan en ella. Como se vió anteriormente, para utilizar el programa es necesario conocer los módulos de reacción del suelo (K), y para ello es preciso calcular los asentamientos de la cimentación ya que (ref 3):

$$K = \frac{q}{\delta} \quad (4)$$

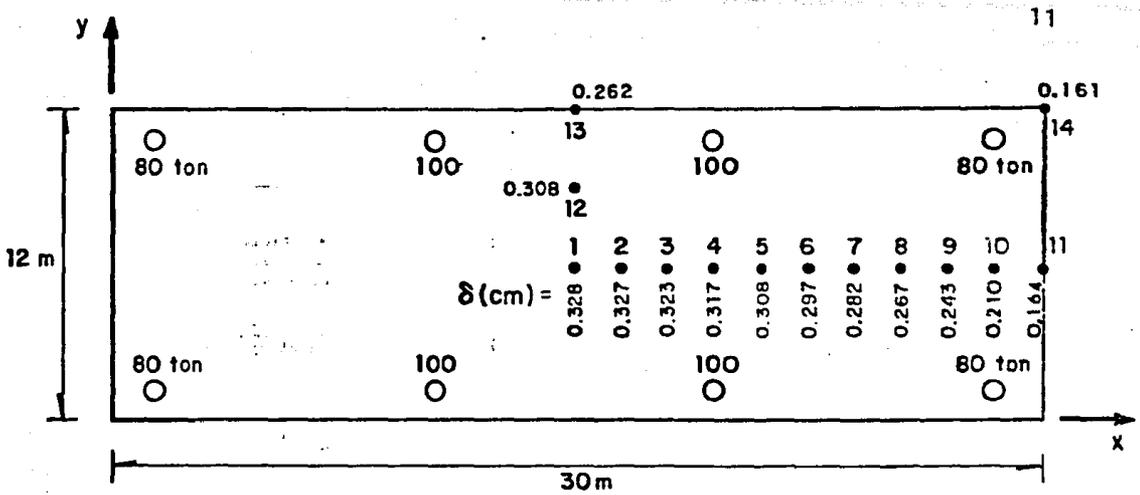
donde:

- K módulo de reacción del suelo (ton/m³)
 q carga por unidad de área (ton/m²)
 δ asentamiento (m)

En este primer caso se consideró que la cimentación es infinitamente flexible y que la carga en la cimentación está uniformemente distribuida por unidad de área. Para estimar los movimientos verticales (δ), se utilizó un programa de computadora diseñado específicamente para este fin (ref 2). Los resultados de este análisis auxiliar se presentan en la fig 2.

Tomando en cuenta los asentamientos (δ) obtenidos (fig 2) y utilizando la ec (4), los módulos de reacción del suelo calculados se muestran en la fig 3.

Se tienen así todos los datos necesarios para alimentar el programa. La hoja de condificación de los datos se presenta en la fig 4 y el listado de los resultados en el Anexo C2. Para facilitar la interpretación de los resultados, estos se muestran en forma gráfica en las figs 5 a 7. Debe mencionarse que las gráficas de esfuerzos de contacto losa-suelo que aparecen en la fig 5, contienen, además de los resultados obtenidos para el ejemplo, los esfuerzos de contacto para diferentes rigideces de la losa.



- Columna
 - Punto en el que se calcula el asentamiento
- Espesor de la losa = 2 m

Fig 2. Planta de la cimentación en estudio. Cargas y asentamientos

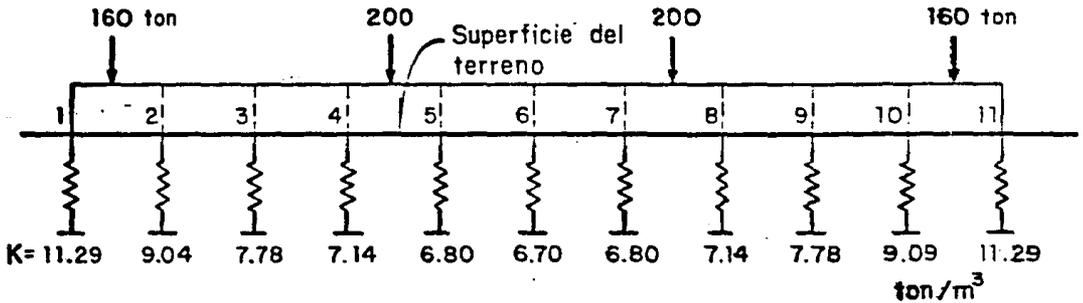


Fig 3. Módulos de reacción del suelo obtenido, K (ton/m³)

U. N. A. M.
INSTITUTO DE INGENIERIA
FORMA PARA CODIFICACION

PROGRAMA LOSA/SUELO/II

CODIFICADO POR Carlos Diaz Moya

REVISADO POR _____

FECHA _____

PAGINA _____ DE _____

3	5	7	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	72	75	80						
ESTIMACION DE ESFUERZOS DE CONTRACTO LOSA-SUELO (A60-1979) CARLOS R. DIAZ MOYA																								
10	0	1																						
30	2	2	2	15	0	0	0	32	7	0	0	4	0											
11	29	9	0	4	7	7	8	3	14	6	8	6	7	6	8	7	14	3	8	9	0	4	11	29
1	2	1	5	1	5	1	6	0	0	0	0													
4	5	1	5	1	5	2	0	0	0	0														
7	8	1	5	1	5	2	0	0	0	0														
10	11	1	5	1	5	1	6	0	0	0														

Fig 4 Codificación de datos del ejemplo

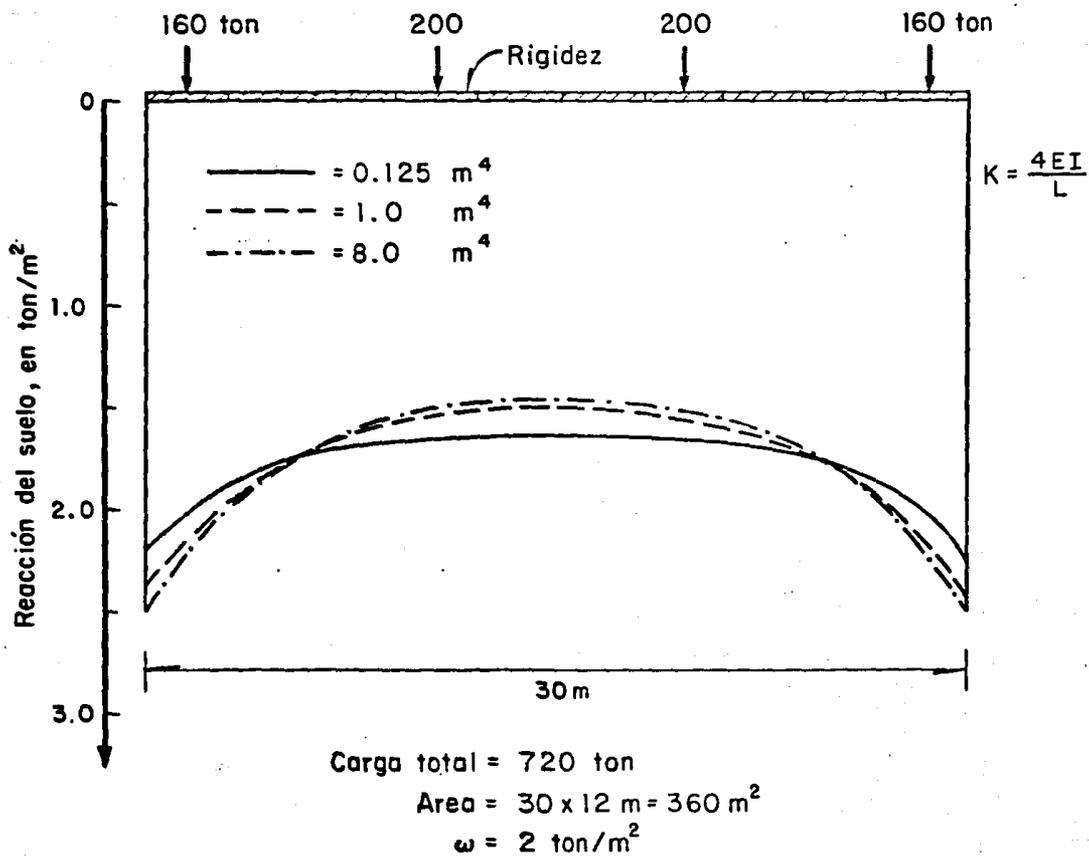


Fig 5. Distribución de esfuerzos de contacto losa-suelo (ejemplo fig 1)

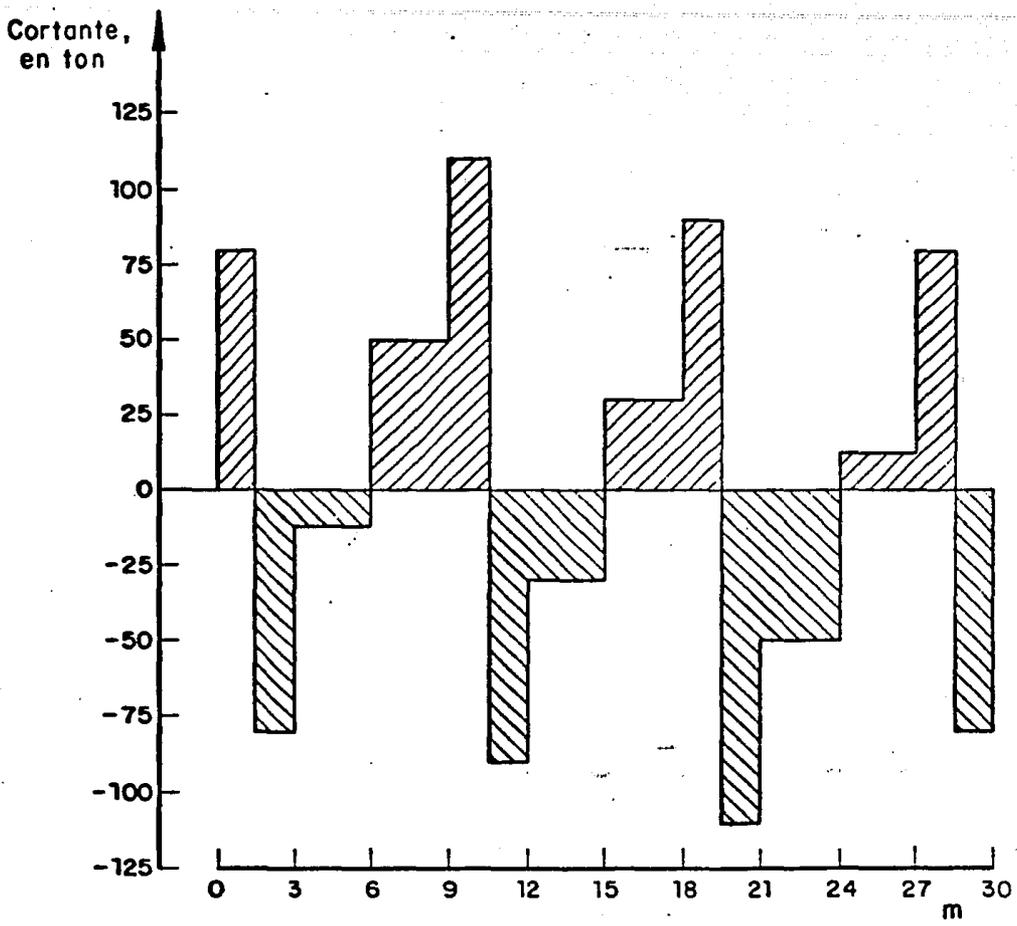


Fig 6. Diagrama de fuerzas cortantes de la losa (ejem. fig 1)

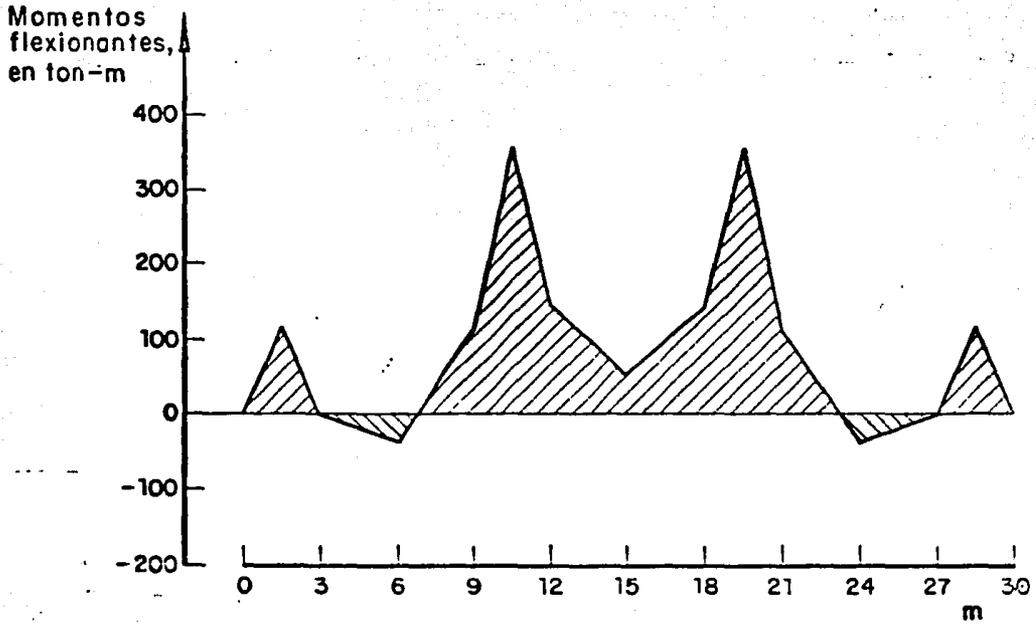


Fig 7. Diagrama de momentos flexionantes de la losa (ejem. fig 1)

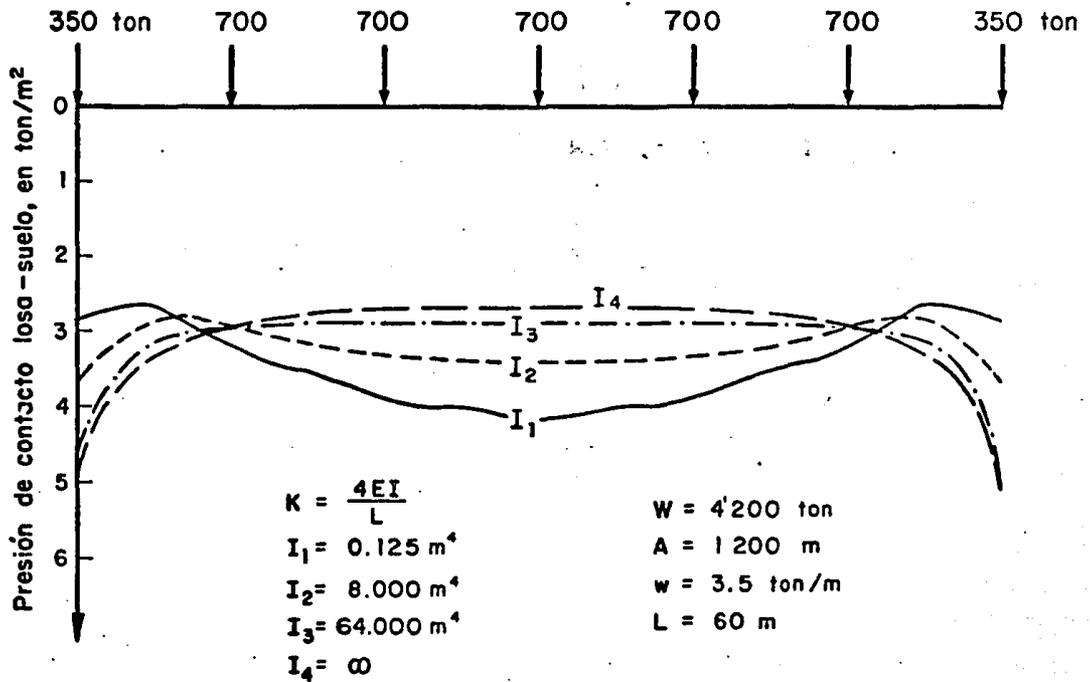


Fig 8. Esfuerzos de contacto losa-suelo. Distribución de carga 1

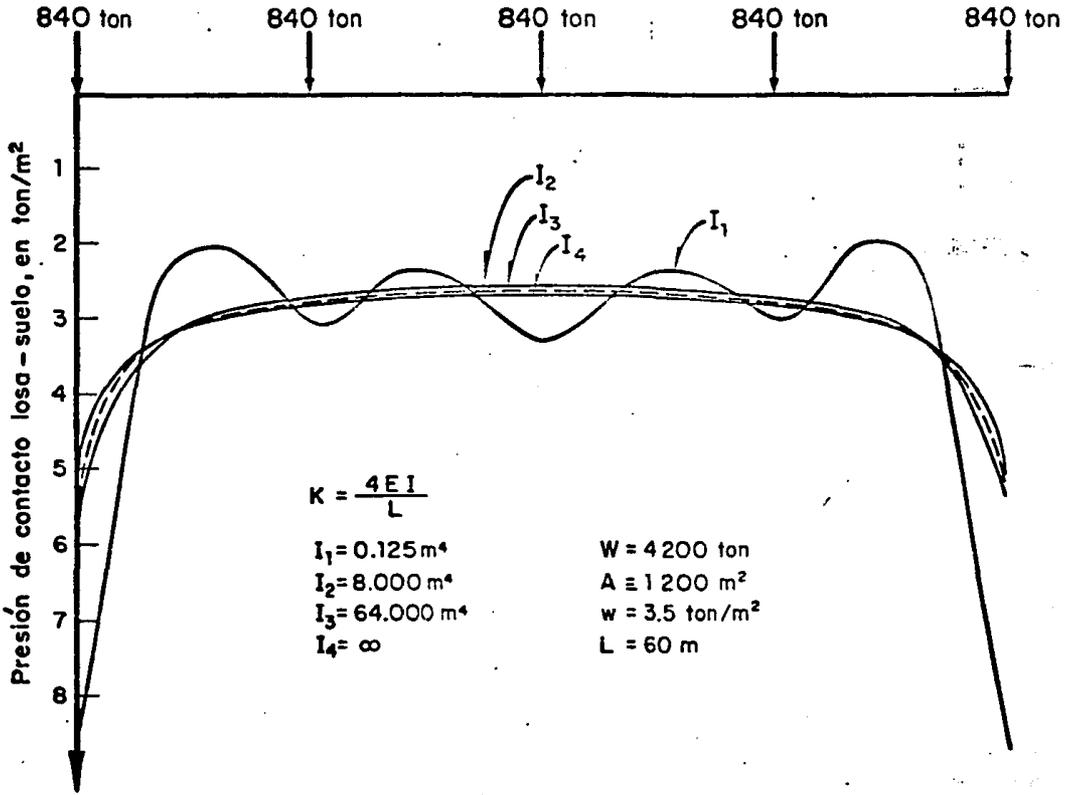


Fig 9. Esfuerzos de contacto losa - suelo. Distribución de carga 2

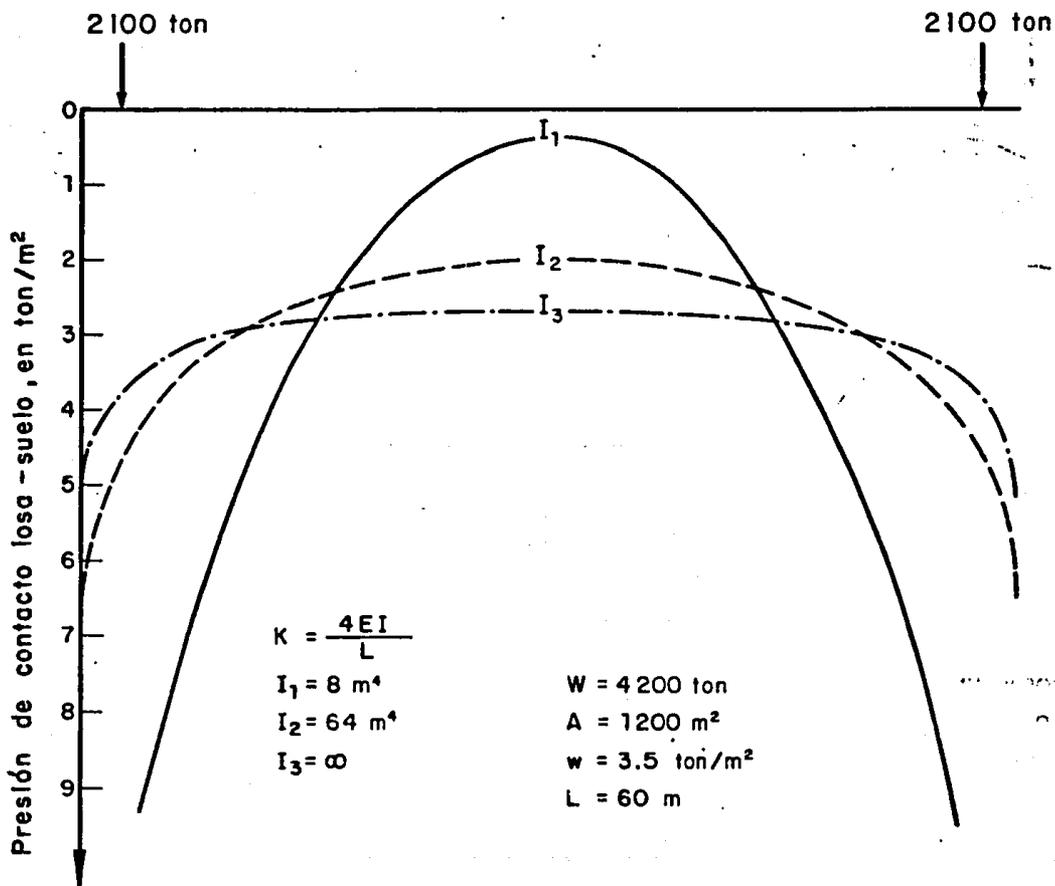


Fig 10. Esfuerzos de contacto losa-suelo. Distribución de cargas 3

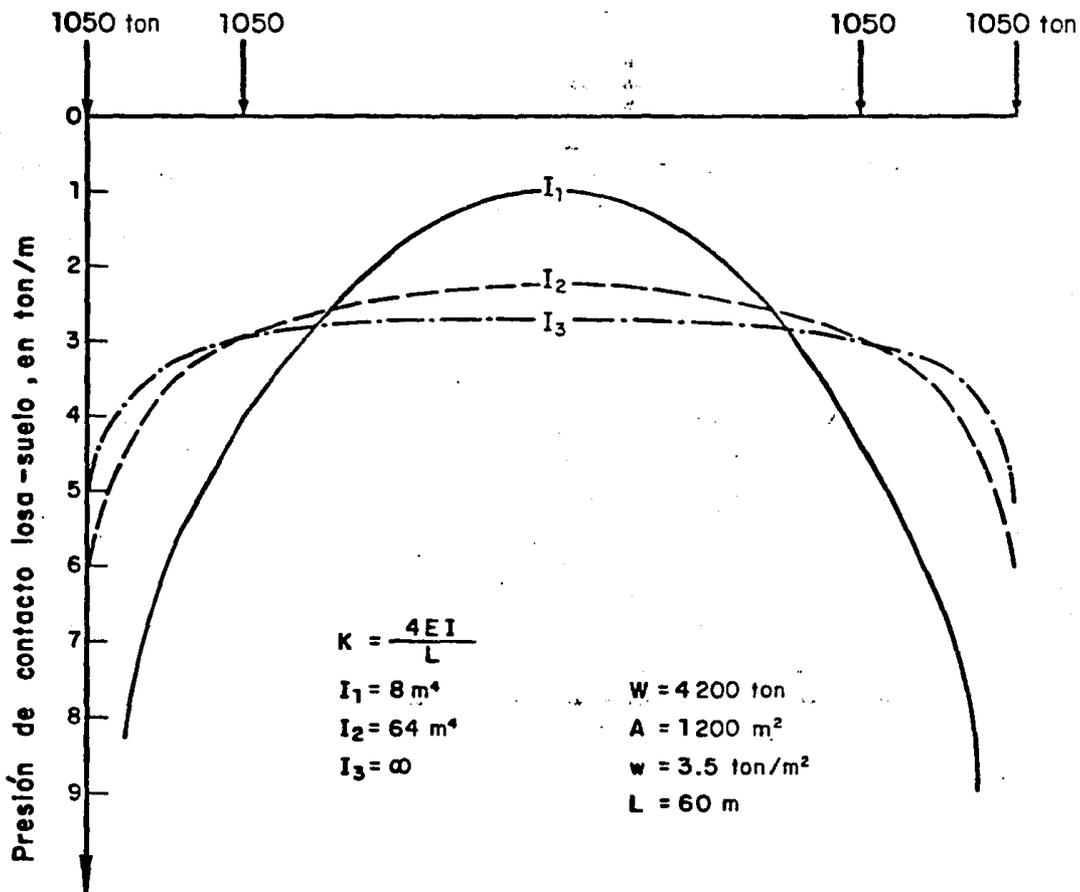


Fig 11. Esfuerzos de contacto losa-suelo. Distribución de cargas 4

4.2 Ejemplo 2

El objetivo de este estudio fue encontrar la influencia de la distribución de las cargas sobre la magnitud y forma de los esfuerzos de contacto losa-suelo; sólo se estudiaron casos con simetría en las cargas. La carga total en todos los ejemplos fue de 4200 ton, lo que equivale una carga uniformemente repartida de 3.5 ton/m^2 (fig 2).

Los resultados obtenidos se muestran en las figs 8 a 11. En ellos puede verse que: la distribución de las cargas, el tipo de suelo, y la rigidez de la cimentación, son factores que influyen en la magnitud de los esfuerzos de contacto entre la losa y el suelo. En las mismas figuras también puede observarse que cuando la rigidez de la subestructura es muy grande, los esfuerzos de contacto son los mismos para todas las distribuciones estudiadas, de lo que se desprende que para rigideces muy grandes, esta distribución es independiente de la posición de las cargas.

4.3 Influencia de la relación LARGO/ANCHO

Debe mencionarse que cuando el ancho de la cimentación es considerable, es aconsejable efectuar un análisis en el sentido corto. Para considerar en forma aproximada la influencia de la rigidez en este sentido. Zeevaert (ref 3, pág 593), recomienda que los módulos de reacción del suelo se calculen con

la ec (4) y estimando el asentamiento en el centro de cada banda con:

$$\delta_{\text{centro}_2} = \frac{\delta_{\text{promedio banda}}}{\delta_{\text{centro}_1}} \quad (5)$$

donde:

δ_{promedio} promedio de los asentamientos calculados para varios puntos de la banda considerada

δ_{centro_1} asentamiento calculado en el centro de la banda

δ_{centro_2} asentamiento que debe utilizarse en la ec (4)

Alternativa 2. En esta alternativa se presentan dos modos distintos de obtener los resultados. Cada modo consta de dos pasos, el primero de los cuales es común a los dos modos y consiste en la creación de un archivo de datos en disco, llamado RIGI ; el segundo paso se ejecuta a través de una terminal de consola o de teletipo.

MODO 1. El programa lee los datos de un archivo de disco, creado previamente a la corrida (Paso 1), y los resultados son obtenidos por la impresora de papel.

Paso 1. Creación del archivo de datos en disco. Este paso se realiza con las tarjetas perforadas siguientes:

1	15	7	16	13	20	25	30	35	40	45	50
1	JOB	C	R	E	A	/	A	R	C	H	
2	S	U	S	E	R	Z	Z	Z	/	Z	
3	C	L	A	S	=	1	5				
4	B	E	G	I	N						
5	BRUNK	S	Y	S	T	E	M	/	D	U	M
6	P	A	L	L	("	C	R	D	D	P
7	K										
8											
9											
10											
11											
12											
13											
14											
15											
16											
17											
18											
19											
20											
21											
22											
23											
24											
25											
26											
27											
28											
29											
30											
31											
32											
33											
34											
35											
36											
37											
38											
39											
40											
41											
42											
43											
44											
45											
46											
47											
48											
49											
50											

Datos en tarjetas perforadas
 (Fig. 4)

Paso 2. Los comandos que deben darse por teletipo son los siguientes:

```
COPY (CDBO)OBJECT/LOGA/SUEL0/II AS OBJECT/CDM FROM PACK TO PACK
```

```
EXECUTE OBJECT/CDM;FILE FILE6(KIND=REMOTE,MAXRECSIZE=22)
```

Solo resta decir, que con esta alternativa 2, ya sea en el MODO 1 o en el MODO 2, se tiene en ventaja de poder corregir el archivo RIGI desde la terminal que se esté utilizando, permitiéndolo al usuario analizar diferentes condiciones o corregir datos que tengan algún error. Además, en el MODO 2, el usuario puede observar paso a paso el desarrollo de su "corrida", ya que, en este MODO, los resultados, como ya se mencionó, aparecerán por el teletipo directamente.

Alternativa 3. Esta alternativa es muy similar a la número 2, salvo que el primer paso, se ejecuta desde una terminal de consola o de teletipo y por ella, se proporcionan los datos

Paso 2. Una vez que se ha realizado el Paso 1, el programa se ejecuta con comandos de CANDE (teletipo o consola) de la forma siguiente:

```
COPY (CDBO)OBJECT/LOGA/SVELO/II AS OBJECT/CDM FROM PACK TO PACK
```

```
EXECUTE OBJECT/CDM
```

MODO 2. En esta forma, el programa lee los datos del archivo de disco llamado RIGI, que fué creado previamente, siguiendo exactamente el mismo procedimiento del paso 1, modo 1; por otro lado, la impresión de los resultados en este modo, será por la terminal en la que el usuario del programa esté trabajando.

Paso 1. Idéntico que en el Modo 1.

generándose también el archivo en disco: RIGI. La ventaja en esto, consiste en que no es preciso perforar los datos en tarjetas; sin embargo, proporcionar los datos de esta forma es un tanto engorroso ya que no se tiene control de las columnas en las que deben escribirse los datos de acuerdo con los formatos: un poco de práctica solventa esta dificultad.

Los modos de operar con esta alternativa también son dos, en cada uno deben seguirse dos pasos, el primero de los cuales se hace por la terminal como se explicó en el párrafo anterior y el segundo se elige exactamente igual que para el MODO 1 y MODO 2 de la alternativa 2.

Como comentario final, las alternativas presentadas no son las únicas aunque si las más usuales. Existen otras alternativas que en algún caso particular pueden ser utilizadas como son las combinaciones, de entrada y salida que existen con cintas magnéticas, teletipos, discos, lectora de tarjetas, etc. En casos particulares, el autor está dispuesto a prestar la asesoría necesaria en este o cualquier otro particular sobre el uso de este programa.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El programa que se presenta en este trabajo es una herramienta útil para estimar los esfuerzos de contacto losa-suelo, considerando los factores que modifican estos esfuerzos como lo son: la forma en planta de la cimentación (relación LARGO/ANCHO); distribución de cargas y momentos que la estructura transmite a la cimentación, y los módulos de reacción del suelo que dependen tanto de las propiedades del mismo, como de la posición relativa del punto donde se determine con respecto a la cimentación.

Las limitaciones del método radican primordialmente en no considerar la interacción entre resortes, y en despreciar los esfuerzos cortantes que se generan entre la cimentación y el suelo. Por otra parte, tampoco es posible tomar en cuenta la rigidez de la estructura; sin embargo, a pesar de esto, el modelo es muy utilizado actualmente.

Por otro lado, debe decirse que la validez de los resultados que se obtengan, depende en gran medida del usuario, a quien corresponde proporcionar datos fidedignos y precisos.

Por último, el criterio ingenieril juega un papel muy importante en la interpretación de los resultados y en el manejo del programa. Como todo programa de computadora, este, es una herramienta útil pero no debe de emplearse ciegamente.

REFERENCIAS

1. Bowles J E, "Analysis and Computer Methods in Foundation Engineering", Mc Graw-Hill Book Company, 1974
2. Auvinet G, Díaz M C, "Movimientos verticales de cimentaciones, estimación con ayuda de un programa de computadora", Informe Interno del Instituto de Ingeniería, UNAM, nov 1977
3. Zeevaert L, "Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions", Van Nostrand Reinhold, 1973

A N E X O C I

LISTADO DEL PROGRAMA

RESET FREE
FILE 5=LOSA,UNIT=DISK,RECORD=14,BLOCKING=30
FILE 6=FILE6,UNIT=PRINTER,RECORD=22

```
*****  
*                               *  
*           LOSA/SUFLO/T1       *  
*                               *  
*           AGOSTO 1979         *  
*                               *  
*****
```

ESTE PROGRAMA PERMITE CONOCER LA MAGNITUD DE LAS PRESIONES DE CONTACTO LOSA-SUELO Y LOS ELEMENTOS MECANICOS QUE ACTUAN EN LA CIMENTACION (MOMENTOS FLECTORANTES Y FUERZAS COR-
TANTES) TOMANDO EN CUENTA LA FORMA, RIGIDEZ Y DISTRIBUCION DE CARGAS EN LA CIMENTACION, ASI COMO, LAS REACCIONES DEL SUELO DE CIMENTACION. ESTAS ULTIMAS PUEDEN CONSIDERAR-
SE VARIABLES A LO LARGO DE LA CIMENTACION, A DIFERENCIA DE LA VERSION ORIGINAL EN LA QUE SE CONSIDERAN CONSTANTES.

REVISO, CORRIGIO, Y AUMENTO : CARLOS PAUL DIAZ MOYA
(ABRIL DE 1979)

REF: DOWLES J. E. "ANALYTICAL AND COMPUTER METHODS
IN FOUNDATION ENGINEERING", MC GRAW-HILL BOOK COMPANY, 1974

TODOS LOS DATOS DEBEN PROPORCIONARSE A LA COMPUTADORA EN
TON , M , TON/**2 , TON/M**3 , TON-M

N O T A EL DATO CORRESPONDIENTE A LA MAXIMA DEFORMACION
DEL SUELO (XMAX), DEBE DARSE EN CM .

DIMENSION EE(99),O(99),PW(99),TITLE(20),XK(100)
DIMENSION X(99),P(99),F(99),F1(99),SS(99),C(99),PM(99)

```

DIMENSION E(99,99),A(99,99),S(99,2),C(99,99),SOIR(99),V(99),LS(99)
DIMENSION JANET(100)
EQUIVALENCE (E(1,1),A(1,1))
DOUBLE PRECISION UT5,UT6
DATA UT1,UT2,UT3,UT4,UT5,UT6 /"M","CM","TON","TON-M","TON/M**2",
o "TON/M**3" /
6000 DATA FU1,FU2,FU3,FU4 /100.,0.3,10.00,0.0 /
C READ(5,1000,END=150)TITLE
READ(5,1002)KL,JJS,LIST
READ(5,/)KL,JJS,LIST
WRITE(6,1001)TITLE
H=3*KL+1
H=2*KL+2
KD=H-1
KP=KL+1
KK=2*KL
HM1=H-1
KLP2=KL+2
C READ(5,1003)XL,BX,DX,ELAS,XMAX,UNITWT,L1,L2
READ(5,/)XL,BX,DX,ELAS,XMAX,UNITWT,L1,L2
WRITE(6,1004)XL,UT1,BX,UT1,DX,UT1,ELAS,UT5,XMAX,UT2,
1 UNITWT,UT6
C READ(5,7000)(XK(I),I=HM1,M)
READ(5,)(XK(I),I=HM1,M)
WRITE(6,7001)UT6
LPL=0
DO 10 I=HM1,H
LPL=LPL+1
10 JANET(I)=LPL
C WRITE(6,7002)(JANET(I),XK(I)),I=HM1,M
IF(DX.LE.0.0001)READ(1,1003)XI
IF(DY.LE.0.0001)READ(5,/)XI
IF(DX.GT.0.0001)XI=BX*DX**3/12.
APL=KL
H=XL/APL
WRITE(6,1007)UT1,UT1
512 DO 512 I=1,KL
WRITE(6,1008)I,XI,H
JK=2
LS(1)=0
LS(JK)=0
490 XMA=XMAX/FU1
DO 501 I=1,H
DO 501 J=1,H
501 A(I,J)=0.
A(1,1)=1.0
A(KP,KK)=1.
HM=2
DO 503 J=2,KL
DO 503 I=2,3

```

```

503 A(J,MM)=1.0
    MM=MM+1
    KM=M-1
    DO 504 J=KLP2,N
504 A(J,KM)=-1.0
    KM=KM+1
    MM=1
    KM=M-1
    DO 506 J=KLP2,KM
    DO 506 I=2,3
506 A(J,MM)=1./M
    MM=MM+1
    MM=1
    KLP3=KL+3
    DO 508 J=KLP3,N
    DO 508 I=2,3
508 A(J,MM)=-1./M
    MM=MM+1
    IF (JK.GT.2) GO TO 3
    IF (LIST.LT. 1) GO TO 7010
    WRITE(C,8011)
    M2=0
815 M1=M2+1
    MM1=M1+15
    M2=MM1
    IF (MM1.GT. K) M2=0
    WRITE(C,8015) (I,(A(I,J),J=M1,M2),I=1,K)
    IF (M2.GT.0) GO TO 7010
    WRITE(C,8016)
    GO TO 815
7010 GO 511 I=1,KK
    S(I,1)=7.*FLAS*XI/H
    S(I,2)=2.*FLAS*XI/H
    IF (I/2*.NE.1) GO TO 511
    SAVF=S(I,2)
    S(I,2)=S(I,1)
    S(I,1)=SAVF
511 CONTINUE
    DO 514 I=MM1,M
    S(I,1)=M*DX*XK(I)
    S(I,2)=0.
514 CONTINUE
    SUM1=0.
    IF (JJS)116,116,122
122 DO115 J=1,JJS
    C 115 READ(1,1042) I,S(I,1)
    115 READ(5,/) I, S(I,1)
    116 DO 515 I=1,KP
    515 SS(I)=S(I+KX,I)
    DO 516 I=1,K

```

```

PW(I)=0.
G(I)=0.
F1(I)=0.
516 P(I)=0.
WFTB=DX*BX*UNITWT
IF (DX.LF.2.001)WFTB=UNITWT
PW(I+KP)=WFTB*H/2
PW(I)=PW(I+KP)
DO 15 I=2,K1
15 PW(I+KP)=WFTB*H
IF (L1.EQ.0) GO TO 5
WRITE (6,1010) UT3,UT4
DO 510 I=1,L1
C READ (5,1011) M1,N1,T,Y,COLLID,AMOM
READ (5,/) M1, N1, T, Y, COLLID, AMOM
SUMH=SUMH+COLLID
WRITE (6,1012) I,M1,N1,T,Y,COLLID,AMOM
RHOMA=AMOM*(2.*T+T*Y+T*Y*Y-Y**3)/((T+Y)**3)
RHOMB=AMOM*(2.*T*Y*Y+T*Y*Y-T**3)/((T+Y)**3)
P(N1)=(COLLID*T*Y*Y)/((T+Y)**2)+(-RHOMA)+P(N1)
P(H1)=- (COLLID+T*T*Y)/((T+Y)**2)-RHOMB+P(N1)
HX2=2*P1
HX1=HX2-1
F1(HX1)=-P(P1)
F1(HX2)=-P(P1)
M1=M1+KP
N1=N1+KP
518 P(N1)=COLLID*Y*Y*(3.*T+Y)/((T+Y)**3)-(RHOMA+RHOMB+AMOM)/((T+Y)+P(N1)
P(H1)=COLLID*T*T*(3.*Y+T)/((T+Y)**3)+(RHOMA+RHOMB+AMOM)/((T+Y)+P(N1)
WRITE (6,1014)
WRITE (6,1015) (I,F1(I),I=1,KK)
5 IF (L2.EQ.0) GO TO 520
DO 520 I=1,L2
C READ (5,1016) MRP,COLLID,AMOM
READ (5,/) MRP, COLLID, AMOM
WRITE (6,1032) MRP,COLLID,UT3,AMOM,UT4
P(MRP)=AMOM
H1=MRP+KP
P(H1)=COLLID
SUMH=SUMH+COLLID
520 CONTINUE
3 SUMHT=0
DO 6 I=1,N
SUMHT=SUMHT+PW(I)
6 PW(I)=P(I)+PW(I)+G(I)
SUMH=SUMH+SUMHT
WRITE (6,1030)
WRITE (6,1031) (I,P(I),PW(I),G(I),PH(I), I=1,N)
IF (JK.LF.2) GO TO 7
JKH2=JK-2

```

```

WRITE(6,1017) JK2
GO TO 8
7 WRITE(6,1018)
8 WRITE(6,8018) (I,(S(I,J),J=1,2),I=1,N)
DO 520 I=1,KN
KA=I
IF(I/2*2.EQ.I)KA=I-1
DO 520 J=1,N
529 C(I,J)=S(I,1)*A(J,KA)+S(I,2)*A(J,KA+1)
DO 530 I=KN,N
DO 530 J=1,N
530 C(I,J)=S(I,1)*A(J,I)
IF(LIST.LT.1) GO TO 6221
WRITE(6,6215)
M2=0
6298 M1=M2+1
M2=M1+1
IF(M2.GT.N)M2=N
DO 6216 I=1,N
6216 WRITE(6,6241) I,(C(I,J),J=1,N)
IF(M2.GE.N) GO TO 6221
WRITE(6,6270)
GO TO 6298
6221 DO 532 I=1,N
DO 531 J=1,N
EF(J)=0
DO 531 K=1,K
531 EF(J)=EF(J)+A(I,K)*C(K,J)
DO 5532 J=1,N
5532 A(I,J)=EF(J)
IF(LIST.LT.1) GO TO 6210
WRITE(6,6217)
M2=0
6300 M1=M2+1
M2=M1+1
IF(M2.GT.N)M2=N
DO 6218 I=1,N
6218 WRITE(6,6241) I,(A(I,J),J=1,N)
IF(M2.GE.N) GO TO 6210
WRITE(6,6270)
GO TO 6300
6210 DO 25 K=1,N
DO 20 J=1,N
20 IF(.NOT.E(K)) E(K,J)=E(K,J)/E(K,K)
DO 21 I=1,N
IF(.EQ.K) GO TO 21
DO 21 J=1,N
IF(.EQ.K) GO TO 21
E(I,J)=E(I,J)-E(K,J)*E(I,K)
21 CONTINUE

```

```

DO 22 I=1,N
22 IF(I.HE.K) F(I,K)=-E(I,K)/E(K,K)
25 E(K,K)=1./E(K,K)
DO 26 I=1,H
X(I)=0.
DO 26 K=1,H
26 X(I)=X(I)+E(I,K)*PM(K)
DO 27 I=1,H
F(I)=0.
DO 27 K=1,H
27 F(I)=F(I)+C(I,K)*X(K)
IF(JK.LT.?) GO TO 29
DO 28 I=H+1,H
28 F(I)=F(I)+G(I-KD)
29 WRITE(6,1020) UT3,UT4,UT1,UT3,UT4
DO 30 I=1,KK
30 WRITE(6,1021) I,P(I),I,X(I),I,F(I)
DO 30 I=H+1,H
NUM=I+1
35 WRITE(6,1022) I,P(I),I,X(I),I,F(I)
IF(NUM.GE.(H+1)) GO TO 43
WRITE(6,1023) (I,F(I),I=NUM,H)
43 IF(KL.GE.10) WRITE(6,1025)
WRITE(6,1024) UT3,UT4,UT3,UT5
DO 45 I=1,KK
45 F(I)=F(I)+F1(I)
V1=0.
K=KP.
J=KK
DO 50 I=1,KL
K=K+1
J=J+1
V(I)=V1-PM(K)-F(J)
50 V1=V(I)
SUM=0.
DO 52 I=1,KP
SOIP(I)=-F(I+KK)
Q(I)=X(I+KP+KL-1) * X(I+KP)
IF(Q(I).LT.0.0)Q(I)=0.0
52 SUM=SUM+SOIP(I)
L=-1
DO 54 I=1,KL
L=L+2
54 WRITE(6,1027) I,V(I),I,F(L),SOIR(I),Q(I)
FX=-F(KP)
WRITE(6,1028) KP,FX,SOIR(KP),Q(KP)
WRITE(6,1029) SUM,SUM1
LC=0
DO 59 I=KLP2,H
IF(X(I).LT.0.000001)S(I+KD,1)=0.0

```

```

IF(X(1).GT.0.000001)GO TO 61
GO TO 58
61 IF(X(I)-XMA)59,60,60
60 G(I)=-SS(I-KP)*XMA
S(I+KP,1)=0.0
58 LS(JK)=LC+1
LC=LS(JK)
59 CONTINUE
JKM1=JK-1
IF(LS(JK).LE.LS(JKM1).OR.LS(JK).EQ.KP.OR.JK.EQ.7) GO TO 6000
WRITE(6,5636)LS(JK),LS(JKM1),JK
WRITE(6,8095) JK
JK=JK+1
GO TO 498
150 STOP
1000 FORMAT(20A4)
1001 FORMAT(1H1,13X,20A4)
1002 FORMAT(3I5)
1003 FORMAT(6F10.5,2I5)
1004 FORMAT(///,10X,'SOLUCION DE UNA VIGA SOBRE UNA CIMENTACION ELASTICA
* POR EL METODO DE LOS DESPLAZAMIENTOS',///,10X,88(11J*),///
*15X,'LONGITUD DE LA VIGA' = 'F9.4,1X,A5,///'
*15X,'ANCHO DE LA VIGA' = 'F9.4,1X,A5,///'
*15X,'ESPESOR DE LA VIGA' = 'F9.4,1X,A5,///'
*15X,'MODULO DE ELASTICIDAD DE LA VIGA' = 'F9.4,1X,A5,///'
*15X,'DEFORMACION MAXIMA DEL SUELO' = 'F9.4,1X,A5,///'
*15X,'DESC. UNITARIO DE LA VIGA' = 'F9.4,1X,A5,///'
1007 FORMAT(///,14X,'MOMENTO DE INERCIA',A2,'**4)',2X,'LONGITUD DEL SE
*G',A2,///)
1008 FORMAT(5X,'SEG. NO.',2X,I2,4X,E12.6,12X,E7.4)
1010 FORMAT(1H1,///,3X,'POSICION DE CARGAS DE COLUMNAS Y DISTANCIAS A NU
*DOS',///,3X,'*****')
1**',///,5X,'COL. NO.',2X,'NUDO IZQUIERDO',2X,'NUDO DERECHO',2X,'DIST
1.NUDO IZQ.',2X,'DIST.NUDO DER.',2X,'CARGA COL.',A4,' MOMENTO COL
1.',A5,///)
1011 FORMAT(2I5,4F10.5)
1012 FORMAT(7X,I2,12X,I2,12X,I2,9X,F10.3,7X,F10.3,3X,F10.1,6X,F10.3,/)
1014 FORMAT(1H1,///,20X,'LOS MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO SON',///)
1015 FORMAT(5(I3,2X,F10.3))
1016 FORMAT(15,2F10.5)
1017 FORMAT(///,10X,'MATRIZ DE RIGIDECES MODIFICADA PARA EL CICLO NUMER
*',I4,'S')
1018 FORMAT(///,10X,'LA MATRIZ DE RIGIDECES INICIAL EN DOS COLUMNAS ES
*',///)
1020 FORMAT(1H1,9X,'MATRIZ DE CARGAS',5X,'DEFORMACIONES DE JUNTAS',8X
*',MATRIZ DE FUERZAS',8X,'(A4,0,A5,') ES',6X,'(A2,0
*ADIANTES SON',11X,'(A4,0,A5,') ES',/)
1021 FORMAT(7X,'DIR.CARG',I3,F10.4,3X,'DIR.JUNTAS',I3,F13.8,5X,'MOMENTO
*',I4,F10.4)
1022 FORMAT(7X,'DIR.CARG',I3,F10.4,3X,'DIR.JUNTAS',I3,F13.8,5X,'FUERZA

```

```

* ' 15 F10.4 )
1023 FORMAT(62X,'FUERZA ',16,F10.4)
1024 FORMAT(///,5X,'CORTANTE EN CADA',6X,'MCM. FLEX. C/HUDD',4X,'REACCI
ON DEL SUELO',5X,'PRESION SUELO',/,5X,'SEGMENTO ',A4,10X,A5,
*21X,A4,15X,A8,/)
1025 FORMAT(1111)
1027 FORMAT(5X,I2,F10.5,13X,I2,F15.4,5X,F15.4,8X,FR.3)
1028 FORMAT(27X,I2,F15.4,5X,F15.4,8X,FR.3,/)
1029 FORMAT(10X,'SUMA DE LAS REACCIONES DEL SUELO',7X,F15.4,17X,'(',
*F10.3,8X,')',/)
1030 FORMAT(///,8X,'MATRIZ P',3X,'MATRIZ EN WT',3X,'MATRIZ SUELO',3X,'S
*UM = CM(I)')
1031 FORMAT(5X,I2,F11.3,3X,F10.3,4X,F10.3,4X,F10.3)
1032 FORMAT(///,5X,'PUNTO HUDD COL=',13,5X,'F=',F8.2,1X,A4,3X,'MOMENTO
*COL',F9.3,1X,A4)
1042 FORMAT(15,F10.4)
5636 FORMAT(///,5X,'LS(JK) ',I3,' LS(JKH1) =',I3,' JK =',I3)
6215 FORMAT(101,/,5X,'LA MATRIZ SAT X 10**3',/)
6217 FORMAT(///,10X,'LA MATRIZ ASAT X 10**3',/)
6241 FORMAT(2X,I2,-3P12F10.4)
6270 FORMAT(///)
7600 FORMAT(F10.5)
7601 FORMAT(///,20X,'MODULOS DE REACCION DEL SUELO',/,
* 20X,'*****',/,
* 20X,' VICA MODULO ',A8)
7002 FORMAT(//,23X,I2,7X,F10.3)
8005 FORMAT(1111,10X,'CALCULOS PARA EL CICLO ',I3,/)
8011 FORMAT(1111,
*//,20X,'LA MATRIZ A QUE RELACIONA FZAS. INTERNAS CON EXTERNAS',
* F5,/)
8015 FORMAT(//,3X,I2,3X,16F7.3)
8016 FORMAT(1111,/,10X,'LA PARTE ADICIONAL DE LA MATRIZ A ES',/)
8018 FORMAT(10X,I3,5X,F12.2,5X,F12.2)
END

```

ANEXO C2

LISTADO DE RESULTADOS

SOLUCION DE UNA VIGA SOBRE UNA CIMENTACION ELASTICA POR EL METODO DE LOS DESPLAZAMIENTOS

LONGITUD DE LA VIGA = 30.0000 M
 ANCHO DE LA VIGA = 12.0000 M
 ESPESOR DE LA VIGA = 2.0000 M
 MODULO DE ELASTICIDAD DE LA VIGA = 215000. TON/M**2
 DEFORMACION MAXIMA DEL SUELO = 32.7000 CM
 PESO UNITARIO DE LA VIGA = 0.0000 TON/M**3

MODULOS DE REACCION DEL SUELO

 VIGA MODULO TON/M**3

1	11.290
2	9.040
3	7.780
4	7.140
5	6.600
6	6.700
7	6.800
8	7.140
9	7.600
10	9.040
11	11.290

MOMENTO DE INERCIA (M **4) LONGITUD DEL SEG. M

1	0.000000	0.00000
2	0.000000	0.00000
3	0.000000	0.00000
4	0.000000	0.00000
5	0.000000	0.00000
6	0.000000	0.00000
7	0.000000	0.00000
8	0.000000	0.00000
9	0.000000	0.00000
10	0.000000	0.00000
11	0.000000	0.00000

POSICION DE CARGAS DE COLUMNAS Y DISTANCIAS A NUDOS

COL NO	NUDO IZQUIERDO	NUDO DERECHO	DIST. NUDO IZQ.	DIST. NUDO DER.	CARGA COL., TON	MOMENTO COL., TON
1	1	2	1.500	1.500	160.0	0.000
2	4	5	1.500	1.500	200.0	0.000
3	7	8	1.500	1.500	200.0	0.000
4	10	11	1.500	1.500	160.0	0.000

4
5
6
7
8
9
0
1

2
3
4
5
6
7
8
9
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
0
1

0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
0
1

MATRIZ DE CARGAS
(TON O TON-M) ES

DIR.	CARG	1	60	0000
DIR.	CARG	2	60	0000
DIR.	CARG	3	60	0000
DIR.	CARG	4	60	0000
DIR.	CARG	5	60	0000
DIR.	CARG	6	60	0000
DIR.	CARG	7	60	0000
DIR.	CARG	8	60	0000
DIR.	CARG	9	60	0000
DIR.	CARG	10	60	0000
DIR.	CARG	11	60	0000
DIR.	CARG	12	60	0000
DIR.	CARG	13	60	0000
DIR.	CARG	14	60	0000
DIR.	CARG	15	60	0000
DIR.	CARG	16	60	0000
DIR.	CARG	17	60	0000
DIR.	CARG	18	60	0000
DIR.	CARG	19	60	0000
DIR.	CARG	20	60	0000
DIR.	CARG	21	60	0000
DIR.	CARG	22	60	0000

DEFORMACIONES DE JUNTAS
(U O RADIANTES) SON

DIR.	JUNTAS	1	0	0012	0938
DIR.	JUNTAS	2	0	0010	0615
DIR.	JUNTAS	3	0	0010	0715
DIR.	JUNTAS	4	0	0008	0711
DIR.	JUNTAS	5	0	0000	0044
DIR.	JUNTAS	6	0	0003	0511
DIR.	JUNTAS	7	0	0006	0379
DIR.	JUNTAS	8	0	0008	0703
DIR.	JUNTAS	9	0	0010	0623
DIR.	JUNTAS	10	0	0010	0631
DIR.	JUNTAS	11	0	0012	0589
DIR.	JUNTAS	12	0	0014	0589
DIR.	JUNTAS	13	0	0017	0448
DIR.	JUNTAS	14	0	0020	0309
DIR.	JUNTAS	15	0	0023	0309
DIR.	JUNTAS	16	0	0025	0249
DIR.	JUNTAS	17	0	0027	0249
DIR.	JUNTAS	18	0	0028	0255
DIR.	JUNTAS	19	0	0028	0255
DIR.	JUNTAS	20	0	0028	0255
DIR.	JUNTAS	21	0	0028	0255
DIR.	JUNTAS	22	0	0028	0255

MATRIZ DE FUERZAS
(TON O TON-M) ES

MOMENTO	1	60	0000
MOMENTO	2	-61	0000
MOMENTO	3	-61	0000
MOMENTO	4	-61	0000
MOMENTO	5	-61	0000
MOMENTO	6	-61	0000
MOMENTO	7	-26	0000
MOMENTO	8	-26	0000
MOMENTO	9	-26	0000
MOMENTO	10	-26	0000
MOMENTO	11	-16	0000
MOMENTO	12	-16	0000
MOMENTO	13	-16	0000
MOMENTO	14	-16	0000
MOMENTO	15	-11	0000
MOMENTO	16	-11	0000
MOMENTO	17	-11	0000
MOMENTO	18	-11	0000
MOMENTO	19	-11	0000
MOMENTO	20	-11	0000
MOMENTO	21	-11	0000
MOMENTO	22	-11	0000
FUERZA	23	34	55
FUERZA	24	34	55
FUERZA	25	34	55
FUERZA	26	34	55
FUERZA	27	34	55
FUERZA	28	34	55
FUERZA	29	34	55
FUERZA	30	34	55
FUERZA	31	34	55

COSTANTE EN CADA
SEGMENTO TON

MON. FLEX. C/BUDD
TON-IN

REACCION DEL SUELO
TON

PRESION SUELO
TON/IN*2

1 22.747
7 1.10249
2 7.03070
3 1.85310
4 1.41757
5 1.39756
6 1.37741
7 1.45047
8 1.21522
9 1.13559
10 -7.05277

1 50.0000
2 71.3075
3 15.3160
4 194.7911
5 247.0446
6 165.1291
7 246.9791
8 124.5606
9 14.8209
10 21.1534
11 0.0000

87.1025
70.8673
61.8883
77.5597
55.7746
58.5000
55.2681
67.5463
62.0757
70.8747
87.0528

2.420
1.960
1.710
1.500
1.535
1.516
1.535
1.560
1.723
1.368
2.418

SUMA DE LAS REACCIONES DEL SUELO

720.0000

(720.000)