

227
77

Universidad Nacional Autónoma de México
FACULTAD DE INGENIERIA



INTERACCION SISMICA
SUELO - CIMENTACION - ESTRUCTURAS

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A:

CARLOS ALBERTO GUEVARA DE LEON

MEXICO, D. F.

1982



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

FACULTAD DE INGENIERIA
EXAMENES PROFESIONALES
60-1-294



UNIVERSIDAD NACIONAL
AREQUIPA

Al Pasante señor CARLOS ALBERTO GUEVARA DE LEON,
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor M. I. Gustavo Rafael Aranda Hernández, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

INTERACCION SISMICA SUELO-CIMENTACION-ESTRUCTURAS

1. Introducción.
2. Interacción sísmica suelo-cimentación-estructura.
3. Aplicaciones.
4. Conclusiones.
5. Referencias.
Tablas y figuras.

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Ca. Universitaria, 25 de marzo de 1982
EL DIRECTOR

JAVIER JIMENEZ SPRITU

JJE/OBLH/ser

I N D I C E

1.	INTRODUCCION	1
2.	INTERACCION SISMICA SUELO-CIMENTACION- ESTRUCTURA	7
2.1	<u>Análisis modal espectral</u>	7
2.1.1	Respuesta estructural	11
2.2	<u>Representación discreta equivalente del suelo de cimentación</u>	13
2.2.1	Análisis del sistema	14
3.	APLICACIONES	19
3.1	<u>Análisis modal espectral</u>	19
3.2	<u>Representación discreta equivalente del suelo de cimentación</u>	26
4.	CONCLUSIONES	30
5.	REFERENCIAS	32
	TABLAS Y FIGURAS	35

1. INTRODUCCION

El concepto de interacción suelo-cimentación ha surgido al notarse los efectos que presentan las propiedades de la estructura y las condiciones locales del suelo en el movimiento del sistema estructura-cimentación-suelo. Es bien sabido que los movimientos de campo libre sufren modificaciones debido a la presencia de construcciones, por consiguiente, el fenómeno de interacción está afectado especialmente por el mecanismo de intercambio de energía entre la estructura y el suelo. Su principal efecto consistirá en modificar las características frecuenciales y, por ende, la respuesta. El problema de interacción suelo-cimentación ha sido estudiado de manera extensa, tanto en lo concerniente a problemas sísmicos, como en la vibración de cimentaciones debido a maquinaria. En la literatura sobre el tema se encuentra que ya en 1935 Sezawa investigaba el problema; así también, en 1938, Jacobsen profundizó sus estudios al respecto. En 1967, Parmelee presentó una revisión-completa de los trabajos efectuados hasta 1965 en este campo (ref. 16).

Las soluciones encontradas generalmente han partido del estudio de vibraciones de placas rígidas apoyadas en semiespacios elásticos. La complejidad de los planteamientos ha obligado a hacer simplificaciones. Así, en cuanto a su geometría las placas usualmente han sido circulares o rectangulares; el suelo se ha idealizado como un semiespacio-isótropo homogéneo y elástico lineal; se han empleado vibraciones estacionarias; se han supuesto distribuciones de esfuerzos de contacto, entre placa y suelo, correspondientes a cargas estáticas, independientes de la frecuencia de excitación.

En algunos casos se han obtenido soluciones exactas que -- permiten apreciar la aceptabilidad de esas hipótesis desde un punto de vista ingenieril.

El problema de interacción ha sido llevado un poco más allá del estudio de las vibraciones de placas; así en la literatura se encuentran estudios de interacción de muros de cortante apoyados en cimentación semicilíndrica (ref.12) Kobori y asociados presentaron en 1966 la solución para vigas de cortante en voladizo, cimentadas en zapatas rectangulares; Koronev, Iljichov y Reznikov formularon en 1969 el problema para un rodillo en voladizo de propiedades variables, incluyendo fricción interna; Parmelee y coautores, de 1967 a 1969, escribieron varios artículos donde estudian el empleo de los modelos de parámetros concentrados en la interacción suelo-estructura. En 1969, Yamahara presentó -

un trabajo donde comparó experimentalmente el comportamiento de estructuras rígidas; Scavuzzo, Bailey y Raftopoulos, en 1969, estudiaron el efecto de interacción en los espectros de respuesta (ref. 8).

También se ha trabajado en problemas de cimentaciones apoyadas en un estrato de suelo blando que descansa sobre una base rígida (ref.21); asimismo, se cuenta con soluciones para cimentaciones apoyadas en pilotes (refs. 7 y 14); -- recientemente, Ukaji (ref. 19) estudió el problema de interacción suelo-cimentación-estructura haciendo planteamientos elasto-plásticos; Novak ha estudiado los efectos del suelo en la respuesta ante viento y sismo de estructuras con un comportamiento básicamente de flexión (ref. 15); Arya y Paul investigaron la respuesta de chimeneas altas -- incluyendo efectos de interacción (ref. 2).

Cabe mencionar que también se han estudiado los efectos de interacción en otros tipos de estructuras, tales como presas, puentes, torres, instalaciones nucleares masivas, etc.

En el desarrollo de la metodología se puede decir que -- han surgido dos escuelas; una pretende representar al suelo modelándolo con parámetros discretos (masas concentradas, amortiguadores y resortes) y la otra con elementos finitos. El primer enfoque consiste fundamentalmente en definir parámetros para cada grado de libertad que se desee tomar en cuenta, con la idea de que el acoplamiento que pueda

existir entre ellos se represente correctamente.

Este procedimiento es útil y de gran sencillez ya que se asemeja bastante a los que se han empleado tradicionalmente en dinámica estructural. Bastará adicionar a las ecuaciones que definen el movimiento de la supraestructura, -- tantas otras como grados de libertad se consideraron en la subestructura.

Al emplear este camino es importante hacer hincapié en el hecho de que los parámetros varían con la frecuencia de vibración, ya que en cada frecuencia deben ajustarse dos factores: la amplitud de la respuesta y su defasamiento con respecto a la excitación armónica; sin embargo para poder considerar los parámetros independientes de la frecuencia debe satisfacerse, al menos, la condición de que la rigidez del resorte se obtenga con una carga que no provoque ni consolidación ni deformaciones plásticas apreciables en el suelo. El valor de la constante del amortiguador debe fijarse de acuerdo con la amplitud de las frecuencias resonantes, de tal forma que para valores admisibles de la relación de Poisson, $0 \leq \nu \leq 0.5$, y frecuencias forzadas, -- $0 \leq \omega \leq \infty$, la amplitud calculada de la respuesta no difiera de la solución exacta en más de 30% (ref. 10).

El procedimiento de elementos finitos se emplea en la actualidad para obtener soluciones numéricas de problemas bi o tridimensionales. Sin embargo, la facilidad de manejo que representa el modelo de parámetros concentrados mencio

nado anteriormente, ha hecho que se combinen ambos. Así, - se encuentran en la literatura trabajos tendientes a resolver el problema de interacción depósito de suelo-cimentación-estructura, donde se combinan parámetros discretizados con elementos finitos (ref. 18). Incluso se han hecho investigaciones para estudiar este problema en un marco de referencia tridimensional. (ref. 11)

En cuanto a los modelos que utilizan el método de elementos finitos, cabe mencionar que la mayoría de ellos presentan dificultades para una correcta especificación de las condiciones de frontera. Algunos autores han incurrido en el desatino de "alejar" las fronteras para evitar que las reflexiones artificiales alteren la solución del problema; esto aparte de que es poco práctico se traduce en obtener procesos de cálculo costosos. Para evitar estos inconvenientes es recomendable emplear un planteamiento del tipo de las "fronteras activas eficientes" (ref. 1).

El presente trabajo tiene por objeto aplicar a casos específicos algunos métodos ya desarrollados de interacción suelo-cimentación-estructura; éstos se conocen con los nom -- bre de Análisis Modal Espectral y Representación Discreta Equivalente del Suelo de Cimentación. Con el fin de facilitar los cálculos se proporcionan gráficas que sirven para valuar parámetros de rigideces y de amortiguamientos. Finalmente, se muestra la influencia del medio de cimentación en la respuesta estructural; se examina el efecto del

fenómeno de interacción en las características frecuenciales del sistema y se hacen comparaciones con la respuesta de la estructura obtenida sin los efectos de interacción.

2. INTERACCION SISMICA SUELO-CIMENTACION-ESTRUCTURA

Debido a la flexibilidad del terreno de apoyo, la respuesta sismica de una estructura diferirá de la que se obtendría si estuviera desplantada sobre un suelo rígido. -- Principalmente se obtendrá una reducción en la frecuencia fundamental del sistema y una variación en la fracción de amortiguamiento crítico para el primer modo; consecuentemente, la respuesta estructural sufrirá modificaciones. -- Por otra parte, el movimiento del terreno se verá afectado por la presencia de construcciones y será diferente al de campo libre.

En este capítulo se presentan dos métodos para considerar el efecto de interacción suelo-cimentación-estructura; uno de ellos está basado en el análisis modal y el otro en una representación discreta del suelo de cimentación.

2.1 Análisis modal espectral

El método se basa (ref. 5), en que la respuesta de un modelo estructura-cimentación puede hallarse a partir de un conjunto desacoplado de osciladores lineales de un gra-

do de libertad, con amortiguamiento viscoso y sometidos a una excitación modificada, que descansan en suelo rígido. Cada oscilador equivalente está definido por una frecuencia natural no amortiguada, $\hat{\omega}_1$, y una relación de amortiguamiento crítico, $\hat{\eta}_1$. Para el caso de un edificio esto es equivalente a decir que su frecuencia fundamental, ω_1 , para cuando se desplanta en terreno firme, se reduce a un valor $\hat{\omega}_1$ al incluir los efectos de flexibilidad del suelo. De manera semejante, el coeficiente de amortiguamiento crítico modal, η_1 , se sustituirá por $\hat{\eta}_1$.

Los parámetros modificados servirán para calcular la respuesta del medio de cimentación, la cual se supondrá que está constituida por un desplazamiento u_0 de traslación horizontal del centro de gravedad de la masa y una rotación φ alrededor de un eje que bisecta a la base (punto j, figs. 3 y 4). Ambas están relacionadas con el desplazamiento horizontal, V_1 , del primer nivel del edificio.

Para aplicar este método a un caso específico, es conveniente determinar antes otros parámetros que servirán para definir al sistema suelo-cimentación-estructura. Así pues, se tiene que:

$$\theta_1 = \frac{M_1}{K_h} \omega_1^2 \quad 2.1$$

$$\theta_2 = \frac{H_1}{a} \quad 2.2$$

$$\theta_3 = \frac{m_0}{M_1} \quad 2.3$$

$$\theta_4 = \left(\frac{\sqrt{h} \rho a^3}{M_1} \right)^{1/2} \quad 2.4$$

$$\theta_5 = \Omega \frac{G_s}{G} \frac{L}{a} \quad 2.5$$

donde θ_1 mide la relación entre la primera masa modal M_1 , de la supraestructura y la rigidez, K_h , del medio de cimentación; θ_2 es una relación de altura del primer entre piso al radio de la cimentación; θ_3 mide la masa relativa de la cimentación; θ_4 es la densidad relativa de masa de la cimentación y la supraestructura; θ_5 relación de rigidez del suelo de relleno y el de desplante, afectada por la profundidad relativa de desplante y las características de ambos suelos en cuanto a sus presiones de contacto.

Además, a = radio de la base si ésta es circular o el radio equivalente de un círculo cuya área es igual al área de la base, si es que tiene forma rectangular o poligonal; m = masa de la cimentación; ρ = densidad del suelo; L = profundidad de desplante de la cimentación; $\delta = L/a$, profundidad relativa de desplante; G_s = módulo de rigidez al --

cortante del suelo de relleno adyacente a la cimentación;-
 G = módulo de rigidez al cortante correspondiente al suelo subyacente a la cimentación y Ω = coeficiente que mide el grado de compactación del suelo subyacente a la cimenta --
 ción, vale cero si se espera que durante una excitación de intensidad media la cimentación se separe del suelo subya--
 ciente y vale uno para condiciones de adherencia perfecta.
 Además, M_1 y H_1 son la primera masa modal y la primera--
 altura modal, respectivamente, que se calculan como:

$$M_1 = \frac{(\sum m_i x_{i1})^2}{\sum m_i x_{i1}^2} \quad 2.6$$

$$H_1 = \frac{\sum m_i h_i x_{i1}}{\sum m_i x_{i1}} \quad 2.7$$

en estas ecuaciones se tiene que m_i = masa del nivel i ; -
 h_i = altura medida desde el centro de gravedad de la cimen--
 tación hasta el nivel i y x_{i1} = desplazamiento del ni --
 vel i en el primer modo de vibración de la estructura.
 La rigidez K_h que aparece en la ec. 2.1 está dada por --
 (refs. 5 y 17)

$$K_h = \sqrt{h} G a \quad 2.8$$

donde \sqrt{h} es un parámetro que depende del tipo de movi -

miento considerado, horizontal, vertical, volteo y torsión y de la forma de la base, circular o rectangular (ref.17).

Después que se han calculado estos parámetros, la frecuencia reducida, $\hat{\omega}_1$, se obtiene a partir de la relación de frecuencia de resonancia dada por:

$$\alpha = \frac{\hat{\omega}_1}{\omega_1} \quad 2.9$$

En la ref. 5 aparecen las expresiones analíticas para calcular los parámetros α y $\hat{\omega}_1$ y un conjunto de curvas que facilitan esa tarea. En este trabajo se calcularon adicionalmente valores de $\hat{\eta}_1$ (figs. 1 y 2) con el fin de cubrir otros tipos comunes de estructuras.

2.1.1 Respuesta estructural

La respuesta sísmica del sistema se calcula por superposición modal. En primer lugar se obtienen las frecuencias naturales de vibración, fracciones de amortiguamiento crítico modal y los factores de participación modal; todo esto para el caso de que la estructura esté desplantada en terreno firme.

La respuesta en el primer modo se calcula empleando la frecuencia reducida $\hat{\omega}_1$, el coeficiente de amortiguamiento $\hat{\eta}_1$ y un factor de participación modal calculado como el pro -

ducto de α_2^2 por el factor de participación que resulta cuando la estructura se apoya en base rígida. Al final, deberán calcularse el giro $\varphi(t)$ y la deformación $u_0(t)$ de la base a partir del desplazamiento del primer nivel, $V_1(t)$ debido a la deformación que presentan las columnas del -- primer entrespacio en el modo fundamental.

Haciendo algunas simplificaciones de tipo ingenieril, -- las expresiones matemáticas resultantes para tal fin son -- (ref. 5):

$$h_1 \varphi(t) = 0.638 \theta_1 \theta_2 \frac{H_1}{h_1} V_1(t) \quad 2.10$$

$$u_0(t) = \theta_1 V_1(t) \quad 2.11$$

Para los modos superiores se desprecian los efectos de -- interacción, ya que se sabe que la contribución de ellos -- al momento de volteo es pequeña, siempre y cuando se trate de sistemas lineales clásicos en los que el modo fundamental está dado por una línea recta (ref. 4).

Para aceptar lo anterior en ocasiones será suficiente que -- la masa del modo fundamental sea del orden del 80 % de la -- masa total.

2.2 Representación discreta equivalente del suelo de cimentación.

Para aplicar este método el terreno que rodea a la cimentación, deberá remplazarse por elementos discretos equivalentes; esto se hace con el fin de representar la fuerza cortante horizontal y el momento de volteamiento en la base. Los elementos equivalentes serán resortes de rigidez K_h y K_m , y amortiguadores con coeficientes C_h y C_m (figs. 4 y 5).

Para acciones horizontales los valores de K_h y C_h se calculan con las ecuaciones:

$$K_h = \Psi_h G a \quad 2.12.a$$

$$C_h = \gamma_h \frac{G a^2}{V_B} \quad 2.12.b$$

mientras que para el volteo, K_m y C_m se obtienen mediante:

$$K_m = \Psi_m \frac{G a^3}{h_1^2} \quad 2.12.c$$

$$C_m = \gamma_m \frac{G a^4}{V_B h_1^2} \quad 2.12.d$$

en estas ecuaciones, G y a tienen el mismo significado que en el método anterior; $V_s = \sqrt{G/\rho}$, es la velocidad de ondas de cortante; ψ_h , ψ_m , γ_h y γ_m son parámetros que se obtienen a partir de las funciones de impedancia, correspondientes a las reacciones del suelo bajo la base, sus valores aparecen en las figs. 6 a 9 para distintas condiciones y h_1 = altura desde el centro de gravedad de la cimentación hasta el primer nivel de la estructura.

2.2.1. Análisis del sistema

En principio, se supone que el problema puede representarse con el comportamiento de un modelo lineal, el cual solo admite deformaciones pequeñas; además, que la excitación sísmica está constituida por ondas de cortante polarizadas horizontalmente que se propagan en dirección vertical. Entonces, las ecuaciones que gobiernan el movimiento pueden establecerse fácilmente; así el equilibrio de fuerzas horizontales en la supraestructura está dado por:

$$M_E \ddot{x} + C_E \dot{u} + K_E u = 0 \quad 2.13$$

El equilibrio de fuerzas horizontales tomando en cuenta la inercia de la cimentación y los elementos equivalentes del

suelo, conduce a :

$$\sum_{i=1}^n (m_i \ddot{x}_i) + m_0 (\ddot{u}_0 + \ddot{x}_0) + c_h \dot{u}_0 + K_h u_0 = 0 \quad 2.14$$

Del equilibrio de momento, tomando en cuenta la cimentación y los elementos que representan al suelo, se obtiene que:

$$\sum_{i=1}^n m_i \ddot{x}_i h_i + \left[\frac{\sum m_i + m_0}{4} a^2 \right] \ddot{\varphi} + C_m \dot{\varphi} + K_m \varphi = 0 \quad 2.15$$

donde M_E , C_E , K_E = matrices de masas, amortiguamientos y rigideces, respectivamente, de la estructura apoyada en base rígida; m_i = masa concentrada en el nivel i ; \ddot{x}_i = aceleración total del nivel i ; \dot{u}_i y u_i = velocidad y desplazamiento, relativos, del nivel i ; m_0 = masa de la cimentación; u_0 = desplazamiento relativo de la cimentación; x_0 = desplazamiento del terreno y φ = giro de la cimentación. Los demás términos tienen el significado que se les dió anteriormente.

En forma matricial las ecuaciones 2.13 a 2.15, pueden escribirse como:

$$M \ddot{\underline{u}} + C \dot{\underline{u}} + K \underline{u} = \underline{P} \quad 2.16$$

donde M , C , K son matrices que toman en cuenta todas las características del sistema, y el vector de cargas P , está dado por:

$$P = - \ddot{x}_0 \begin{bmatrix} m_1 \\ m_2 \\ \vdots \\ m_i \\ \sum_{i=1}^n m_i + m_0 \\ \sum_{i=1}^n m_i \frac{h_i}{h_1} \end{bmatrix} \quad 2.17$$

En la ecuación 2.13, las matrices C_E y K_E se pueden calcular en forma directa. En cuanto a la de amortiguamientos, se tienen varios criterios para su evaluación (referencias 3 y 18). Se ha encontrado que un criterio conveniente es el que se da a continuación (ref. 3):

$$C_E = A B A^T \quad 2.18$$

donde $A = M_E^{-1} X$, es la matriz de masas modales normalizadas;

X = matriz de formas modales, de $n \times n$; además, B es una matriz diagonal cuyos términos se calculan de la siguiente forma:

$$b_r = \frac{2 \xi_r \omega_r}{M_r} \quad 2.19$$

siendo ξ_r = fracción de amortiguamiento del modo r ; ω_r = frecuencia del modo r ; $M_r = \underline{X}_r^T M_E \underline{X}_r$ y \underline{X}_r = vector de la forma modal para el modo r .

Por otra parte, es bien conocido que para el tipo de estructura como la que se tiene, la matriz K_E puede calcularse como:

$$K_E = \begin{bmatrix} k_1+k_2 & -k_2 & 0 & \dots & 0 \\ -k_2 & k_2+k_3 & -k_3 & \dots & 0 \\ 0 & -k_3 & k_3+k_4 & \dots & 0 \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ 0 & 0 & 0 & & k_n \end{bmatrix} \quad 2.20$$

donde k_i = rigideces del entrepiso i .

El sistema de $n + 2$ ecuaciones simultáneas dado en la ecuación 2.16, se puede resolver por cualquiera de los métodos convencionales, por ejemplo, el de superposición modal o el de integración directa (refs. 3 y 9).

3. APLICACIONES

A continuación se presenta la solución de dos problemas con el fin de ilustrar los métodos descritos en el capítulo anterior. La primera aplicación muestra la manera de tomar en cuenta el efecto de interacción suelo-cimentación-estructura en un edificio de tres niveles (fig.3), de acuerdo con el criterio de análisis modal espectral.

3.1 Análisis modal espectral

Para calcular la frecuencia disminuida, ω_1 , se cuenta con los siguientes datos:

Radio equivalente de la planta, $a = 2.37$ m

Densidad de masa del suelo de cimentación, $\rho = 0.195$ t-seg²/m⁴

Masa de la cimentación, $m_0 = 1.69$ t-seg²/m

Profundidad de la cimentación, $L = 1.50$ m

Rigidez a cortante del suelo adyacente, $G_s = 4590$ t/m²

Rigidez a cortante del suelo- $G = 4590 \text{ t/m}^2$
 subyacente
 Coeficiente de compactación. $\Omega = 1.0$.

Para conocer el valor de la primera masa modal, M_1 , es necesario resolver el problema clásico de valores y vectores característicos de la supraestructura. Tomando en cuenta los valores de pesos y rigideces indicados en la fig. 3, se obtiene que la matriz de configuraciones modales y el vector de frecuencias, calculadas con el método de Stodola Vianello, están dados por:

$$X = \begin{bmatrix} 1.0000 & 1.0000 & 1.0000 \\ 2.1861 & 0.9999 & -0.6861 \\ 3.1861 & -2.0000 & 0.3138 \end{bmatrix}$$

$$\underline{\omega} = \begin{bmatrix} 15.45 \\ 34.31 \\ 50.00 \end{bmatrix} \text{ rad/seg}$$

de aquí se conoce directamente que:

$$X_{11} = \begin{bmatrix} 1.0000 \\ 2.1861 \\ 3.1861 \end{bmatrix}$$

La primera masa modal, calculada con la ecuación 2.6, resulta ser:

$$M_1 = 10.72 \text{ t-seg}^2/\text{m}$$

El vector h_1 en este caso tiene los siguientes valores:

$$h_1 = \begin{bmatrix} 3.75 \\ 6.75 \\ 9.75 \end{bmatrix} \text{ m}$$

empleando estos valores en la ecuación 2.7, se obtiene que la primera altura modal es:

$$H_1 = 6.97 \text{ m}$$

Además, con los valores:

$$\begin{aligned} \bar{V}_h &= 4.72 \\ K_h &= 51345.5 \text{ t/m} \\ \delta &= 0.5 \end{aligned}$$

y con los ya conocidos para ω_1 y ρ , se pueden emplear las ecuaciones 2.1 a 2.5 con lo que resulta:

$$\begin{aligned} \theta_1 &= 0.05 \\ \theta_2 &= 2.94 \approx 3.0 \end{aligned}$$

$$\theta_3 = 0.1576$$

$$\theta_4 = 1.069$$

$$\theta_5 = 0.5$$

Con lo parámetros calculados, de la referencia 5 se obtiene que:

$$\alpha = 0.84$$

lo cual conduce a que

$$\hat{\omega}_1 = 12.978 \text{ rad/seg}$$

que resulta ser del orden de 84% de ω_1

Para calcular el amortiguamiento modificado, $\hat{\eta}_1$, puede consultarse el trabajo citado. A este respecto es importante observar lo siguiente, si se considera que el amortiguamiento del suelo, D_1 , es de 0.05, podrían analizarse dos posibilidades: si la estructura tiene un amortiguamiento $\eta_1 = 0.5\%$, el amortiguamiento modificado resulta ser $\hat{\eta}_1 = 3.3\%$; por otra parte, si $\eta_1 = 5\%$, se obtiene que $\hat{\eta}_1 = 5\%$. Como puede observarse, el efecto de interacción es más notable en edificios poco amortiguados.

Para evaluar la respuesta, deben calcularse los factores de participación modal:

$$c_j = \frac{\sum m_i X_{ij}}{\sum m_i X_{ij}^2} \quad 3.1$$

con lo cual se obtiene:

$$\begin{aligned} c_1 &= 0.44 \\ c_2 &= 0.249 \\ c_3 &= 0.309 \end{aligned}$$

Como se dijo en el capítulo 2, el coeficiente reducido de participación modal del primer modo está dado por:

$$\tilde{c}_1 = 0.3104$$

Los períodos resultan ser:

$$\begin{aligned} \tilde{T}_1 &= 0.4840 \text{ seg} \\ T_2 &= 0.1830 \text{ seg} \\ T_3 &= 0.1256 \text{ seg} \end{aligned}$$

Cabe hacer una aclaración ya que, dependiendo del valor del amortiguamiento $\hat{\eta}_1$, los valores de las ordenadas espectrales podrán modificarse. En este aspecto, es de desearse - que el espectro de diseño que se emplee esté obtenido con - un amortiguamiento semejante a $\hat{\eta}_1$. En este sentido po --

dría valer la pena profundizar más, siempre y cuando la importancia de la estructura lo justifique.

En la presente aplicación, se empleará el criterio -- del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (ref. 13) para definir los espectros de diseño. Se supondrá que la estructura pertenece al grupo B, que es de tipo I y está desplantada en terreno compresible. Entonces, de acuerdo con los períodos ya conocidos, las ordenadas es tán dadas por:

$$\begin{aligned} a_1 &= 0.1689 \\ a_2 &= 0.1011 \\ a_3 &= 0.0882 \end{aligned}$$

Las aceleraciones de diseño tienen los valores siguientes:

$$\begin{aligned} \Lambda(T_1) &= 39.76 \text{ cm/seg}^2 \\ \Lambda(T_2) &= 23.80 \text{ cm/seg}^2 \\ \Lambda(T_3) &= 20.76 \text{ cm/seg}^2 \end{aligned}$$

La respuesta del sistema, expresada en términos de los desplazamientos máximos de la estructura, se calculará como:

$$u_{i \max} = \frac{\Lambda(T_i)}{\omega_i^2} c_i X_{ij} \quad 3.2$$

$$\begin{aligned} i &= 1, \dots, \text{No. modos} \\ j &= 1, \dots, \text{No. g. de 1,} \\ \text{con } \omega_j &= \omega_j \end{aligned}$$

al sustituir valores se obtiene que:

$$u_{1_{\max}} = \begin{bmatrix} 0.0733 \\ 0.1602 \\ 0.2335 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$u_{2_{\max}} = \begin{bmatrix} 0.0050 \\ 0.0050 \\ -0.0100 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$u_{3_{\max}} = \begin{bmatrix} 0.0025 \\ -0.0017 \\ 0.0008 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

Las respuestas modales se calcularán de acuerdo con el criterio del art. 241 del reglamento citado; entonces para -- los desplazamientos se tiene que:

$$u_1 = 0.0735 \text{ cm}$$

$$u_2 = 0.1603 \text{ cm}$$

$$u_3 = 0.2337 \text{ cm}$$

Para calcular el giro de la base y la deformación horizontal del terreno subyacente, se aplican las ecuaciones 2.10 y 2.11; tomando $V_1(t) = u_1$, se obtiene que:

$$\begin{aligned}\varphi(t) &= 0.00357 \quad \text{rad} \\ u_0(t) &= 0.00376 \quad \text{cm}\end{aligned}$$

En la figura 10 se muestra la comparación entre la respuesta de esta estructura para cuando se consideran efectos de interacción y para cuando se desprecian.

3.2 Representación discreta equivalente del suelo de cimentación.

El sistema que se analizará es el que aparece en la figura 4. Aparte de los datos que ahí se indican, se tiene lo siguiente:

$$\begin{aligned}u &= 2.40 \quad \text{m} \\ G &= 4590 \quad \text{t/m}^2 \\ \rho &= 0.195 \quad \text{t-seg}^2/\text{m}^4 \\ G_B &= 4590 \quad \text{t/m}^2 \\ V_B &= 153.42 \quad \text{m/seg}\end{aligned}$$

con lo cual se obtiene que:

$$\begin{aligned}M_1 &= 3.94 \quad \text{t-seg}^2/\text{m} \\ H_1 &= 5.6738 \quad \text{m} \\ \theta_1 &= 0.0347 \\ \theta_2 &= 2.3640\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\theta_4 &= 1.2184 \\ h_1 &= 3.75 \text{ m}\end{aligned}$$

La solución del problema de valores y vectores característicos conduce a que:

$$\underline{\omega} = \begin{bmatrix} 14.5217 \\ 31.0477 \\ 46.0995 \end{bmatrix} \text{ rad/seg}$$

El valor de $\hat{\omega}_1$ se obtiene de la referencia 5, al calcular el valor de α ; entonces para:

$$\begin{aligned}\alpha &= 0.97 \\ \hat{\omega}_1 &= 14.08 \text{ rad/seg}\end{aligned}$$

Para calcular las rigideces K_h y K_m y los coeficientes de amortiguamiento C_h y C_m , se utilizan las curvas de las figuras 6 a 9, en las que se emplean como argumentos el valor de δ y el de a_0 , siendo:

$$a_0 = \frac{\hat{\omega}_1^a}{v_B} \quad 3.3$$

Para el problema que se está analizando:

$$a_0 = 0.2203$$

$$\delta = 0.625$$

$$\psi_h = 7.3$$

$$\gamma_h = 13.0$$

$$\psi_m = 7.0$$

$$\gamma_m = 5.2$$

Con lo que:

$$K_h = 80416.80 \quad \text{t/m}$$

$$C_h = 2240.25 \quad \text{t-seg/m}$$

$$K_m = 31585.08 \quad \text{t/m}$$

$$C_m = 367.04 \quad \text{t-seg/m}$$

Con los criterios expresados en las ecuaciones 2.18 y 2.20, y con la suposición de que $\xi_1 = 0.03$, $\xi_2 = 0.05$ y --
 $\xi_3 = 0.10$

$$C_E = \begin{bmatrix} 12,2036 & -5,7583 & 0,5768 \\ -5,7583 & 7,4259 & -2,2303 \\ 0,5768 & -2,2303 & 2,1435 \end{bmatrix} \quad \text{t-seg/m}$$

$$K_E = \begin{bmatrix} 3000.0 & -1200.0 & 0 \\ -1200.0 & 1800.0 & -600.0 \\ 0 & -600.0 & 600.0 \end{bmatrix} \quad \text{t/m}$$

La ecuación 2.16 se resolvió con el método de integración-paso a paso de Wilson (ref. 3). Como excitación se empleó la componente S - W del sismo de El Centro, California - del 18 de mayo de 1940 (ref. 20). En las figuras 11 a 14, se presenta la respuesta.

4. CONCLUSIONES

En el presente trabajo se han presentado dos métodos para tomar en cuenta, de manera sencilla, los efectos de interacción suelo-cimentación-estructura. Ambos conducen a planteamientos y desarrollos usuales en la práctica ingenieril.

Al aplicar el Método Modal Espectral a un caso real se encuentra que la frecuencia fundamental se reduce en un 16 % debido a los efectos de interacción. Se señala la importancia que tiene el amortiguamiento estructural en la respuesta estructural y se observa que, en igualdad de condiciones locales del suelo, para estructuras poco amortiguadas (aproximadamente 0.5%) el efecto de interacción es más notable que en las que tengan un amortiguamiento normal (del orden de 5%). La reducción de la frecuencia fundamental -- conduce a un aumento del orden del 7.5% en el primer período. Esto se refleja en la ordenada espectral de diseño que deba escogerse.

En cuanto a la respuesta estructural pudo observarse que los desplazamientos en cada nivel se incrementaron en un --

15 % al tomar en cuenta la interacción. Los cortantes crecieron en un orden del 12 %, observándose un ligero aumento, 14.3 %, en el tercio medio de la altura. Los momentos resultantes prácticamente no se afectan en el último tercio medio de la altura; sin embargo, en la base de la estructura se observó un incremento del 10 %. Es de esperarse que para estructuras flexibles y con una relación de esbeltez alta, estos efectos sean mas severos.

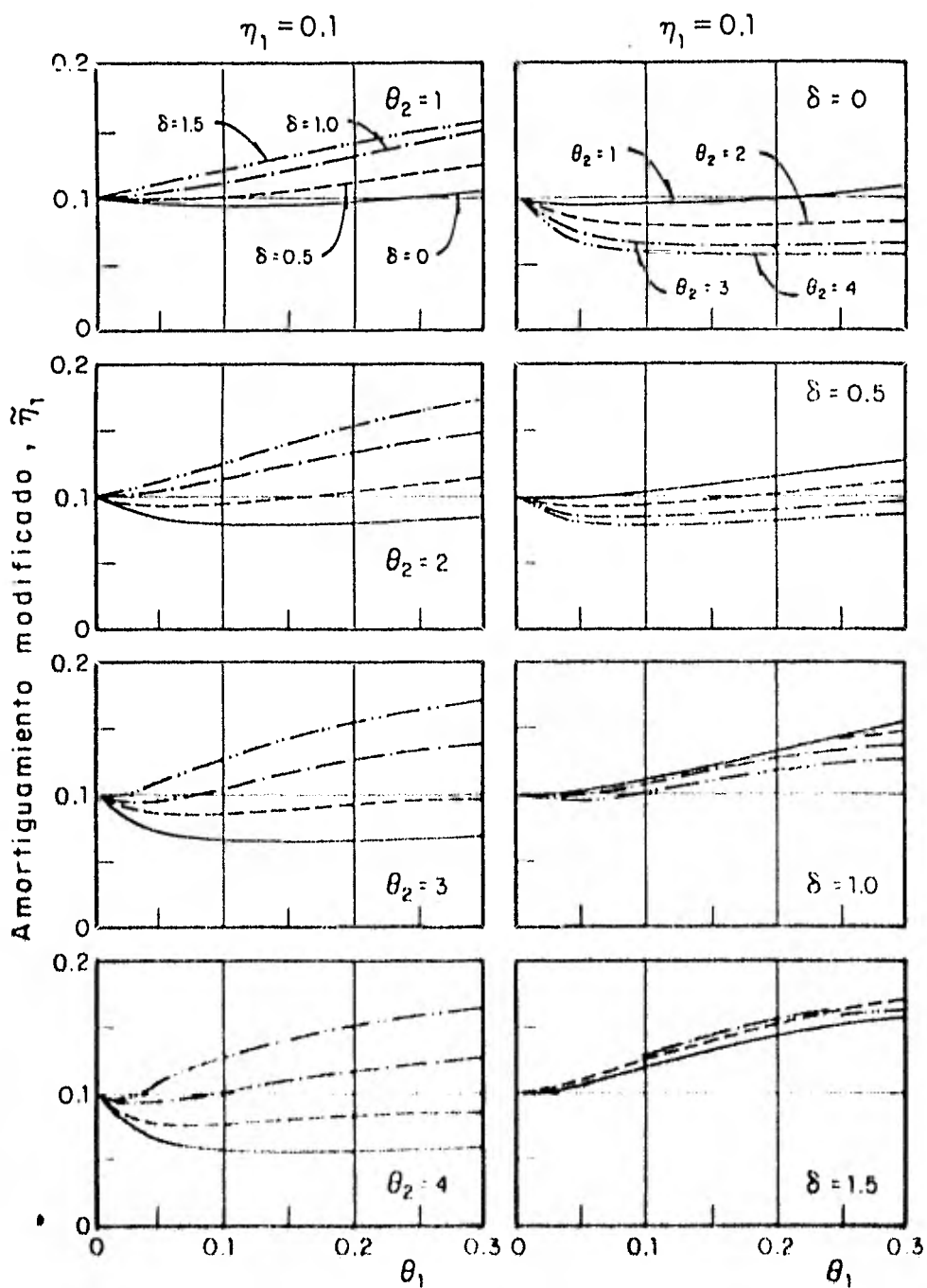
De la respuesta obtenida con el segundo método se puede observar la tendencia a presentarse mayores desplazamientos, para contenidos altos de frecuencia de excitación, -- cuando se considera la interacción. Aún cuando los máximos no se presentan al mismo tiempo, en ambos casos se obtienen desplazamientos mayores de 20 % para el primer nivel y 40 % para el superior, al tomar en cuenta la interacción. Debe tenerse en cuenta que estos resultados son para una excitación específica, por tanto para poder emplear el criterio con fines de obtener acciones de diseño, deberán hacerse estudios adicionales que tomen en cuenta excitaciones adecuadas.

5. REFERENCIAS

1. Aranda, G R, y Ayala, G A, "Modelo numérico eficiente de aplicación en estudios de amplificación dinámica", Central America Conference on Earthquake Engineering, San Salvador, El Salvador, 1978.
2. Arya, A S, y Paul, D K, "Earthquake response of tall chimneys", Sixth World Conference on Earthquake Engineering, New Delhi, 3, pp 269-275, 1977.
3. Bathe, K J, y Wilson, E L, "Numerical methods in finite element analysis", Prentice-Hall, New Jersey, - 1976.
4. Bielak, J, "Base moment for a class of linear systems" Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol 95, EM5, pp 1053-1062, 1969.
5. Bielak, J, "Dynamic Behavior of structures with embedded foundations", Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe E-8, 1974.
6. Bielak, J, "Modal analysis for building-soil interaction", Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe E-17, - 1975.

7. Bielak, J, y Palencia, V, "Dynamic behavior of structures with pile supported foundations", Sixth World Conference on Earthquake Engineering, 4, pp 115-120, - New Delhi, India, 1976.
8. Hradilek, P J, y Luco, J E, "Dynamic soil-structure interaction", Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Santiago de Chile, Informe técnico No 14, 1970.
9. Hilber, H M, "Collocation, dissipation and 'over shoot' for time integration schemes in structural dynamics", - Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol 6, pp 99-117, 1978.
10. Lysmer, J, "Vertical motion of rigid footings", tesis-doctoral, Universidad de Michigan, Ann Arbor, Michigan, 1965.
11. Lysmer, J, Seed, H B, Udaka, T, Hwang, R N, y Tsai, C, "Efficient finite element analysis of seismic structure-soil-structure interaction", Informe EERC 75-34 , Universidad de California, Berkeley, 1975.
12. Luco, J E, "Dynamic interaction of shear wall with the soil", Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE Vol 95, EM2, pp 333-346, 1969.
13. Manual de diseño por sismo, según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe 406, 1977.

14. Novak, M, "Soil-pile interaction", Sixth World Conference on Earthquake Engineering, 4, pp 97-102, New Delhi, India, 1977.
15. Novak, M, "Effect of soil on structural response to wind and earthquake", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol 3, pp 79-96, 1974.
16. Parmelee, R A, "Building-foundation interaction effects" Journal of the Engineering Mechanics Division, Proceedings of the ASCE, Vol 93, No EM2, pp 131-152, 1967.
17. Richart, F E, Hall, J R, y Woods, R D, "Vibrations of soil and foundations", Prentice Hall, New Jersey, -- 1970.
18. Ukaji, K, "Analysis of soil- foundation-structure interaction during earthquakes, Tesis doctoral, Universidad de Stanford, 1975.
19. Ukaji, J, Hoeg, K, y Shah, H C, "Elastic-plastic dynamic analysis of soil - foundations structure interaction", Sixth World Conference on Earthquake Engineering, 4, pp 224, 1977.
20. "Strong motion earthquake " Engineering Research Laboratory, California, Institute of Technology, EERI 71 - 50, Vol II, parte A, Pasadena California, 1971.
21. Whitman, R V, "Equivalent lumped system for structure-founded upon stratum of soil", Proceedings Fourth -- World Conference Earthquake Engineering, Santiago de -- Chile, 3, A-6, pp 133-142, 1969.



a) $\theta_4 = 2$, $\rho_s/\rho = 1$, $G_s/G = 1$, $D = 0.05$

Fig 1. Obtención del amortiguamiento fundamental modificado

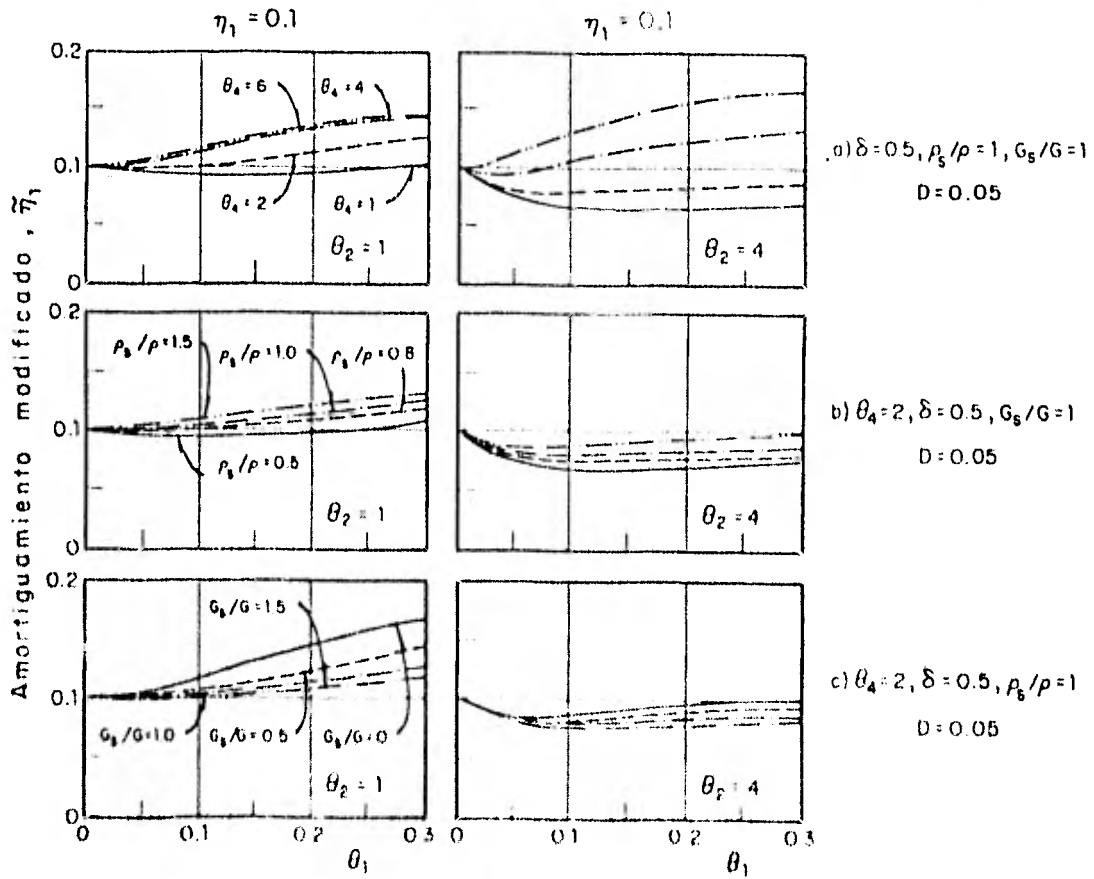


Fig 2 . Obtención del amortiguamiento fundamental modificado

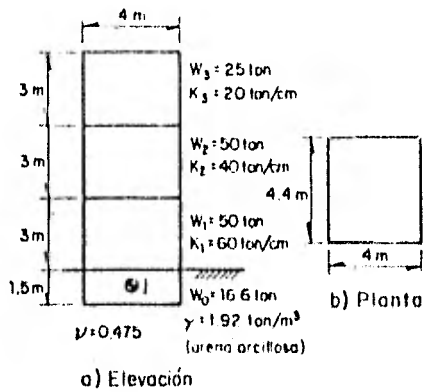


Fig 3. Datos del ejemplo de interacción suelo-estructura. Método de análisis modal

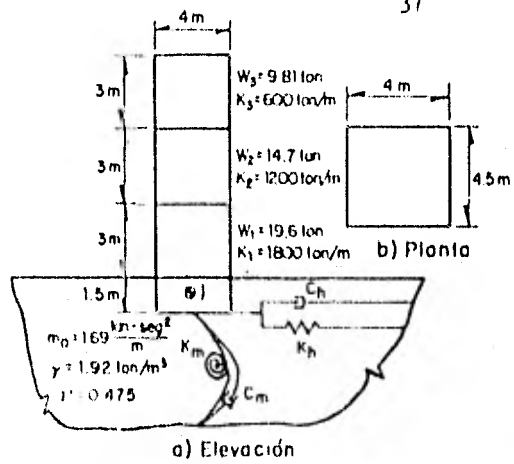


Fig 4. Datos del ejemplo de interacción suelo-estructura. Método de la cimentación discreta equivalente



Fig 5. Configuración deformada

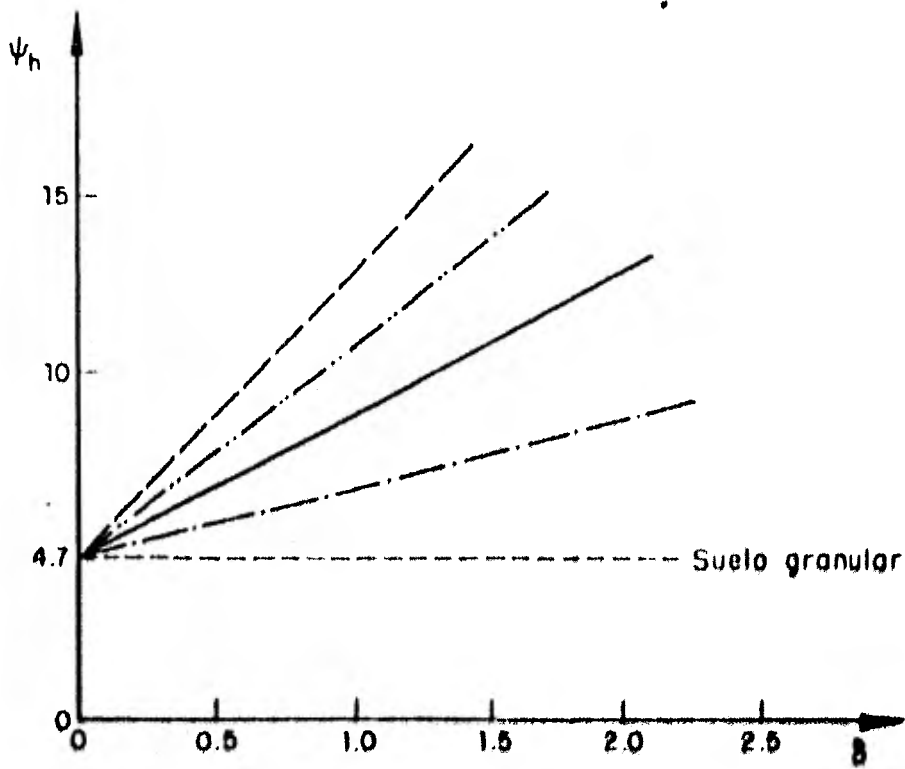
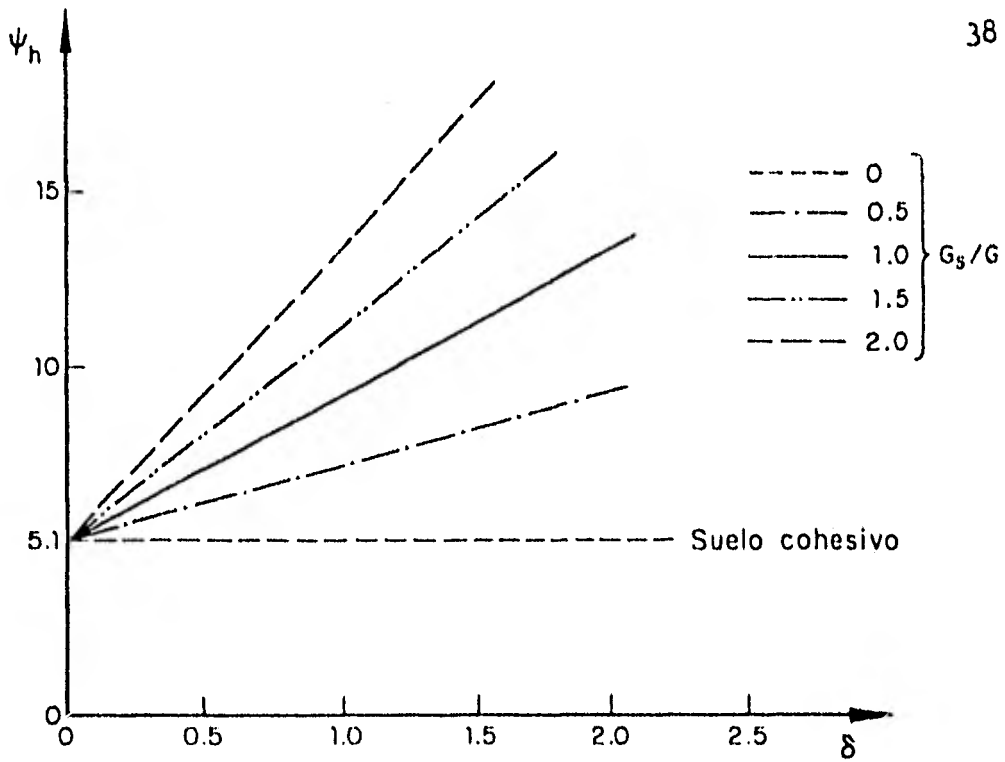


Fig 6. Parámetro ψ_h en función de la profundidad relativa δ

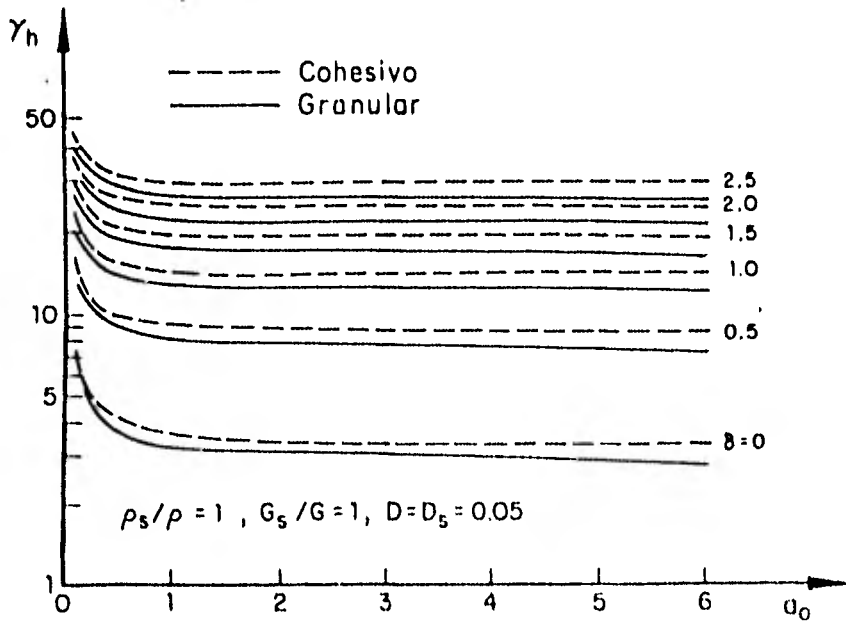


Fig 7. Parámetro γ_h en función de $\alpha_0 = \frac{\tilde{\omega}_1}{V_s} a$

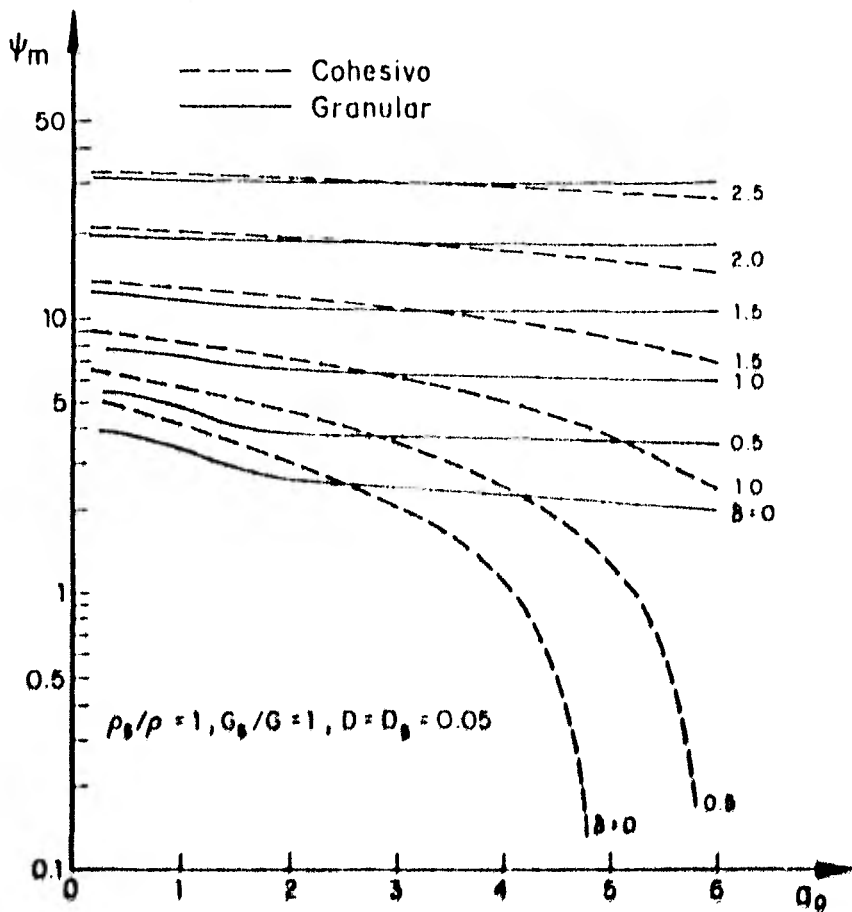


Fig 8. Parámetro ψ_m en función de $\alpha_0 = \frac{\tilde{\omega}_1}{V_s} a$

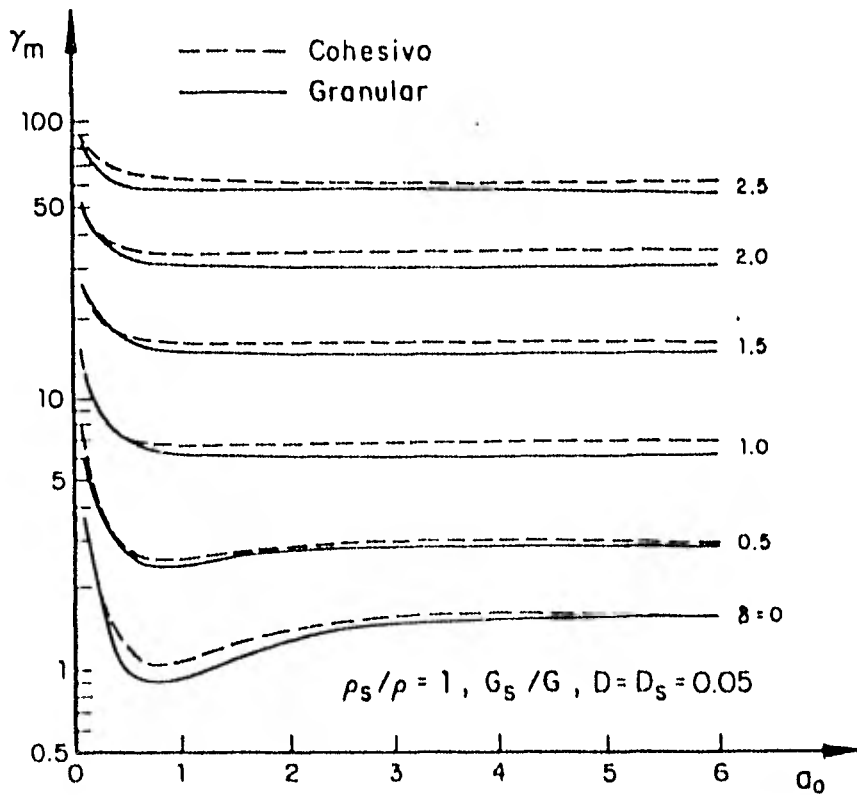


Fig 9. Parámetro γ_m en función de $a_0 = \frac{\tilde{u}_1}{V_s} a$

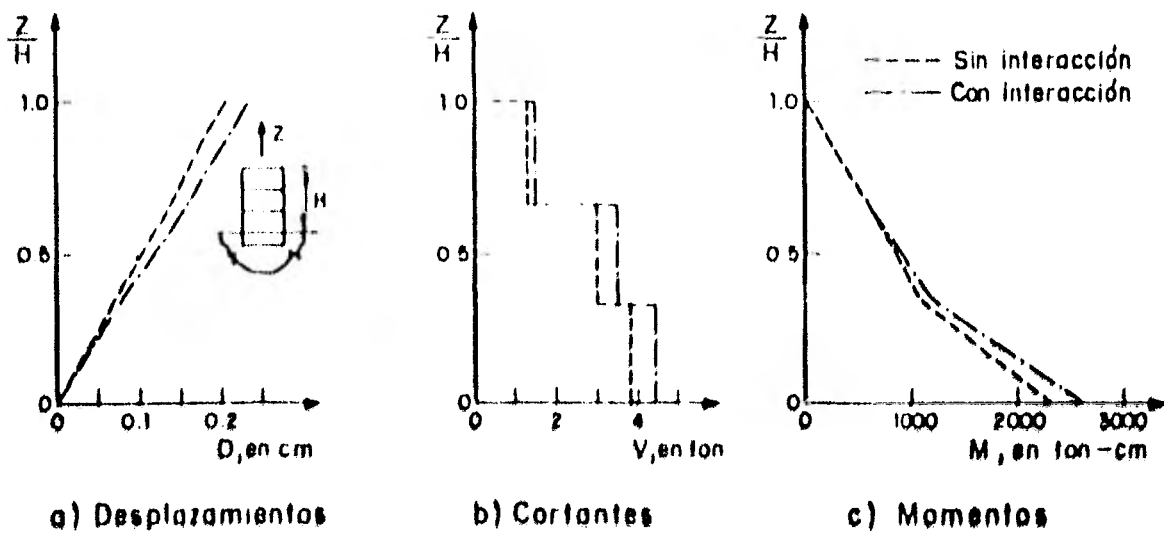


Fig 10. Comparación de la respuesta estructural

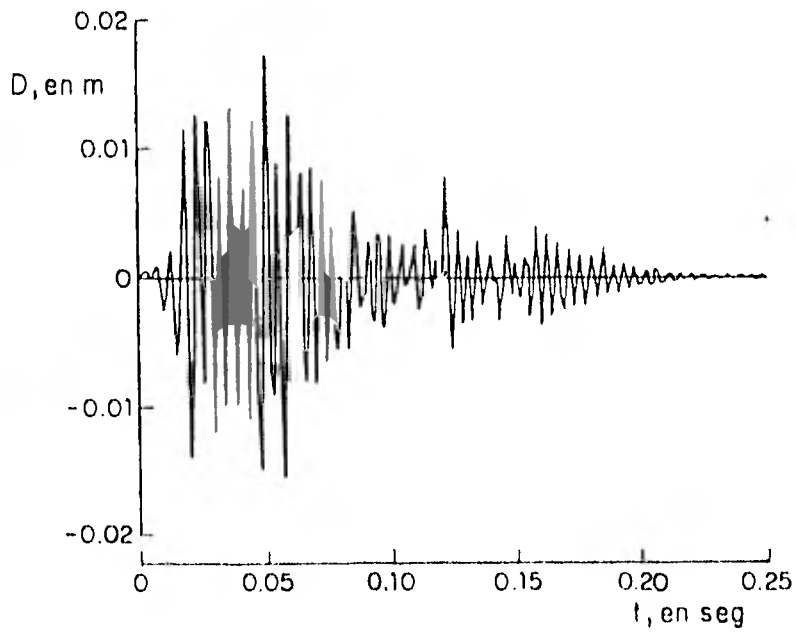


Fig 11. Desplazamientos del primer nivel. Base rígida

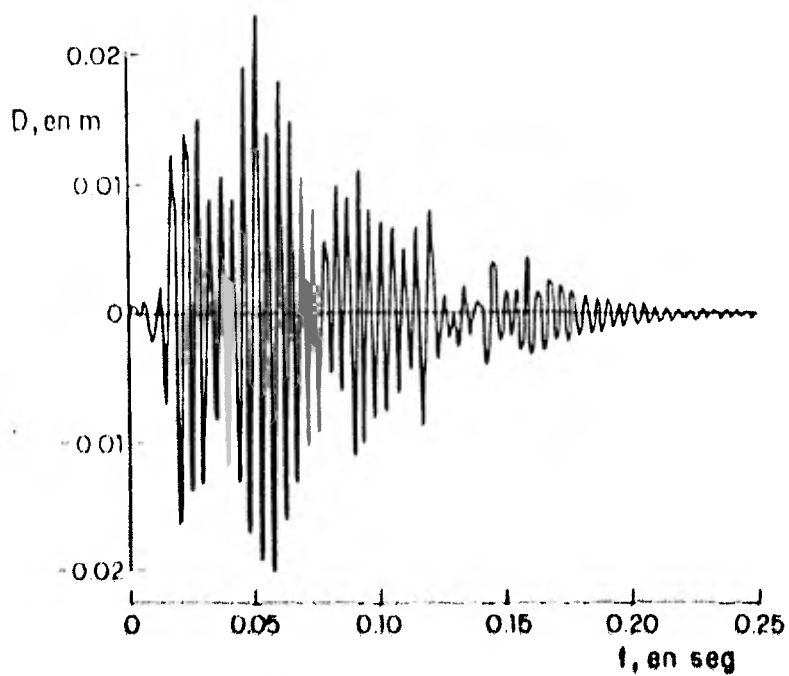


Fig 12. Desplazamientos del primer nivel. Base deformable

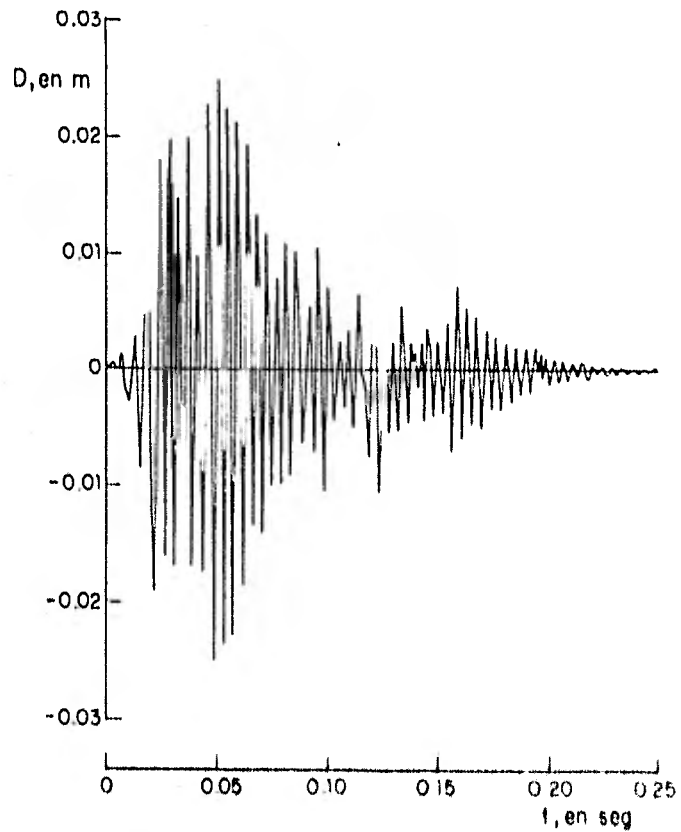


Fig 13. Desplazamientos del tercer nivel.
Base rígida

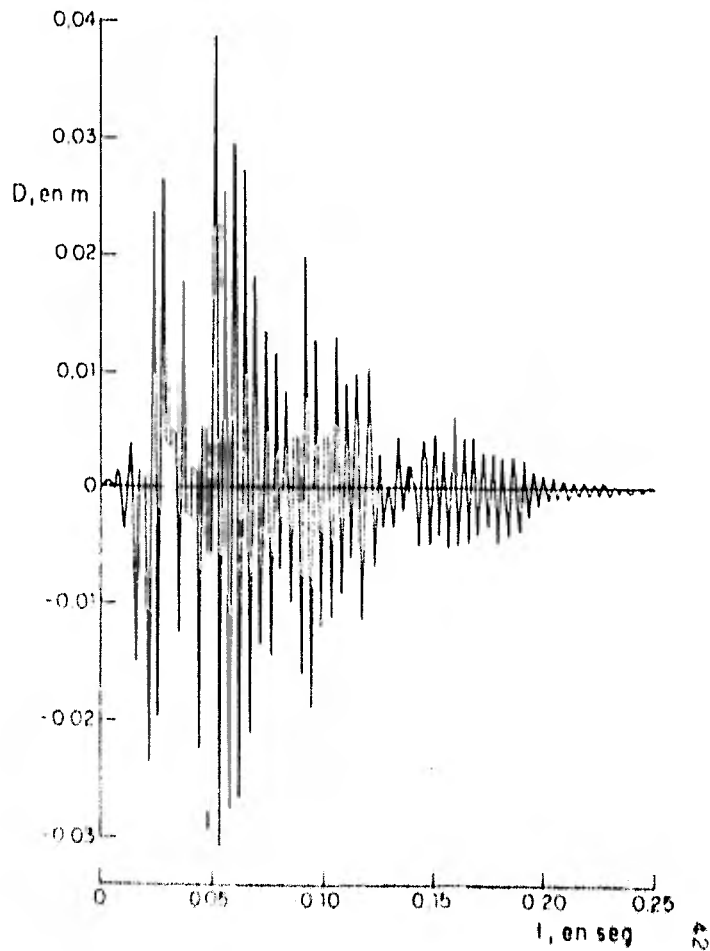


Fig 14. Desplazamientos del tercer nivel.
Base deformable