

50/103

EFFECTO DE LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE
EN LA RESPUESTA DE LAS ESTRUCTURAS

Inq. Gabriel Angel Hernández Hernández

T E S I S

Presentada a la División de Estudios de
Posgrado de la
FACULTAD DE INGENIERIA
de la
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
como requisito para obtener
el grado de
MAESTRO EN INGENIERIA
(ESTRUCTURAS)

CIUDAD UNIVERSITARIA

JULIO DE 1989



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.

I N D I C E

1.	INTRODUCCION	1
2.	PROCEDIMIENTO DE ANALISIS NUMERICO	3
2.1.	Ecuación de movimiento	5
2.2.	Método de la respuesta compleja	7
2.3.	Esquema de interpolación para la interacción suelo-estructura	9
2.3.1.	Metodología a seguir para usar el esquema de interpolación propuesto	12
2.3.2.	Validez del esquema de interpolación	13
2.3.3.	Tiempo de proceso que emplea el esquema de interpolación	14
2.3.4.	Evaluación del esquema de interpolación para distintas funciones	14
2.4	Método lineal equivalente	15
3.	ANALISIS DE CAMPO LIBRE	39
3.1.	Condiciones generales del suelo	40
3.2.	Movimientos sísmicos del suelo	41
3.2.1.	Secretaría de comunicaciones y transportes (SCT)	42
3.2.2.	Central de Abasto-Oficinas (CAO)	43
3.2.3.	Central de Abasto-Frigorífico (CAF)	43
3.3.	Caracterización de Algunos Sitios	44
3.3.1.	Características del terreno bajo la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT)	45
3.3.2.	Características del terreno bajo la Central de Abasto-Oficinas (CAO)	45
3.3.3.	Características del terreno bajo la Central de Abasto-Frigorífico (CAF)	45
3.3.4.	Características del Sitio D22	46
3.3.5.	Características del Sitio D54	46
3.3.6.	Características del Sitio D68	46

4.	ANALISIS DE INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA	62
4.1.	Aspectos de la Interacción suelo-estructura	62
4.2.	Definición de espectros de diseño incluyendo la interacción .	66
4.3.	Características de los edificios que definen la respuesta del sismo	68
4.3.1.	Periodo natural de vibración de la estructura	68
4.3.2.	Comparación de resultados con los obtenidos con el método del elemento finito	72
4.3.3.	Comparación de los resultados con los calculados para varios tipos de edificios	73
4.4.	Determinación de la características de la estructura y de la cimentación	75
4.4.1.	Efecto de la profundidad de desplante en la distribución de aceleraciones máximas del sistema suelo-estructura	77
4.4.2.	Efecto de la profundidad de desplante en las aceleraciones máximas a lo largo de la superficie del sistema suelo-estructura	78
4.4.3.	Efecto de la profundidad de desplante en los espectros de respuesta de aceleración en la superficie	79
4.4.4.	Efecto de la profundidad de desplante en las funciones de amplificación en la superficie	81
4.4.5.	Efecto de campo libre a diferentes profundidades en los espectros de respuesta de aceleración	81
4.4.6.	Efecto de la flexibilidad del suelo en las amplitudes de campo libre	82
4.4.7.	Efecto de la profundidad de desplante en los movimientos verticales en la superficie	84
5.	CONCLUSIONES	157
6.	REFERENCIAS	159

1 INTRODUCCION

Un aspecto importante en la evaluación de los efectos de los sismos en la seguridad de las estructuras, es la de valorar la relación entre las características del sismo, las condiciones locales del subsuelo, y la respuesta de las estructuras al movimiento del suelo.

El objetivo del presente trabajo es primero presentar una metodología de análisis basada en el método de la respuesta compleja y la teoría de vibraciones casuales, y que hace uso del método de elementos finitos, teorías con las cuales se elaboró el programa de computadora con esquema de interpolación polinomial paso a paso (PLUSH), que permite modular el prototipo con la aproximación deseada (Cap 2); posteriormente se analizan dos aspectos importantes de la interacción dinámica suelo-estructura.

El primero de estos aspectos se trata en el capítulo 3, en donde se analizan las condiciones locales del subsuelo que pueden afectar las características dinámicas necesarias para estimar la máxima aceleración y el contenido de frecuencia, mediante el espectro de respuesta medio de los movimientos sísmicos del suelo en el sitio. A fin de establecer criterios de diseño racionales.

En el capítulo 4 se analiza el segundo aspecto importante, consistente en la interacción de las estructuras con el suelo que las rodea durante la excitación sísmica y la evaluación de los efectos de esta interacción en la respuesta de las estructuras, de estructuras en suelo blando durante sismos severos, con diferentes tipos de cimentación. Se recu-

rre a modelos para considerar el efecto de interacción en el cálculo de la respuesta sísmica de las estructuras localizadas en el área Metropolitana.

Finalmente en el capítulo 5 se presentan conclusiones del trabajo y en el capítulo 6 las referencias correspondientes.

2. PROCEDIMIENTO DE ANALISIS NUMERICO

Aunque se han desarrollado muchas técnicas para estimar los efectos de la interacción suelo-estructura, estas pueden clasificarse en dos grupos principales, a saber: a) Los Métodos de subestructuración y b) Los Métodos Directos o Completos (Lysmer, 1978). En los métodos de subestructuración el problema se divide en tres partes.

- a) Se analiza el semiespacio para obtener una excitación sísmica adecuada al nivel de la cimentación, la cual dependerá de los movimientos de campo libre (Respuesta en el sitio).
- b) Se establecen las funciones de impedancia y las propiedades de dispersión en la interfase entre el suelo y la estructura.
- c) Las propiedades obtenidas en el segundo paso se utilizan como condiciones de frontera en un análisis dinámico de la estructura, sometida a la excitación obtenida en el primer paso.

Este procedimiento está basado en el principio de superposición, razón por la cual su aplicación se debería limitar a sistemas elásticos. No obstante, existen modalidades que permiten su aplicación a sistemas inelásticos.

A partir de las características particulares del problema que se modela (como puede ser que la estructura sea superficial o esté empotrada; que las fronteras sean rígidas o flexibles, etc.), se obtienen diferentes variantes del método general enunciado. Así, la suposición de cimentación rígida ha dado origen a algunos modelos como el mostrado en la Fig 2.1 don-

de en el primer paso se resuelve el problema de campo libre incluyendo una cimentación rígida, sin peso y de forma idéntica a la cimentación real, la excitación dinámica que se utiliza es la misma que la que se emplea en la solución total (problema de interacción), el segundo paso, es un problema de vibración de cimentación, se determinan las impedancias (que son funciones de la frecuencia) del suelo de cimentación, para los modos de vibración relevante, en el tercer paso se calcula la respuesta dinámica de la estructura sujeta a las excitaciones dinámicas obtenidas en el paso uno, considerando las fuerzas de inercia en la estructura, (Kausssel y Roesset, 1974).

Por otro lado, los métodos directos son aquellos en los que se determinan, simultáneamente, los movimientos de la masa de suelo y los de la estructura. La mayoría de tales métodos se basan en la técnica de elementos finitos. En esencia constan de dos partes: en la primera se resuelve el problema de respuesta en el sitio, y en la segunda se analiza el problema fuente resultante, (Romo, 1980)

La solución del problema de respuesta en el sitio tiene como propósito definir una excitación adecuada para el modelo suelo-estructura. En la segunda parte, la estructura y el medio soportante se modelan mediante elementos finitos; ya que el modelo reproduce un medio esencialmente infinito, se debe prestar atención especial a las condiciones de frontera (Lysmer, 1978).

En la Fig 2.2 se muestra el esquema para el análisis de una estructura sujeta a ondas de corte que se propagan verticalmente (Seed e Idriss, 1973). Aquí el problema de respuesta en el sitio (Fig 2.2 a) se resuelve mediante la deconvolución del movimiento de control, registrado en la superficie hasta algún nivel del suelo, donde pueda suponerse que la

presencia de la estructura no afecta los movimientos del suelo (movimientos de campo libre). En la segunda parte, el movimiento calculado en la base se prescribe como una excitación aplicada en la frontera inferior del sistema suelo-estructura mostrado en la Fig 2.2 b. El modelo deberá ser lo suficientemente amplio, o en su defecto se equipará con fronteras laterales trasmisoras, como las propuestas por (Lysmer y Wass 1972), para evitar reflexiones espurias de las ondas hacia su interior (Fig 2.3).

La principal ventaja de estos métodos radica en que permiten realizar análisis no lineales, incluyendo los efectos de interacción. Sin embargo, una solución rigurosa requiere de modelos tridimensionales (los cuales resultan muy costosos) y de un conjunto adecuado de ecuaciones constitutivas del comportamiento no lineal del suelo. Estos dos requerimientos no siempre pueden satisfacerse. La mayoría de las soluciones usan un modelo bidimensional o suelo-tridimensional para representar al suelo, y aproximan su comportamiento-lineal mediante procedimientos equivalentes de linealización. En la Fig 2.3 se presenta el modelo usado por (Lysmer et al 1975), donde el efecto tridimensional se simula colocando amortiguadores del tipo propuesto por (Lysmer y Khulemeyer 1969), en todos los puntos nodales de una dovela de elementos finitos sometida a deformación plana.

2.1 Ecuación de movimiento.

A partir de la siguiente ecuación del movimiento:

$$[M] \{\ddot{u}\} + [K^*] \{u\} = - [M] \{r\} \ddot{y}(t) \quad (2.1)$$

donde:

$\{u\}$ = Desplazamientos nodales relativos a la base rígida.

$\{\ddot{u}\}$ = Aceleraciones nodales correspondientes.

- [M] = Matriz de masa.
 [K*] = Matriz compleja de rigidez.
 $\ddot{y}(t)$ = Aceleración de la excitación en la base rígida.
 {r} = Vector de cargas que indica la dirección de la excitación.

La matriz compleja se conjunta a partir de las matrices de rigidez de cada uno de los elementos, de acuerdo con un procedimiento normal de elementos finitos, para incluir el amortiguamiento se emplea el módulo dinámico complejo, dado por la siguiente expresión (Lysmer, 1973)

$$G^* = G \left[1 - 2\xi^2 + 2i\xi \sqrt{1 + \xi^2} \right] \quad (2.2)$$

La matriz de masa se calcula como la suma de una matriz de masa consistente, una matriz de masas concentradas en los puntos nodales y las masas concentradas especificadas como dato del problema, de la forma:

$$[M] = [M_c]r_a + [M_L] (1 - r_a) + [M_{es}] \quad (2.3)$$

donde:

r_a = Relación entre las masas consistentes y las masas concentradas, generalmente varia entre 0.5 y 0.75.

[M_c] = Matriz de masas consistentes

[M_L] = Matriz de masas concentradas

[M_{es}] = Matriz de masas especificas en los nodos

Para formar la matriz de masa consistente se sigue el mismo procedimiento usado para generar la matriz global de rigidez, a partir de las matrices de cada elemento.

El vector de carga $\{r\}$ está dado por:

$$\{r\} = C_x \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ \vdots \end{Bmatrix} + C_y \begin{Bmatrix} 0 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ \vdots \end{Bmatrix} \quad (2.4)$$

en esta expresión C_x y C_y son los factores escalares que indican la magnitud de las componentes del sismo en las direcciones x , y .

2.2 Método de la respuesta compleja

Para obtener la solución de la ecuación de movimiento, ec. 2.1, se emplea el método de la variable compleja, el cual considera que el sistema es lineal y por lo tanto es válido el principio de superposición; además, considera que la excitación puede ser representada como una suma finita de armónicas, es decir, como una serie de Fourier truncada:

$$\ddot{y}(t) = R_e \left\{ \sum_{s=0}^N \ddot{Y}_s e^{i\omega_s t} \right\} \quad (2.5)$$

donde N es el número de puntos para el cual se especifica el espectro de respuesta de la excitación.

Al reemplazar la ec 2.5 en la ec 2.1 se tiene:

$$[M] \{\ddot{u}\} + [K^*] \{u\} = - [M] \{r\} R_e \left\{ \sum_{s=0}^N \ddot{Y}_s e^{i\omega_s t} \right\} \quad (2.6)$$

Esto implica que la respuesta estacionaria de este sistema también será representada como una sumatoria de funciones armónicas de la forma:

$$u = R_c \sum_{s=0}^N u_s e^{i\omega_s t} \quad (2.7)$$

Al introducir la ec 2.7 en la ec 2.6 se puede establecer el siguiente sistema de ecuaciones lineales para cada frecuencia ω_s :

$$\left\{ [K^*] - \omega_s^2 [M] \right\} u_s = [M] \{r\} \dot{y}_s \quad (2.8)$$

Este sistema se puede solucionar empleando el método de eliminación de Gauss y de él se pueden establecer los desplazamientos complejos de los nodos para la frecuencia ω_s y, por lo tanto, también se determina la función de transferencia compleja de los desplazamientos para esta frecuencia, que está dada para la excitación unitaria \dot{y}_s por:

$$H^d(\omega_s) = \left[[K^*] - \omega_s^2 [M] \right]^{-1} [M] \{r\} \quad (2.9)$$

Conocida la función de transferencia compleja de los desplazamientos queda completamente definida la respuesta del sistema suelo-estructura en el dominio de la frecuencia, y a partir de esta función se pueden establecer directamente las funciones de transferencia complejas para las velocidades, las aceleraciones, las deformaciones, etc.

Si además se utiliza la teoría de vibraciones aleatorias, Crandall (1963), la respuesta de un sistema lineal excitado por un proceso aleatorio y estacionario está dado por la expresión (Romo, 1976):

$$P_y^j(\omega) = |H^j(\omega)|^2 P_x(\omega) \quad (2.10)$$

siendo,

$P_y^j(\omega)$ = Espectro de potencia de la respuesta
en j

$H^j(\omega)$ = Función de transferencia compleja que
caracteriza al sistema

$P_x(\omega)$ = Espectro de potencia de la excitación

La función de transferencia $H^j(\omega)$ puede representar a la de desplazamientos del nodo j con respecto a las aceleraciones en la base (Ec 2.9) o también a la de velocidades, aceleraciones o deformaciones, las cuales se evalúan a partir de la función de transferencia de desplazamientos.

2.3 Esquema de interpolación para la interacción suelo-estructura.

El espectro de respuesta de la excitación generalmente se define para 40 u 80 frecuencias, y en algunas ocasiones en que se desea representar mejor algunas de sus características como picos o valles, se han llegado a emplear hasta 160 frecuencias.

Debido al alto costo del tiempo de máquina, resulta oneroso hallar la solución para un número tan alto de frecuencias. Consecuentemente, es conveniente recurrir al empleo de esquemas de interpolación para evaluar la función para todas las frecuencias a partir de los valores obtenidos de la solución del sistema para algunas frecuencias determinadas.

Con anterioridad se han usado diferentes esquemas de interpolación para calcular los valores intermedios de la función de transferencia compleja $H^d(\omega)$, como el de interpolación lineal en la inversa de la función de transferencia, (Lysmer et al, 1974, 1975), el cual no es satisfactorio en el caso en

que las frecuencias naturales del sistema esten muy cercanas. Para solucionar este problema, se han desarrollado procedimientos de interpolación que consideran que la función de transferencia es similar a la típica de un sistema de dos grados de libertad y está dada por la expresión (Tajirian, 1981):

$$H(\omega) = \frac{\alpha_1 \omega^4 + \alpha_2 \omega^2 + \alpha_3}{\omega^4 + \alpha_4 \omega^2 + \alpha_5} \quad (2.11)$$

donde

- ω = Frecuencia angular.
- α_i = Constantes complejas.

este esquema presenta problemas cuando los puntos conocidos de la función de transferencia están muy separados, lo que obliga a resolver el sistema de ecuaciones en un número alto de frecuencias conocidas.

Otro esquema de interpolación parecido al propuesto por Tajirian parte de la Ec 2.8, y considera un sistema de "n" grados de libertad como el desarrollado por (Villarraga, 1987), el cual establece la función de transferencia para el desplazamiento u_1 mediante la siguiente expresión:

$$H(\omega) = \frac{u_1}{Y_s(\omega)} = \frac{\omega^{2(n-1)} + \alpha_1 \omega^{2(n-2)} + \alpha_2 \omega^{2(n-3)} + \dots + \alpha_{n-1}}{\omega^{2n} + \alpha_n \omega^{2(n-1)} + \alpha_{n+1} \omega^{2(n-2)} + \dots + \alpha_{2n-1}} \quad \dots (2.12)$$

donde:

- ω = Frecuencia angular
- α_i = Constantes complejas

Este esquema aunque mejora el propuesto por Tajirian, presenta problemas en zonas como picos o valles, debido a que en su deducción consideró a los desplazamiento en la base rígida y no a las aceleraciones.

En este trabajo se presenta un esquema similar, que considera una función de transferencia de "n" grados de libertad; a partir de la ec 2.8 y plantear un sistema de 3 grados de libertad, excitado en la base rígida con una excitación que sólo actúa en una dirección se tiene:

$$[K^* - \omega^2 M] \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{Bmatrix} = [M] \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \ddot{y}_s(\omega) \quad (2.13)$$

al resolver este sistema se obtiene que para el desplazamiento u_1 la función de transferencia esta dada por:

$$\frac{u_1}{\ddot{y}_s(\omega)} = \frac{\omega^6 - \alpha_1 \omega^4 - \alpha_2 \omega^2}{\omega^6 - \alpha_3 \omega^4 - \alpha_4 \omega^2 - \alpha_5} \quad (2.14)$$

donde:

ω = Frecuencia angular.

α_i = Constantes complejas que son función de las rigideces complejas y de las masas del sistema.

La ecuación 2.13 se puede generalizar para un sistema de "n" grados de libertad, de donde se obtiene que la función de transferencia para el desplazamiento u_1 es igual a:

$$H(\omega) = \frac{u_1}{\ddot{y}_s(\omega)} = \frac{\omega^{2n} - \alpha_1 \omega^{2(n-1)} - \alpha_2 \omega^{2(n-2)} - \dots - \alpha_{n-1} \omega^2}{\omega^{2n} - \alpha_n \omega^{2(n-1)} - \alpha_{n+1} \omega^{2(n-2)} - \dots - \alpha_{2n-1}} \dots (2.15)$$

donde para poder encontrar las constantes complejas (α_i) se tiene que conocer la función de transferencia en $(2n-1)$ frecuencias, y así poder establecer un sistema de ecuaciones de

orden $(2n-1) \times (2n-1)$ como el que a continuación se muestra

$$\begin{bmatrix}
 \omega_1^{2(n-1)} & \omega_1^{2(n-2)} & \dots & \omega_1^2 & -H_1 \omega_1^{2(n-1)} & -H_1 \omega_1^{2(n-2)} & \dots & -H_1 \\
 \omega_2^{2(n-1)} & \omega_2^{2(n-2)} & \dots & \omega_2^2 & -H_2 \omega_2^{2(n-1)} & -H_2 \omega_2^{2(n-2)} & \dots & -H_2 \\
 \vdots & \vdots \\
 \vdots & \vdots \\
 \vdots & \vdots \\
 \omega_{2n-1}^{2(n-1)} & \omega_{2n-1}^{2(n-2)} & \dots & \omega_{2n-1}^2 & -H_{2n-1} \omega_{2n-1}^{2(n-1)} & -H_{2n-1} \omega_{2n-1}^{2(n-2)} & \dots & -H_{2n-1}
 \end{bmatrix}
 \begin{bmatrix}
 \alpha_1 \\
 \alpha_2 \\
 \vdots \\
 \alpha_{n-1} \\
 \alpha_n \\
 \alpha_{n+1} \\
 \vdots \\
 \alpha_{2n-1}
 \end{bmatrix}
 =
 \begin{bmatrix}
 \omega_1^{2n} & -H_1 \omega_1^{2n} & \dots & \omega_1^{2n} \\
 \omega_2^{2n} & -H_2 \omega_2^{2n} & \dots & \omega_2^{2n} \\
 \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\
 (\omega_{2n-1}^{2n} & -H_{2n-1} \omega_{2n-1}^{2n}) & \dots & \omega_{2n-1}^{2n}
 \end{bmatrix}
 \dots (2.16)$$

2.3.1. Metodología a seguir para usar el esquema de interpolación propuesto.

De acuerdo a los análisis realizados para diferentes funciones se puede establecer la siguiente metodología para el uso del esquema de interpolación (Fig 2.4):

- A) Escoger los grados de libertad (n) , del sistema que se de sea usar.
- B) Establecer el número de puntos base (NPB) ó valores conocidos de la función de transferencia, en un intervalo como a continuación se indica:

$$\text{NPB} \geq \frac{\text{Número total de puntos}}{10} \quad (2.17)$$

- C) Subdividir el número de puntos base (NPB) en intervalos que contengan $(2n-1)$ puntos.
- D) En cada intervalo $(i=1,2,\dots,\text{NPB} - \{2n-2\})$ establecer el sistema de ecs 2.16
- E) Calcular las constantes complejas α_j^i ($j = 1,2,\dots,n-1,n, n+1,\dots,2n-1$) para el intervalo i , resolviendo el sistema de ecs 2.16

- F) Una vez conocidas las constantes complejas α_j^1 en el intervalo i , establecer la ec 2.15 e interpolar los valores intermedios de la función escogida
- G) Evaluar la ec 2.15 para todas las frecuencias, eliminar los valores de la función que estén fuera del intervalo i
- H) Repetir los pasos D, E, F y G hasta cubrir los $[NPB-(2n-2)]$ intervalos
- I) Finalmente para obtener la función interpolada promediar los valores de la función en los intervalos donde ocurren traslapes

2.3.2 Validez del esquema de interpolación

Según del número de puntos base (NPB) que se ha elegido, se puede definir un máximo de grados de libertad, de la forma siguiente:

$$n_{\max} = \frac{(NPB + 1)}{2} \quad (2.18)$$

para así establecer el grado del polinomio que se quiere usar para interpolar; sin embargo, resulta importante determinar una regla que permita decidir hasta que grado de libertad usar para tener una confiabilidad en el esquema de interpolación, y así elegir el grado del polinomio mas conveniente y que consuma el menor tiempo posible de proceso.

De los análisis realizados estableció la siguiente regla empírica:

$$\left(\begin{array}{c} \text{Grados de libertad} \\ \text{válidos} \end{array} \right) \leq \left\{ \frac{NPB}{4 \left(\frac{\omega_n}{\omega_n - \omega_1} \right)} \right\} - 2 \quad (2.19)$$

donde el mínimo valor de grados de libertad que se puede tener es de 2 .

ω_1 = Valor de la primera frecuencia de la función
 ω_n = Valor de la última frecuencia de la función
quedando definido el número de puntos base (NPB) de acuerdo a la ec 2.17.

2.3.3. Tiempo de proceso que emplea el esquema de interpolación.

Según los datos en la tabla I, se puede establecer que a medida que aumentamos los grados de libertad, el tiempo de proceso disminuye; esto quiere decir, que si tomamos el grado de libertad máximo que nos proporciona la ec 2.19, tendremos una aproximación razonable con el esquema de interpolación y al mismo tiempo un ahorro en el tiempo de proceso y consecuentemente, un ahorro considerable en costos de máquina.

2.3.4. Evaluación del esquema de interpolación para distintas funciones.

Para evaluar el esquema de interpolación de acuerdo a la metodología ya expuesta, se procedió a la elaboración de un programa en lenguaje FORTRAN IV, implementado en el sistema Burroghs 7800, que permitió evaluar el esquema de interpolación para diferentes casos, implementado posteriormente en el programa de interacción suelo-estructura de elementos finitos PLUSH (Romo et al, 1980), las funciones arbitrarias que se tomaron como prueba para evaluar el esquema de interpolación se identificaran como:

Función tipo I, ..., Función tipo IV; para diferente número de puntos base (NPB) y distintos grados de libertad.

Los análisis permiten establecer que para valores menores a los establecidos por la ec 2.17, el esquema de interpolación empieza a fallar; sin embargo, esto no quiere decir que el

polinomio propuesto para interpolar no funcione, sino que a medida que se den menores puntos base (NPB) la distancia que existe entre dichos puntos es mayor y la interpolación no es satisfactoria sobre todo en donde se presentan picos y valles, pero si se aumenta el número de puntos base (NPB), (Figs 2.5 a 2.20) se pueden usar polinomios de diferentes grados con una aproximación satisfactoria, así con solo dar un número apropiado de puntos base. Sin embargo todo esto redundaría en el tiempo de máquina que se necesita usar y consecuentemente se tendría un incremento en los costos.

2.4 Método Lineal Equivalente

El método de análisis que se presenta es estrictamente válido para sistemas lineales, pero como se sabe el comportamiento dinámico de los suelos es no lineal y sus propiedades de rigidez y amortiguamiento varían fundamentalmente con el nivel de deformación.

Para tener en cuenta los efectos no lineales, producidos por las deformaciones inducidas por un sismo en un sistema suelo-estructura, el método lineal equivalente (Seed, 1969) es una buena opción. Este procedimiento busca que las rigideces y los amortiguamientos empleados en la solución del sistema, sean compatibles con las deformaciones inducidas en él.

Para lograrlo se sigue un proceso iterativo que parte de unas propiedades inicialmente asignadas a todos los elementos del sistema, con los cuales se calcula la deformación máxima y la deformación de corte efectiva. Conocida la deformación efectiva, se evalúan los nuevos valores de módulo de rigidez y del amortiguamiento, a partir de curvas de variación de estas propiedades, con el nivel de deformación en cada estrato, propuestos en la literatura técnica, como las mostradas en la Fig 2.21. Si el valor de estas propiedades es similar al ini

cialmente propuesto, (se admite un error hasta del 10 %) se toma la última solución como la verdadera; en el caso contrario, se repite el proceso hasta que converja.

TABLA I TIEMPO DE PROCESO DEL ESQUEMA POLINOMIAL

TIPO DE FUNCION	No TOTAL DE PUNTOS (NTOT)	No PUNTOS BASE (NFB)	GRADOS DE LIBERTAD (GD)	$\Delta\omega$	TIEMPO DE PROCESO (PT seg)
I	100	25	2	0.04	7.75
I	100	25	3	0.04	7.65
I	100	25	4	0.04	7.00
I	100	25	5	0.04	7.00
I	100	25	6	0.04	6.95
I	100	25	7	0.04	6.90
I	100	25	8	0.04	6.65
I	100	25	9	0.04	6.20
I	100	25	10	0.04	5.55
I	100	17	2	0.06	5.80
I	100	17	3	0.06	4.60
I	100	17	4	0.06	4.30
I	100	17	5	0.06	4.00
I	100	17	6	0.06	3.35
I	100	17	7	0.06	2.80
I	100	17	8	0.06	1.95
I	100	17	9	0.06	1.56
II	100	34	2	0.03	10.80
II	100	34	3	0.03	11.00
II	100	34	4	0.03	10.20
II	100	34	5	0.03	10.10
II	100	34	6	0.03	10.05
II	100	34	7	0.03	10.00
II	100	34	8	0.03	9.55
II	100	34	9	0.03	9.47
II	100	34	10	0.03	9.32
III	100	13	2	0.08	3.80
III	100	13	3	0.08	3.35
III	100	13	4	0.08	3.05
III	100	13	5	0.08	2.30
III	100	13	6	0.08	1.60
III	100	13	7	0.08	0.80
IV	250	25	2	1.0	13.10
IV	250	25	3	1.0	12.80
IV	250	25	4	1.0	12.75
IV	250	25	5	1.0	12.70
IV	250	25	6	1.0	12.68
IV	250	25	7	1.0	12.65
IV	250	25	8	1.0	12.25
IV	250	25	9	1.0	11.25

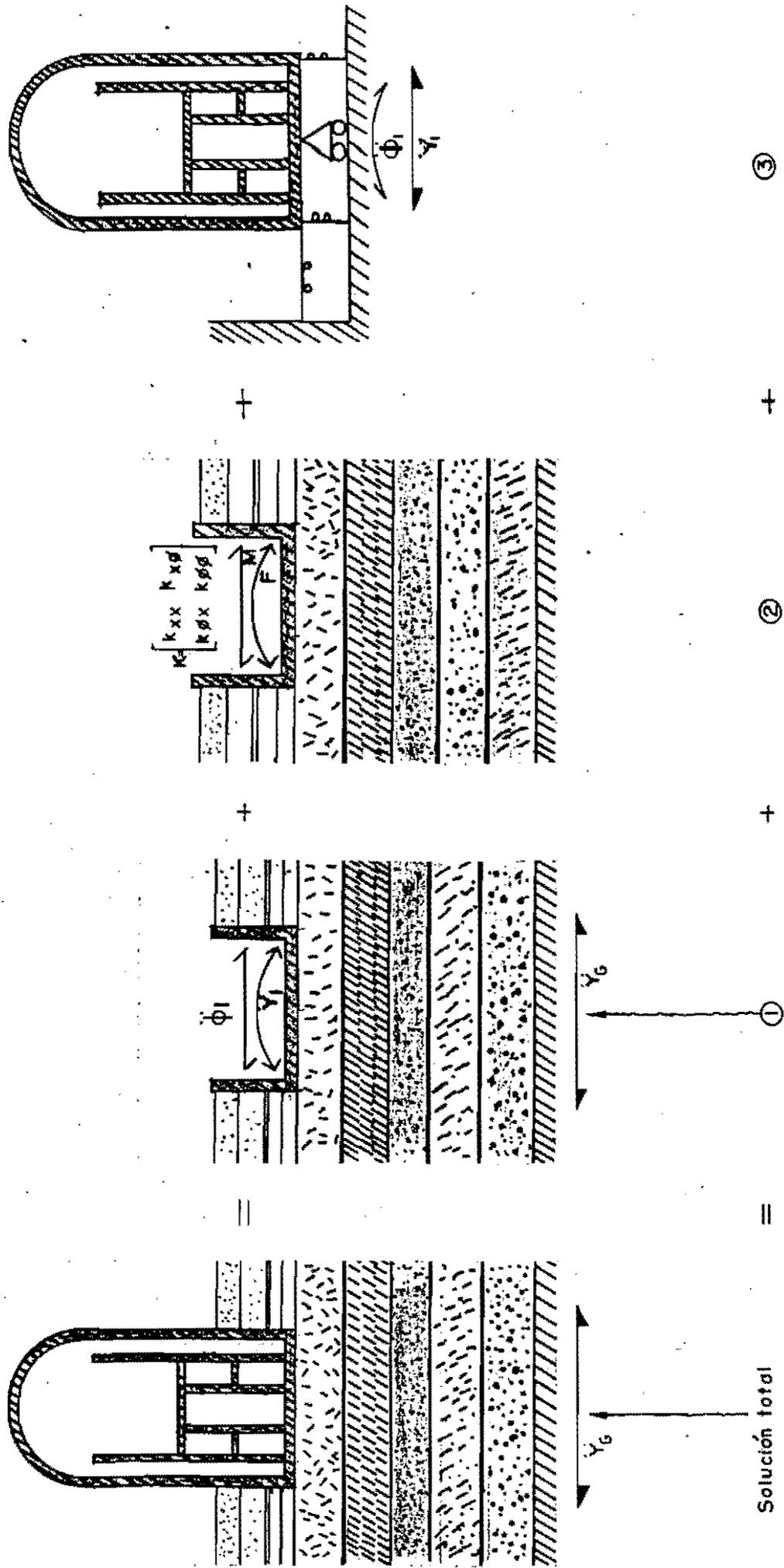
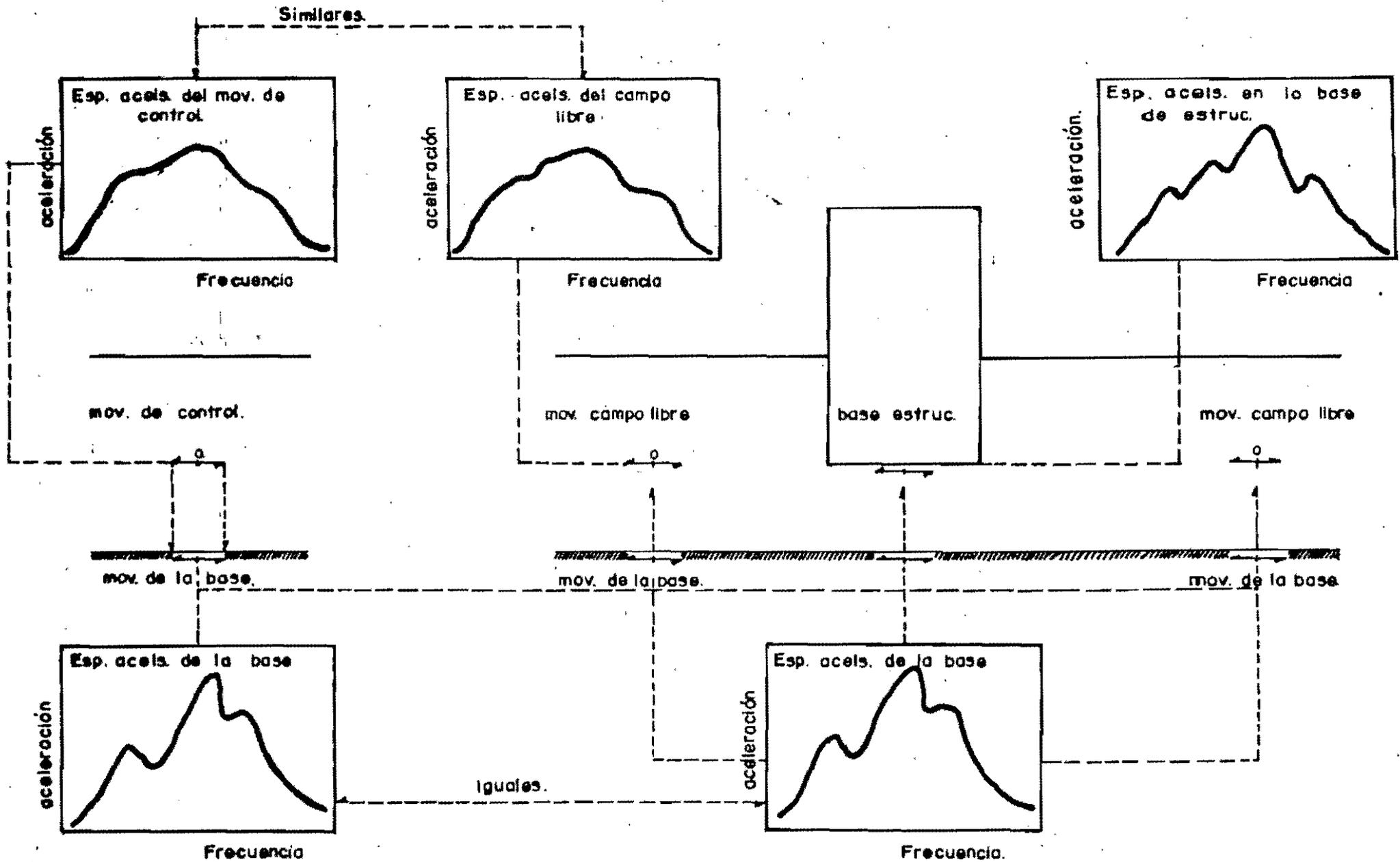


FIG. 2.1 Esquema de los tres pasos que constituyen los métodos de subestructuración, para el análisis de interacción suelo-estructura.



(a) Modelo del depósito de suelo

(b) Modelo del elemento finito para el sistema suelo-estructura.

FIG. 2.2 Representación esquemática del análisis de interacción suelo-estructura, usando las técnicas de elementos finitos.

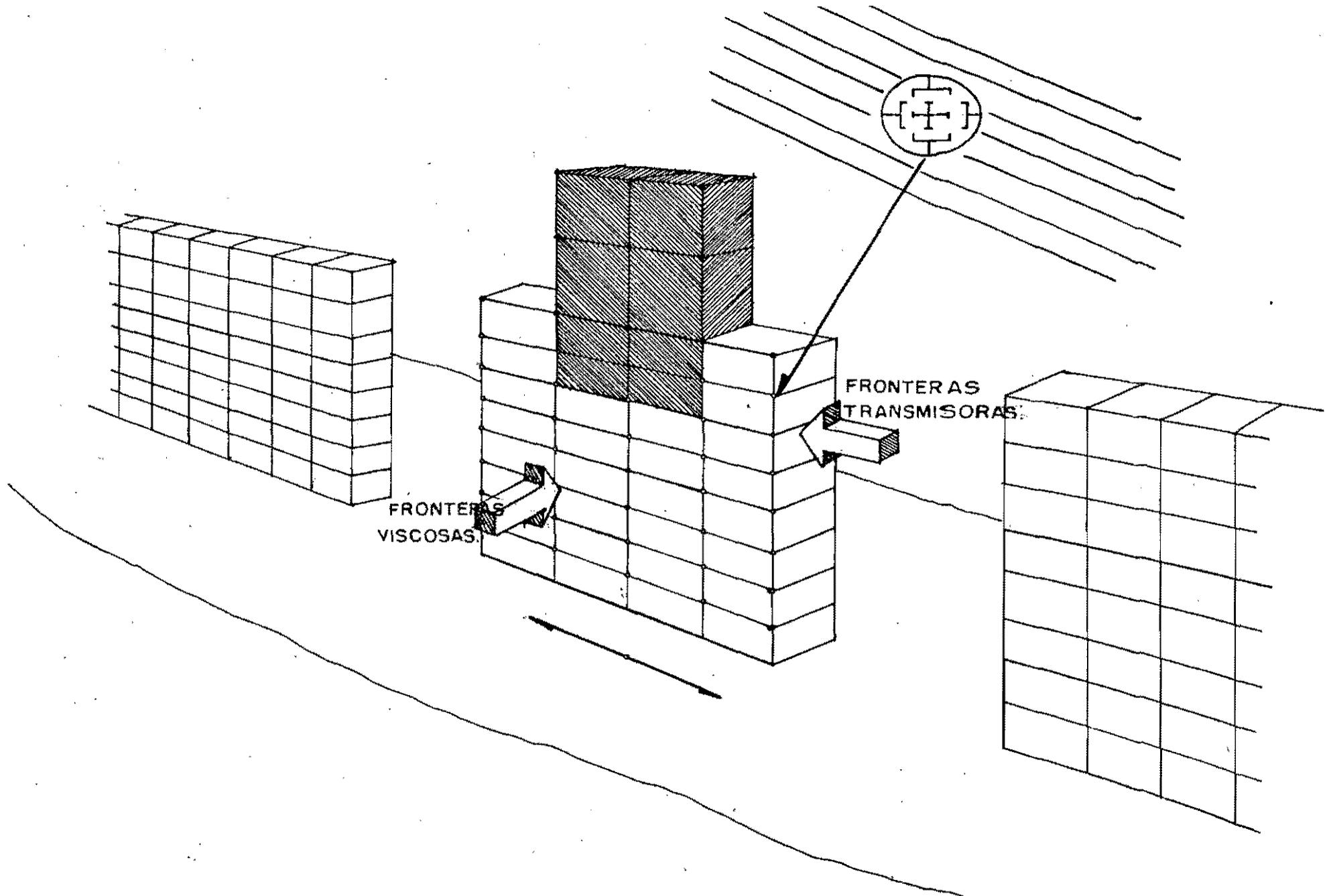


FIG. 2.3 Modelo seudo-tridimensional de elementos finitos, para el análisis de interacción suelo - estructura.

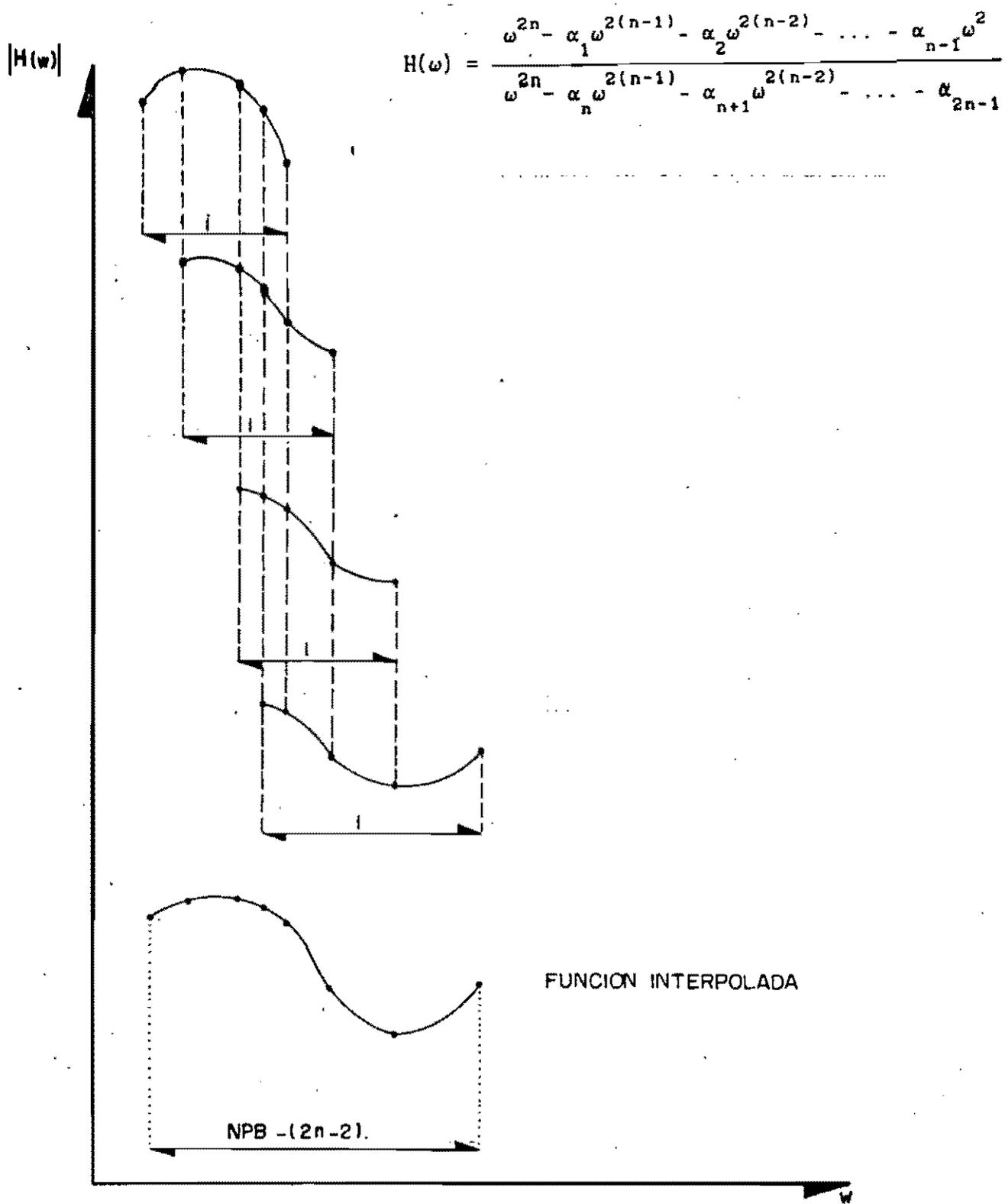


FIG. 2.4 Esquema de interpolación polinomial paso a paso.

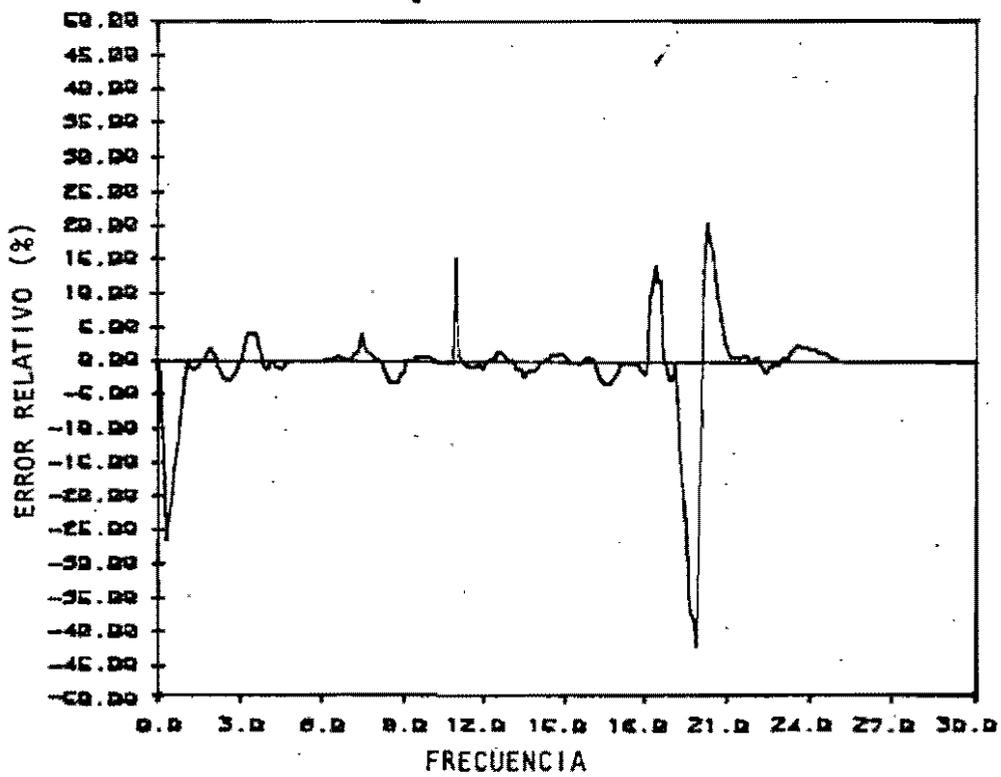
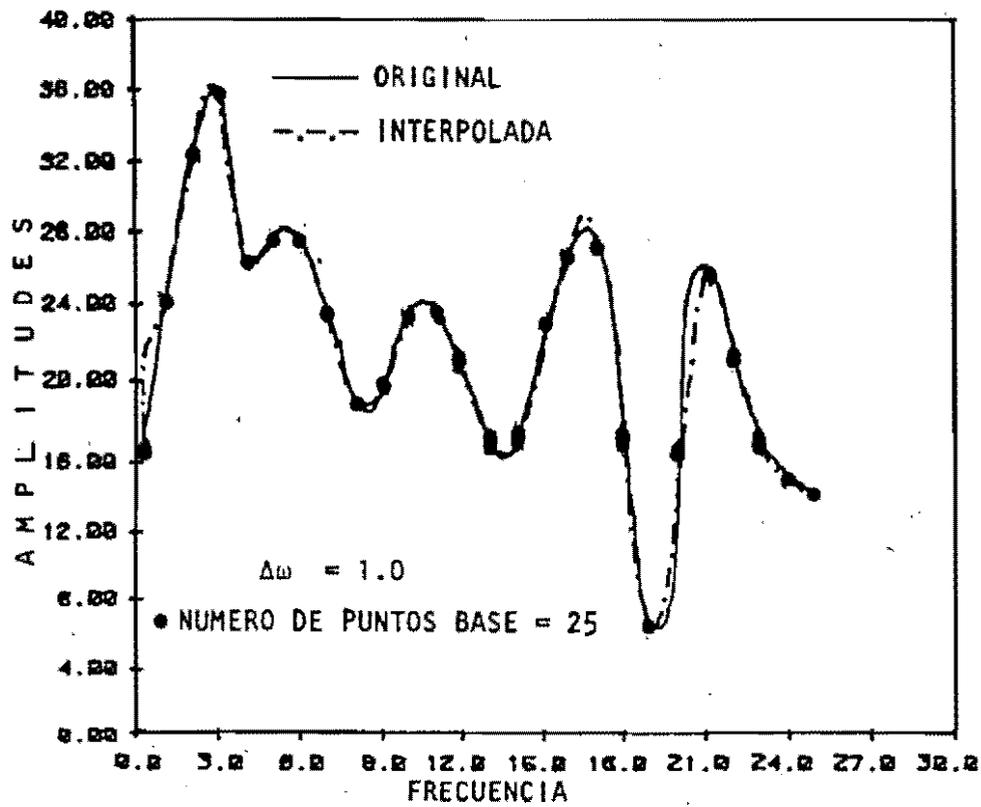


FIG. 2.5 Valuación del esquema de interpolación para la función TIPO I, con un polinomio de grado 4 y 25 puntos base

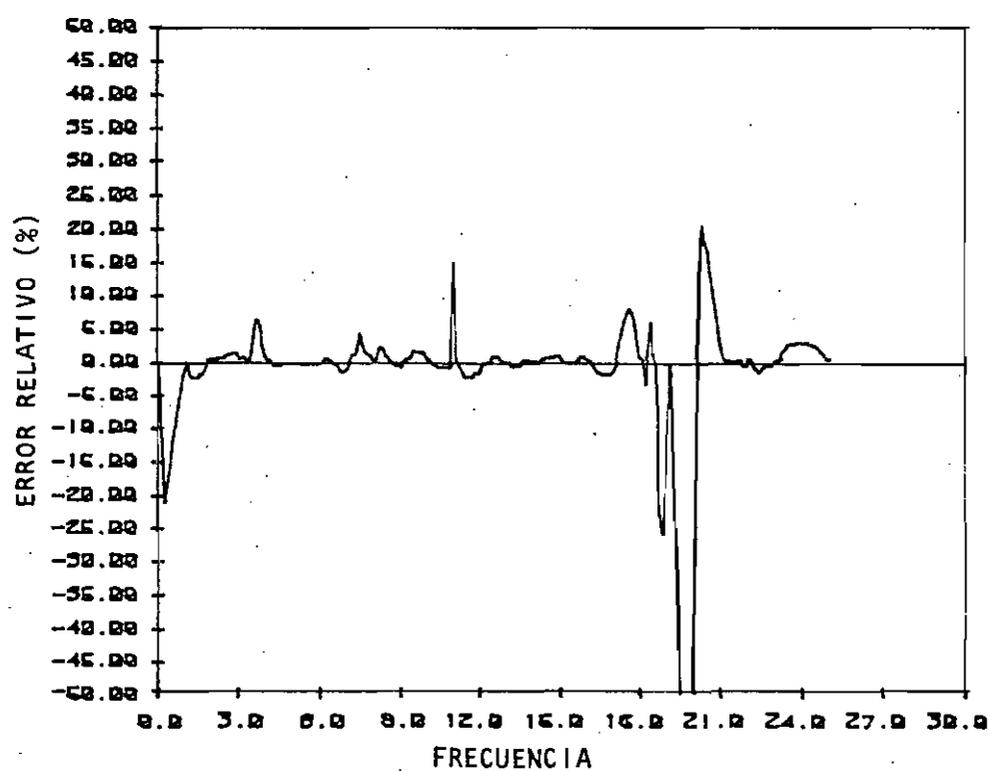
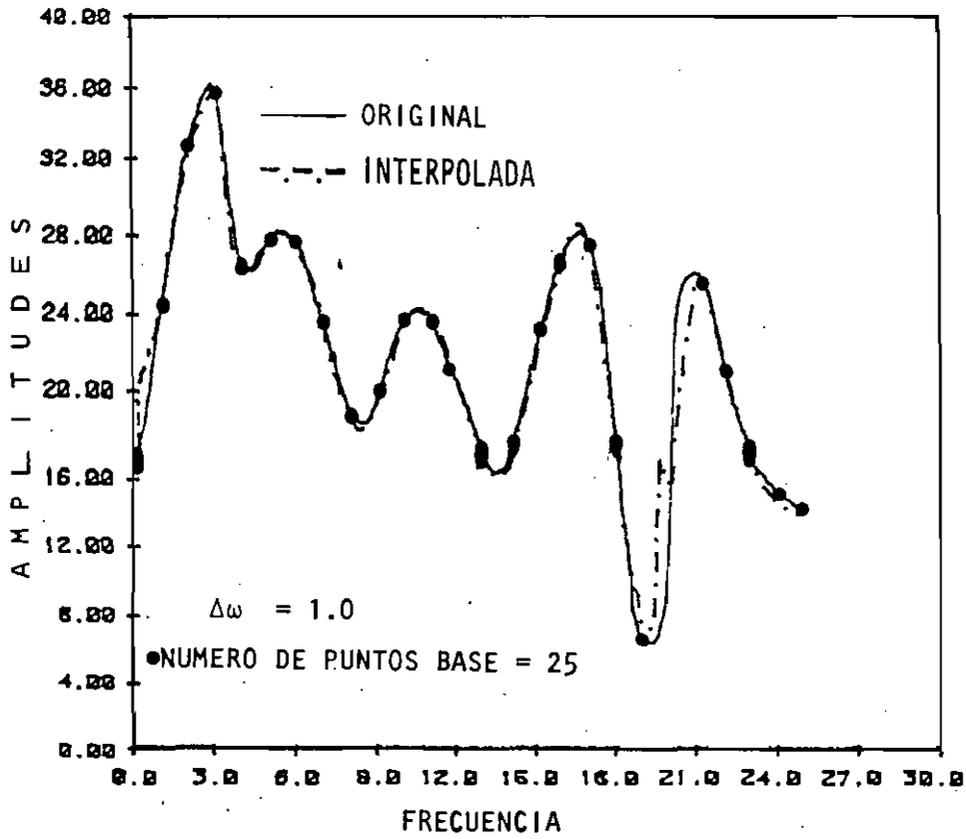


FIG. 2.6 Valuación del esquema de interpolación para la función TIPO I, con un polinomio de grado 6 y 25 puntos base

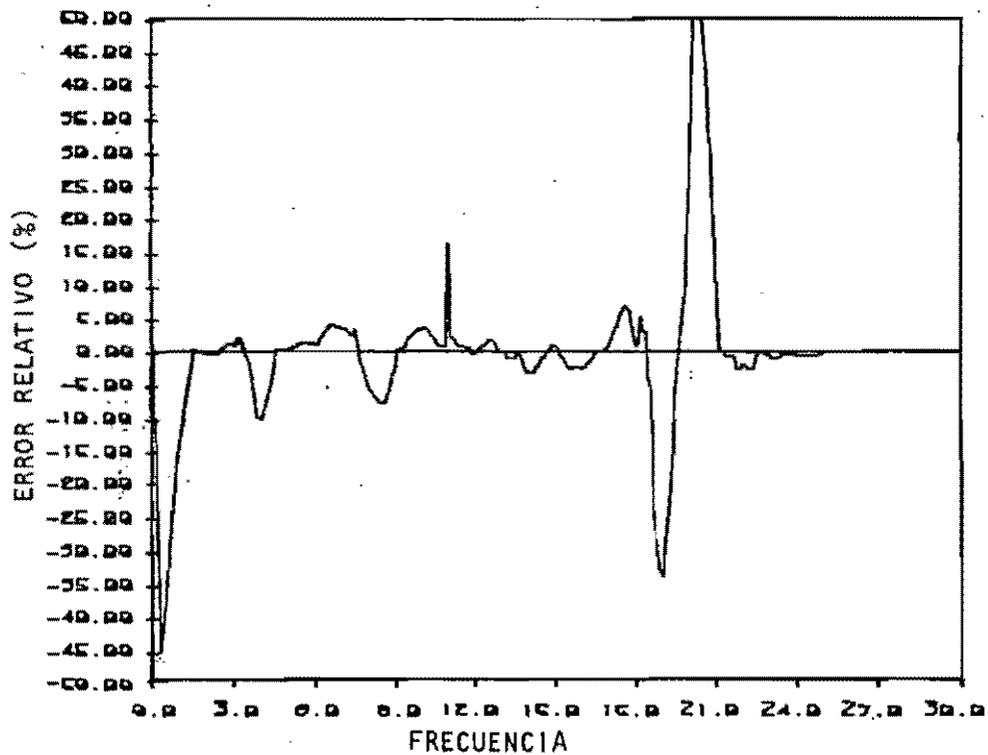
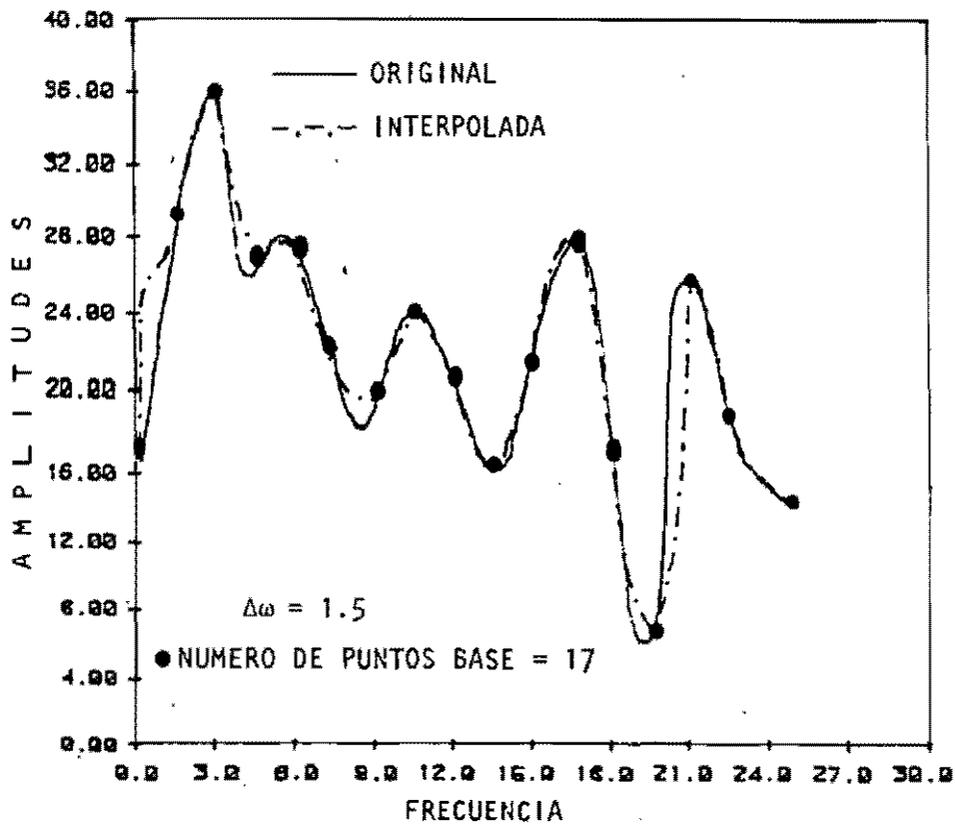


FIG. 2.7 Valuación del esquema de interpolación para la función TIPO I, con un polinomio de grado 4 y 17 puntos base

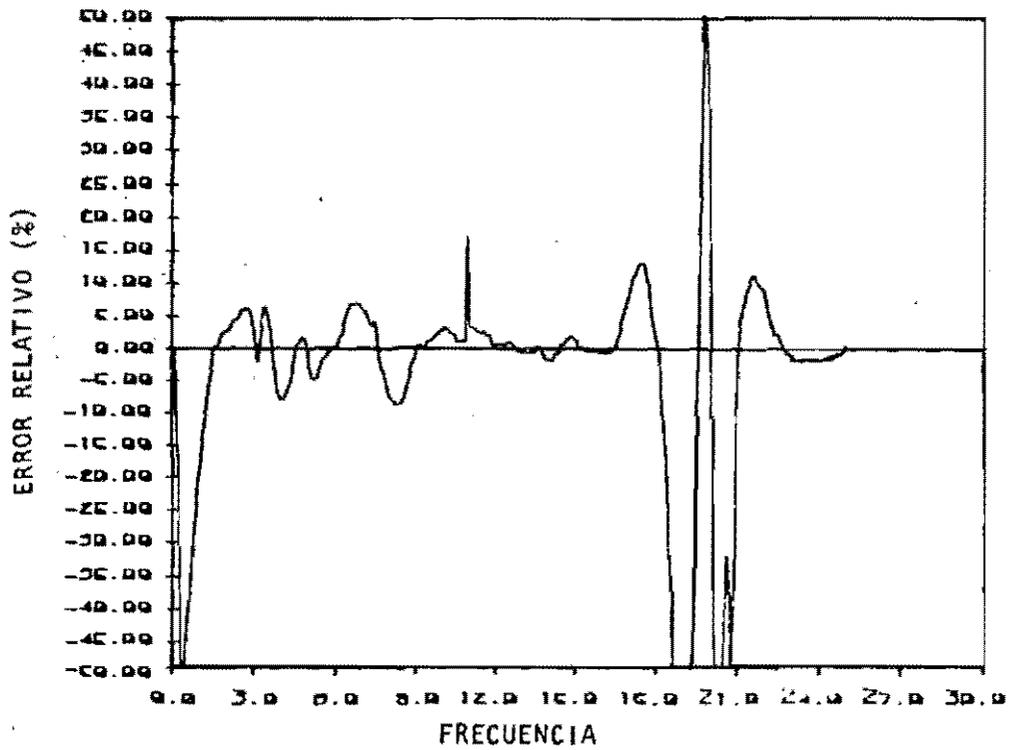
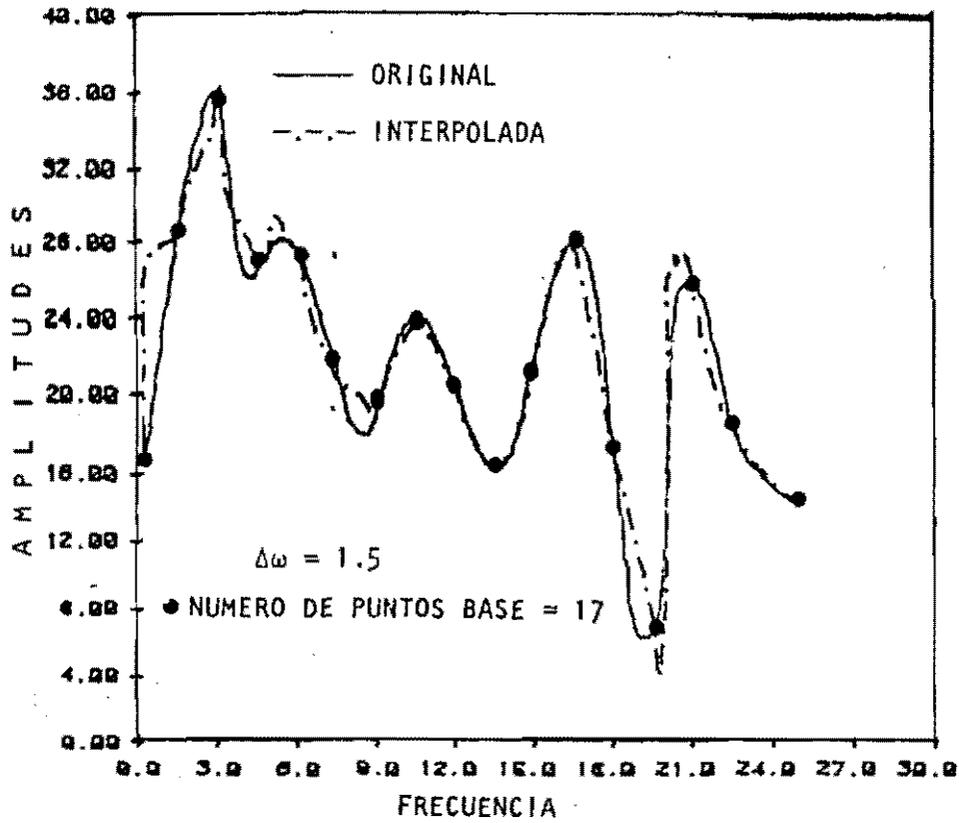


FIG. 2.8 Valuación del esquema de interpolación para la función TIPO I, con un polinomio de grado 6 y 17 puntos base

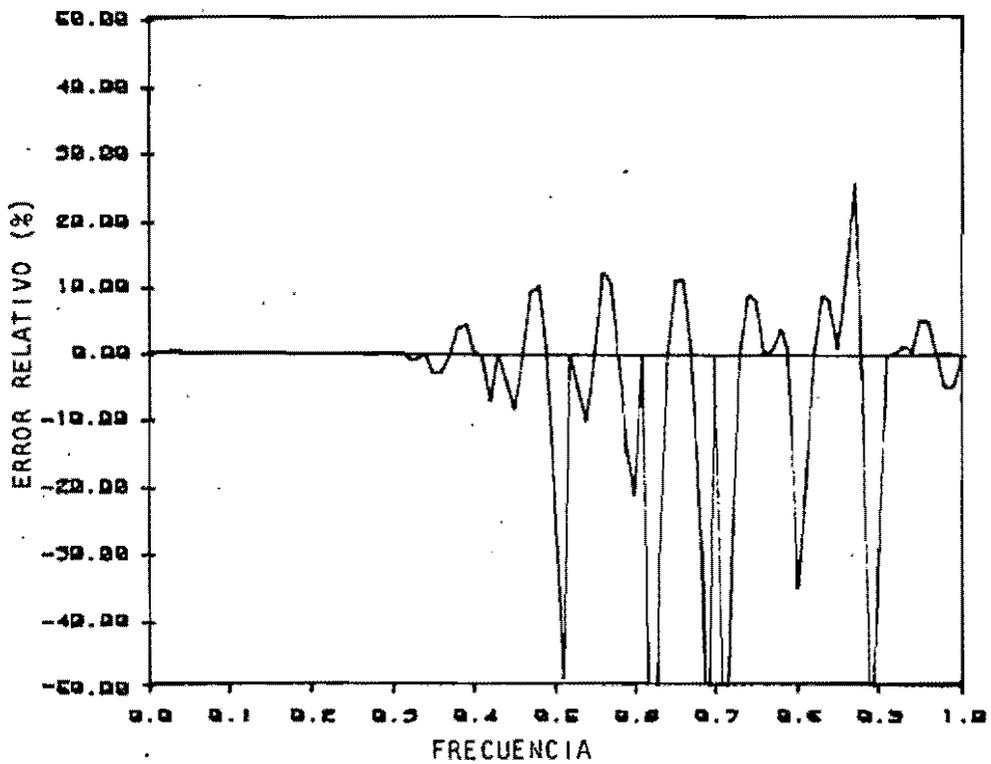
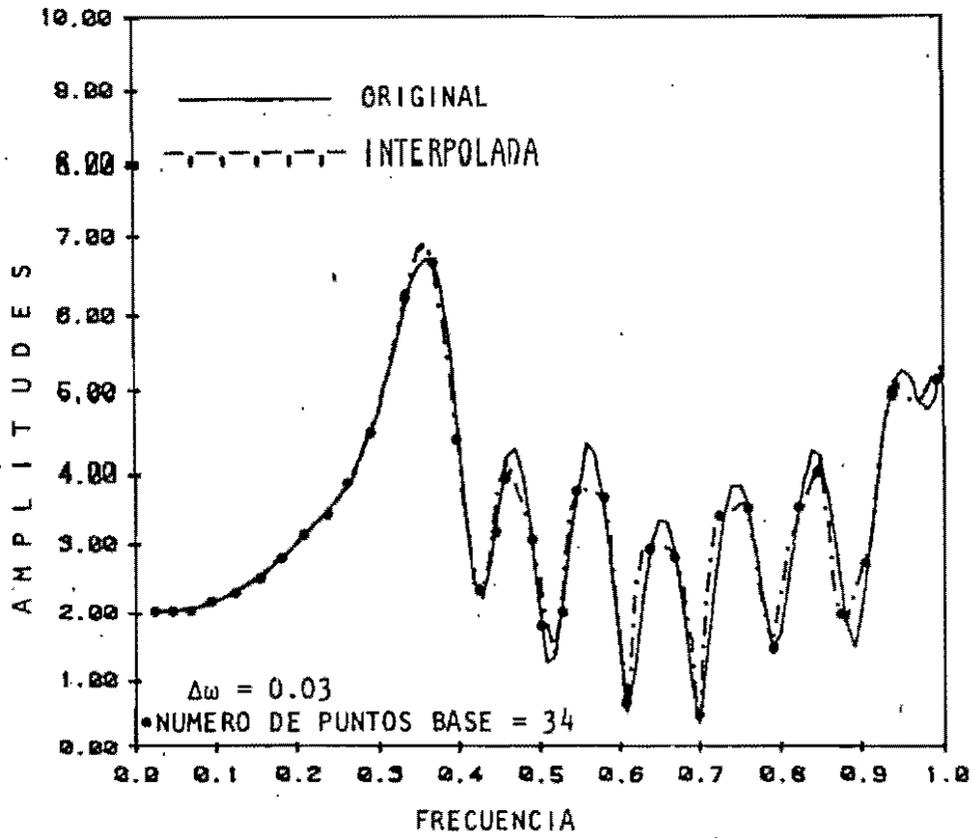


FIG. 2.9 Variación del esquema de interpolación para la función TIPO II, con un polinomio de grado 4 y 34 puntos base

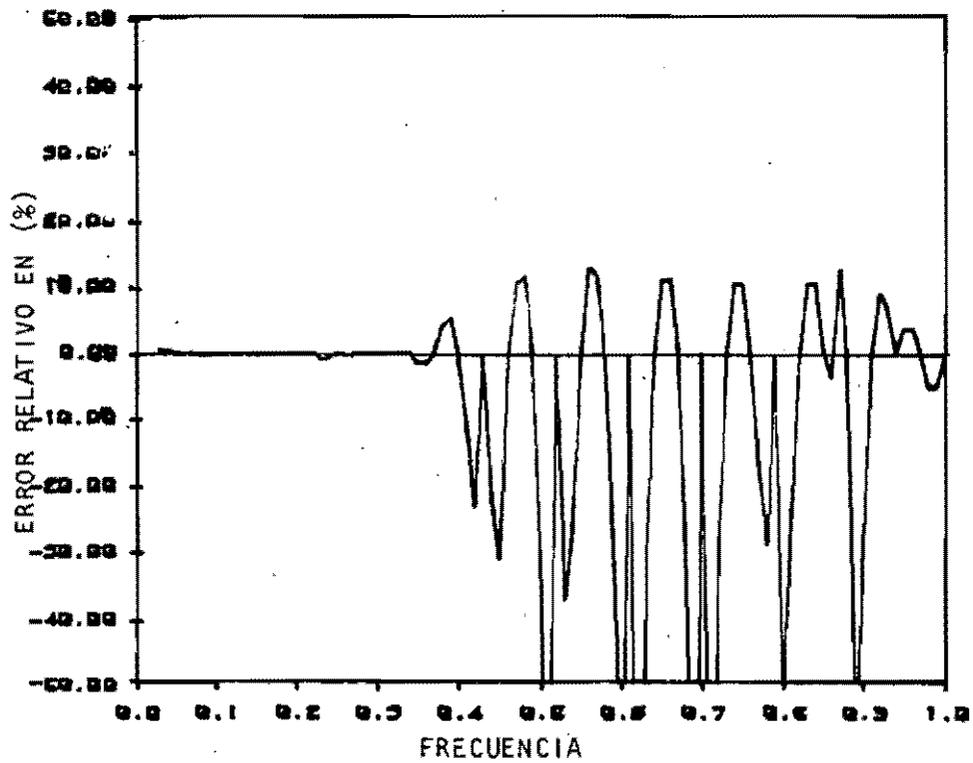
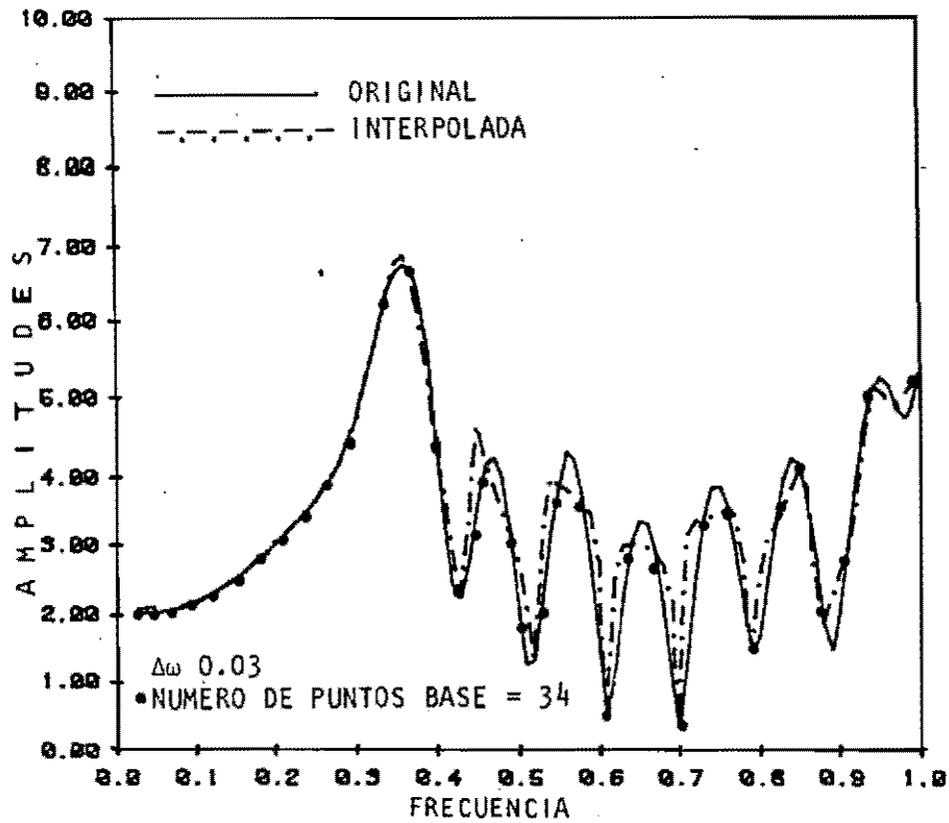


FIG 2.10 Valuación del esquema de interpolación para la función TIPO II, con un polinomio de grado 6 y 34 puntos base

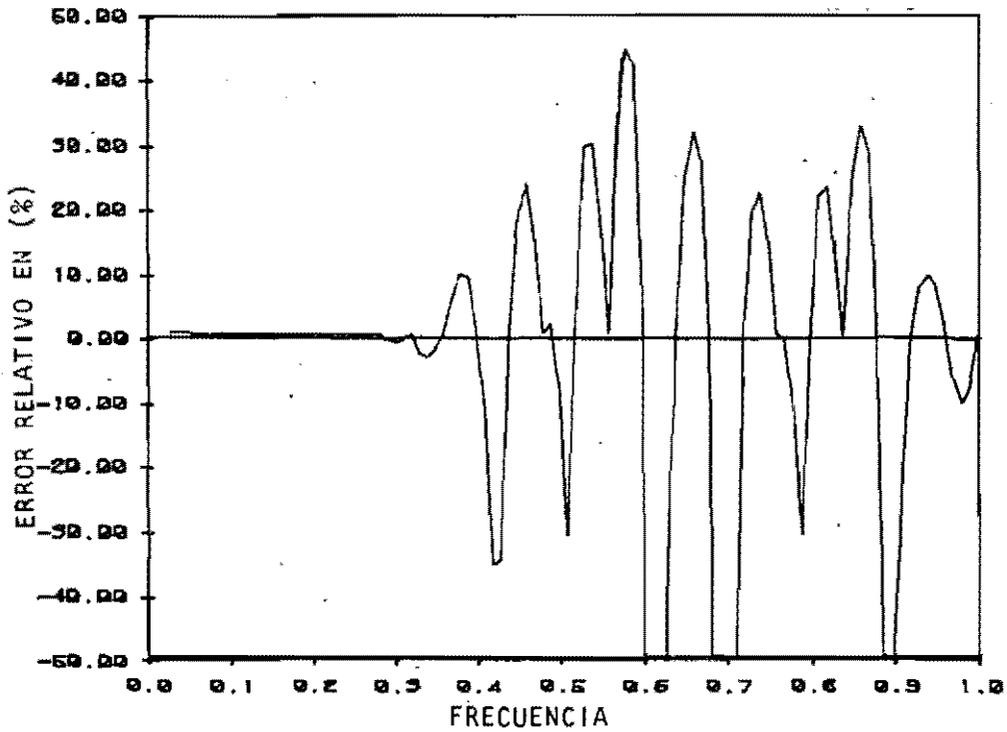
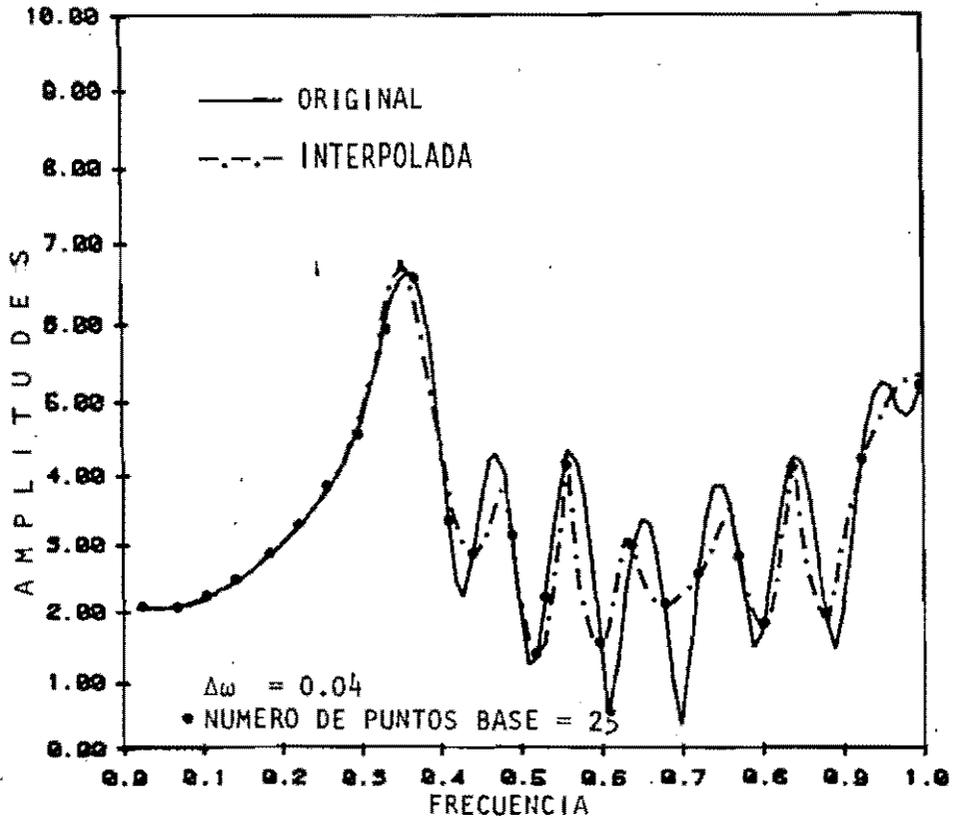


FIG 2.11 Variación del esquema de interpolación para la función TIPO II, con un polinomio de grado 4 y 25 puntos base

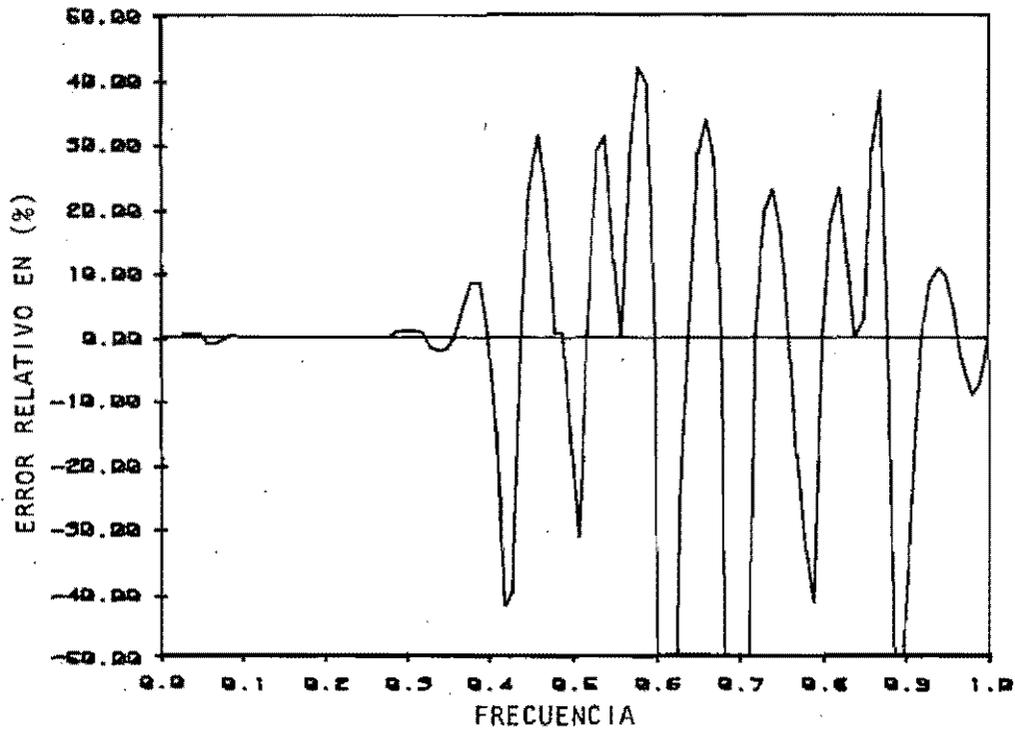
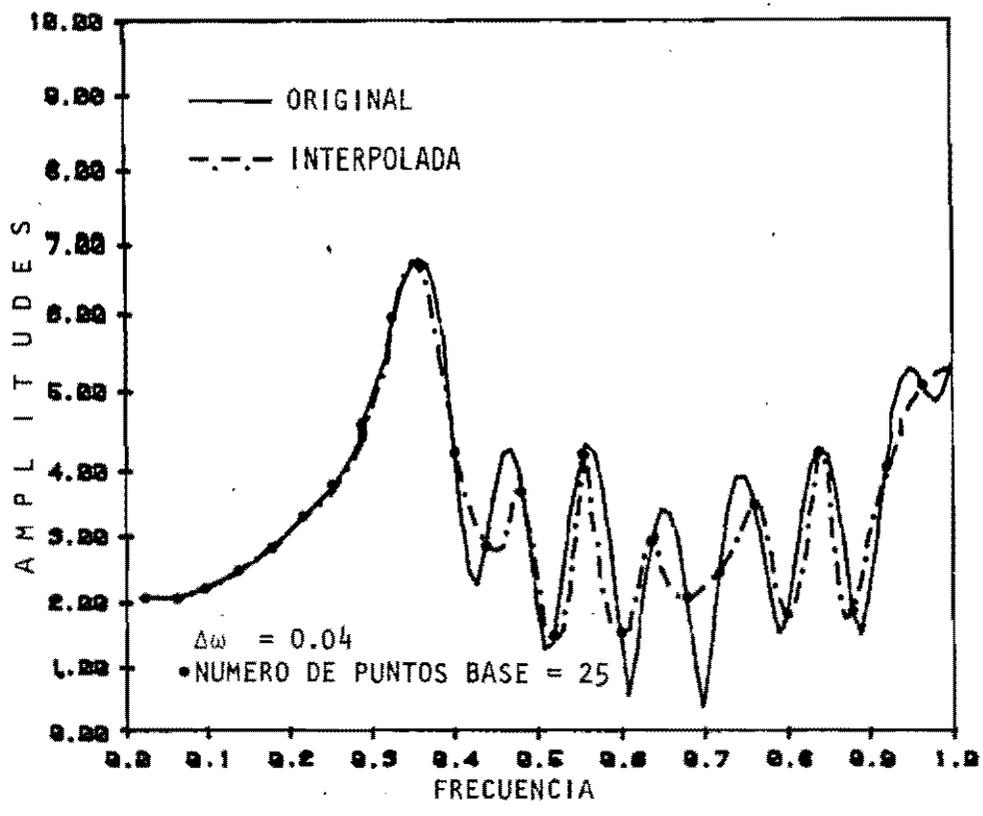


FIG 2.12 Valuación del esquema de interpolación para la función TIPO II, con un polinomio de grado 6 y 25 puntos base

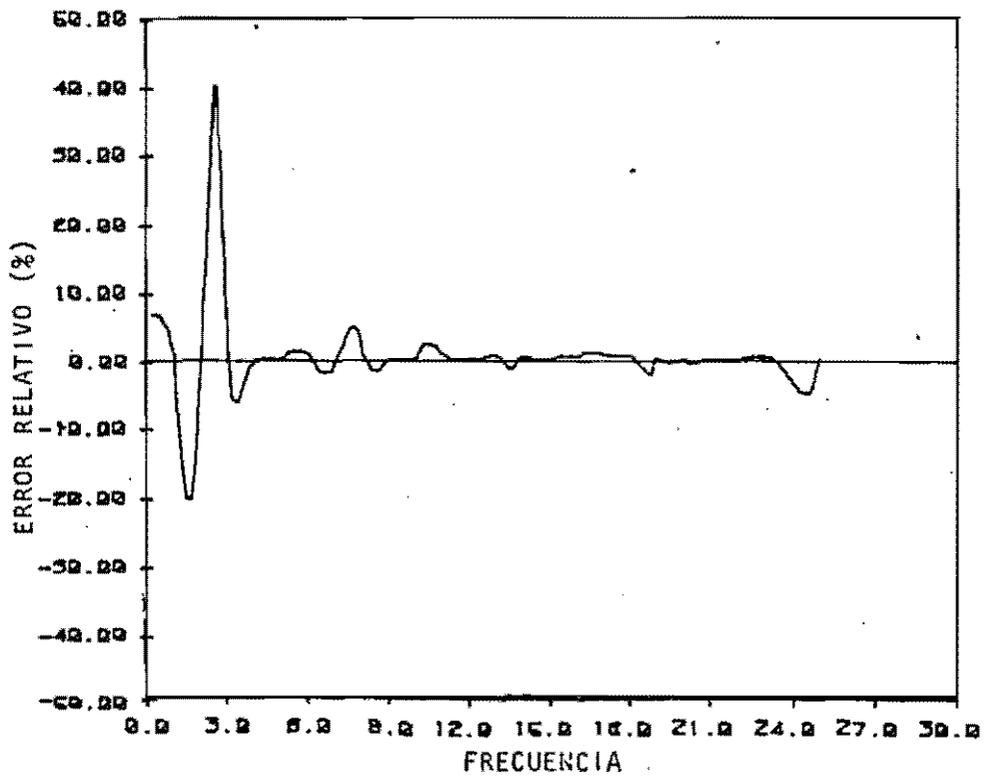
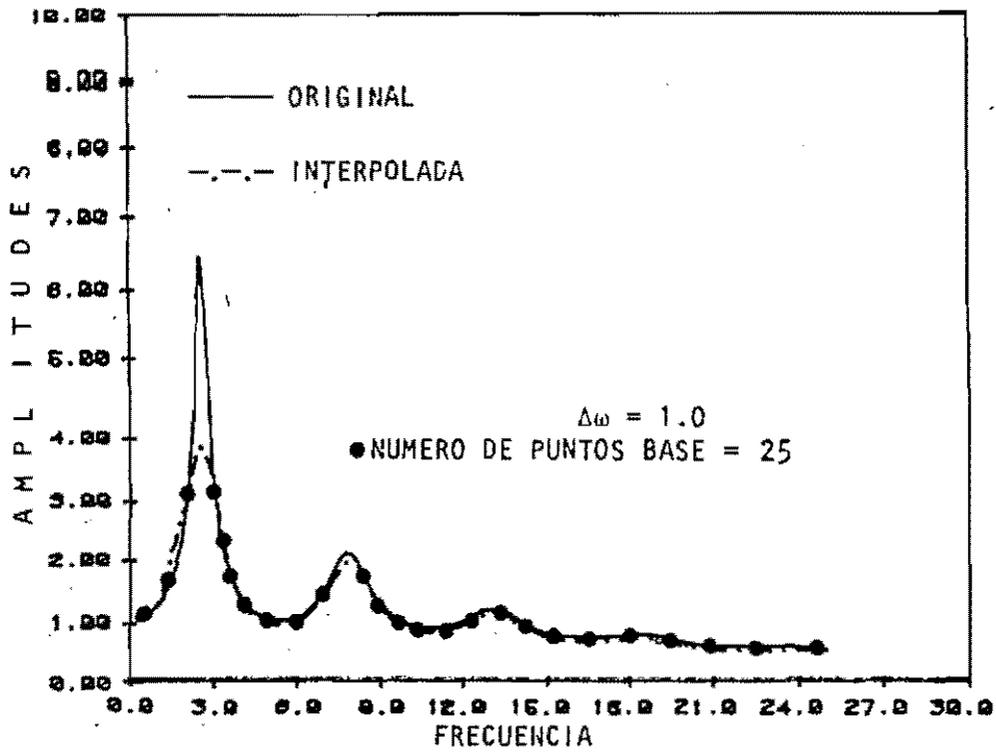


FIG 2.13 Valuación del esquema de interpolación para la función TIPO III, con un polinomio de grado 4 y 25 puntos base

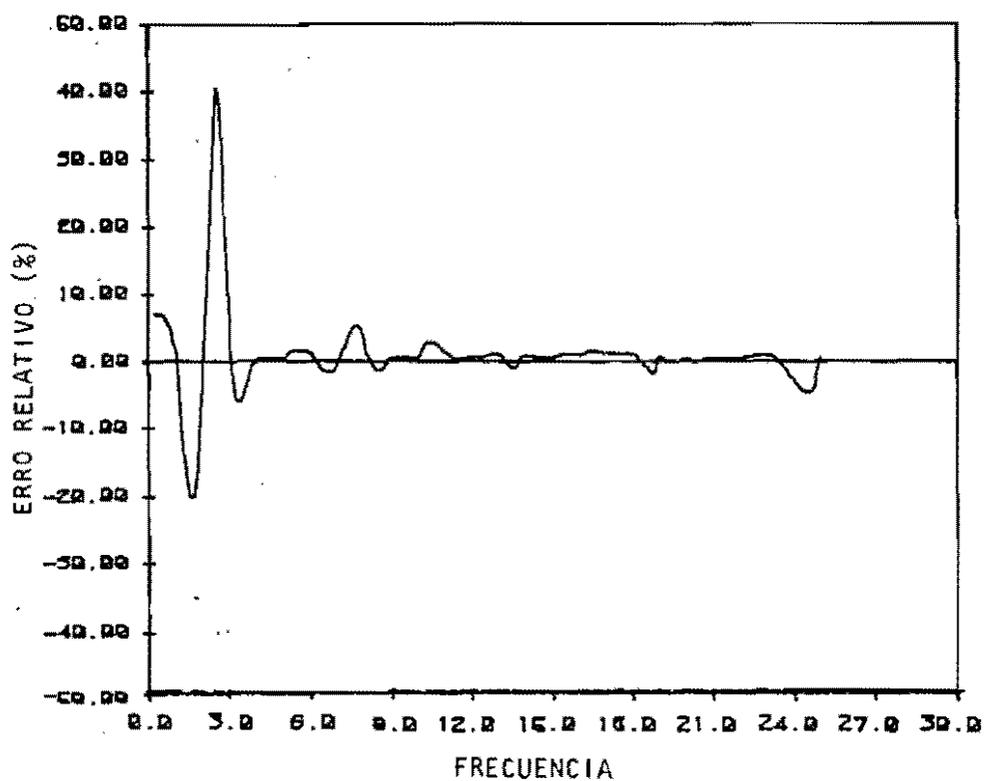
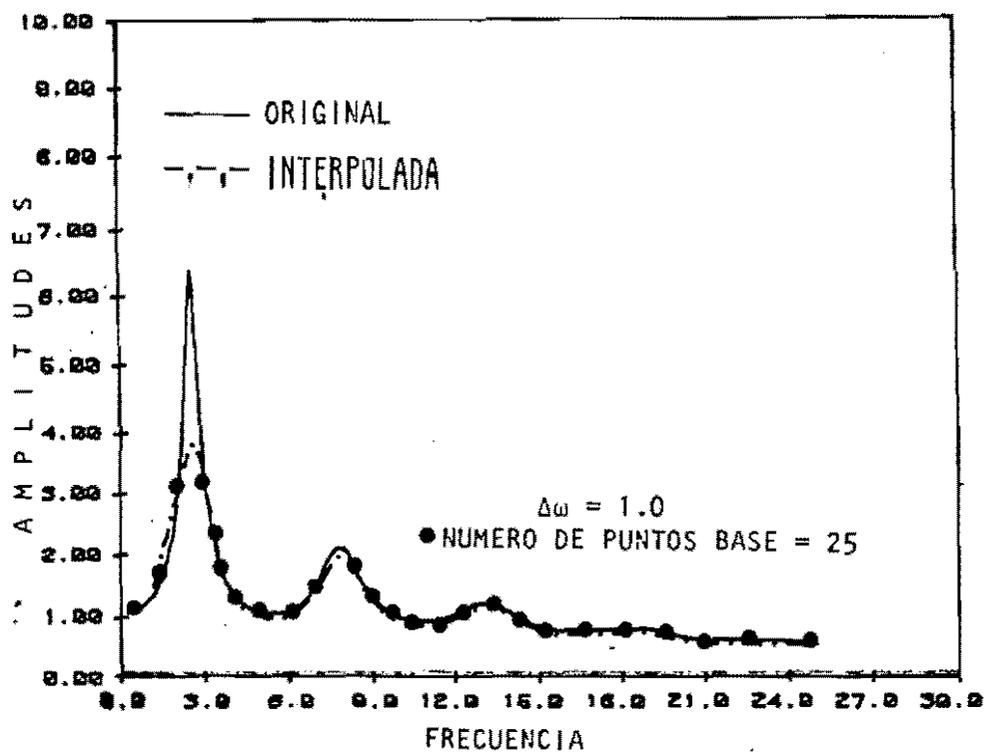


FIG 2.14 Valuación del esquema de interpolación para la función TIPO III, con un polinomio de grado 6 y 25 puntos base

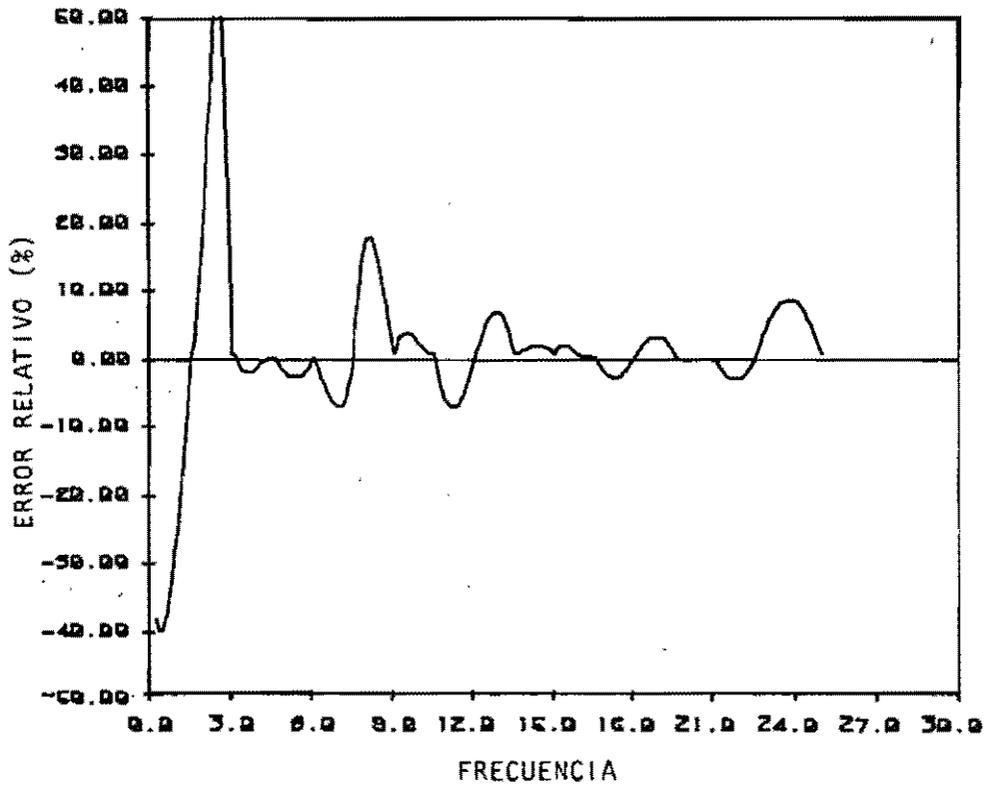
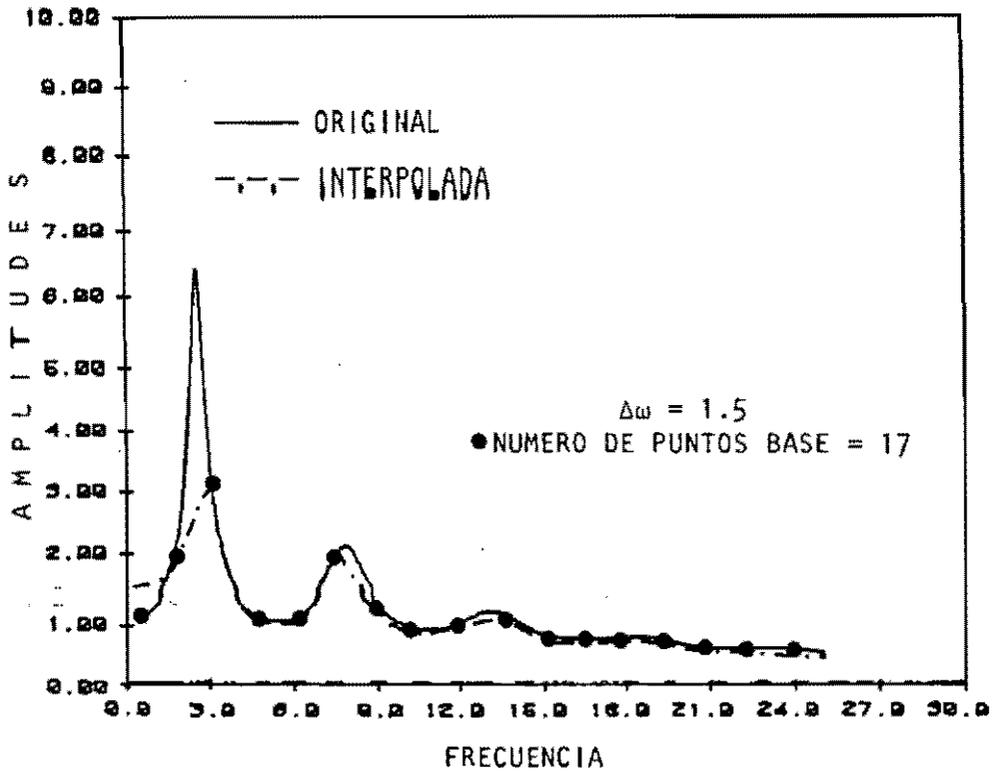


FIG 2.15 Valuación del esquema de interpolación para la función TIPO III, con un polinomio de grado 4 y 17 puntos base

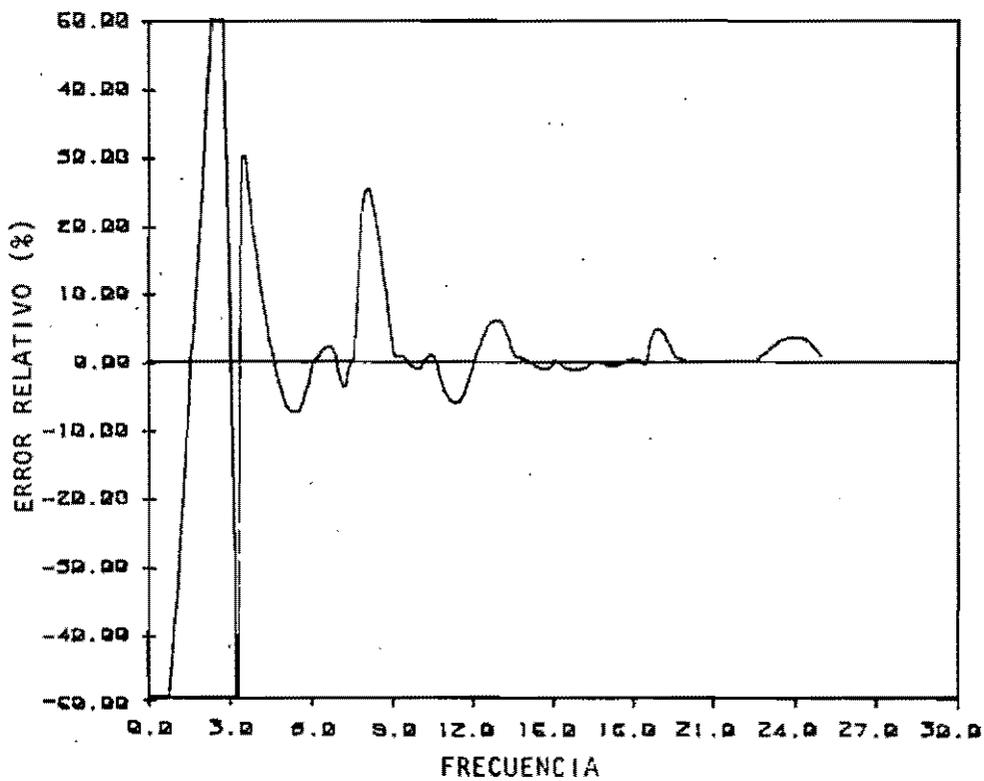
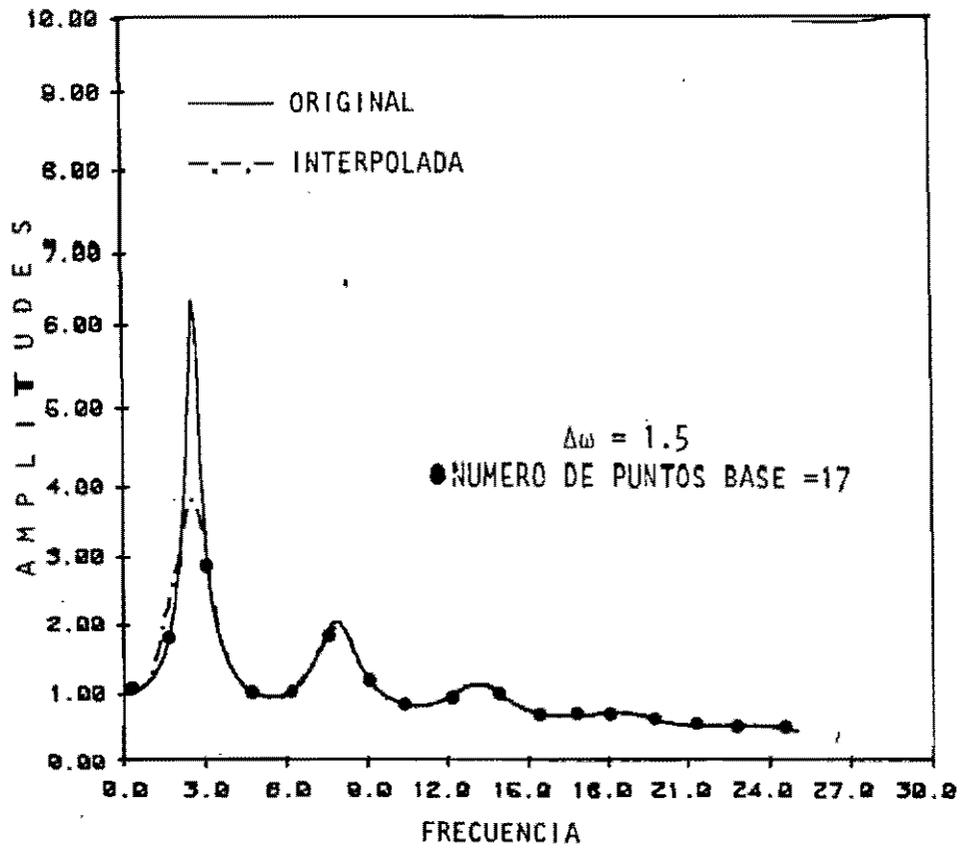


FIG. 2.16 Valuación del esquema de interpolación para la función TIPO III, con un polinomio de grado 6 y 17 puntos base

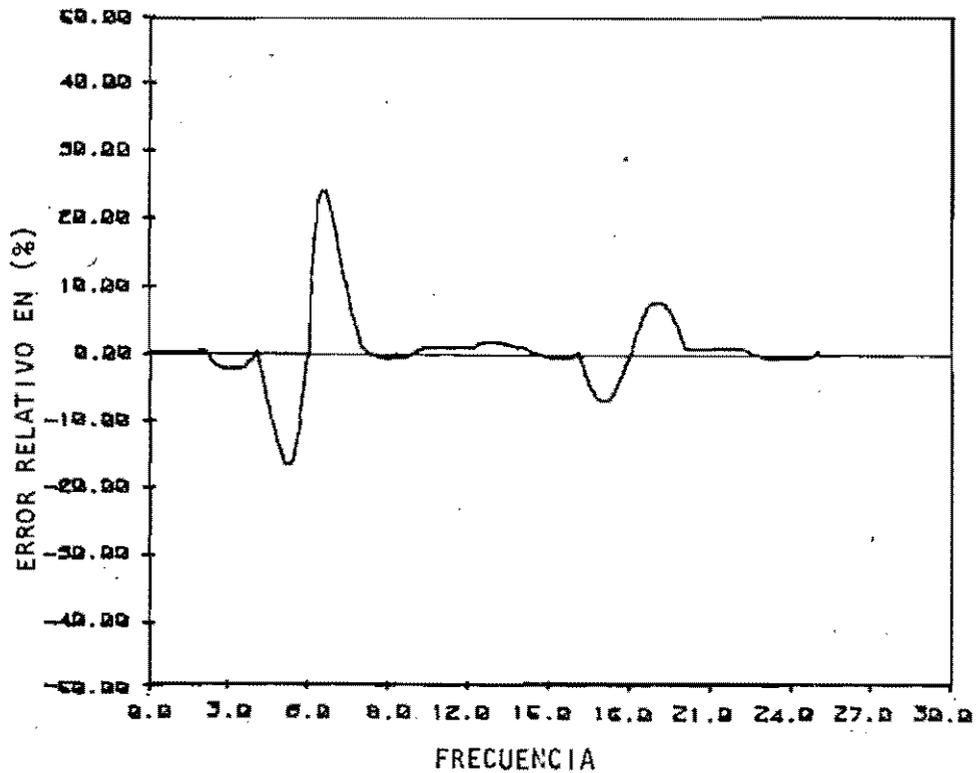
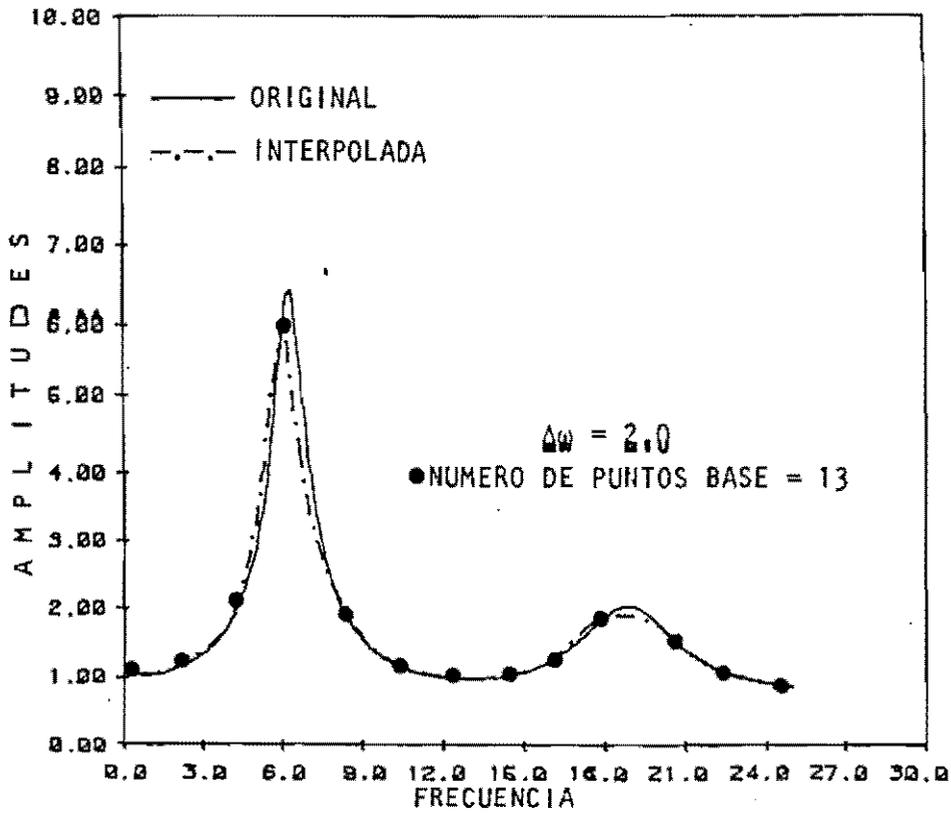


FIG. 2.17 Valuación del esquema de interpolación para la función TIPO IV, con un polinomio de grado 4 y 13 puntos base

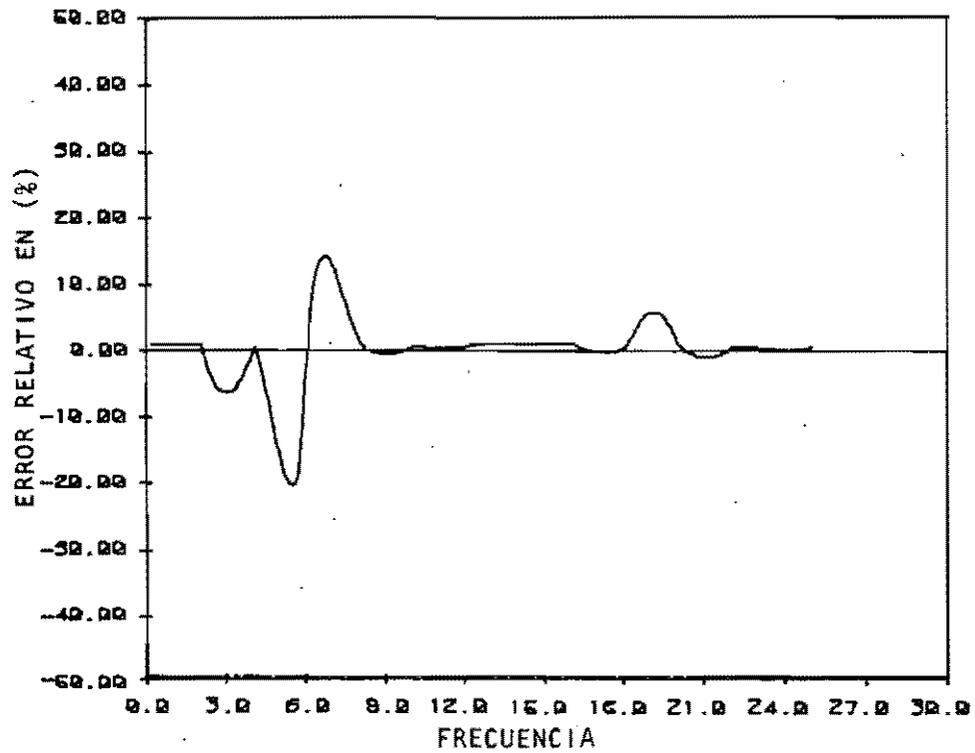
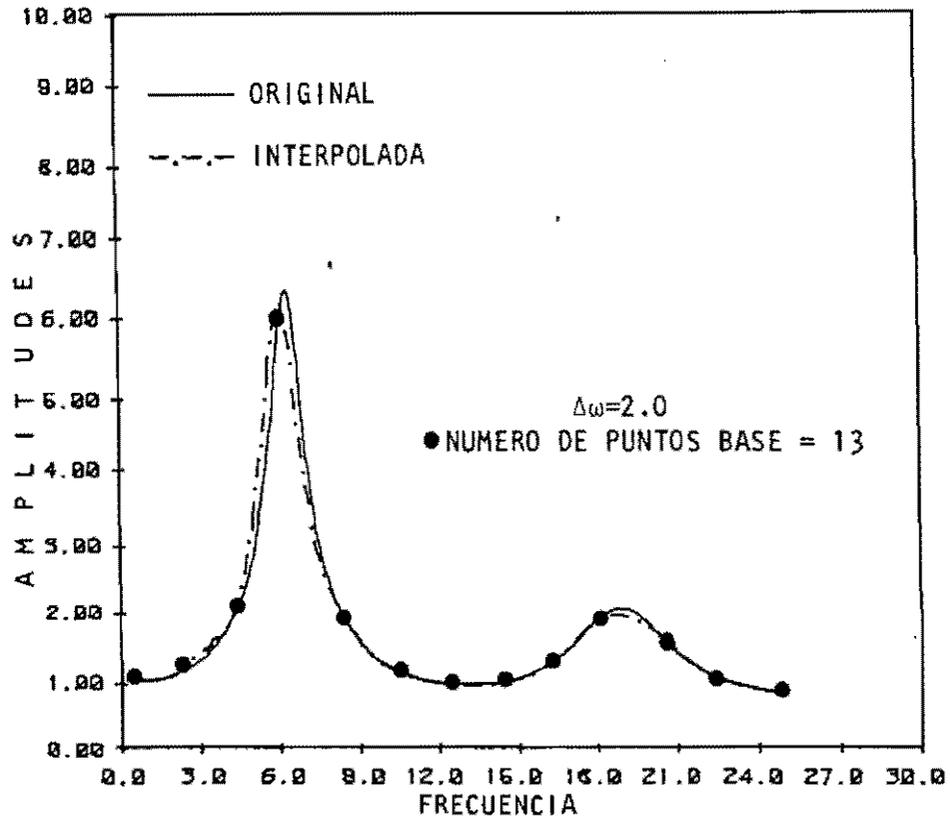


FIG. 2.18 Valúación del esquema de interpolación para la función TIPO IV, con un polinomio de grado 6 y 13 puntos base

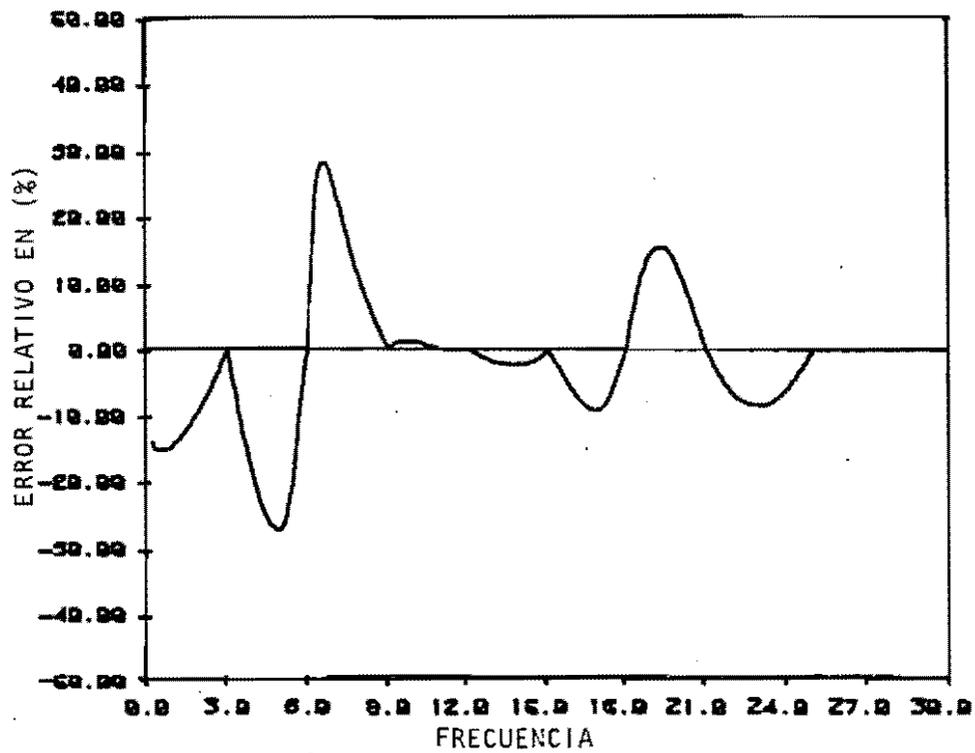
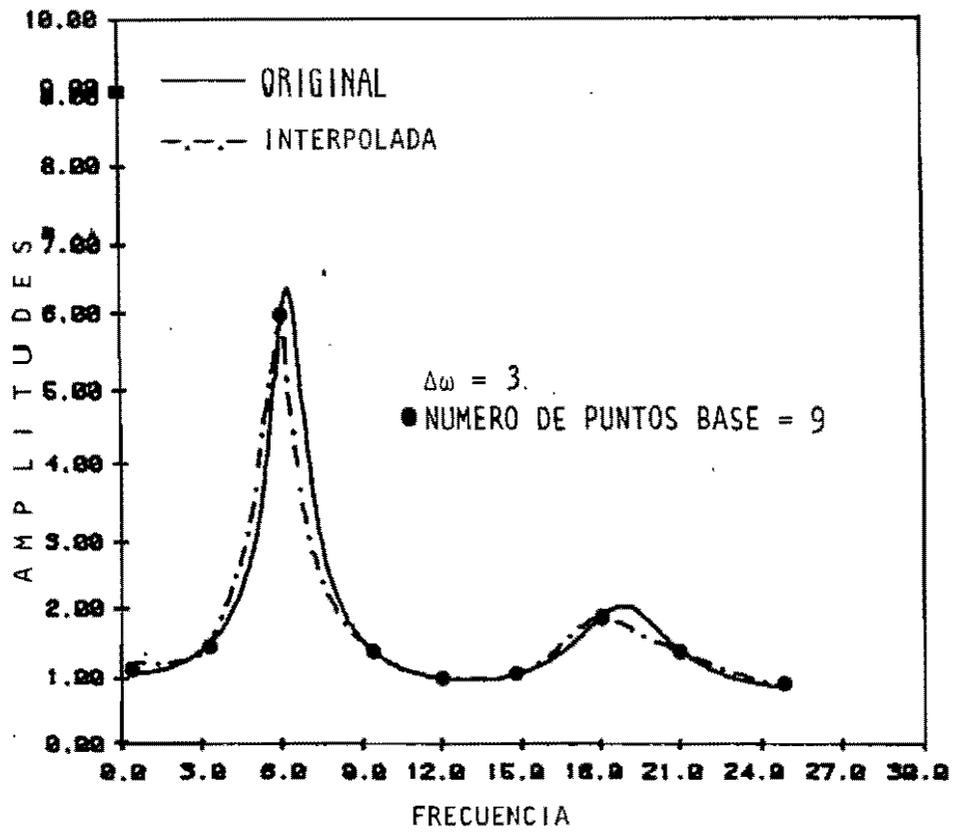


FIG. 2.19 Valuación del esquema de interpolación para la función TIPO IV, con un polinomio de grado 4 y 9 puntos base

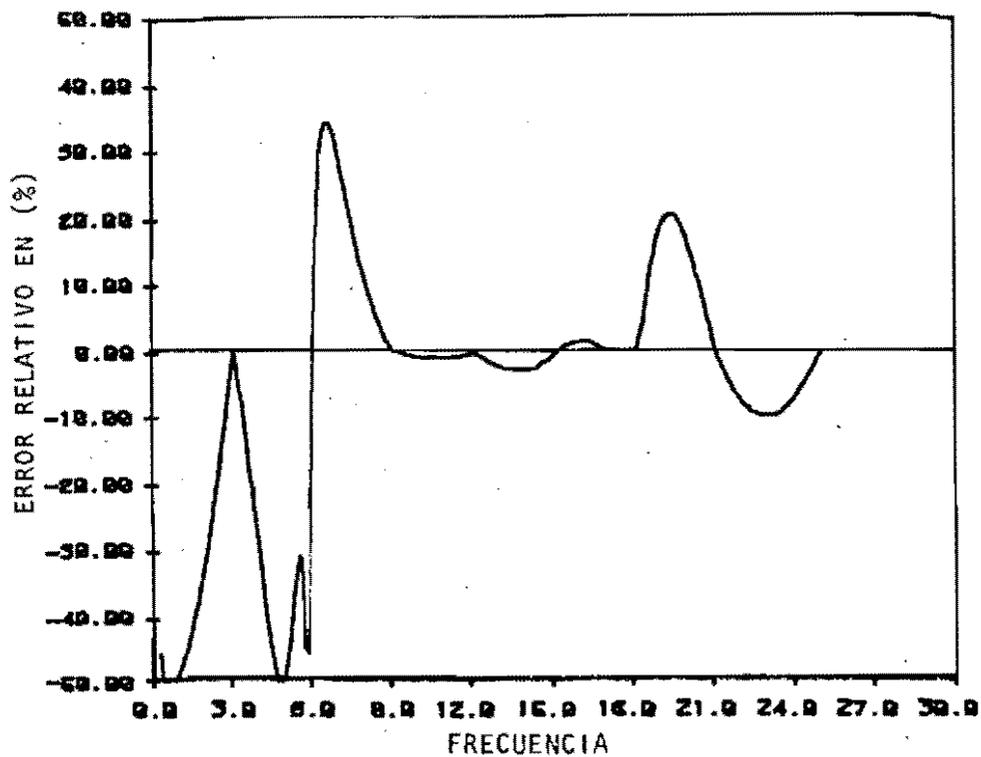
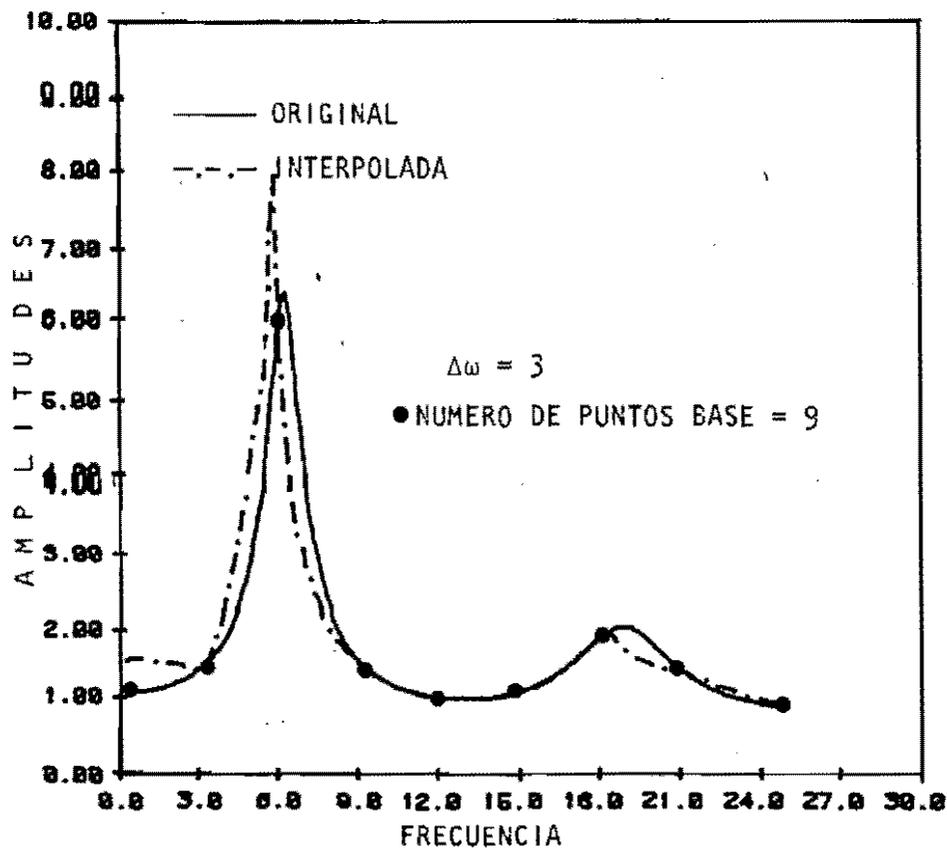
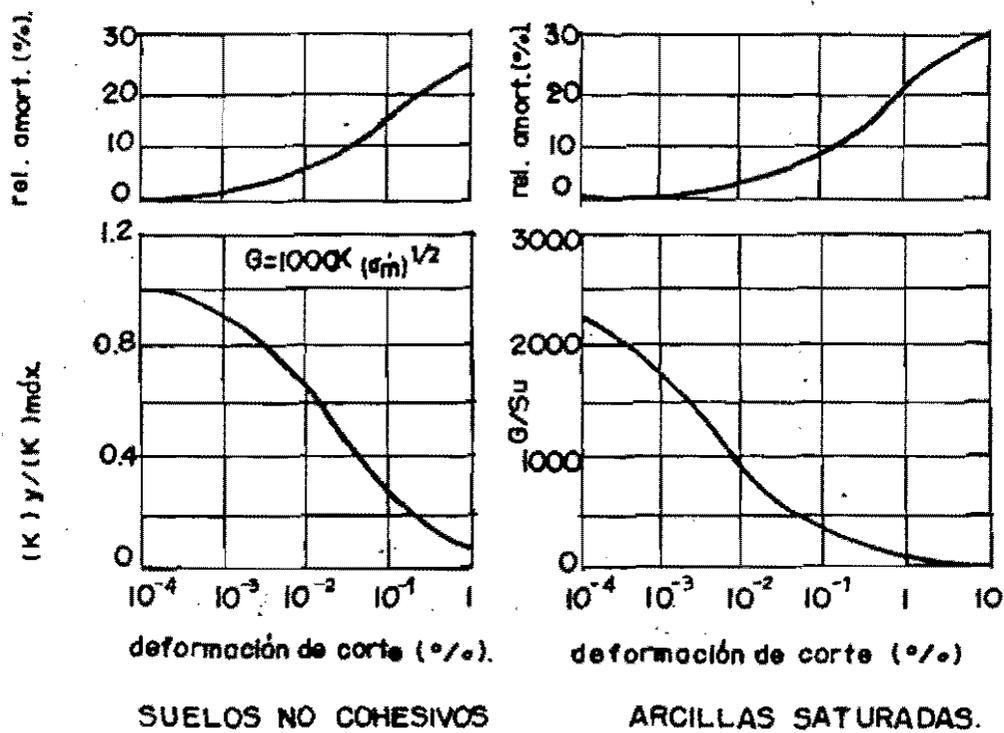


FIG 2.20 Valuación del esquema de interpolación para la función TIPO IV, con un polinomio de grado 6 y 9 puntos base



(Seed e Lysne, 1970)

FIG. 2.21 Curvas promedio de variación del módulo de corte y el amortiguamiento.

3. ANALISIS DE CAMPO LIBRE

El efecto de las condiciones locales en la ciudad de México es particularmente importante y debe tomarse en cuenta en el diseño de cimentaciones (Romo 1988). Según estudios realizados se ha mostrado que los depósitos de suelo blando amplifican significativamente los movimientos sísmicos de terreno firme Rosenblueth (1952). Estudios posteriores (Seed e Idriss 1969; Romo y Jaime, 1986; Romo y Seed, 1986; Romo y Jaime, 1987; Romo, Shelley, Jaime y Hernández, 1988), han demostrado que en el valle de México los depósitos arcillosos afectan notablemente la intensidad y las características de los sismos que ocurren en la ciudad de México. De hecho, uno de los aspectos más importantes de los efectos de los sismos de septiembre de 1985 en la ciudad de México fue la gran diferencia entre las intensidades de los movimientos sísmicos y daños asociados en diferentes partes de la ciudad.

Al suroeste los movimientos del terreno fueron moderados y el daño menor. Por otra parte, al norte de la ciudad hubo daños severos y el registro obtenido en el extremo sur de esta zona de gran daño mostró la gran intensidad de los movimientos sísmicos ocurridos.

En sismos anteriores se habían observado patrones similares de daños y estas diferencias se atribuyen a las condiciones locales variables encontradas en la ciudad de México.

El propósito de este capítulo es presentar los resultados de estudios realizados a raíz de los sismos de septiembre de 1985 y febrero de 1988 para explorar la relación entre las condi-

ciones del suelo y los movimientos del terreno registrado durante estos eventos sísmicos en diversas partes del valle de México. También se muestra cómo con un modelo unidimensional de propagación de ondas sísmicas y el esquema de interpolación propuesto en el capítulo anterior, se pueden reproducir los movimientos registrados en varias estaciones localizadas en los depósitos de suelo blando en el valle de México.

3. 1 Condiciones generales del suelo

Derrames volcánicos a través de diferentes épocas geológicas han depositado grandes cantidades de toba, lava y brecha que afloran generalmente hacia las lomas de la zona Metropolitana. El medio ambiente lacustre que prevaleció durante períodos prolongados favoreció el depósito de volúmenes significativos de partículas finas de ceniza volcánica que hoy constituyen los depósitos potentes de suelo blando encontrados en la ciudad de México (Romo, 1988).

Con base en las características geotécnicas, (Marsal y Mazari 1959) definieron tres zonas en la ciudad de México: de Lago, de Transición y de Lomas. En la definición de la zona del Lago sólo incluyeron el lago de Texcoco debido a que la información existente se concentraba en esta área por razones del desarrollo urbano. A medida que se ha acumulado e interpretado información reciente ha resultado evidente la conexión entre los Lagos de Texcoco y Xochimilco-Chalco y, por tanto, se ha extendido la zona del Lago para incluir ambas cuencas (Jaime, 1987). En la Fig 3.1 se muestra de manera esquemática la nueva zonificación y la localización de los observatorios en donde se registraron los movimientos sísmicos de los cuales algunos se discutirán en este capítulo.

Como sabemos, la ciudad de México se asentó en la ribera oeste del Lago de Texcoco, por consiguiente, mientras que gran parte de la ciudad en el oeste está sobre roca y depósitos de suelo firme, la parte este de la ciudad está subyacida por depósitos potentes de suelo blando, como se indica en los perfiles norte-sur y este-oeste presentados en las Figs 3.2 y 3.3.

En la zona del Lago, los depósitos arcillosos, que tienen velocidades de onda de corte que varían entre 40 m/s y 90 m/s, son subyacidas por una formación muy resistente (depósitos profundos) con velocidades del orden de 600 m/s o mayores. Este contraste tan importante en velocidades de onda y la gran extensión horizontal de los estratos de arcilla comparada con sus espesores, facilitan considerablemente el análisis de los efectos de propagación de ondas sísmicas en la ciudad de México. Los contornos que indican la profundidad aproximada a los depósitos profundos se muestran en la Fig 3.4 (Jaime, 1987; Romo *et al*, 1988).

3.2 Movimientos sísmicos del suelo.

Durante los sismos del 19 de septiembre de 1985 y 8 de febrero de 1988 se obtuvieron registros de los movimientos del terreno en diferentes sitios en el valle de México. En la Fig 3.1 se muestra la localización de las estaciones de observación, de las cuales algunas se comentan en este capítulo.

Debido a que en la zona de mayor daño en la ciudad de México sólo se registraron los movimientos sísmicos en un sitio (SCT), conviene desarrollar procedimientos analíticos para evaluar las características de los movimientos sísmicos del suelo en aquellas partes de la ciudad, donde no se

obtuvieron registros, pero que son de gran interés para la evaluación de los daños o para el diseño sísmico de estructuras.

El método utilizado en los análisis que se mencionan en este capítulo, se basa en la teoría de vibraciones casuales y supone que el tren de ondas sísmicas está compuesto por ondas de corte horizontal (SH) que inciden verticalmente al nivel de los depósitos profundos, los cuales definen la frontera del semi-espacio sobre el que se apoyan los depósitos de suelo blando (Romo et al, 1977). El procedimiento de cálculo que recurre a elementos finitos, se muestra esquemáticamente en la Fig 3.5. Conocidos los movimientos sísmicos en la superficie del terreno en la zona de Lomas (p. e. en Ciudad Universitaria), se trasladan a la base del estrato que constituye el semi-espacio (depósitos profundos) y los movimientos resultantes se utilizan como excitación de los diferentes estratos de suelo.

En los análisis que se incluyen en este capítulo se utilizó como excitación dinámica el promedio de las componentes horizontales registradas en CU, el 19 de septiembre de 1985 y 8 de febrero de 1988 (Figs 3.7 y 3.8).

3.2.1 Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT)

Las condiciones del subsuelo en este sitio consisten de una capa de mezclas de arena, limo y arcilla de 4m de espesor y valores de $V_s \approx 100$ m/s, seguida de un estrato de arcilla, de 27 m de espesor, con intercalaciones de lentes de arena limosa, vidrio volcánico, ceniza volcánica, arena y limos; las velocidades de corte V_s varían de unos 40 m/s a 90 m/s, debajo de esta capa existe un estrato de 3 m de espesor muy compacto de arena limosa ligeramente cementada, con veloci-

dades de onda $V_s \approx 300$ m/s. Le sigue otro estrato de arcilla más compactada y resistente, y velocidades de corte $V_s \approx 120$ m/s.

En la base de estos estratos de suelo blando se encuentran los denominados depósitos profundos compuestos de capas muy compactas y rígidas de arenas limosas cementadas, las velocidades de corte V_s son superiores a las 600 m/s (Fig 3.9). Para la mayoría de los problemas de ingeniería, los depósitos profundos se consideran como la base del perfil del suelo.

3.2.2 Central de Abasto-Oficinas (CAO)

Las características estratigráficas en este sitio son similares a las del sitio SCT (Fig 3.9) excepto que los contenidos de agua en la arcilla blanda alcanzan valores hasta de 500 % y las resistencias son ligeramente menores. Las velocidades de onda V_s en la arcilla blanda varían entre 35 m/s y 80 m/s.

3.2.3 Central de Abasto-Frigorífico (CAF)

Los 15 m superiores en este sitio son similares a los del sitio CAO (Fig 3.10), pero la arcilla de CAF es ligeramente más rígida. La velocidad de corte V_s en la arcilla varía entre 35 m/s y 90 m/s.

Al observar con detenimiento los espectros de respuesta para los diferentes sitios, se concluye que los depósitos arcillosos amplifican notablemente los movimientos sísmicos de terreno firme. Además, modifican significativamente los contenidos de frecuencia a los sismos que llegan al valle de México. También se observa que aún en la misma zona del

Lago, los movimientos sísmicos pueden ser diferentes, como se muestra en la Fig 3.11, donde se comparan los espectros promedio para cuatro sitios. Esta comparación explica evidente porque el daño fue despreciable en las zonas de suelo firme (CU) y muy severo en las partes de la ciudad, donde se tienen espesores de arcilla entre 30 y 45 m.

3.3 Caracterización de algunos sitios

Los estudios analíticos que aquí se presentan se obtuvieron con el programa de elementos finitos PLUSH (Romo et al, 1977) modificado para incluir el esquema de interpolación paso a paso propuesto.

Debido a la limitada información sobre las estratigrafías en algunos de los sitios, se consideró suficiente utilizar valores medios de G y λ . Además, las estratigrafías se simplificaron considerando un estrato homogéneo con propiedades promedio. Por otra parte, aunque el análisis de respuesta puede hacerse bidimensional, se consideró adecuado realizar estudios unidimensionales.

Se supuso que la acción sísmica actúa en los depósitos profundos, considerados como la base de los modelos. La excitación se obtuvo al promediar las componentes horizontales de los registros en la Ciudad Universitaria, tanto para el 19 de septiembre de 1985, como para el 8 de febrero de 1988 la señal resultante se filtró en cada uno de los sitios, se aceptó que las características del suelo en Ciudad Universitaria, son similares a las de los depósitos profundos.

En las Figs 3.7 y 3.8 se muestran los espectros de respuesta de aceleraciones (5 % de amortiguamiento) del acelerograma

promedio obtenido en Ciudad Universitaria. El cálculo del promedio se hizo en el dominio de la frecuencia, sumando vectorialmente las componentes. Todas las comparaciones incluidas en los siguientes incisos son las resultantes de las componentes horizontales de cada sitio.

3.3.1 Características del terreno bajo la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT)

En la Fig 3.12 se compara los espectros de respuesta de las historias de aceleraciones calculados y medidos para el sismo del 19 de septiembre de 1985. Se puede observar que en general la concordancia es buena, tanto en el valor de la aceleración máxima en la superficie del depósito como en el contenido de frecuencias.

3.3.2 Características del terreno bajo la Central de Abastos-Oficinas (CAO)

En la Fig 3.13 se presentan las propiedades del estrato de suelo y su profundidad. En la Fig 3.14 se muestra la comparación entre los espectros de respuesta de los movimientos medidos el 19 de septiembre de 1985, calculados en la superficie.

3.3.3 Características del terreno bajo la Central de Abastos-Frigorífico (CAF)

Las características dinámicas y el espesor del estrato homogéneo se muestran en la Fig 3.15; en la Fig 3.16 se comparan los movimientos de la superficie del depósito, en términos de los espectros de respuesta de aceleraciones correspondientes al sismo del 19 de septiembre de 1985. En general, la concordancia es buena en lo que se refiere a la aceleración

máxima del terreno y al contenido de frecuencias del movimiento.

3.3.4 Características del sitio D22

El registro de este sitio se obtuvo el 8 de febrero de 1988; en la Fig 3.17 se presentan las características dinámicas y el espesor del estrato homogéneo, y en la Fig 3.18 se comparan los movimientos de la superficie del depósito, en términos de los espectros de respuesta de aceleraciones medido y calculado; se obtuvo una aceptable aproximación del espectro de respuesta calculado, tanto en su forma espectral como en la aceleración máxima.

3.3.5 Características del sitio D54

En la Fig 3.19 se presentan las propiedades del estrato de suelo homogéneo y su profundidad. En la Fig 3.20 se hace la comparación entre los espectros de respuesta medido y calculado de los movimientos presentados en el sitio el 8 de febrero de 1988 en la superficie. Se observa que la concordancia que se tiene es aceptable, tanto en la aceleración máxima en la superficie del depósito como en el contenido de frecuencias.

3.3.6. Características del sitio D68

Las características dinámicas y el espesor del estrato homogéneo se muestran en la Fig 3.21, y en la Fig 3.22 se comparan los movimientos de la superficie del depósito en términos de los espectros de respuesta tanto medido como calculado, obtenidos a partir de registros captados el 8 de febrero de 1988 en la superficie. La aproximación que se tiene es buena tanto en aceleración máxima como en contenido de frecuencias.

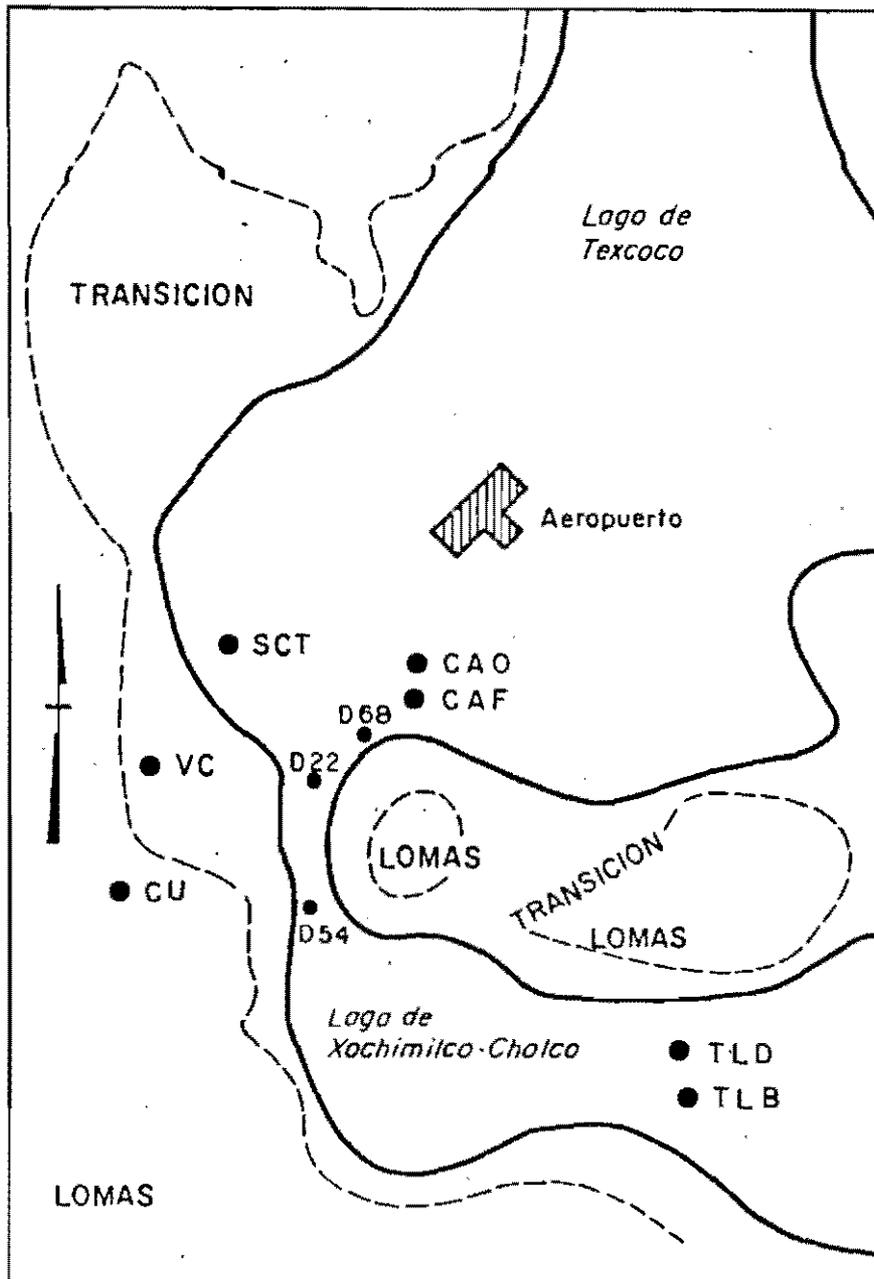


FIG. 3.1 Zonificación geotécnica y localización de observatorios.

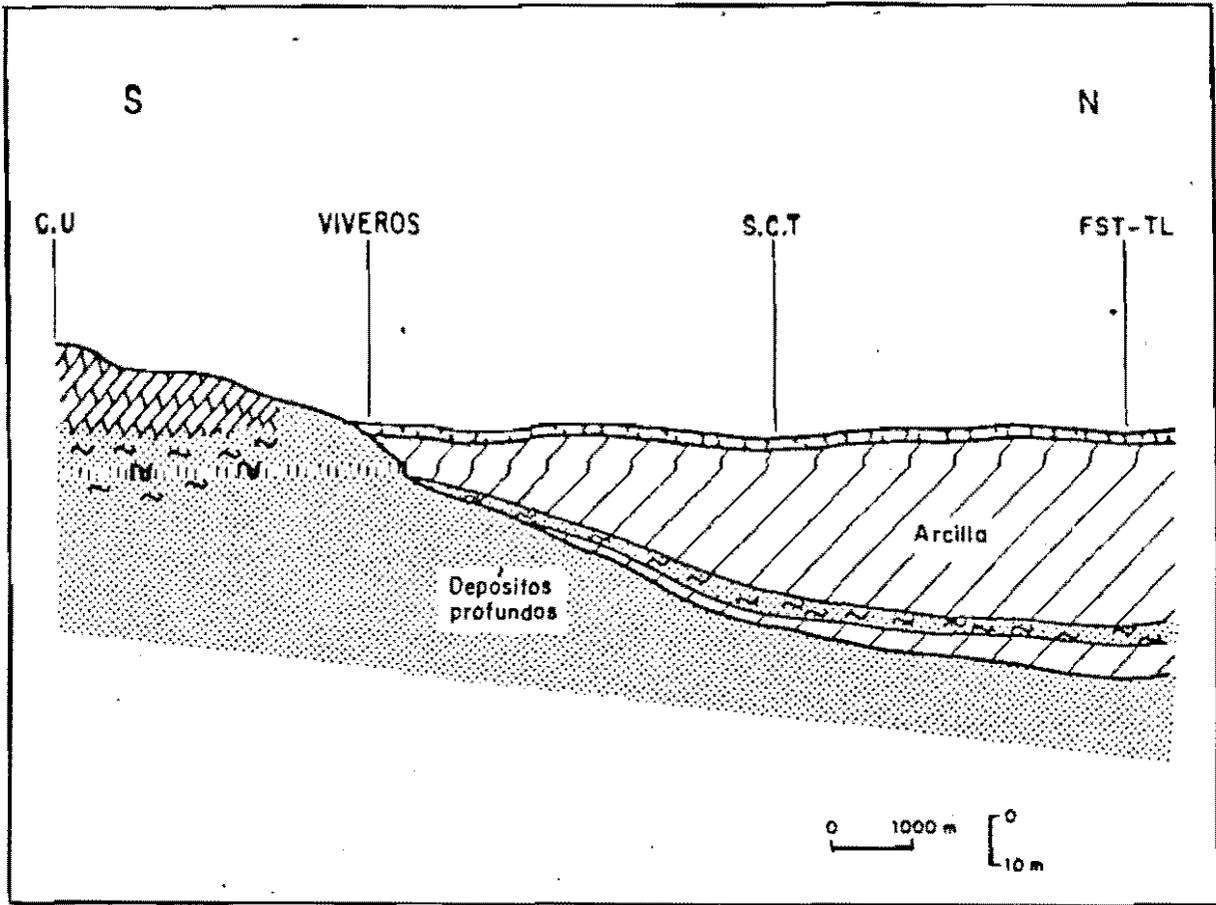


FIG. 3.2 Corte estratigráfico N-S.

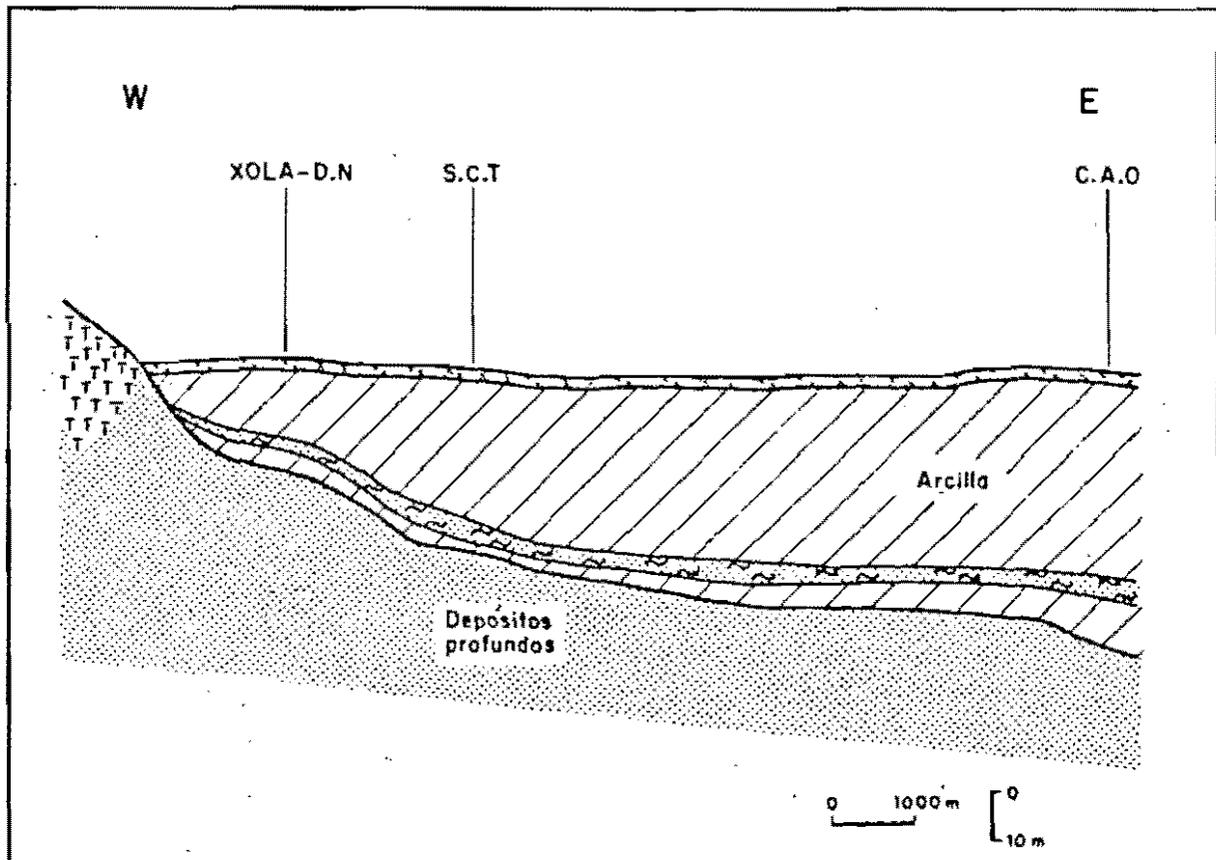


FIG. 3.3 Corte estratigráfico E-W, al sur de la ciudad de México.

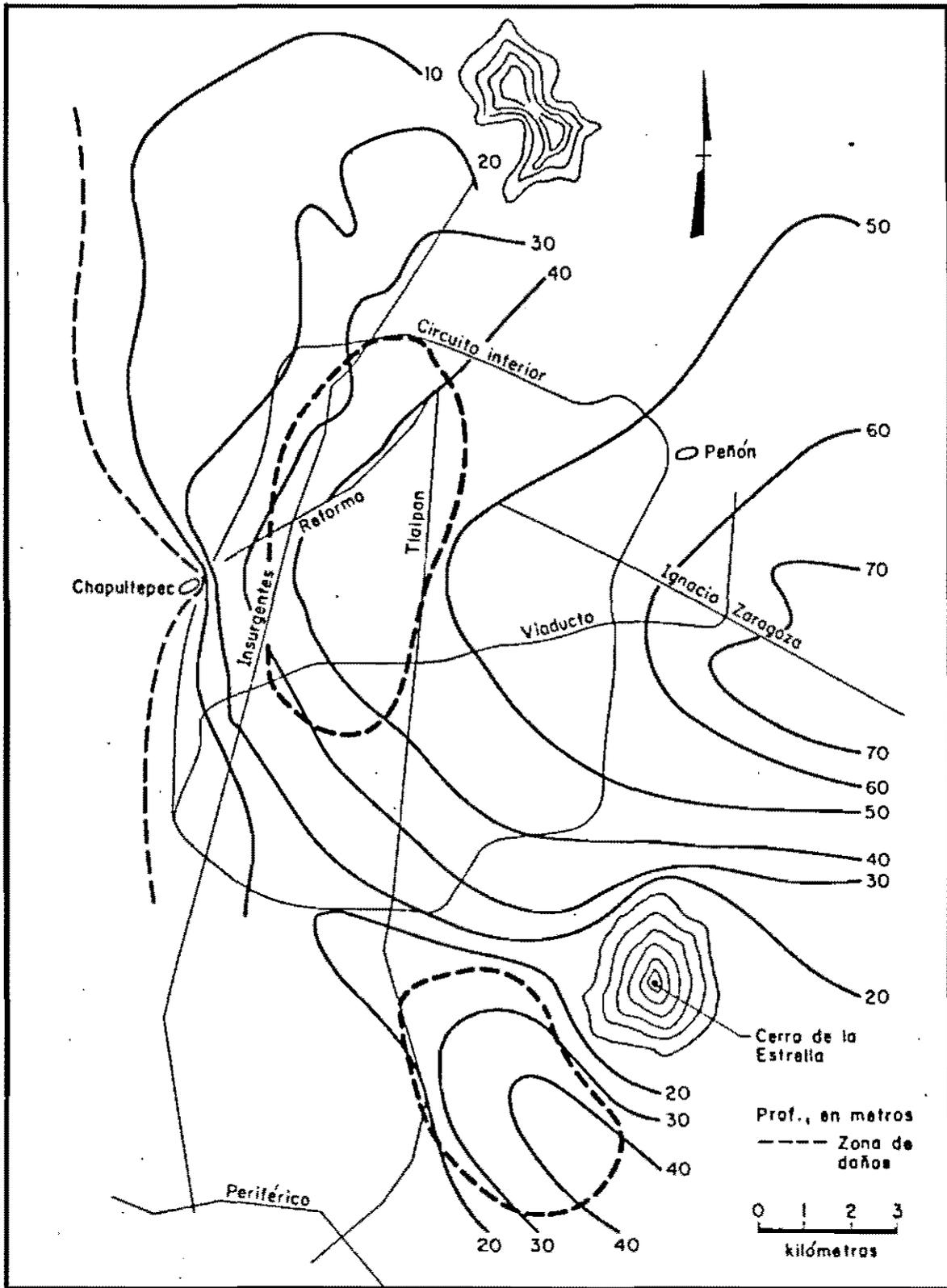


FIG. 3.4 Espesores aproximados de los depósitos de suelo blando.

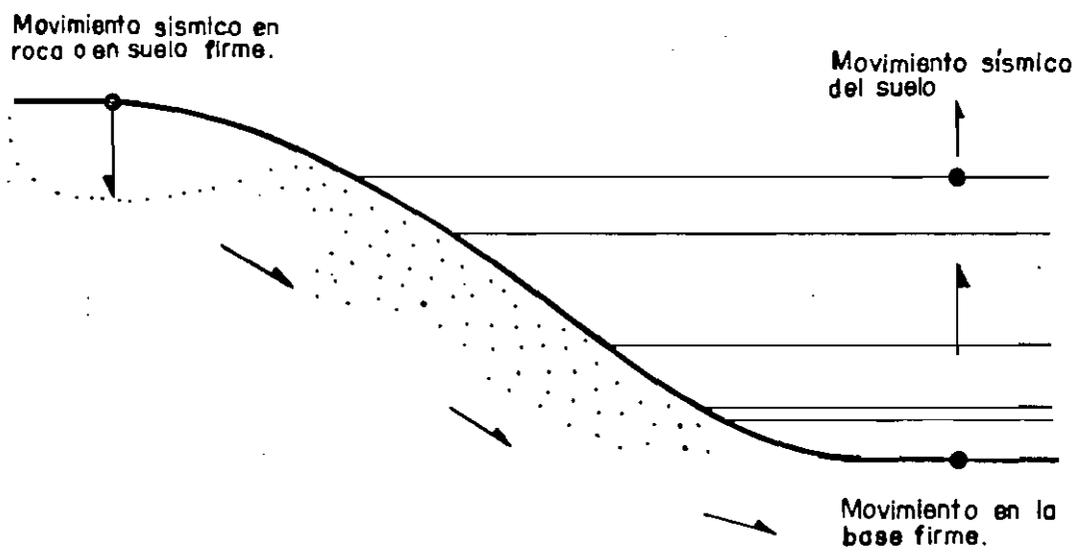


FIG. 3.5 Modelo conceptual para el análisis de la respuesta del suelo en el valle de México.

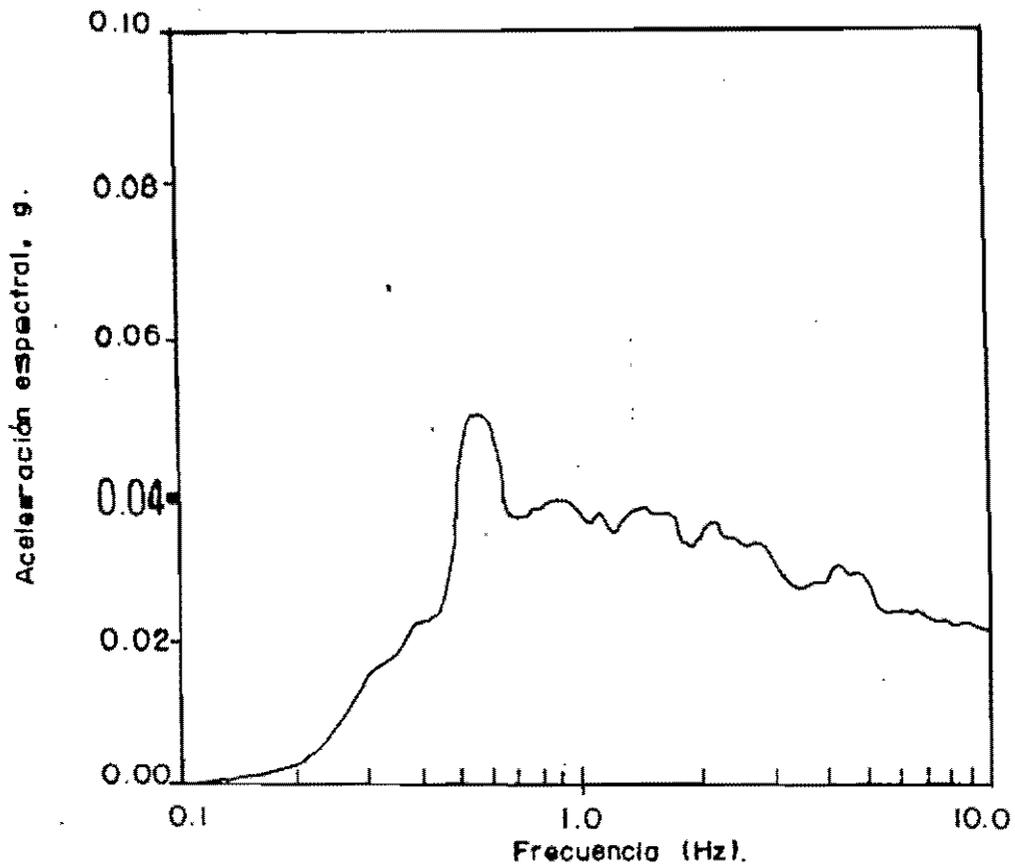


FIG.3.6 Espectro de respuesta promedio en el sitio C.U. Sismo 14/03/79.

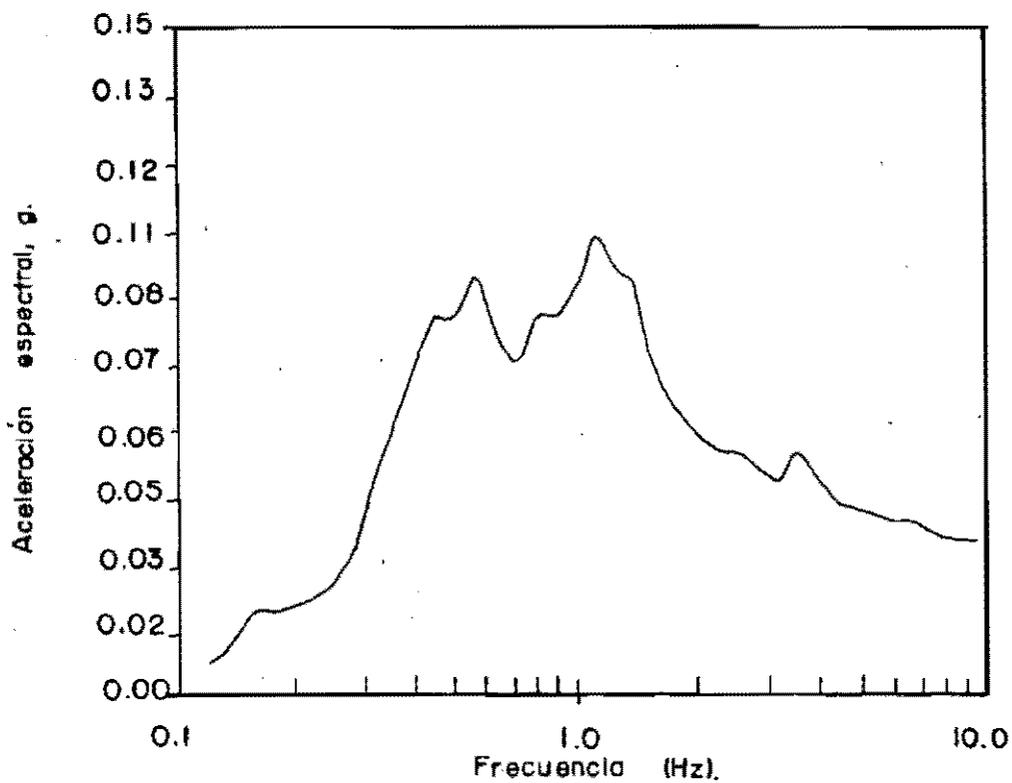


FIG.3.7 Espectro de respuesta promedio en el sitio C.U. Sismo 19/09/85.

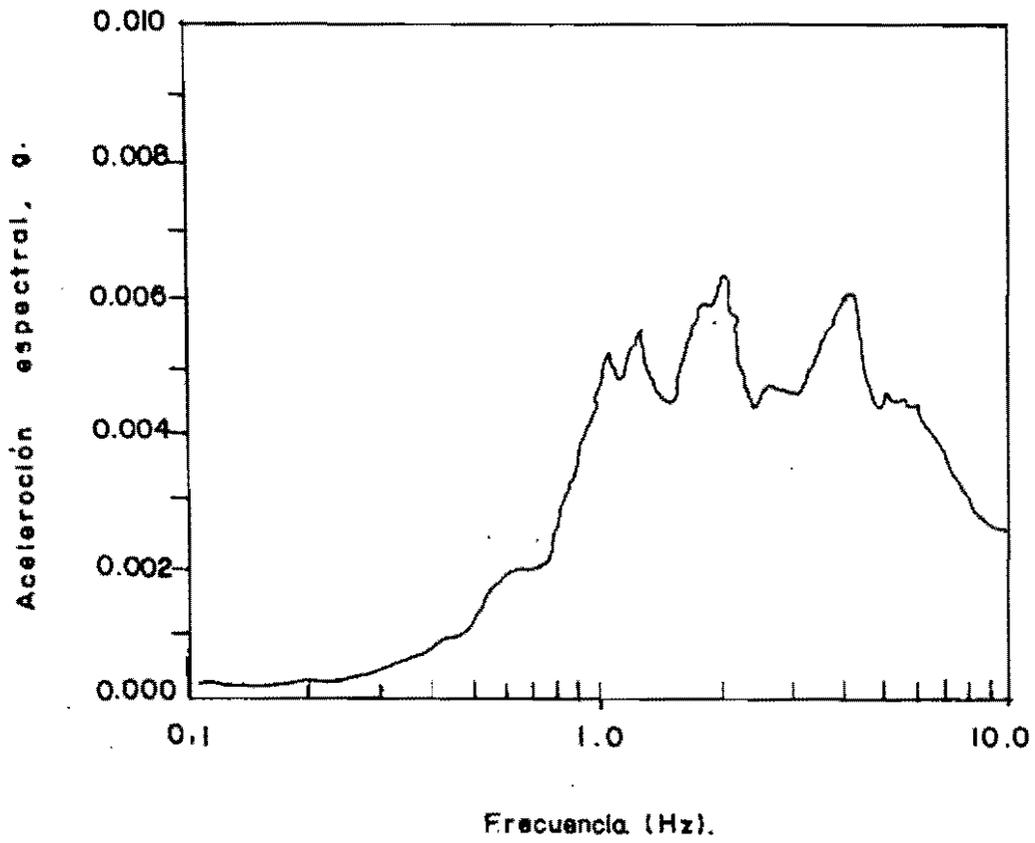


FIG.3.8 Espectro de respuesta promedio en el sitio C.U. Sismo

8/02/88.

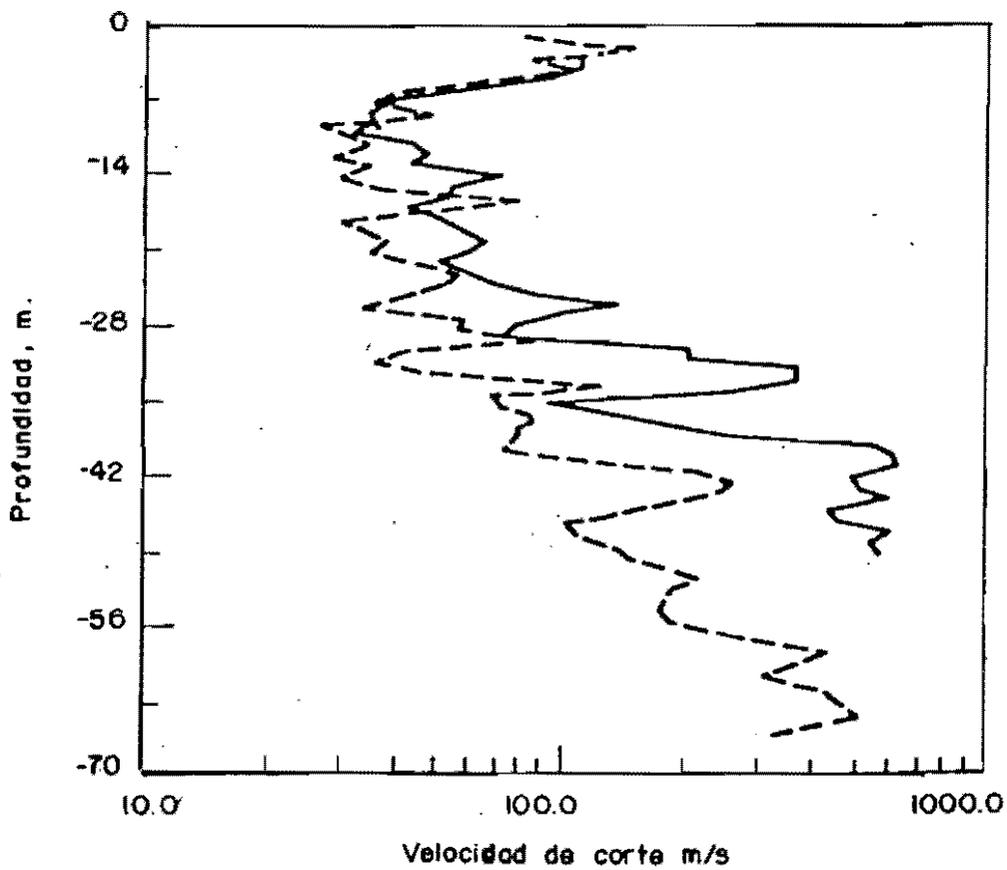
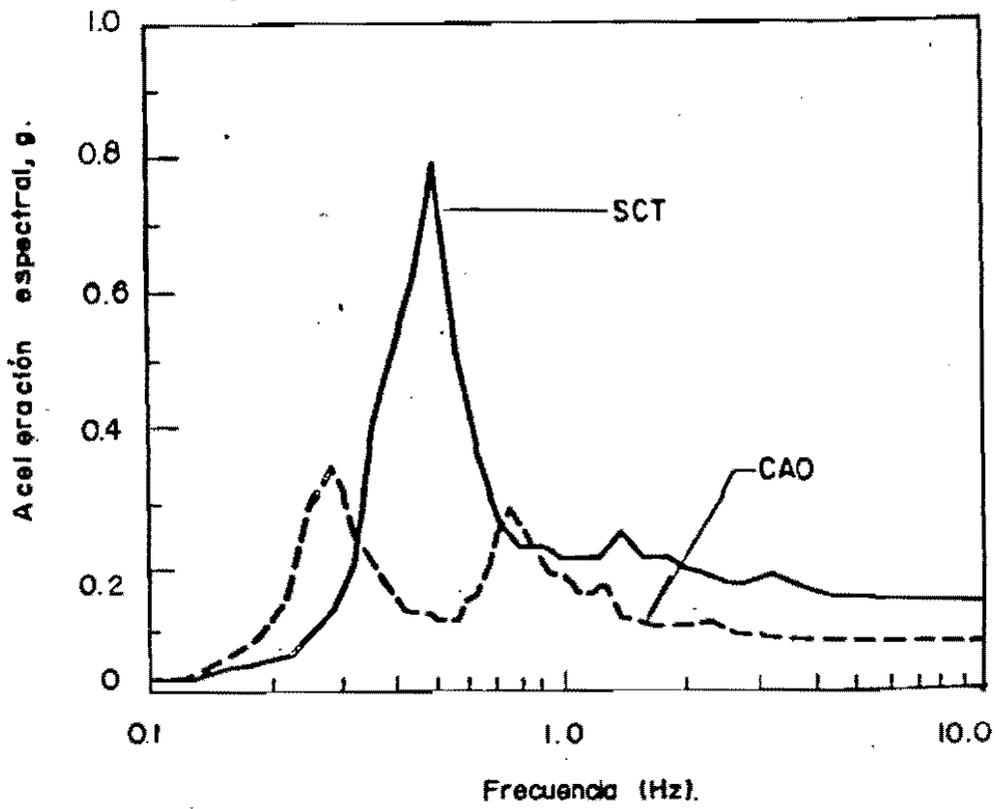


FIG.3.9 Espectro de respuesta promedio para el sismo del 19/09/85 y las características del suelo en los sitios CAO y SCT.

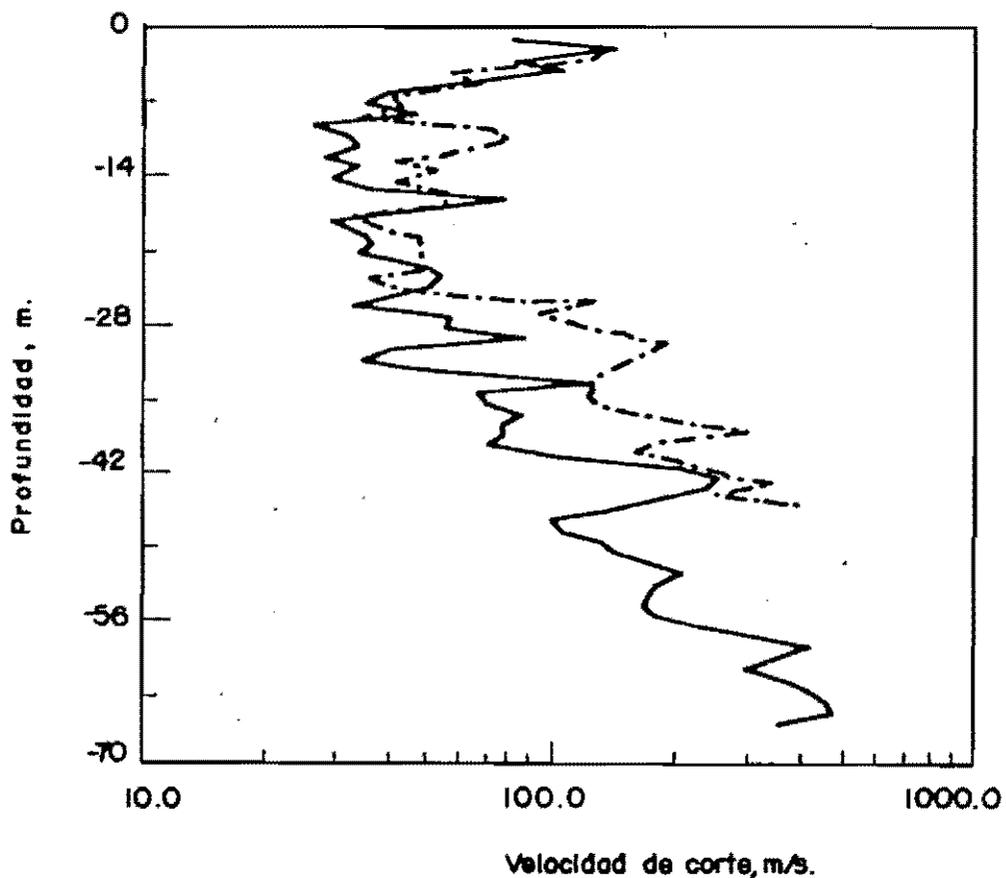
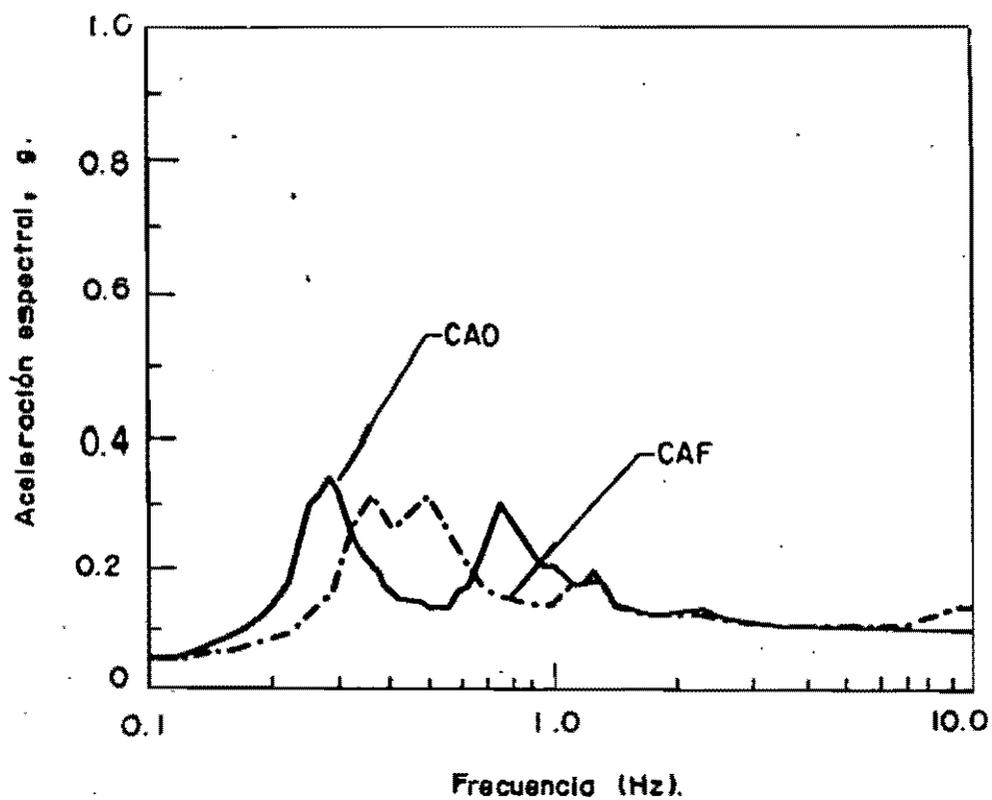


FIG. 3.10 Espectro de respuesta promedio para el sismo del 19/09/85 y las características del suelo en los sitios CAO y CAF.

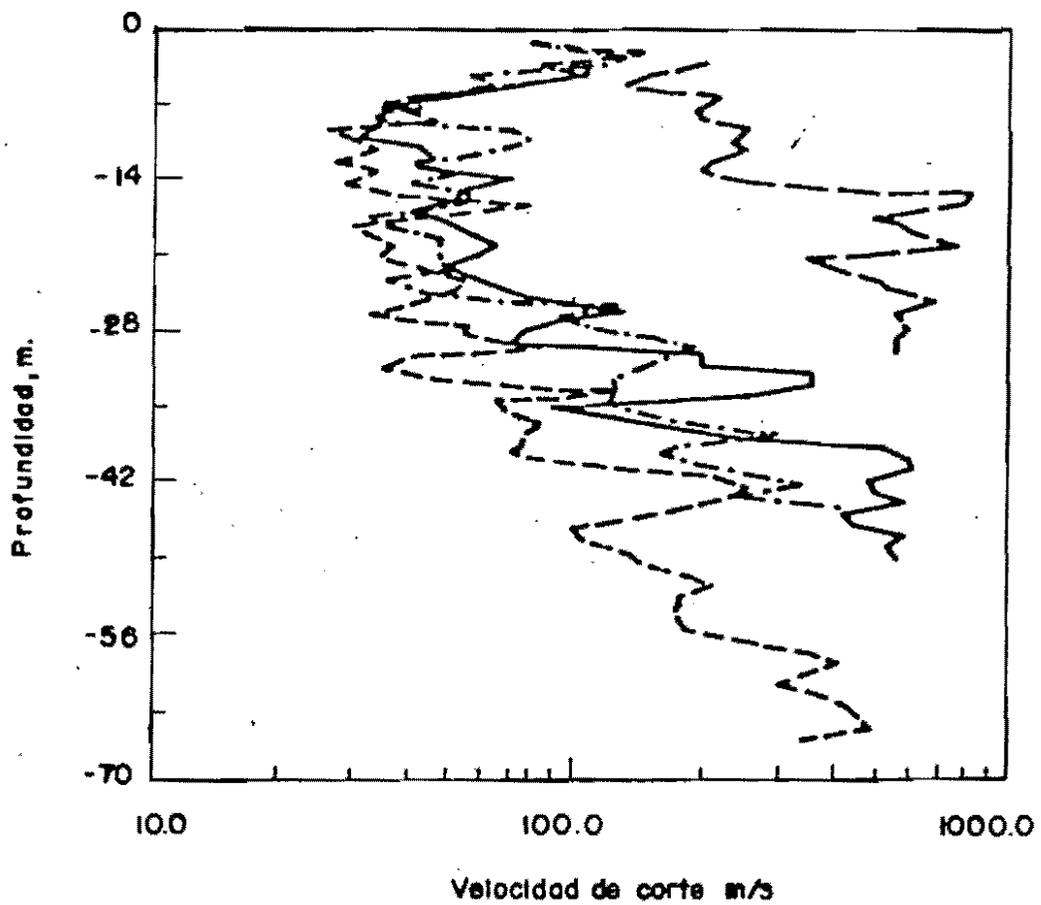
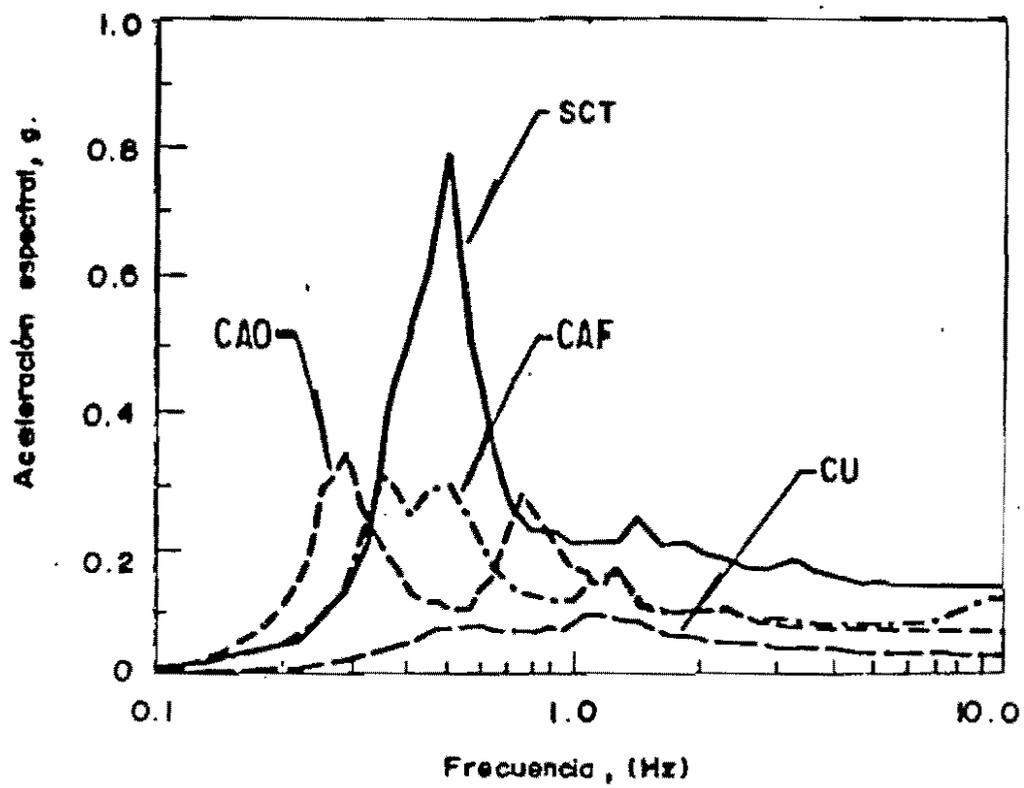


FIG. 3.11 Espectro de respuesta promedio para el sismo del 19/09/85 en las zonas I, II y III.

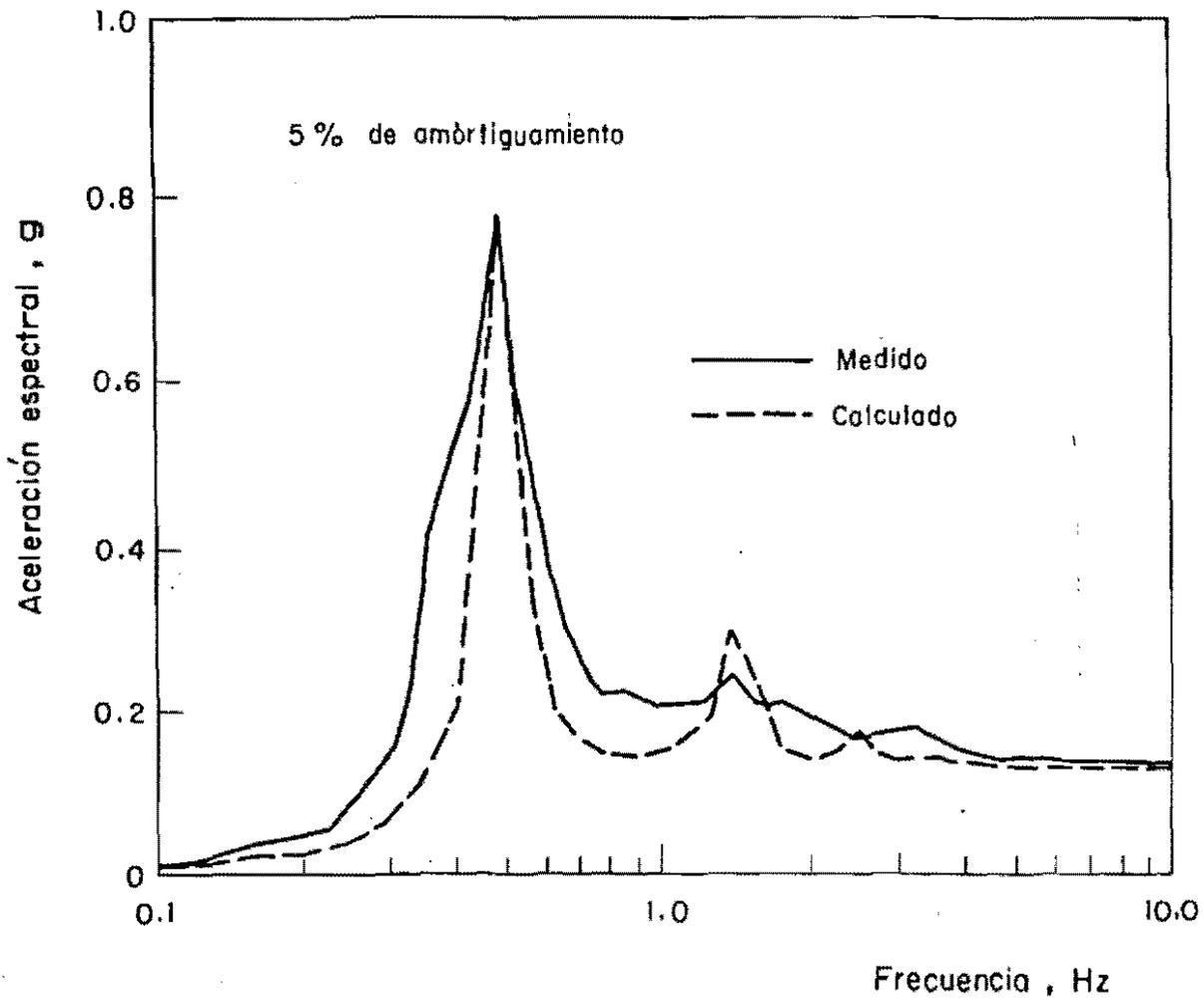


FIG. 3.12 Espectros de respuesta promedio en el sitio SCT.
Sismo 19/9/85

$V_s = 65 \text{ m/s}$
 $\lambda = 5\%$
 $H = 58 \text{ m}$
 $\gamma = 120 \text{ T/m}^3$



FIG. 3.13 Características del sitio CAO.

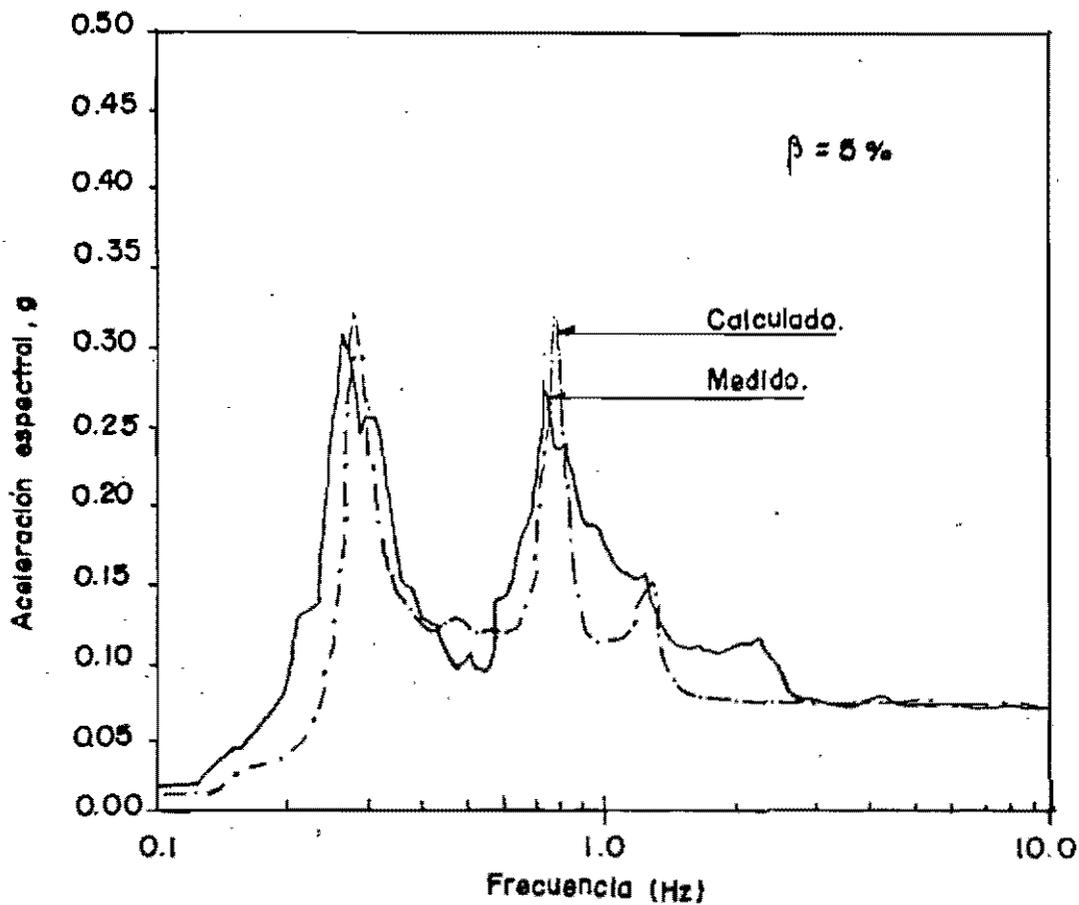


FIG. 3.14 Respuesta media en el sitio CAO.

$$V_s = 70 \text{ m/s}$$

$$\lambda = 8\%$$

$$H = 45 \text{ m}$$

$$\gamma = 1.3 \text{ T/m}^3$$



FIG. 3.15 Características del sitio CAF.

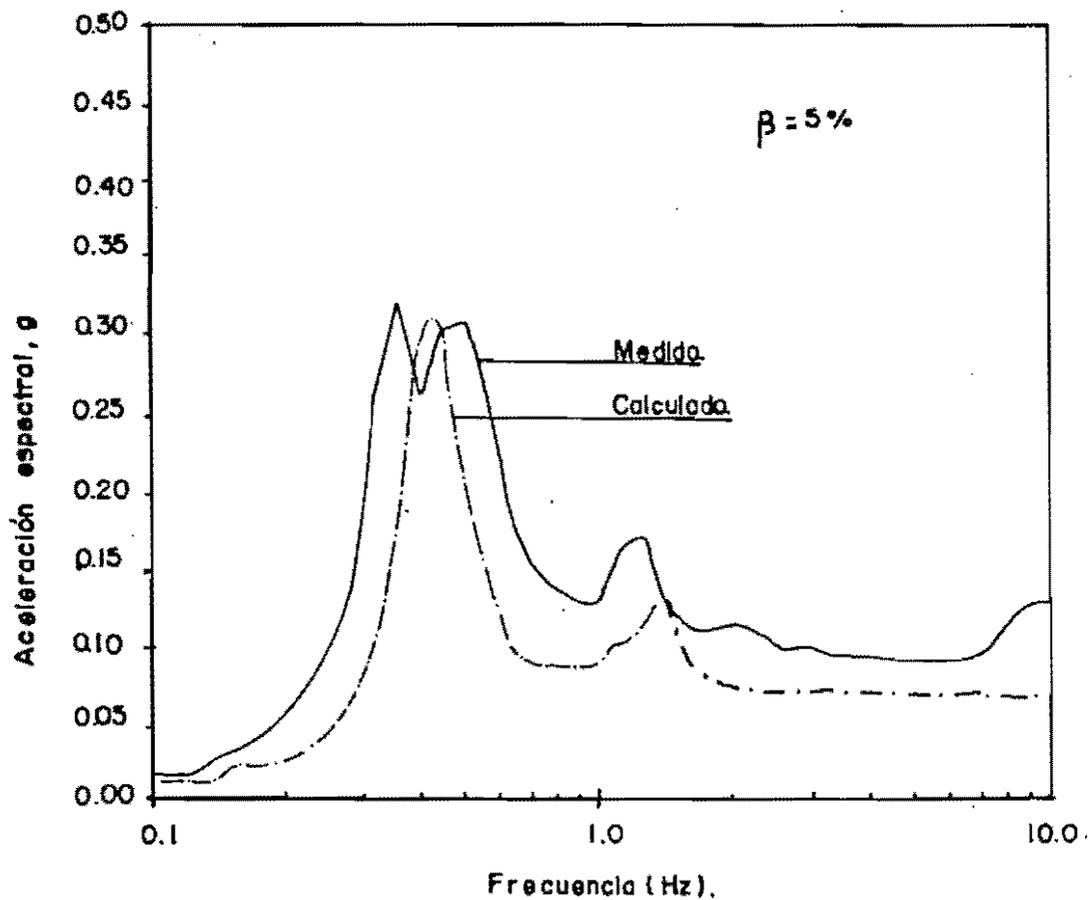


FIG. 3.16 Respuesta media en el sitio CAF.

$$V_s = 78 \text{ m/s.}$$

$$\lambda = 7 \%$$

$$H = 28 \text{ m}$$

$$\gamma = 1.18 \text{ T/m}^3$$



FIG. 3.17 Características del sitio D22.

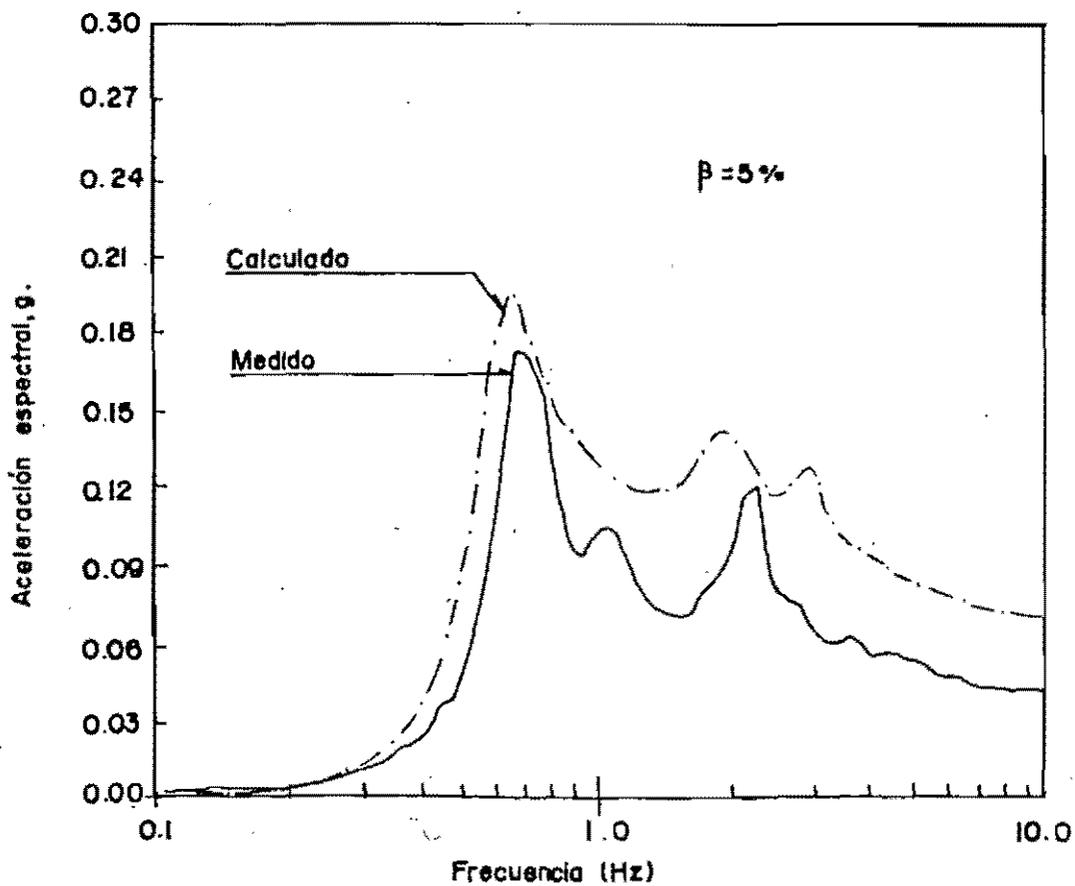


FIG. 3.18 Respuesta media en el sitio D22.

$$V_9 = 126 \text{ m/s}$$

$$\lambda = 5\%$$

$$H = 35 \text{ m}$$

$$\gamma = 1.18 \text{ T/m}^3$$

FIG. 3.19 Características del sitio D54.

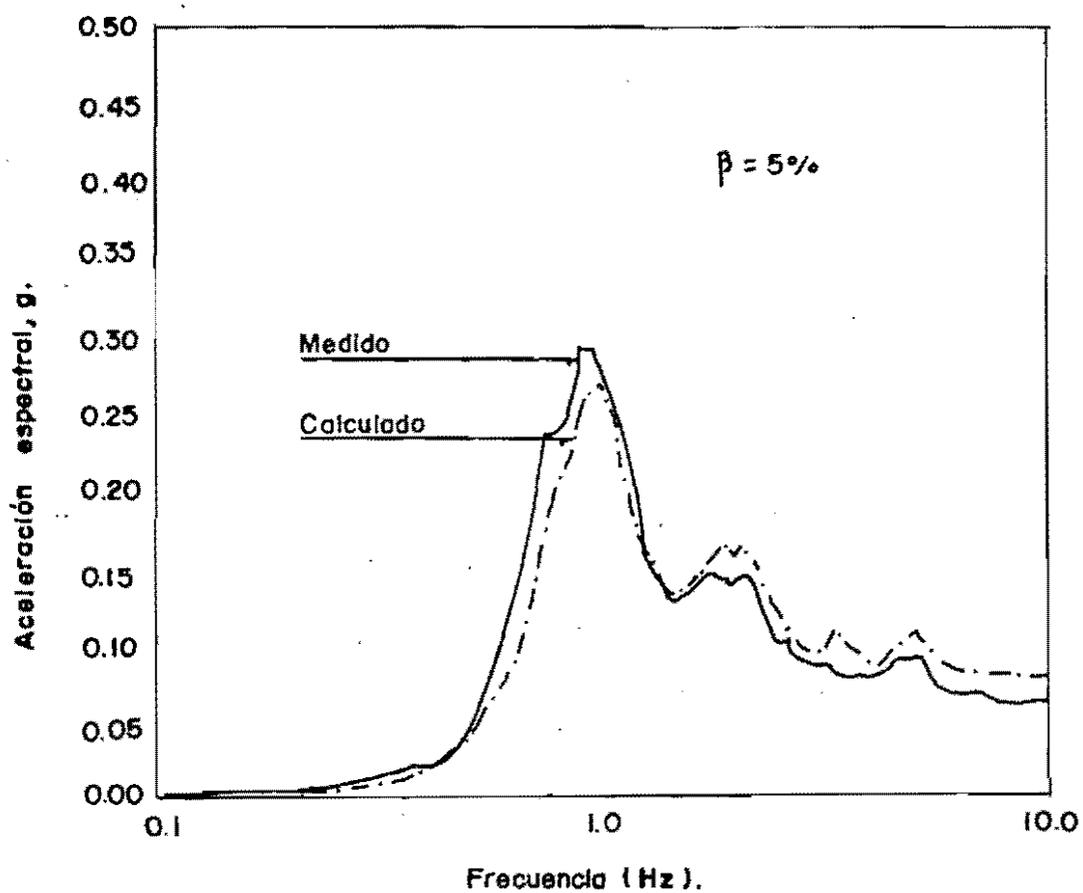


FIG. 3.20 Respuesta media en el sitio D54.

$$V_s = 54 \text{ m/s}$$

$$\lambda = 7 \%$$

$$H = 45 \text{ m}$$

$$\gamma = 1.18 \text{ T/m}^3$$

FIG. 3.21 Características del sitio D 68.

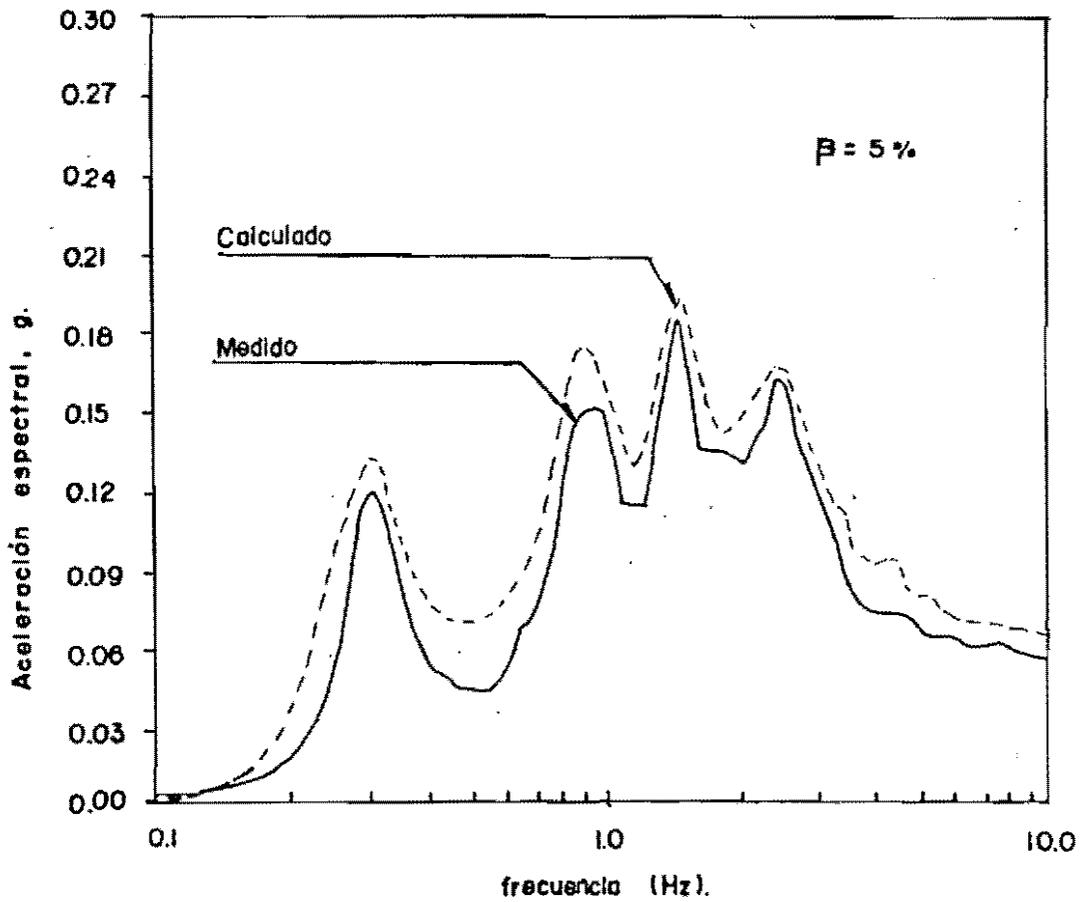


FIG. 3.22 Respuesta media en el sitio D 68.

4. ANALISIS DE INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

Es importante de considerar los factores que intervienen directamente en el fenómeno de interacción, como son las características iniciales y de rigidez de la estructura, de la cimentación y del suelo, las características de campo libre, la secuencia estratigráfica del terreno, el comportamiento no lineal del suelo de cimentación y de las estructuras, etc., ya que pueden afectar la forma e intensidad del espectro basal como lo muestran los resultados de los análisis presentados en este capítulo.

4.1 Aspectos de la interacción suelo-estructura

La respuesta sísmica de una estructura depende de las características generales de la excitación del suelo adyacente a ella y de la estructura en sí. Para edificios desplantados en roca o en suelos muy rígidos, el movimiento en la cimentación es esencialmente el mismo que ocurriría en el suelo, al mismo nivel de cimentación, en ausencia de la estructura; este movimiento se denomina de campo libre. Para edificios desplantados en suelos blandos, en general, los movimientos de la cimentación difieren de los del terreno libre (al mismo nivel de la cimentación), debido al acoplamiento del suelo y la estructura; los movimientos sísmicos del terreno sin edificios o excavaciones aledañas, se denominan también de campo libre.

El acoplamiento entre el suelo y la cimentación producen el fenómeno de interacción. En la Fig 4.1 se muestra esquemáticamente el concepto de interacción dinámica suelo-estruc-

tura. Al arribar las ondas sísmicas a la superficie del suelo generan movimientos en las estructuras desplantadas sobre él. Si los movimientos de campo libre, u_0 , son diferentes a los que se desarrollan en la cimentación de un edificio, u_1 , se dice que se presenta el fenómeno de interacción dinámica suelo-estructura (Romo, 1988).

El fenómeno de interacción resulta de la dispersión de las ondas sísmicas por la cimentación y la radiación de energía hacia el semiespacio debido a las vibraciones de la estructura. Debido a estos efectos, el estado de esfuerzos y deformaciones en el suelo de cimentación es diferente al campo libre. A su vez, la respuesta dinámica de una estructura sobre suelo blando puede diferir sustancialmente en amplitud y frecuencia de la respuesta de una estructura idéntica desplantada en suelo muy firme o roca. En general, la respuesta máxima estructural del sistema suelo-estructura ocurre a periodos mayores que la de una estructura igual desplantada sobre roca o terreno muy firme. Por otra parte, la amplitud de la respuesta estructural del sistema suelo-estructura es afectada por la disipación de energía por radiación (amortiguamiento geométrico) y por el amortiguamiento histéretico del suelo y de la estructura.

El problema básico de interacción suelo-estructura (Fig 4.2) involucra la evaluación de la respuesta de una o más estructuras en un sitio particular para un sismo determinado (sismo de diseño) especificado en el campo libre a una elevación dada (punto de control). El análisis completo de interacción suelo-estructura involucra necesariamente dos partes: un análisis de respuesta del terreno como se vió en el capítulo 3 y un análisis de interacción. El primero consiste en determinar las variaciones espaciales y temporales de los movimientos de campo libre y el segundo permite evaluar la

respuesta de la estructura colocada en el medio ambiente sísmico definido en la primera parte.

Para aclarar la naturaleza de conexión entre estos dos tipos de problemas (campo libre e interacción) considere las ecuaciones de movimiento para los modelos lineales mostrados en las Figs 4.3 a 4.5. Los tres son modelos idénticos de elementos finitos y sus masas y rigideces son iguales, excepto que la parte estructural del modelo de la Fig 4.4 no tiene rigidez ni masa y los grados de libertad de la estructura arriba de la superficie del suelo se consideran fijos.

Dado que los grados de libertad fijos no influyen los movimientos del terreno, la Fig 4.4 representa el problema de respuesta de campo libre y tiene la siguiente ecuación de movimiento (Lysmer, 1978)

$$[M_r]\{\ddot{u}_r\} + [C_r]\{\dot{u}_r\} + [K_r]\{u_r\} = \{Q_r\} \quad (1)$$

donde $[M_r]$, $[C_r]$ y $[K_r]$ son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez respectivamente para el campo libre, y $\{u_r\}$ es un vector que contiene los desplazamientos nodales. Puesto que la fuente de la excitación está fuera del modelo, el vector de carga $\{Q_r\}$ tiene elementos diferentes de cero solamente en la frontera externa. La solución de la Ec 1 permite determinar los movimientos de campo libre $\{u_r\}$.

El problema de interacción esquematizado en la Fig 4.3 se puede plantear suponiendo que la frontera externa está muy alejada de la estructura. La ecuación de movimiento correspondiente es:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{Q_r\} \quad (2)$$

donde $\{u\} = \{u_r\} + \{u_1\}$, siendo $\{u_1\}$ los desplazamientos que resultan de la interacción; $\{Q_r\}$ es el mismo vector de carga que en la Ec. 1; $[M]$, $[C]$ y $[K]$ son respectivamente las matrices totales de masa, amortiguamiento y rigidez.

Sustituyendo la Ec 2 en la Ec 1, se obtiene:

$$[M]\{\ddot{u}_1\} + [C]\{\dot{u}_1\} + [K]\{u_1\} = \{Q_1\} \quad (3)$$

donde

$$\{Q_1\} = ([M_r] - [M])\{\ddot{u}_r\} + ([C_r] - [C])\{\dot{u}_r\} + ([K_r] - [K])\{u_r\} \quad (4)$$

El vector $\{Q_1\}$ se puede calcular de los movimientos de campo libre $\{u_r\}$ y sólo depende de las diferencias entre las propiedades del suelo excavado y la estructura que lo sustituye. El vector $\{Q_1\}$ tiene elementos no nulos sólo en la estructura y, por tanto, la Ec 3 representa el problema fuente de la Fig 4.5.

La formulación presentada revela tres importantes aspectos del problema de interacción suelo-estructura:

- 1) Los únicos movimientos de campo libre que son de importancia para el fenómeno de interacción son aquellos que están dentro del volumen que es excavado para la parte embebida de la estructura.
- 2) Para estructuras desplantadas a profundidad, la importancia de la interacción depende de la diferencia en masa y rigidez entre la estructura y el volumen de suelo excavado (Ecs 3 y 4)

- 3) El análisis de interacción invoca en muchas ocasiones el principio de superposición. Por consiguiente, análisis verdaderamente no lineales, para muchos tipos de excitación, pueden ser difíciles de realizar.

La primera observación tiene mucha relevancia especialmente para estructuras embebidas en suelos blandos debido a que, los movimientos de campo libre varían apreciablemente con la profundidad. Esto implica que el análisis de respuesta del terreno es una parte importante, quizá la más importante del análisis de interacción suelo-estructura.

La segunda observación tiene implicaciones prácticas significativas. Por ejemplo, resalta la importancia de la profundidad de desplante, la cual para cimentaciones compensadas o casi compensadas tiende a reducir los efectos de interacción.

La tercera observación se puede resolver por métodos aproximados cuando las deformaciones en el suelo no son muy grandes.

4.2 Definición de Espectros de Diseño Incluyendo la Interacción

La práctica actual en el diseño sísmico de edificios se basa en el análisis modal, en el cual la excitación dinámica se define en términos de un espectro de respuesta que se especifica al nivel de la base de la estructura. Este espectro de diseño involucra consideraciones de aspectos como las características de la región, las condiciones locales del sitio y los efectos de interacción suelo-estructura. Para el caso de la ciudad de México, los dos primeros aspectos han

sido estudiados ampliamente, sin embargo, el tercero, aunque ha sido incluido al igual que los dos anteriores, en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en su versión de 1987, merece mayor atención que la que se le ha dado debido a que es una fuente de cambios potencialmente significativos en las características de los movimientos de campo libre.

Si se parte de la Ec 3 se puede observar la importancia de los factores que intervienen directamente en el fenómeno de interacción, como son: las características inerciales y de rigidez de la estructura, de la cimentación del suelo, y las características de los movimientos de campo libre y su variación espacial. Otros aspectos, como la secuencia estratigráfica del terreno, el comportamiento no lineal del suelo de cimentación, la cercanía de estructuras, la profundidad de la cimentación, etc. puede afectar la forma e intensidad del espectro de diseño al nivel de la superficie.

Para incluir todos estos aspectos en el cálculo de espectros de diseño es necesario recurrir a procedimientos de análisis como el presentado en el capítulo 2, o uno equivalente, el cual considera a la excitación de diseño como un proceso estocástico estacionario, gaussiano con media cero. El procedimiento de análisis con este método directo se presentó en el capítulo 2.

Con el método mencionado sería posible cuantificar los efectos de cada uno de los factores para estructuras específicas en la ciudad de México y, por tanto, podría utilizarse como una ayuda importante en el diseño de la cimentación. Con el propósito de mostrar la aplicación de este procedimiento de análisis, en lo que sigue se presentan algunos de estos aspectos

4.3 Características de los edificios que definen la respuesta del sismo

Se puede percibir desde el planteamiento de la ecuación diferencial de equilibrio dinámico, que la respuesta de un sistema estructural a temblores depende no sólo de las características de la excitación, sino también de la estructura. Interesa destacar lo anterior porque el diseñador puede escoger ciertas características de la estructura que conduzcan a una respuesta sísmica más favorable, siendo una de estas características el periodo natural de vibración de la estructura.

4.3.1 Periodo natural de vibración de la estructura

La solución de la ecuación diferencial de equilibrio de un sistema de un grado de libertad amortiguado, excitado en su base, esta dado por:

$$u(t) = \frac{1}{\omega_a} \int_0^t \ddot{S}_0(\tau) \exp(-\xi\omega(t-\tau)) \sin \omega_a(t-\tau) d\tau \quad (5)$$

donde:

ω_a = frecuencia natural amortiguada del sistema = $\omega(1 - \xi^2)$

ω = Frecuencia circular natural del sistema.

ξ = Relación de amortiguamiento

$\ddot{S}_0(\tau)$ = Historia de aceleraciones aplicada en la base de la estructura.

Esta expresión pone en evidencia que la respuesta sísmica de un sistema elástico de un grado de libertad depende de su frecuencia de vibración, ω , o lo que es lo mismo, depende de su periodo de vibración $T = 2\pi/\omega$; esto se refleja en que las respuestas máximas a un temblor cuyas representación gráfica se denomina espectro, son funciones del periodo citado (fig

4.7). Se ha visto también que los sistemas de varios grados de libertad pueden caracterizarse, para fines de estudiar su respuesta a sismos, por medio de sus periodos y frecuencias de vibración, y dado que el primer modo es el que tiene mayor participación, el primer periodo (fundamental) es una característica dinámica muy importante al considerar el comportamiento de una estructura ante temblores.

También en los casos en que se ha estudiado el comportamiento no lineal de sistemas de un grado de libertad (Bazán y Rosenblueth, 1974) se ha encontrado que las respuestas sísmicas se pueden correlacionar adecuadamente con la respuesta de sistemas elásticos con el mismo periodo inicial de vibración.

En concordancia con lo anterior, los reglamentos de construcción, y en particular el del Distrito Federal, estipulan espectros de diseño cuyas abcisas dependen del periodo de vibración. Asimismo, prescriben factores de reducción para considerar el comportamiento inelástico, cuyo valor depende también del periodo de vibración y del nivel de amortiguamiento.

Se sabe a través de métodos numéricos de aproximaciones sucesivas tales como: método de Newmark, método de Holzer, método de Stodola-Vianello, etc, se pueden determinar los periodos de vibrar de una estructura, los cuales se calculan a partir de valores de las masas y rigideces de la misma; más explícitamente, de relaciones de masas a rigideces como se nota en la fórmula para calcular el periodo de un sistema de un grado de libertad ($T = 2\pi \sqrt{M/K}$). Existen, sin embargo, expresiones sencillas que permiten estimar con suficiente aproximación, el orden de magnitud del periodo fundamental de edificios regulares.

Una de las más usadas es:

$$T = 0.1 n \quad (6)$$

donde, n es el número de pisos del edificio en terreno de buena calidad.

Para edificios que tienen una altura total H en metros, y que estén estructurados a base de marcos, se han propuesto las siguientes fórmulas:

$$\left. \begin{aligned} T &= 0.075 H^{3/4} \\ T &= 0.06 H/\sqrt{b} \end{aligned} \right\} (7)$$

H y b en pies y T en segundos

De análisis realizados a través del procedimiento analítico planteado en el capítulo 2, se llegó a establecer una expresión sencilla más general que permite estimar el periodo natural de vibración de una estructura regular apoyada sobre base rígida, que no sólo toma en cuenta la topología de la estructura sino también la rigidez a la flexión, la altura y las características inerciales.

De los resultados obtenidos para diferentes anchos de edificio considerados como elementos de cortante se establecieron gráficas que relacionan las características más representativas de una estructura, como se muestran en las figuras 4.8 a 4.11. De ellas se estableció una relación lineal de la siguiente manera:

$$\left(\frac{T^2}{H} g \right)_{B,H} = \left(\frac{T^2}{H} g \right)_{16} \frac{\left(\frac{G}{\gamma B'} \right)_{16}}{\left(\frac{G}{\gamma B'} \right)_{B,H}} \left(\frac{B_{16}}{B_B} \right) \left(\frac{H_B}{H_{16}} \right)^{0.19} \left(\frac{L}{8} \right)$$

donde:

- B_{16} = Ancho de referencia = 16 m
 H_{16} = Altura de referencia = 15 m
 L = Longitud perpendicular a la dirección de análisis.
 B' = $B/2$ = Semi-ancho

utilizando el cambio de variable:

$$a_1 = \left(\frac{B_{16}}{B} \right); \quad a_2 = \left(\frac{H_B}{H_{16}} \right)^{0.19} \quad \text{y} \quad a_3 = \left(\frac{L}{8} \right)$$

mediante la fig 4.10 se determinó el producto $\left(\frac{T^2}{H} g \right)_{16} \left(\frac{G}{\gamma B'} \right)_{16}$

con un valor medio de 31.24, y se tomó un semi-ancho igual a 8 m, se establece la siguiente relación:

$$\left(\frac{T^2}{H} g \right) = 15.62 \left(\frac{\gamma B}{G} \right) a_1 a_2 a_3$$

despejando T:

$$T = 3.95 \left[a_1 a_2 a_3 \left(\frac{\gamma B}{G} \right) \left(\frac{H}{g} \right) \right]^{1/2}$$

Considerando que $V_s = \sqrt{\frac{G}{\gamma} g}$ se puede establecer la siguiente expresión para determinar el periodo fundamental de edificios regulares sobre base rígida.

$$T = \frac{15.8}{\sqrt{\frac{G_e g}{\gamma_e H}}} \left(\frac{H}{15} \right)^{0.45} \sqrt{\frac{L}{8}} \quad (8)$$

donde:

$$G_e = \text{Módulo al Cortante Equivalente} = \frac{12\sum EI}{(A_t - A_c)h^2} = k_1 \frac{h}{(A_t - A_c)}$$

(Ton/m²)

A_t = Area total del edificio, en m²

A_c = Area total de columnas, en m²

h = Altura de entrepiso, en m

EI = Rigidez a la flexión de una columna del primer entrepiso, en Ton-m²

g = Aceleración de la gravedad, en m/seg²

γ_e = Peso volumétrico del edificio = $\frac{W_t}{V_t}$, en Ton/m³

H = Altura total del edificio, en m

L = Dirección normal a la dirección de análisis, en m

k_1 = Rigidez del primer entrepiso, en Ton/m

4.3.2 Comparación de resultados con los obtenidos con el método del elemento finito

Al utilizar la expresión proporcionada en el inciso anterior se procedió a comparar los resultados obtenidos con dicha expresión y con los que se obtienen mediante el programa de elementos finitos denominado PLUSH (Romo et al, 1977).

Se determinó usar 4 anchos de edificios; para cada caso se estableció una figura que relaciona en las ordenadas el periodo natural del edificio sobre base rígida obtenido mediante el programa PLUSH y en las abcisas el periodo de vibración sobre base rígida del edificio calculado con la ecuación 8. Se puede observar en las Figs 4.12 a 4.15 que el coeficiente de correlación es cercano a 1; esto indica que los periodos de vibración del edificio obtenidos con la expresión 8 y con el programa PLUSH son semejantes, lo cual avala la expresión propuesta.

4.3.3. Comparación de los resultados con los calculados para varios tipos de edificios.

Para realizar esta comparación se escogieron 5 edificios regulares en su estructuración, y de los cuales se tenía calculado su periodo en direcciones ortogonales, se analizaron tanto en la dirección X como en la dirección Y, estableciéndose las tablas I y II. Se observa que los valores obtenidos con la expresión que se da en este trabajo concuerdan aceptablemente con los calculados con métodos numéricos, y da resultados más confiables que los obtenidos con las expresiones que toman únicamente la topología de la estructura. Además, con la ec 8 se pueden calcular periodos diferentes en las direcciones ortogonales, reflejando las características anisotrópicas en la estructuración de un edificio. Evidentemente, este aspecto no se puede considerar en las expresiones existentes (ecs. 6 y 7).

C A S O	D I - R E C - C I O N	A _t	A _c	h	K ₁	H	γ _e	L	G _e
		(m)	(m)	(m)	(Ton/m)	(m)	(Ton/m ³)	(m)	(Ton/m ²)
1	X	576.00	6.87	3.175	660.55	31.75	0.356	24.00	368.50
2	Y	576.00	6.87	3.175	660.55	31.75	0.356	24.00	368.50
3	X	415.84	6.00	2.83	157920.49	59.40	0.343	18.40	1088.73
4	Y	415.84	6.00	2.83	209490.32	59.40	0.343	22.6	1443.60
5	X	327.32	5.16	2.83	173679.92	59.40	0.395	16.70	1525.68
6	Y	327.32	5.16	2.83	195851.17	59.40	0.395	19.60	1720.45
7	X	663.75	17.4	2.80	367626.91	39.18	0.352	12.50	1592.67
8	Y	663.75	17.4	2.80	631304.79	39.18	0.352	53.10	2734.99
9	X	638.67	15.9	2.86	377828.75	22.90	0.442	12.20	1735.08
10	Y	638.67	15.9	2.86	316432.21	22.90	0.442	52.35	1453.13

TABLA I

C A S O	D I - R E C - C I O N	E X P R E S I O N E S (seg)			T _{cal}
		(6)	(7)	(8)	(seg)
1	X	1.00	1.00	2.15	1.95
2	Y	1.00	1.00	2.15	1.95
3	X	2.10	1.60	1.95	2.583
4	Y	2.10	1.60	1.87	1.913
5	X	2.10	1.60	1.68	1.606
6	Y	2.10	1.60	1.71	1.783
7	X	1.40	1.17	0.99	1.353
8	Y	1.40	1.17	1.42	1.527
9	X	0.80	0.79	0.68	0.920
10	Y	0.80	0.79	1.30	1.653

TABLA II

Se observan diferencias cercanas al 15 %, sin embargo, esta expresión da una mejor aproximación que las que proporcionan otros autores.

4.4 Determinación de las características de la estructura y de la cimentación

Para realizar los análisis de interacción dinámica suelo-estructura que posteriormente se discutirán, se establecieron algunas características tanto de la estructura como de la cimentación.

En los análisis que se realizaron se tomaron 2 tipos de estratigrafías con características similares a las arcillas de la ciudad de México. Se sabe que debido a la baja capacidad por tante que tienen estos suelos no es recomendable diseñar cimentaciones con baja presión de contacto, para evitar que

se tengan problemas de asentamientos y a su vez un deterioro en la estructura y cimentación que ocasionaría una pérdida de sus características de rigidez lo que durante un sismo las haría más vulnerables. Por tal motivo se optó por considerar que el incremento de esfuerzos totales en la masa de suelo en estudio a cualquier profundidad de desplante no excediera a 3 T/m^2 , para así poder establecer los valores de los pesos volu métricos que se deberían tener para un edificio de 25 m de altura con distintos periodos de oscilación sobre base rígi- da, y de esta manera poder establecer los valores del módulo al cortante (G_e), de la estructura, a través de la siguiente expresión (ec. 8):

$$G_e = \frac{\gamma H}{g} \left[\sqrt{\frac{L}{8}} - \frac{15.8}{T} \left(\frac{H}{15} \right)^{0.45} \right]^2 \quad (9)$$

donde todos los parámetros han sido definidos previamente. En la tabla que se anexa abajo se presentan las caracterís- ticas de los edificios que se utilizaron en el análisis de interacción suelo-estructura.

L (m)	H (m)	D* (m)	γ_e (T/m ³)	T (s)	G_e (T/m ²)
8	25	0.0	0.120	2.0	30.22
8	25	0.0	0.120	1.33	68.35
8	25	0.0	0.120	1.0	120.89
8	25	4.0	0.263	2.0	66.35
8	25	4.0	0.263	1.33	150.04
8	25	4.0	0.263	1.0	265.41
8	25	8.0	0.372	2.0	93.74
8	25	8.0	0.372	1.33	211.95
8	25	8.0	0.372	1.0	374.92
8	25	12.0	0.457	2.0	115.18
8	25	12.0	0.457	1.33	260.48
8	25	12.0	0.457	1.0	460.75

* D = Profundidad de Desplante de la cimentación

4.4.1. Efecto de la profundidad de desplante en la distribución de aceleraciones máximas del sistema suelo-estructura

Para estos análisis se consideraron las dos estratigrafías mostradas en las figs 4.16 y 4.17. Las frecuencias naturales de los dos estratos son 0.99 y 0.65 Hz. Como excitación dinámica se consideró el espectro de aceleraciones (5% de amortiguamiento) promedio de las componentes horizontales obtenidas en el campus de la UNAM en el sismo del 19 de septiembre, 1985 (fig 3.7), y se supuso actuando en la base del perfil de suelo.

En las figs 4.18-4.29 se muestra la variación de las aceleraciones máximas normalizadas con respecto a la aceleración máxima de la excitación para distintas profundidades de desplante. De los resultados mostrados en estas figuras se ve la conveniencia de profundizar el nivel de desplante de la cimentación, ya que la amplitud de las aceleraciones máximas a las que sería sometida la base de la cimentación disminuye con la profundidad; por otro lado, se observa también que al aumentar el periodo del estrato de suelo, la distribución de aceleraciones máximas tiende a aumentar para los casos analizados. Esto se debe a que al aumentar el periodo del depósito de suelo de 1.01 a 1.53 s se acerca al periodo fundamental de la excitación que es aproximadamente 2 s.

Por otro lado, la magnitud de las amplificaciones de las aceleraciones máximas en la estructura varía con la altura, teniéndose una configuración semejante a la que se obtiene en un depósito de suelo en el que se propagan verticalmente las ondas SH:

$$u = u_0 \cos 2\pi \frac{z}{\lambda} \quad (10)$$

donde u es la amplitud del desplazamiento, u_0 es la amplitud del desplazamiento en la superficie (parte superior del edificio), z es la profundidad y λ es la longitud de onda.

De la ec. (10) indica que los mínimos ocurren para una profundidad $z \approx \frac{\lambda}{5}$. Utilizando las características de la estructura (y el periodo del sistema suelo-estructura $\approx 1s$), resulta $z \approx 10$ m, medidos desde la azotea del edificio, lo cual resulta que a unos 18 a 19 m de altura se presenta un mínimo. Note que la depresión en la curva de amplificación ocurre a 19 m de altura, aproximadamente.

Estos resultados indican que se pueden manejar la altura del edificio y su rigidez (de entrepiso) de tal manera que la depresión se presente en la base de la estructura (al nivel de la superficie del terreno) para amortiguar notablemente la intensidad de la excitación, particularmente a la frecuencia, f , de interés ($z \approx \frac{\lambda}{5} = \frac{V_s}{5f}$). Esta expresión indica que a la profundidad z hay una carencia de energía en la frecuencia f .

4.4.2. Efecto de la profundidad de desplante en las aceleraciones máximas a lo largo de la superficie del sistema suelo-estructura

Para analizar este aspecto se procedió a normalizar las aceleraciones máximas del sistema suelo-estructura con respecto a las aceleraciones máximas de campo libre; se observa el efecto benéfico de profundizar la cimentación; se establece así que para cimentaciones profundas con cajón de 12 m, se puede tener un decremento en términos de aceleraciones máximas en la base de la estructura de 20 % con respecto a las que se tienen en campo libre.

También se observa que la proporción entre la aceleración máxima de campo libre y la aceleración máxima en la superficie del sistema suelo-estructura en distintos puntos, es igual a uno cuando se aproxima a la frontera entre campo libre y sistema suelo-estructura, confirmándose así que las fronteras transmisoras establecidas entre campo libre y el sistema suelo-estructura funcionan de manera adecuada.

Se observa, por otra parte, que cuando se coloca una estructura cuyo periodo es cercano al periodo del suelo en el cual se encuentra desplantada, las aceleraciones máximas en la superficie del sistema suelo-estructura sufren un decremento menor como se observa en las figs 4.30 y 4.34; en consecuencia la ganancia que se tendría por efectos de la profundidad de desplante tiende a disminuir, por lo que es recomendable tener estructuras cuyo periodo de oscilación esté alejado del periodo fundamental del depósito de suelo, para tener una atenuación mayor en la intensidad de la excitación sísmica en la base de la estructura.

4.4.3 Efecto de la profundidad de desplante en los espectros de respuesta de aceleración en la superficie.

Con el propósito de observar el efecto de la profundidad de desplante de la cimentación en los espectros de respuesta basales (al nivel de la superficie del terreno) en puntos situados a diferentes distancias como son: cero, una vez el ancho de cimentación, 4 veces el ancho de cimentación y 9 veces el ancho de cimentación dentro del sistema suelo-estructura como se muestra en la fig. 4.36, se estudió la respuesta de un edificio con tres valores de periodo natural de oscilación sobre base rígida, iguales a 1 s, 1.33 s y 2.0 s. Se consideró 4 condiciones de apoyo, una cimentación



superficial y 3 profundidades de desplante de 4, 8 y 12 m; se tomaron 2 estratigrafías con periodos de 1.01 y 1.53 s, y características similares a las que tienen las arcillas blandas de la ciudad de México. Como sismo de control se consideró el obtenido en el campus de la UNAM (fig 3.7) y el punto de control se fijó en los depósitos profundos.

En las figs 4.37 a 4.60 se presenta una relación entre los ~~espectros~~ espectros de aceleraciones en la superficie, en el sistema suelo-estructura y en campo libre; de estas gráficas se observa cómo al aumentar la profundidad de desplante la respuesta en la base de la estructura tiende a disminuir considerablemente, siendo en algunos casos el decremento del orden del 60 %, sobre todo, cuando se tienen suelos con periodos mayores (ver figs 4.49 a 4.60), y a medida que se aleja de la estructura, las amplitudes aumentan y tienden a ser iguales a las de campo libre, esto para todas las profundidades de desplante y las dos estratigrafías.

Los resultados de las figs. 4.49 a 4.60 muestran claramente un intervalo de frecuencias en el que hay un abatimiento significativo de las ordenadas espectrales al incrementarse la profundidad de desplante. Esto indica que al colocar una estructura con un periodo natural (sobre base rígida) que cayera en este intervalo, la severidad de la excitación dinámica se podría disminuir notablemente.

Finalmente, otro aspecto que se observa es atribuible a la flexibilidad de la estructura, ya que de acuerdo a los resultados obtenidos, si se tiene una estructura más flexible, los efectos de interacción tienden a aumentar con respecto a los que se tendrían con una estructura rígida.

4.4.4 Efecto de la profundidad de desplante en las funciones de amplificación en la superficie

Otra forma de observar los efectos de la profundidad de desplante en el fenómeno de interacción suelo-estructura consiste en usar las funciones de amplificación de aceleraciones las cuales permiten ver de que manera un sismo afecta a ciertos puntos del sistema; para ello únicamente se analizan puntos sobre la superficie del sistema suelo-estructura y en la base de la estructura y observar así cómo la profundidad de desplante ayuda a tener una disminución en la respuesta.

En las figs 4.61 a 4.84 se presentan resultados en los que se normalizaron las funciones de amplificación del sistema suelo-estructura con respecto a las de campo libre. Se usaron las mismas estratigrafías que en el inciso anterior y los mismos periodos del edificio, viéndose que al igual que en los espectros de respuesta de aceleración, el efecto de desplantar una cimentación a una mayor profundidad ayuda a disminuir considerablemente la respuesta sobre la base de la estructura, siendo en algunos casos del orden del 40%. También se observa que al aumentar el periodo del suelo, los efectos debidos a la profundidad de desplante en la respuesta de las estructuras tienden a ser más importantes, lo cual corrobora la conveniencia de tener cimentaciones a mayor profundidad en suelos con características similares a las arcillas del valle de México.

4.4.5 Efecto de campo libre a diferentes profundidades en los espectros de respuesta de aceleración

Con el propósito de ilustrar la ventaja de utilizar cimentaciones profundas para disminuir la intensidad de los

espectros de respuesta en la base de la cimentación, se estudió un edificio desplantado a 4 profundidades denominadas puntos A, B, C y D como se muestra en la fig 4.85 a profundidades de 0, 4, 8 y 12 m respectivamente. Se usaron 2 estratigrafías con profundidad de 32 m y frecuencias fundamentales de 0.99 y 0.65 Hz.

De los resultados de las figs 4.86 a 4.93 se observa un aspecto importante: las frecuencias principales de los depósitos no se modifican por la presencia de las estructuras de cimentación y que las amplitudes espectrales correspondientes sólo se atenúan un poco; esto indica que el efecto de la interacción suelo-estructura no es significativa para frecuencias bajas incluyendo las frecuencias naturales de los depósitos, al menos para los casos analizados. Por otra parte, para frecuencias más altas, el efecto de la cimentación es notorio. Finalmente, resulta evidente la conveniencia de profundizar el nivel de desplante de la cimentación, ya que la severidad de los movimientos sísmicos a los que sería sometida la base de la estructura, disminuye con la profundidad. Esto quiere decir que para igualdad de condiciones, la estructura con cimentación más profunda será menos vulnerable a la acción dinámica de los sismos. Además, se tiene la ventaja que un cimiento profundo tiene mayor capacidad para tomar momentos de volteo.

4.4.6 Efecto de la flexibilidad del suelo en las amplitudes de campo libre

El efecto de la flexibilidad del suelo en las amplitudes de los espectros de respuesta a distintas profundidades se puede observar en las figs 4.86 a 4.93. Se nota que a medida que se profundiza una cimentación, los efectos por causa de un sismos son más pequeños; si además se considera un suelo

más flexible, los efectos de campo libre a profundidades mayores son más pequeños, siendo en algunos casos del orden de un 45 %. Esto refuerza la ventaja de colocar cimentaciones profundas en suelos blandos con características similares a las arcillas del valle de México.

Por otro lado, los resultados parecen indicar que el factor de flexibilidad del suelo es importante en la definición del periodo natural del sistema suelo-estructura (periodo efectivo de la estructura), cuando se tienen velocidades de onda de corte promedio (V_g) menores que 80 m/s como en el caso de la estratigrafía tipo "B", donde el periodo del suelo es de 1.53 s, ya que de acuerdo a los resultados de las figs 4.94 a 4.101, con un suelo de características tales que se tenga una velocidad de corte promedio menor que 80 m/s, los efectos de la interacción son más importantes en frecuencias altas, lo que podría permitir que el periodo de la estructura sobre base rígida al periodo del sistema suelo-estructura para suelos muy flexibles tendiera a aumentar.

Finalmente, es interesante recalcar la validez de utilizar un método de análisis como el utilizado en este trabajo y explicado anteriormente, ya que además de proporcionar información acerca del efecto que se tiene al introducir estructuras con características diferentes a las del suelo, también permite evaluar el periodo del suelo, y de esta manera poder dar una mayor validez a expresiones como la obtenida para un estrato de suelo de espesor (H) homogéneo y con una propagación vertical de ondas SH, como es:

$$f_n = \frac{(2n-1) V_s}{4H} \quad (11)$$

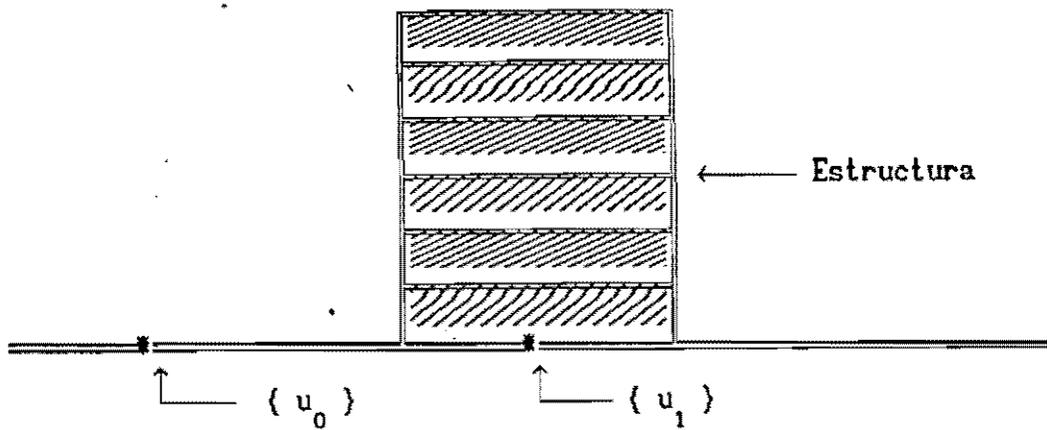
- f_n = frecuencia del estrato para el modo n
n = Variable que indica el modo de oscilación del cual queremos conocer la frecuencia (f_n)
H = Espesor del estrato en (m)
 V_s = Velocidad de onda de corte promedio del estrato en (m/s)

Los resultados del análisis que se muestran en las figs 4.94 a 4.101 indican que las frecuencias en primer modo (n=1) de las dos estratigrafías son aproximadamente iguales a 0.99 y 0.65 Hz, semejantes a los obtenidos con la expresión 11.

4.4.7 Efecto de la profundidad de desplante en los movimientos verticales en la superficie.

Un aspecto importante al considerar la interacción suelo-estructura es el efecto de cabeceo en las estructuras, determinado en parte por los movimientos verticales; para realizar un análisis sobre este efecto se determinó considerar 3 puntos en la superficie situados: uno sobre la base de la estructura, otro a una distancia de 3 veces el ancho de la estructura y el último en la frontera entre el campo libre y el sistema suelo-estructura (ver fig. 4.102). De los resultados presentados en las figuras 4.103 a 4.110 se ve claramente que el efecto mayor en los movimientos verticales se presenta en la base de la estructura para cualquier profundidad de desplante, lo que muestra un aspecto muy interesante que hay que resaltar. Cuando se analizó el problema de interacción suelo-estructura para movimientos horizontales, se observó que al profundizar la cimentación se tiene una disminución en la respuesta en la base de la estructura y por otro lado cuando se analiza el problema de interacción suelo-estructura desde el punto de vista de movimientos verticales, al aumentar la profundidad de desplante se incremen

ta la respuesta en la base de la estructura. Esto se debe a que por la interacción se generan esfuerzos normales y corrientes dinámicos en la interfase suelo-cimentación, lo que se traduce en ondas superficiales tipo Rayleigh. Estas observaciones nos conducen a establecer más que nunca la necesidad de considerar apropiadamente la interacción suelo-estructura, ya que los movimientos se presentan tanto verticales como horizontales, lo cual permite decir que si por un lado se tiene una ganancia en la respuesta, por otro lado se desprecia un efecto muy importante, como es el cabeceo, que puede ocasionar en algún momento serios problemas, sobre todo cuando se tienen estructuras vecinas, como se observó en algunas edificios durante el sismo del 19 de septiembre de 1985. Cabe mencionar que debido a la interacción, se generan movimientos verticales apreciables a distancias del orden de 18 veces el semi-ancho de la cimentación, lo cual indica que los registros obtenidos por instrumentos localizados a distancias iguales o menores estarán contaminados y, por tanto, no se podrán considerar estrictamente como movimientos de campo libre. Por consiguiente, en las zonas de alta densidad urbana en la ciudad de México es poco probable que se puedan obtener registros de campo libre.



$$\{ u_0 \} \neq \{ u_1 \}$$

Suelo $\{ u \}$ Vectores de movimientos vertical, horizontal, de cabeceo y de torsión

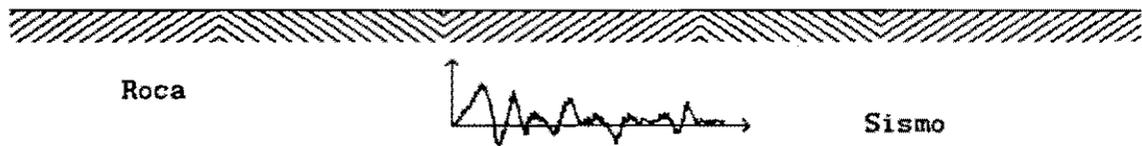


FIG. 4.1. DEFINICION DE LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

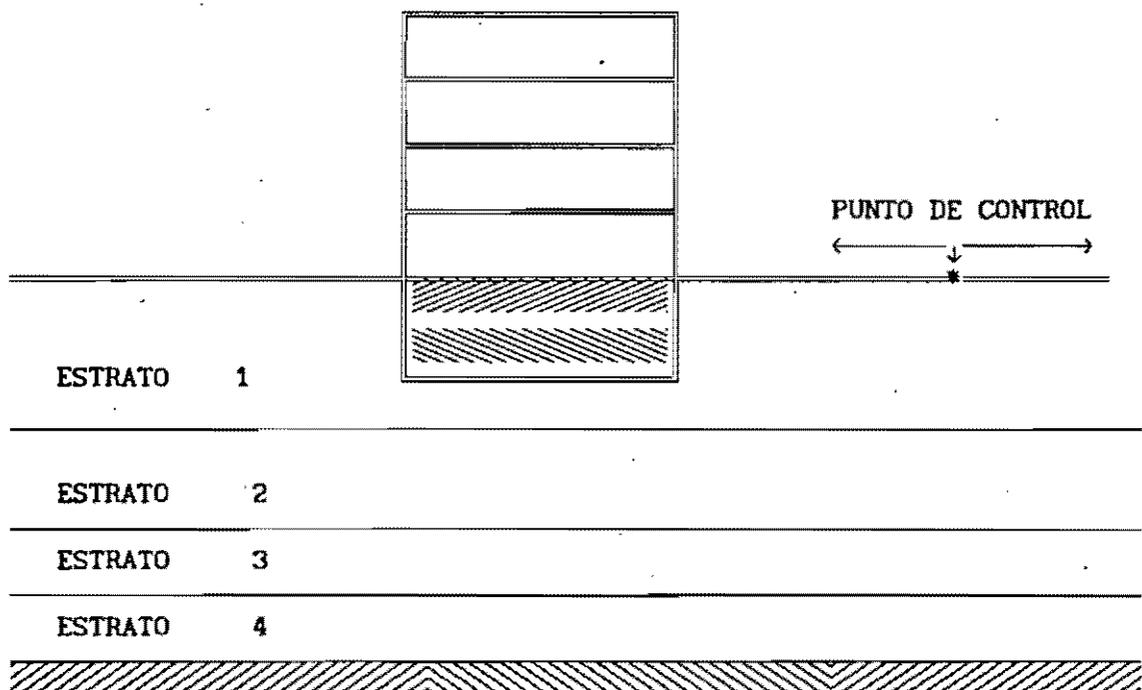


FIG. 4.2 PROBLEMA DE INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

0 nudos fijos

0 nudos cargados

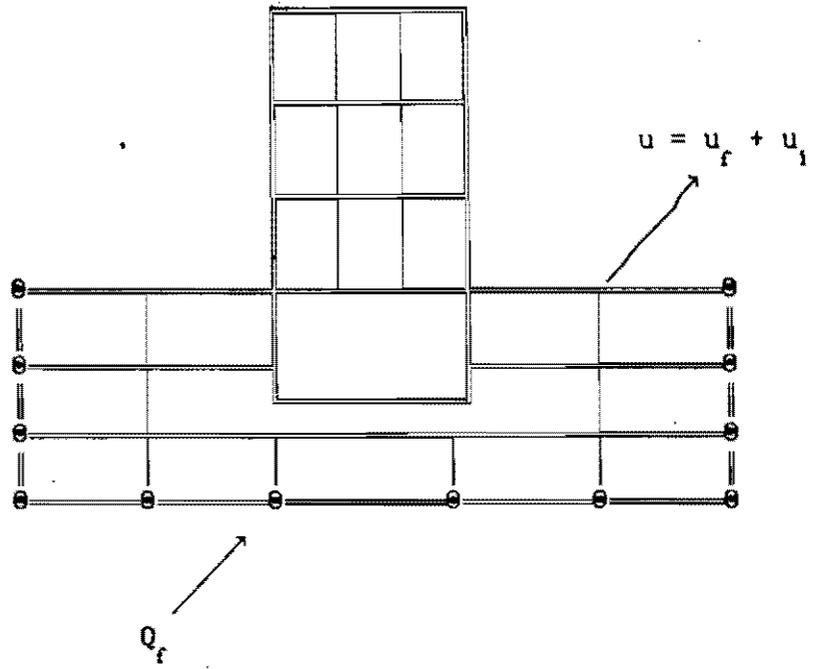


FIG. 4.3 PROBLEMA DE INTERACCION

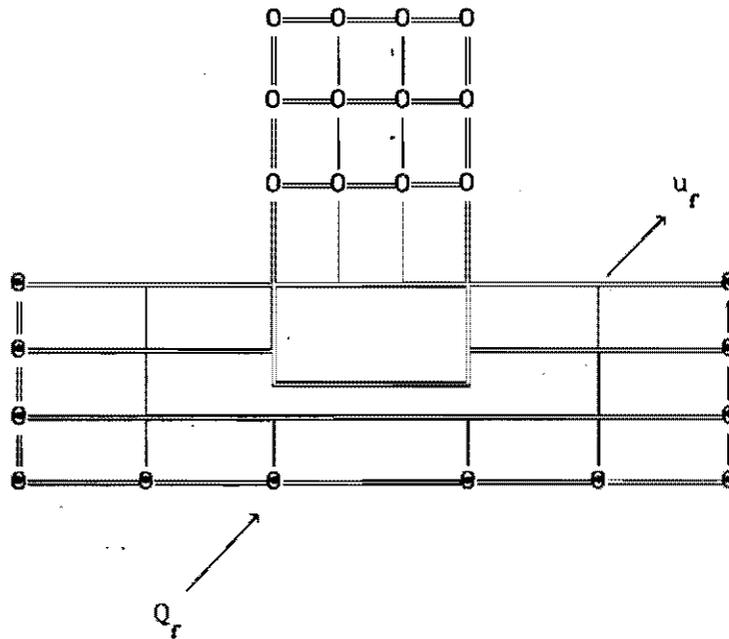


FIG 4.4 CAMPO LIBRE

○ nodos fijos

● nodos cargados

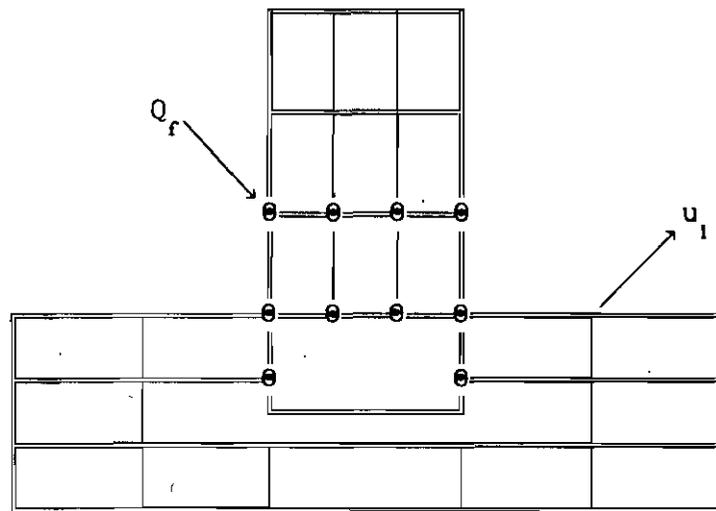


FIG. 4.5 PROBLEMA FUENTE

PROBLEMA DE INTERACCION = CAMPO LIBRE + PROBLEMA FUENTE

SISMO		REGISTRO		CORRECCION	
DATOS	GRO-MICH	ESTA	SCT1850919AT.T	METODO	CALTECH.
FECHA	850919	INST	SCT1	FILTRO	0.070 0.100 23.0 25.0
HORA	13:19:44	COMP	03-144	ΔT	0.010
EPIC	17.680 102.470	HORA	13:19:43	MAX ACEL	158.74. -167.79
M	7.0	DUR	59.99	MAX VEL	56.62. -61.47
H	33	DIST	400	MAX DESP	21.24. -20.88

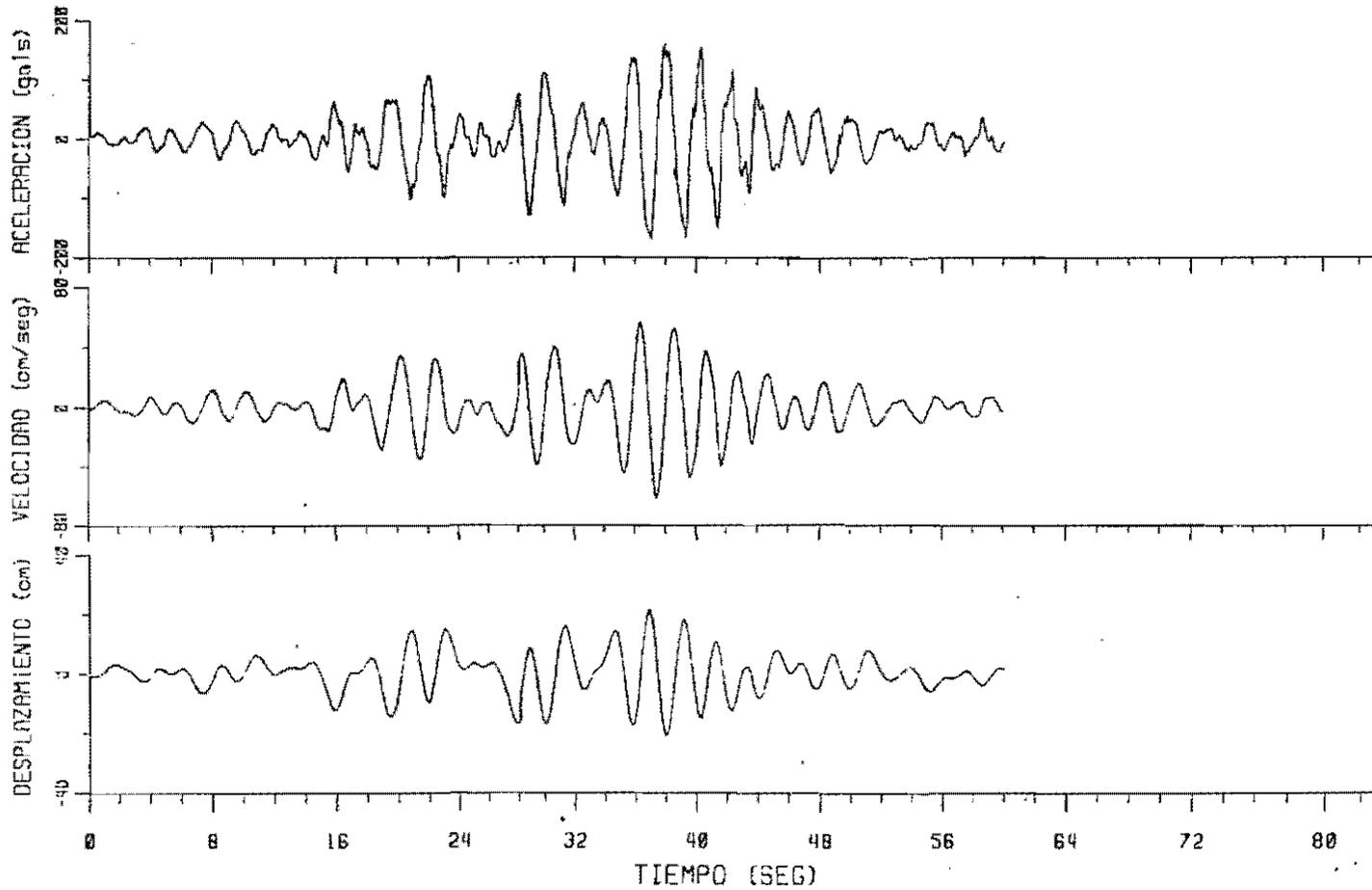


FIG 4.6 Registro obtenido en el sitio S.C.T. del 19 de septiembre de 1985

SISMO	GRO-MICH	REGISTRO	SCT1850919AL.T	CORRECCION
DATOS	10E1	ESTA	SCT1	METODO CALTECH.
FECHA	850919	INST	03-144	FILTRO 0.070 0.100 23.0 25.0
HORA	13:19:44	COMP	LONG	ΔT 0.010
EPIC	17.600 102.470	HORA	13:19:43	MAX ACÉL 89.95. -97.85
H	7.0	DUR	59.99	MAX VEL 38.68. -33.75
H	33	DIST	400	MAX DESP 17.40. -11.29

ESPECTRO DE RESPUESTA AMORT (%) 0.2.5.10.20

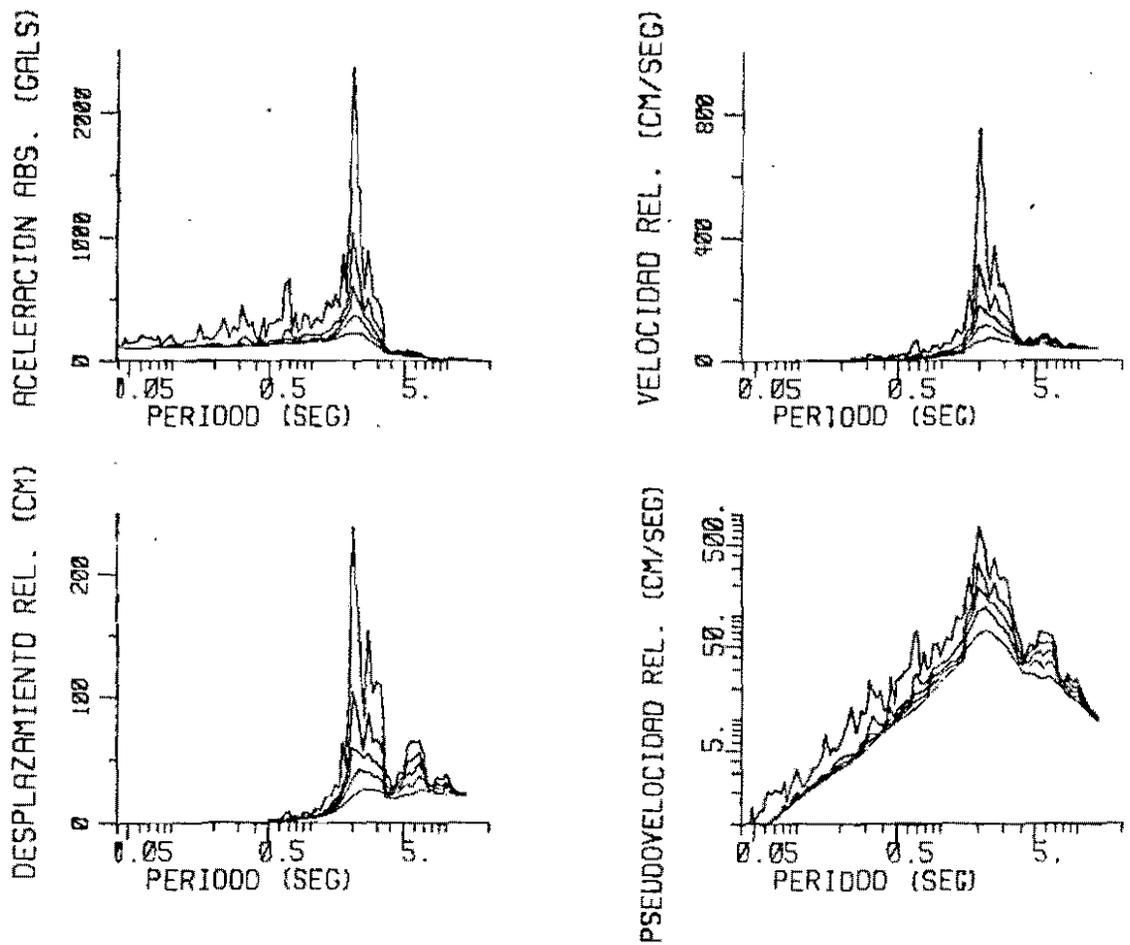


FIG. 4.7 Espectros de respuesta para el registro de S.C.T. del 19/09/85

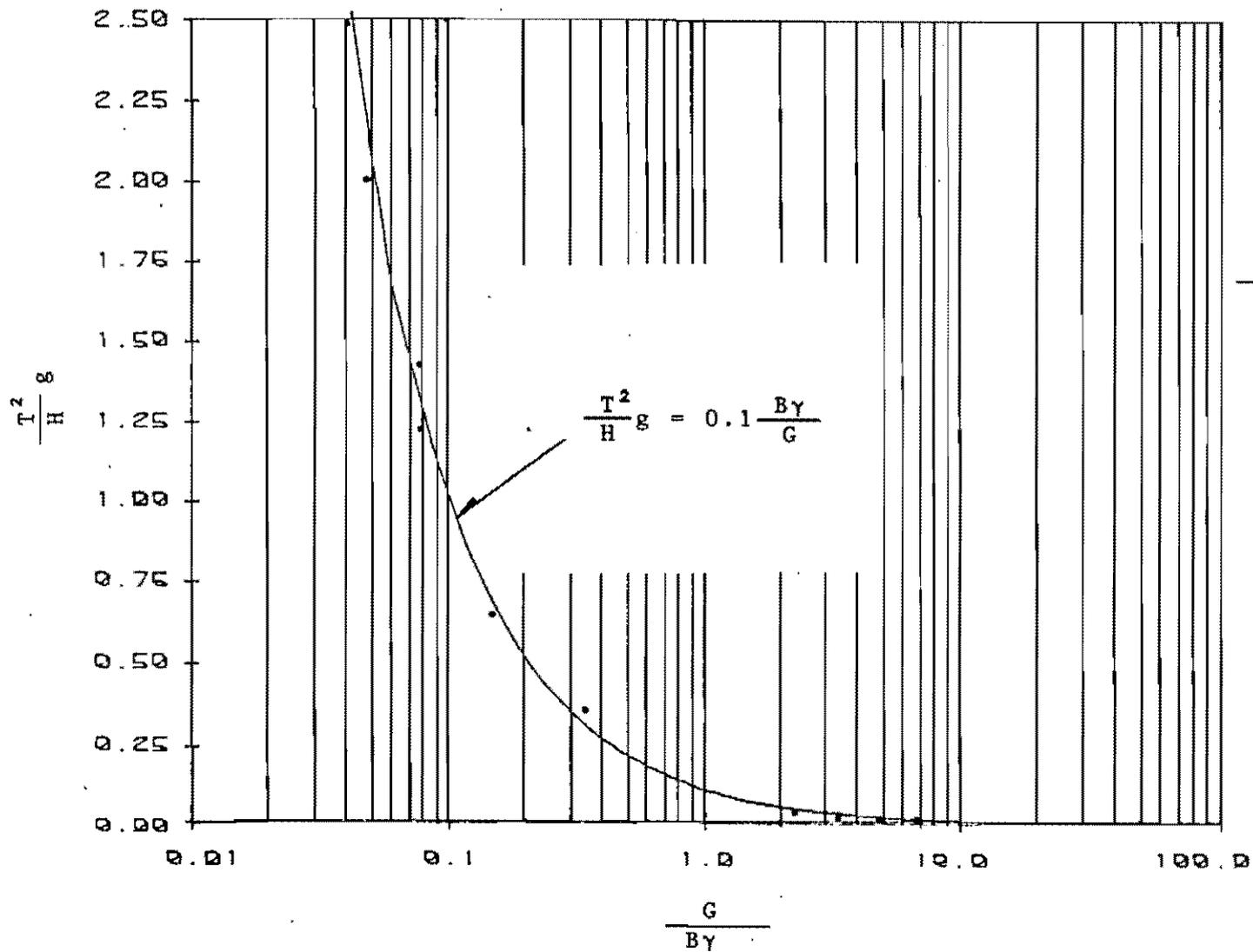


FIG. 4.8 Ajuste de las características representativas para un edificio de 8 m de ancho.

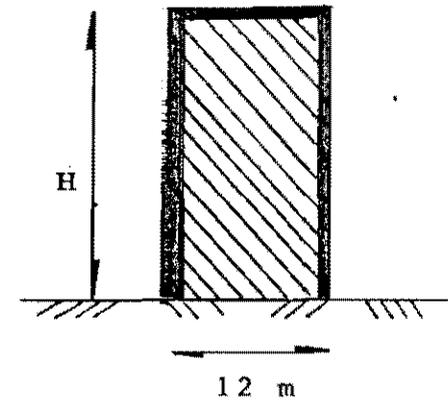
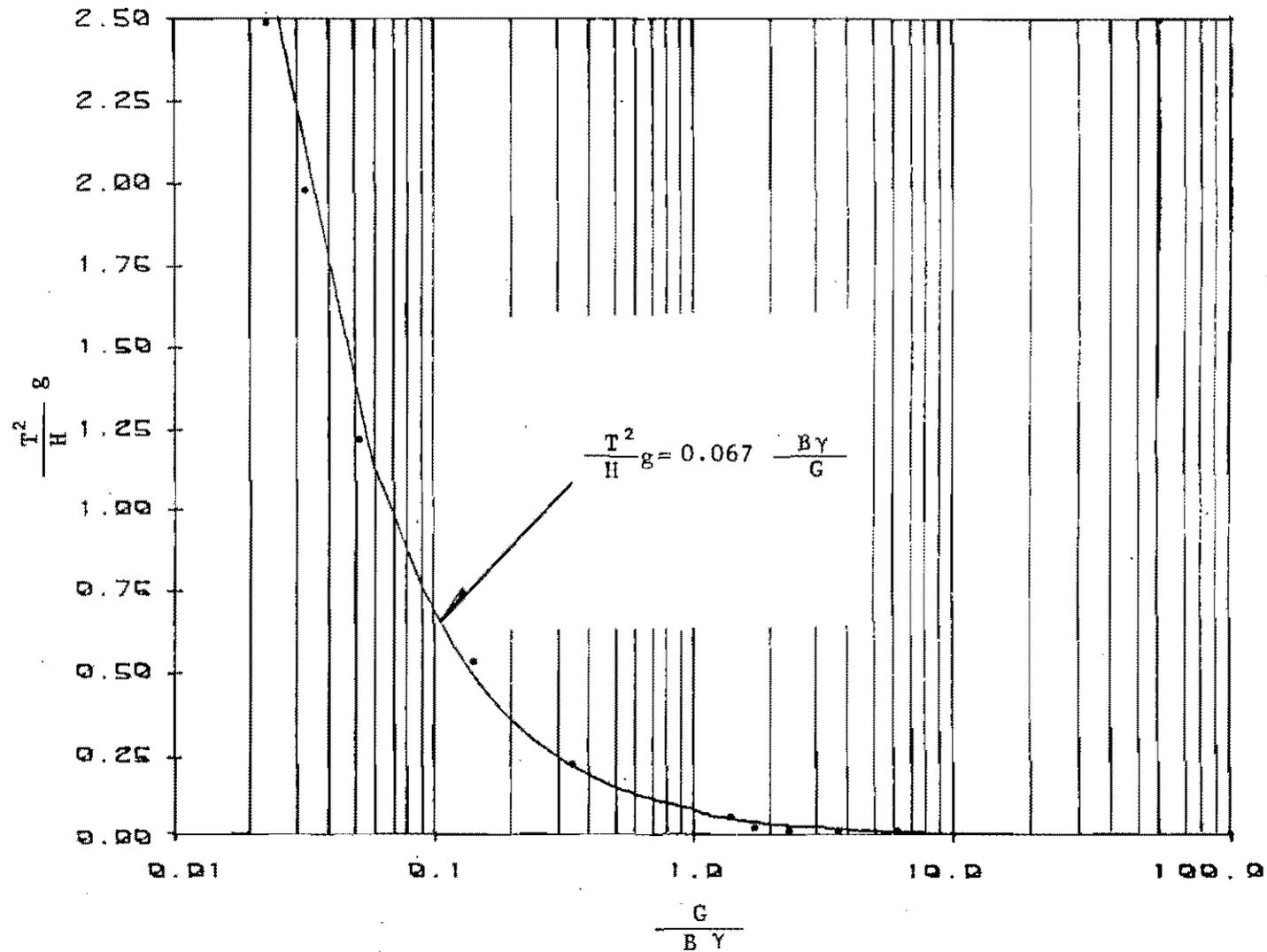


FIG. 4.9 Ajuste de las características representativas para un edificio de 12 m de ancho.

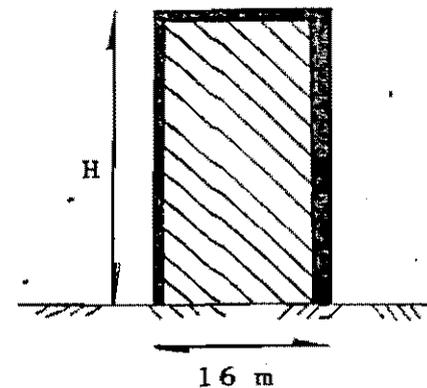
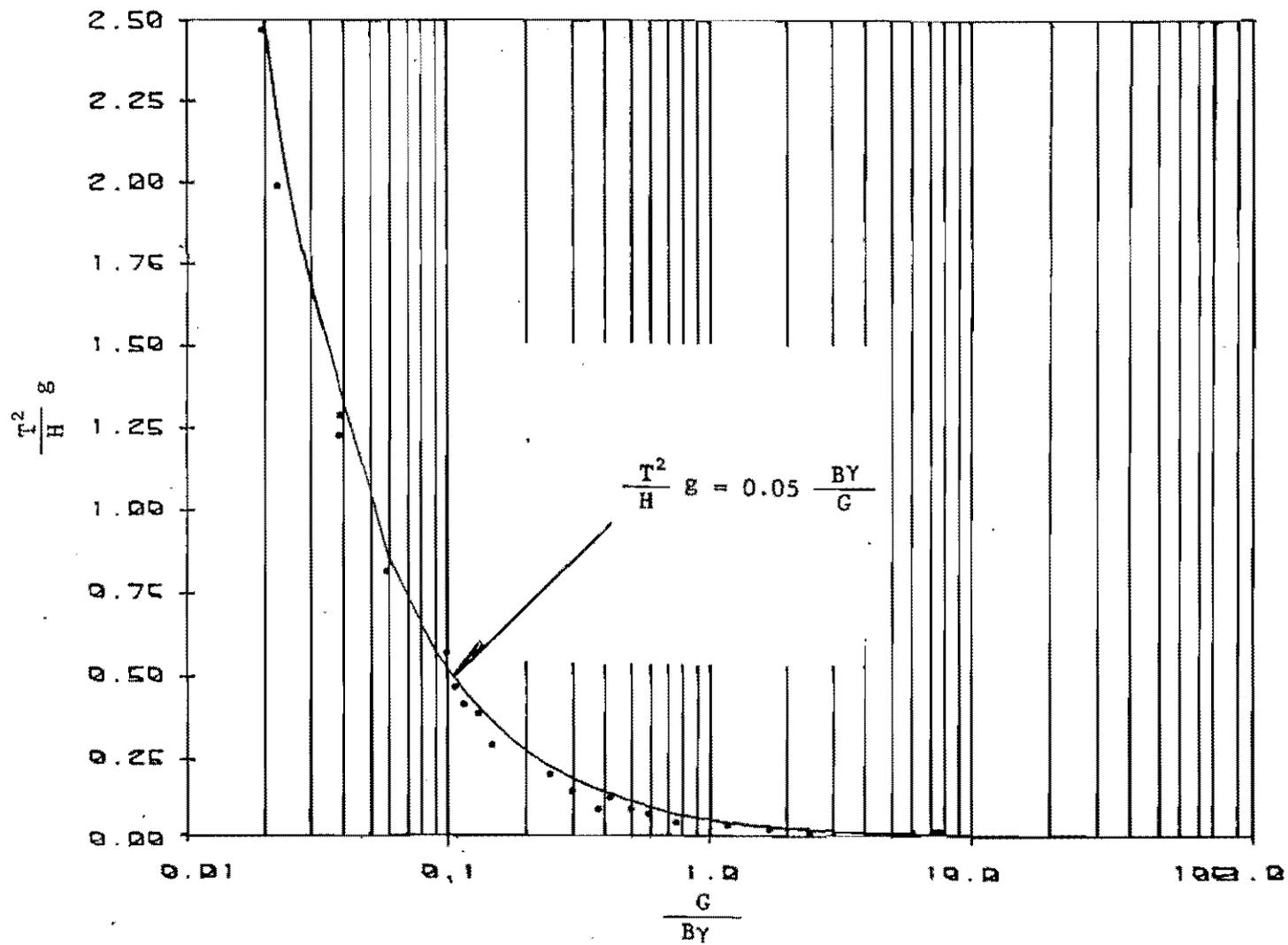


FIG. 4.10 Ajuste de las características representativas para un edificio de 16 m de ancho.

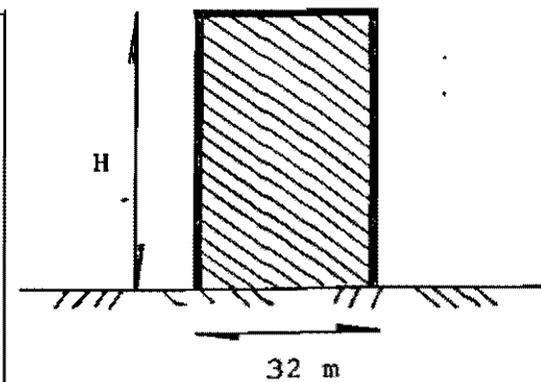
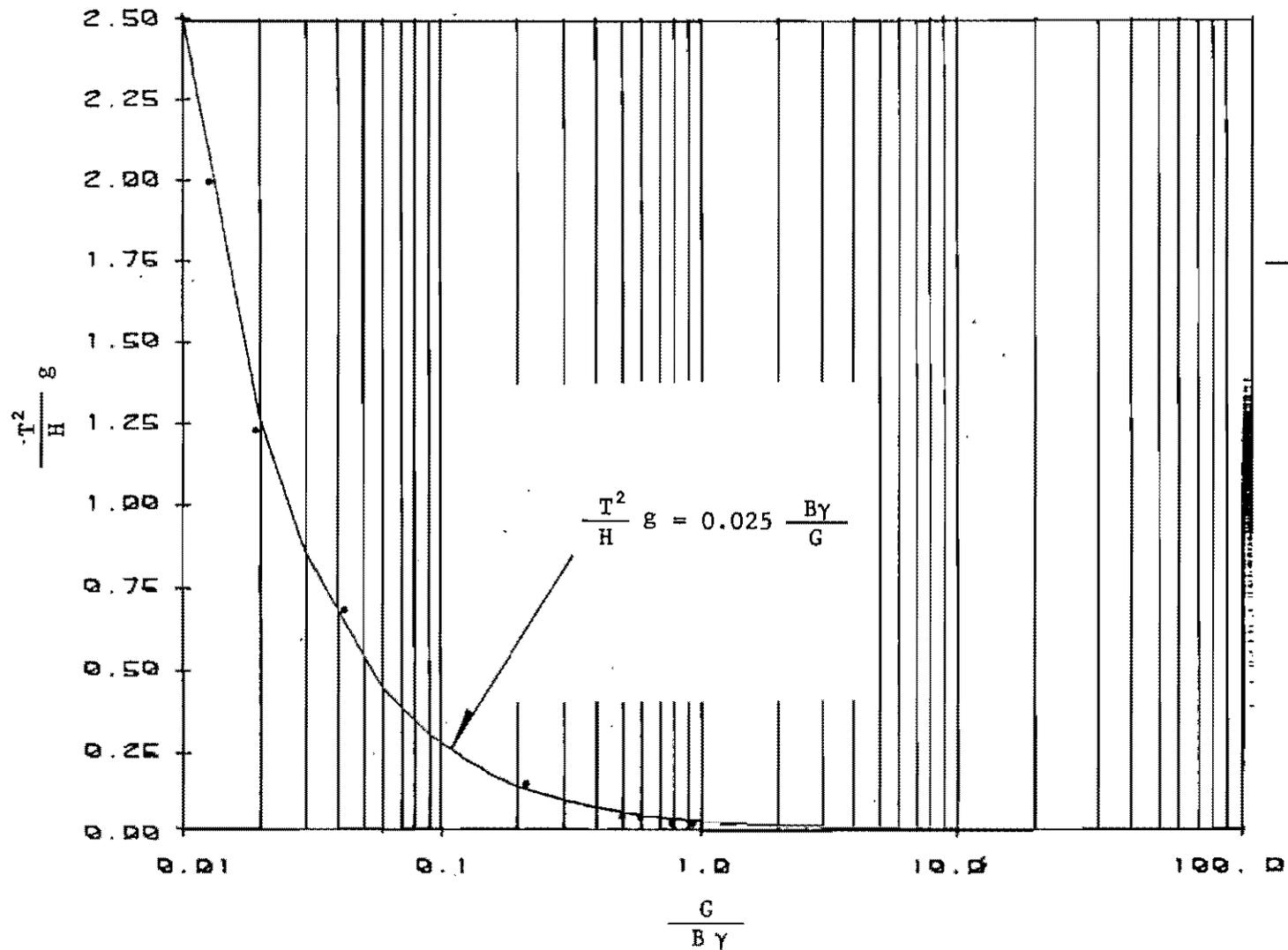


FIG. 4.11 Ajuste de las características representativas para un edificio de 32 m de ancho.

ANCHO DE EDIFICIO = 8.0 m

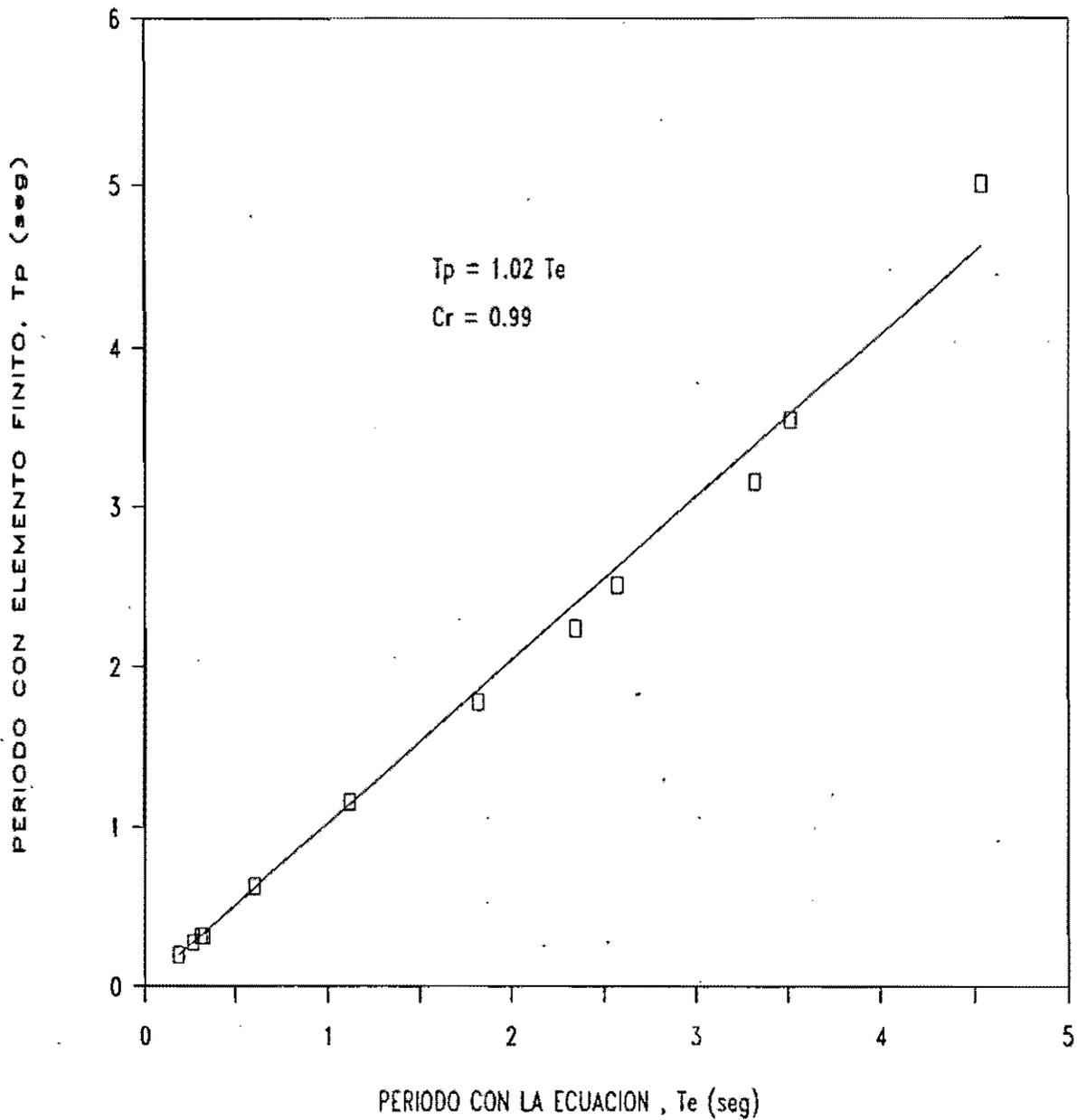


FIG. 4.12 Comparación de resultados con el método del elemento finito para un ancho de edificio de 8 m.

ANCHO DE EDIFICIO = 12.0 m

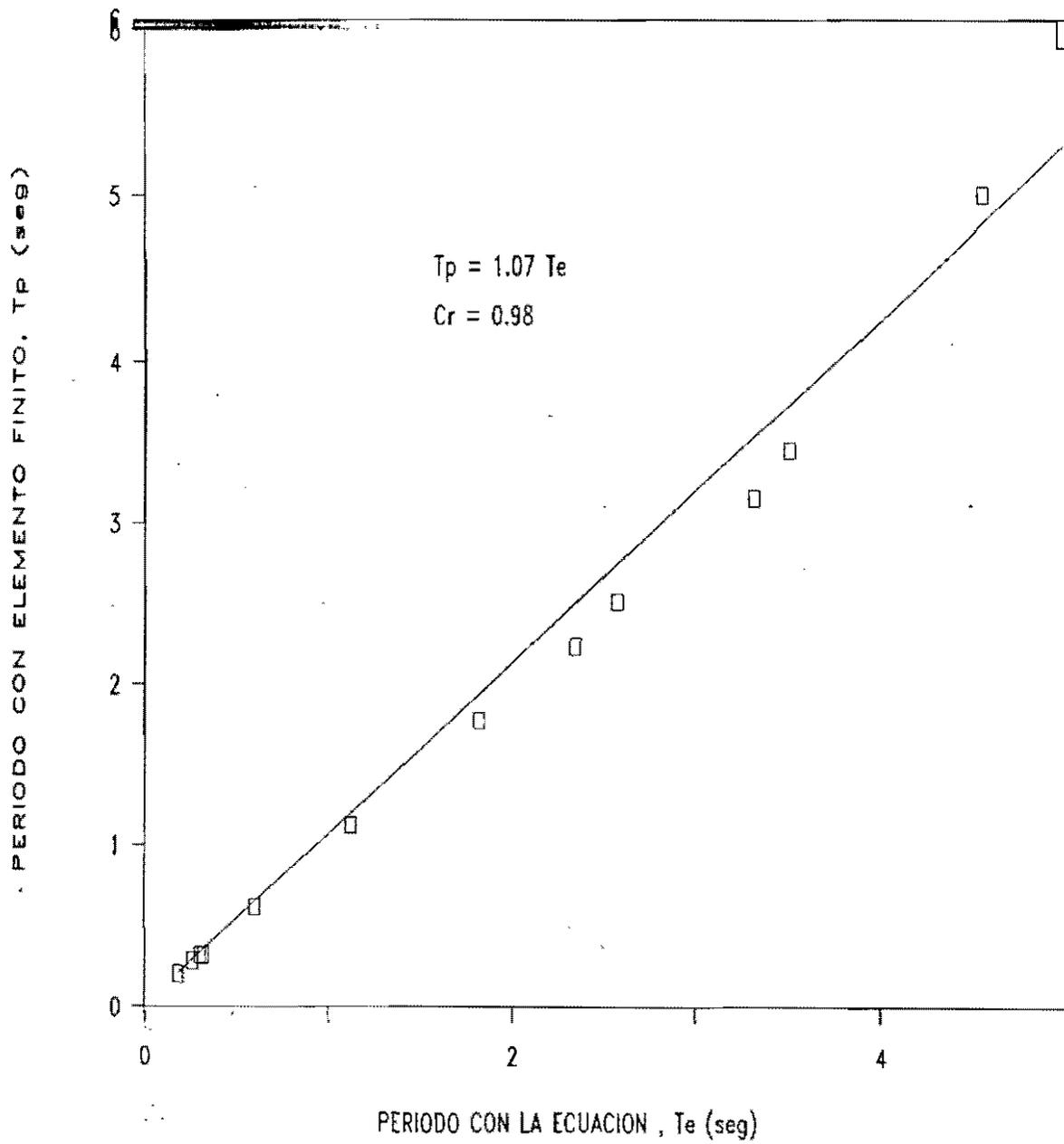


FIG. 4.13 Comparación de resultados con el método del elemento finito para un ancho de edificio de 12 m.

ANCHO DE EDIFICIO = 16.0 m

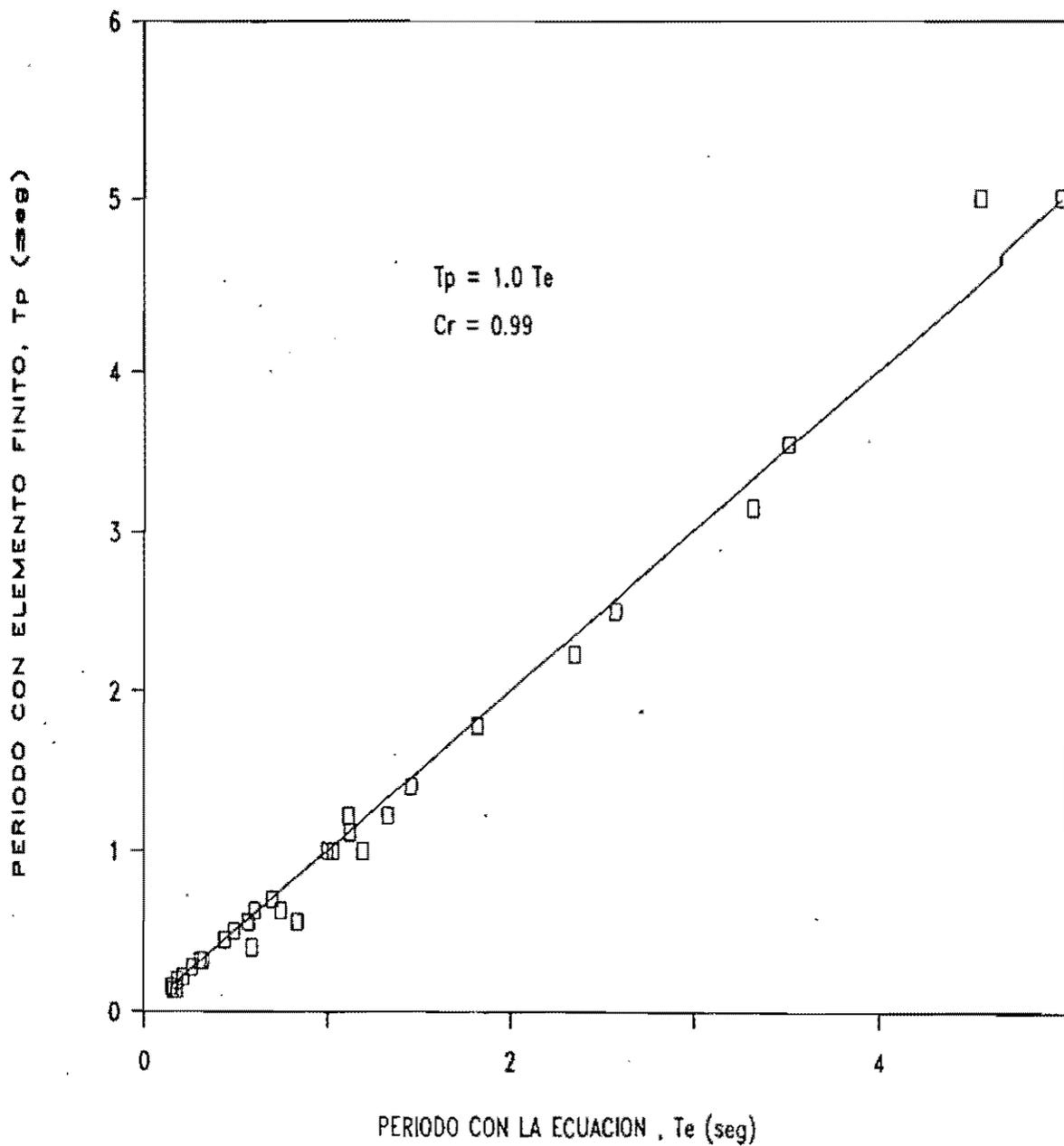


FIG. 4.14 Comparación de resultados con el método del elemento finito para un ancho de edificio de 16 m.

ANCHO DE EDIFICIO = 32.0 m

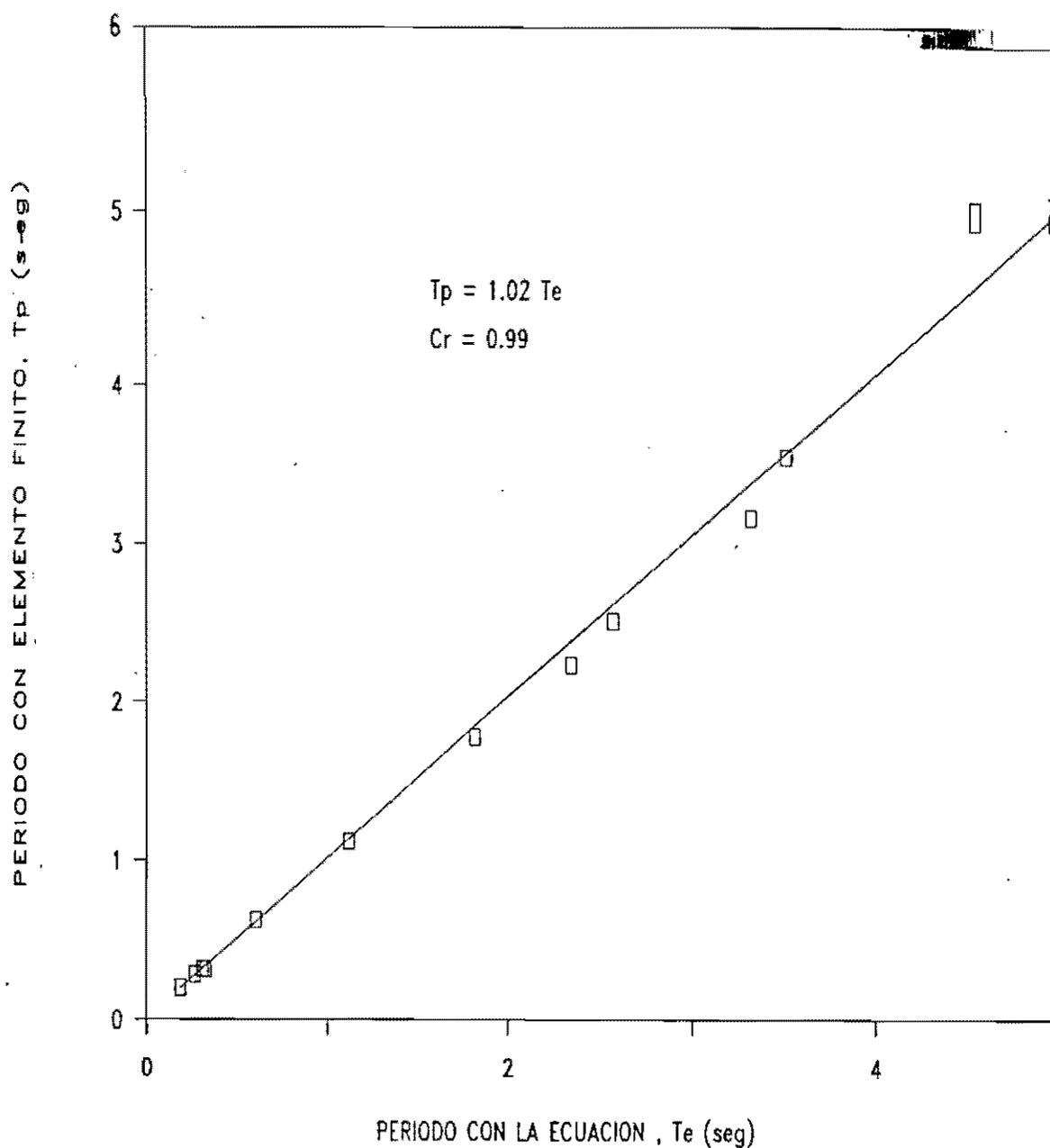


FIG. 4.15 Comparación de resultados con el método del elemento finito para un ancho de edificio de 32 m.

PROFUNDIDAD

(m)



0

$$\begin{aligned} V_s &= 110 \text{ m/s} & G &= 1480 \text{ Ton/m}^2 \\ \gamma &= 1.20 \text{ Ton/m}^3 & \beta &= 5 \% \end{aligned}$$

4

$$\begin{aligned} V_s &= 65 \text{ m/s} & G &= 499.5 \text{ Ton/m}^2 \\ \gamma &= 1.16 \text{ Ton/m}^3 & \beta &= 5 \% \end{aligned}$$

8

$$\begin{aligned} V_s &= 90 \text{ m/s} & G &= 957.8 \text{ Ton/m}^2 \\ \gamma &= 1.16 \text{ Ton/m}^3 & \beta &= 5 \% \end{aligned}$$

12

$$\begin{aligned} V_s &= 150 \text{ m/s} & G &= 2752.1 \text{ Ton/m}^2 \\ \gamma &= 1.20 \text{ Ton/m}^3 & \beta &= 5 \% \end{aligned}$$

32

FRECUENCIA DEL DEPOSITO = 0.99 Hz
PERIODO DEL DEPOSITO = 1.01 s

FIG. 4.16 ESTRATIGRAFIA TIPO "A"

PROFUNDIDAD

(m)



0

$$V_s = 100 \text{ m/s}$$

$$G = 1223.3 \text{ Ton/m}^2$$

$$\gamma = 1.20 \text{ Ton/m}^3$$

$$\beta = 5 \%$$

4

$$V_s = 45 \text{ m/s}$$

$$G = 239.4 \text{ Ton/m}^2$$

$$\gamma = 1.16 \text{ Ton/m}^3$$

$$\beta = 5 \%$$

8

$$V_s = 75 \text{ m/s}$$

$$G = 665 \text{ Ton/m}^2$$

$$\gamma = 1.16 \text{ Ton/m}^3$$

$$\beta = 5 \%$$

12

$$V_s = 90 \text{ m/s}$$

$$G = 990.7 \text{ Ton/m}^2$$

$$\gamma = 1.20 \text{ Ton/m}^3$$

$$\beta = 5 \%$$

32



FRECUENCIA DEL DEPOSITO = 0.65 Hz

PERIODO DEL DEPOSITO = 1.54 s

FIG. 4.17 ESTRATIGRAFIA TIPO "B"

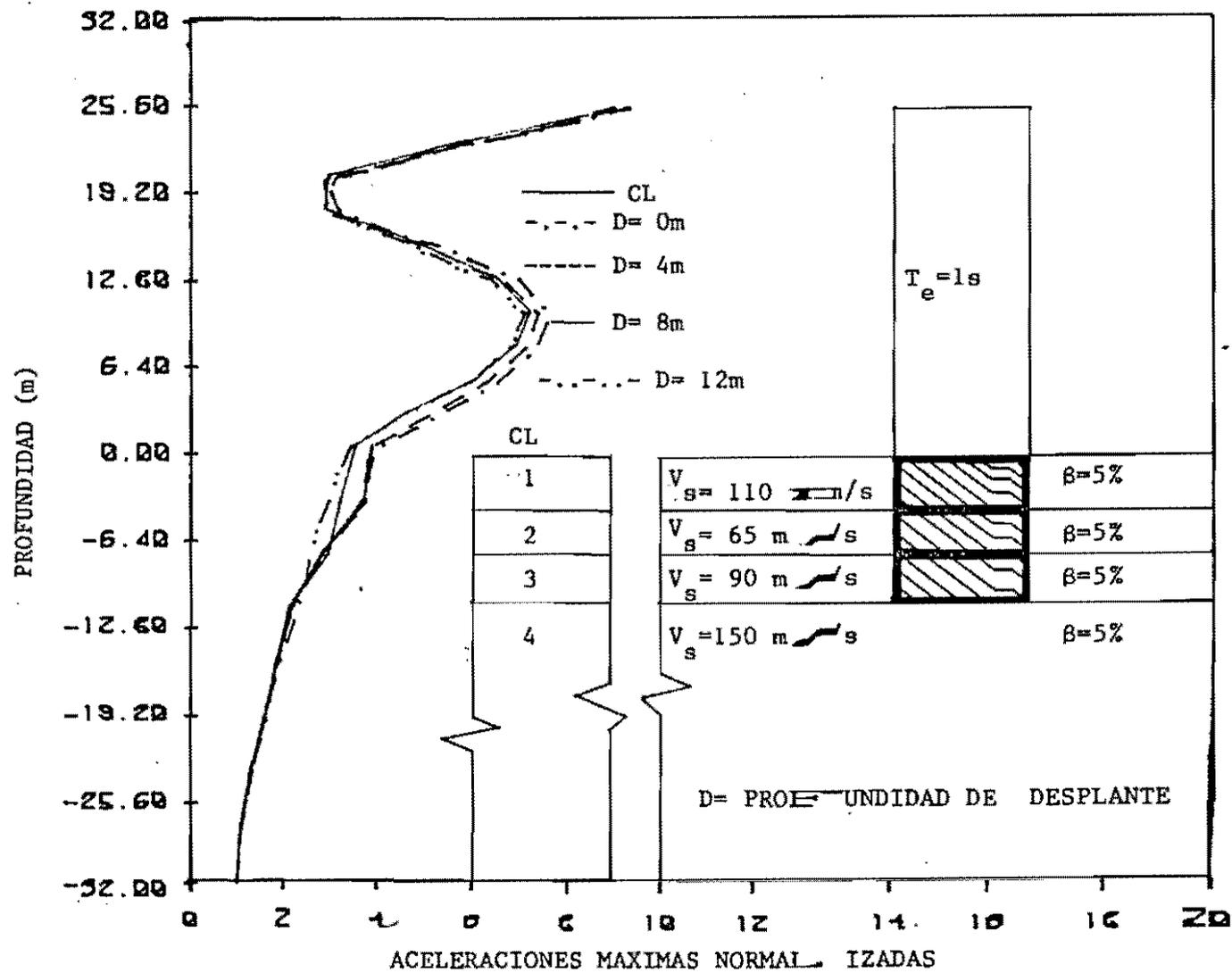


FIG. 4.18 Distribución de aceleraciones máximas para distintas profundidades de desplante y un periodo de estructura de 1 s.

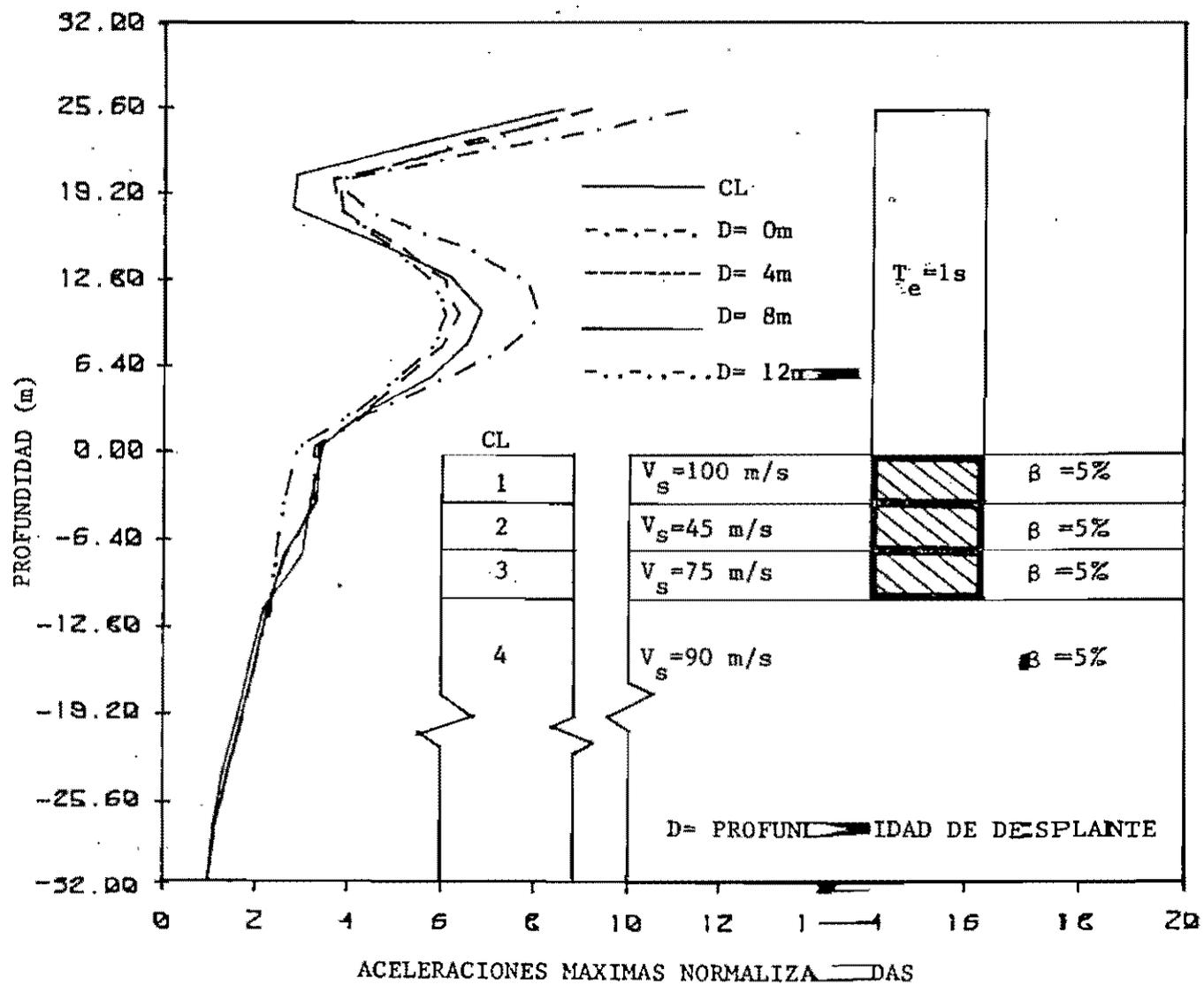


FIG. 4.19 Distribución de aceleraciones máximas para una distinta profundidades de desplante y un periodo de estructura de 1 s.

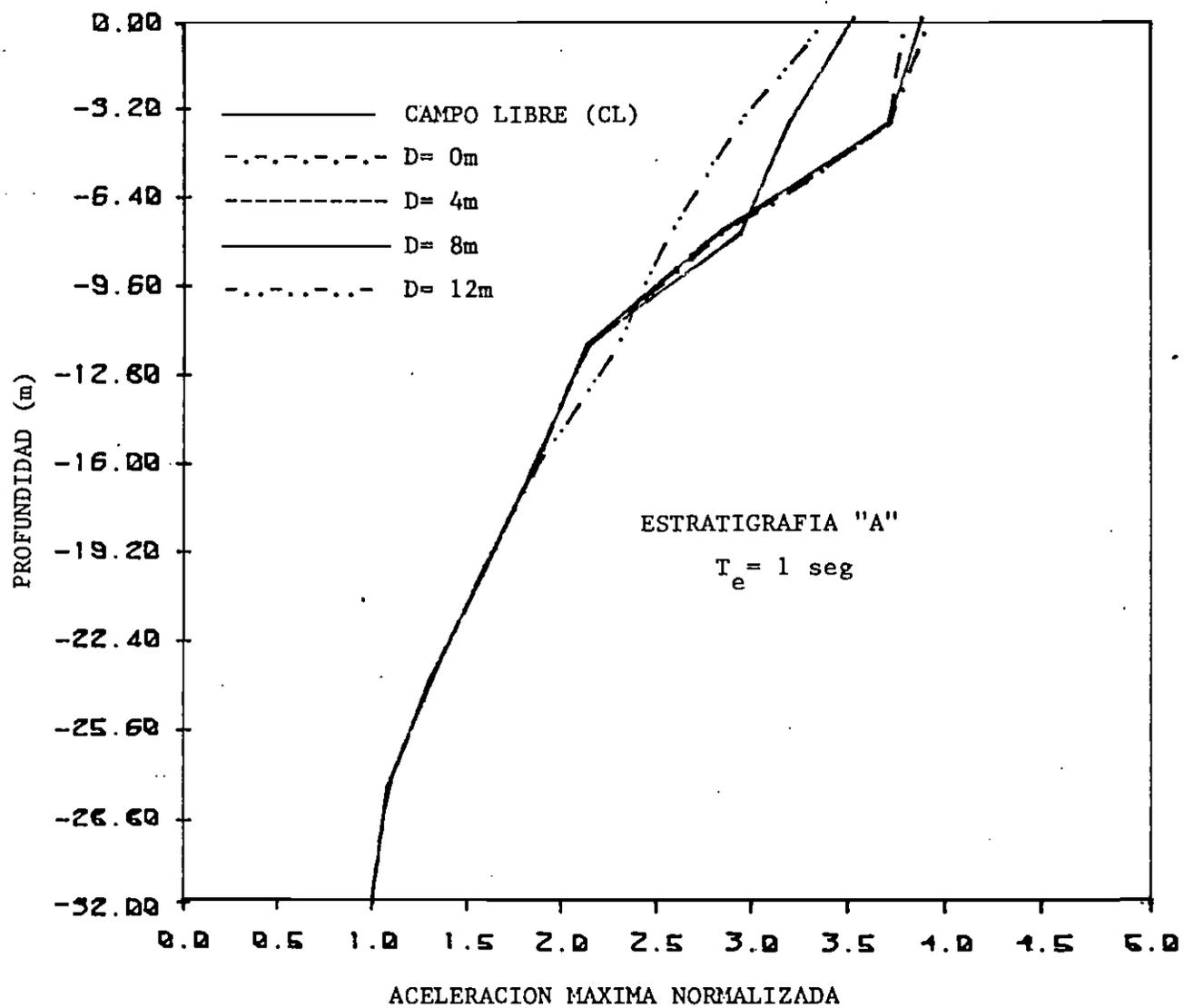


FIG. 4.20 Efecto de la profundidad de desplante en las aceleraciones máximas para $T_e = 1 \text{ s}$.

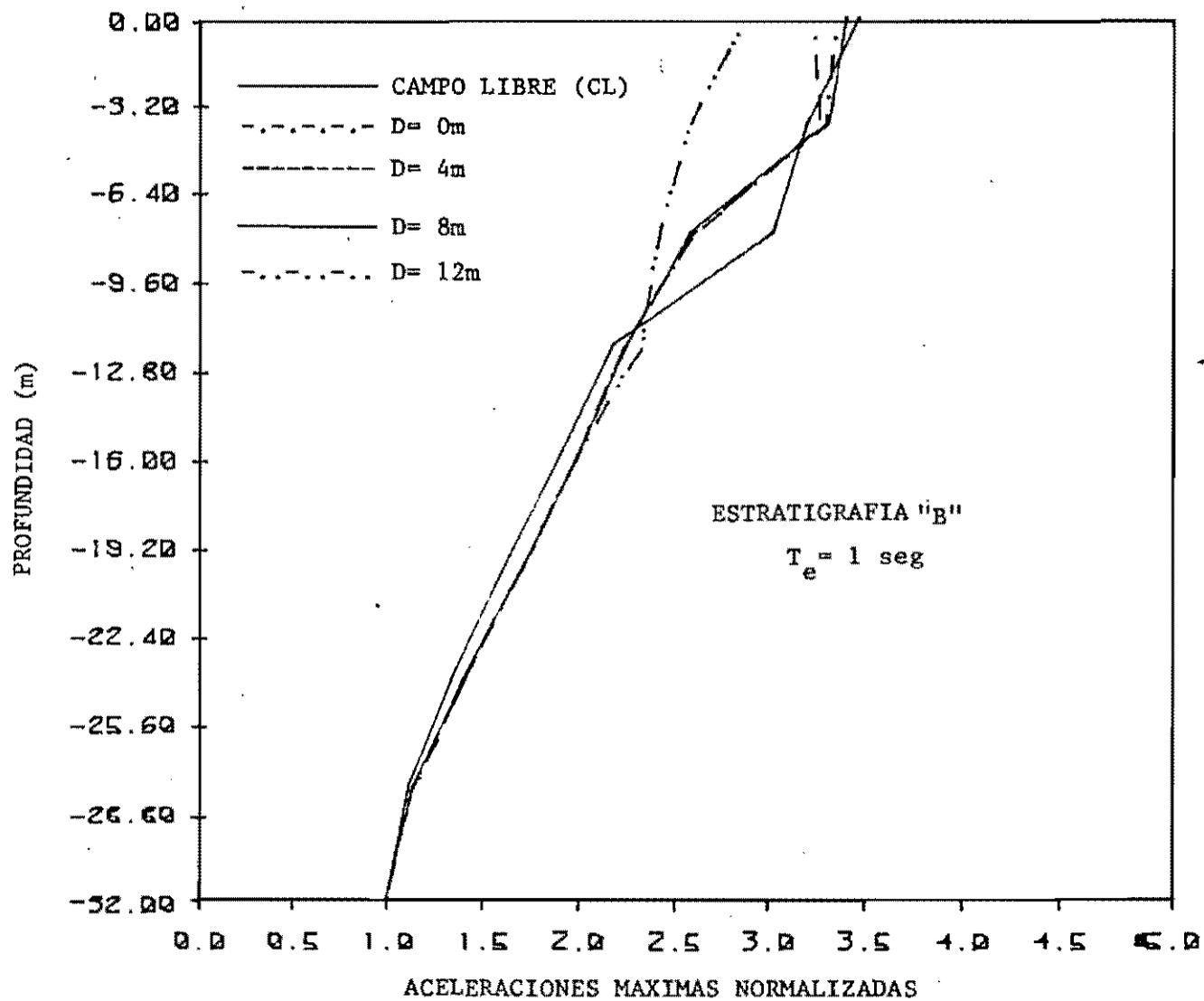


FIG. 4.21 Efecto de la profundidad de desplante en las aceleraciones máximas para $T_e = 1 \text{ s}$.

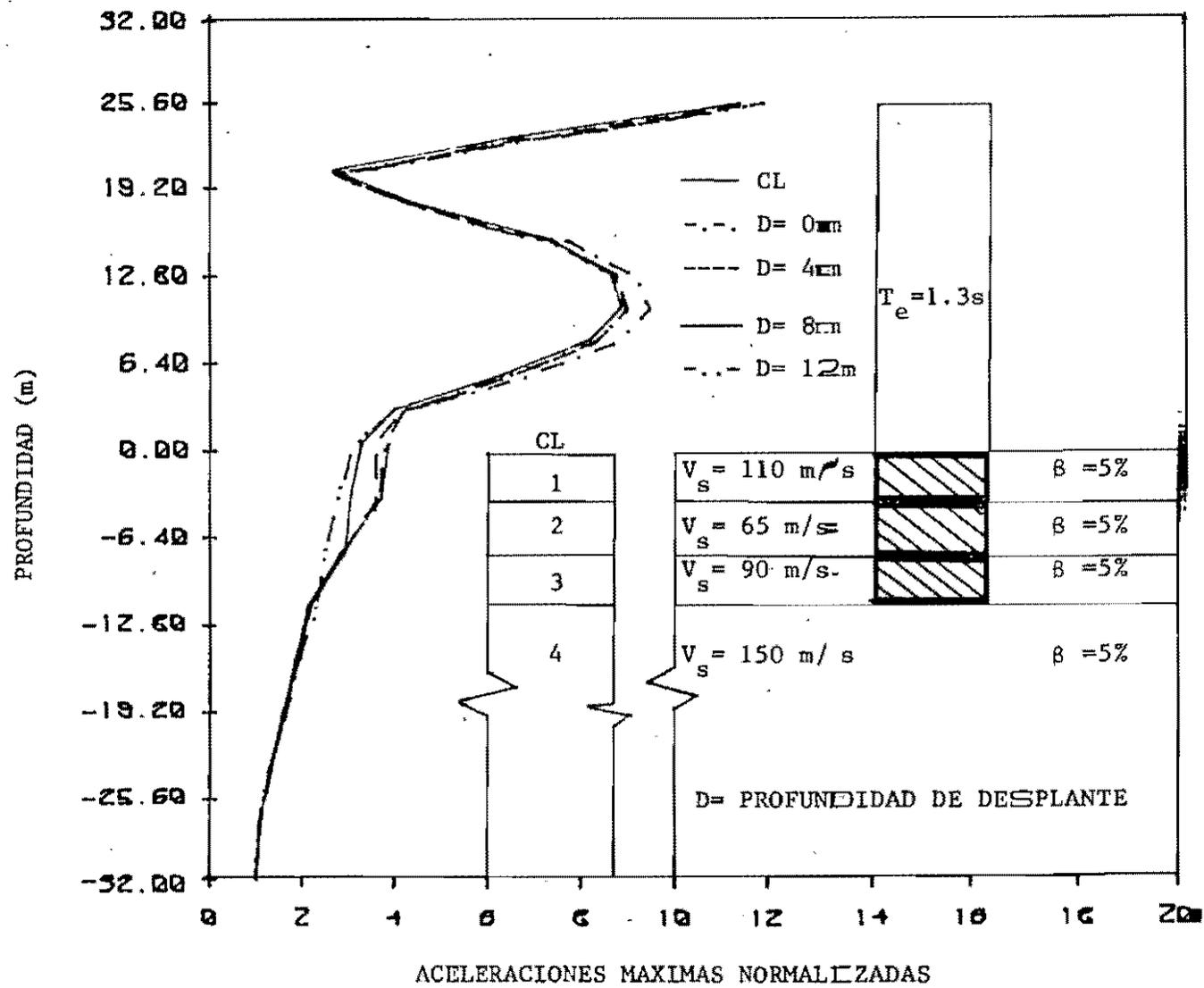


FIG. 4.22 Distribución de aceleraciones máximas para distintas profundidades de desplante y un periodo de estructura de 1.3 s.

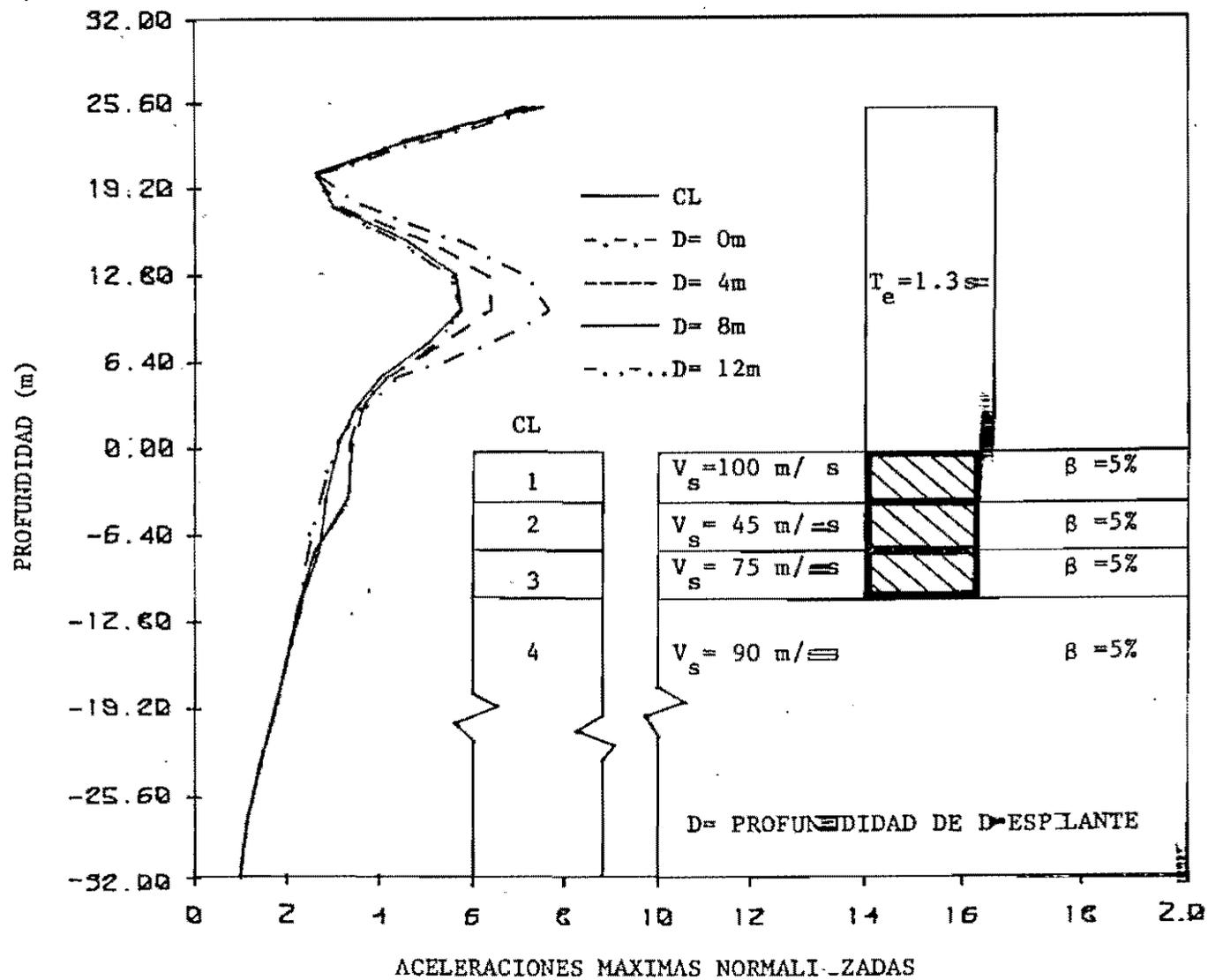


FIG. 4.23 Distribución de aceleraciones máximas para distintas profundidades de desplante y un periodo de estructura de 1.3 s.

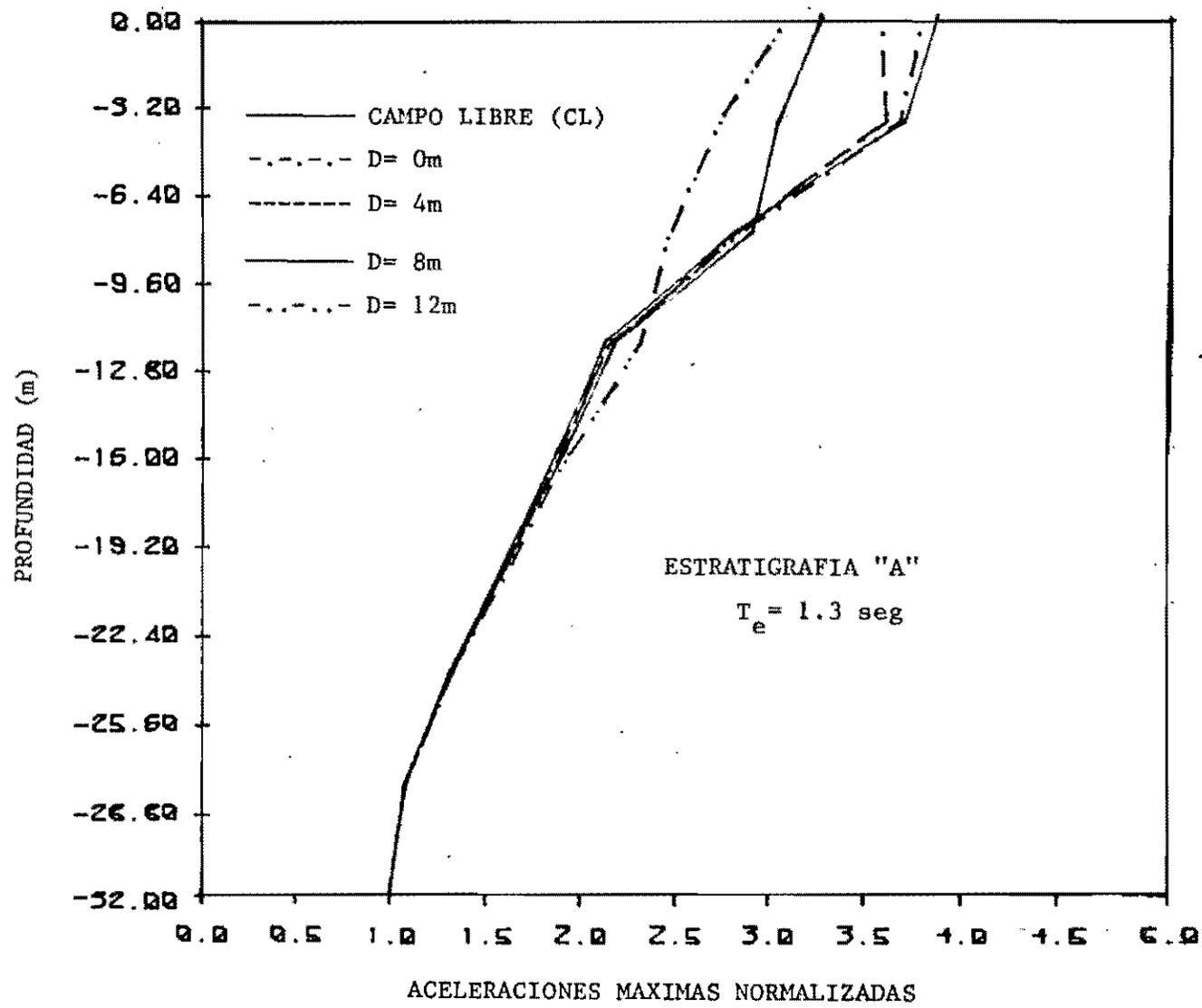


FIG. 4.24 Efecto de la profundidad de desplante en las aceleraciones máximas para $T_e = 1.3$ s.

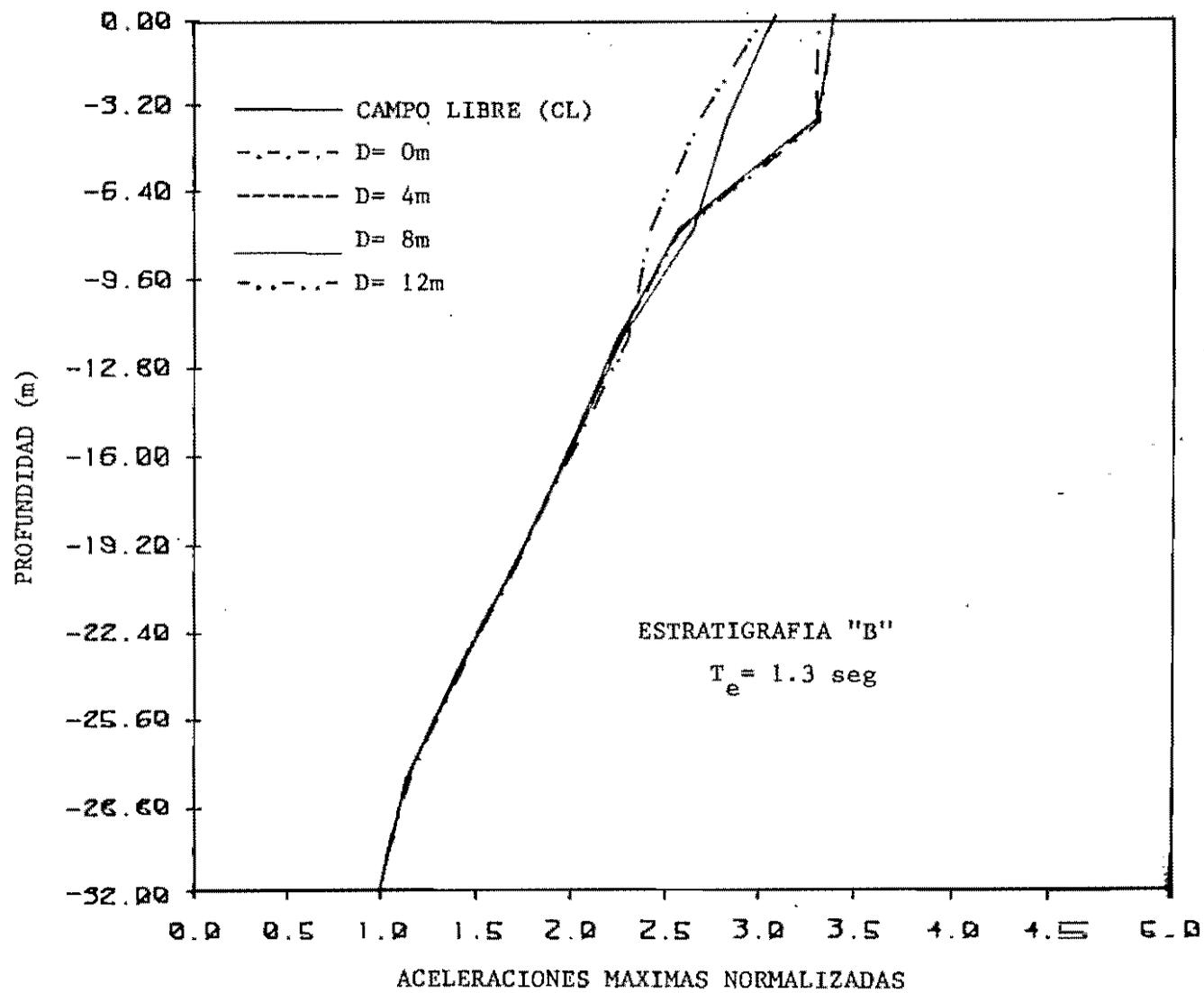


FIG. 4.25 Efecto de la profundidad de desplante en las aceleraciones máximas para $T_e = 1.3$ s.

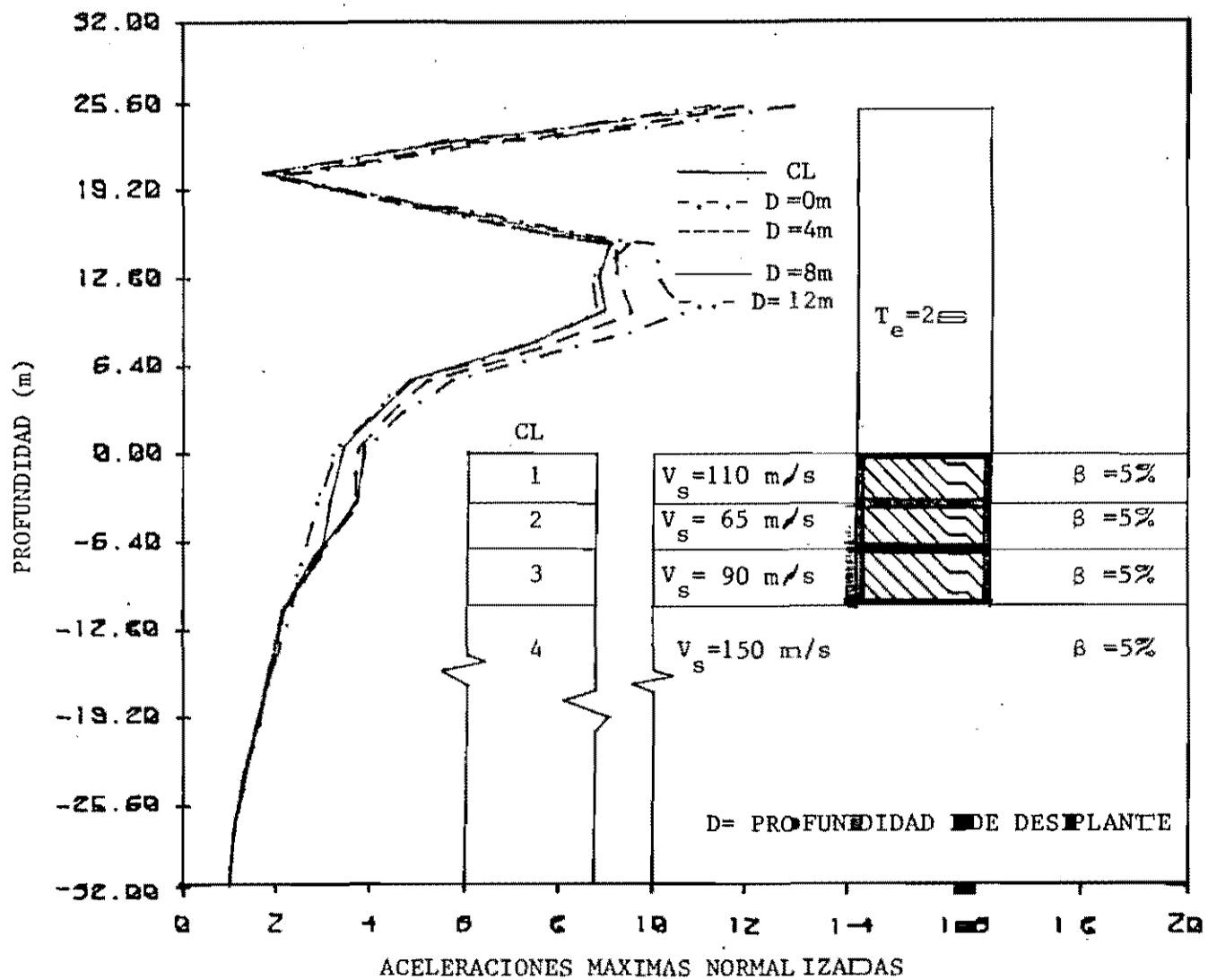


FIG. 4.26 Distribución de aceleraciones máximas para distintas profundidades de desplante y un periodo de estructura de 2 s.

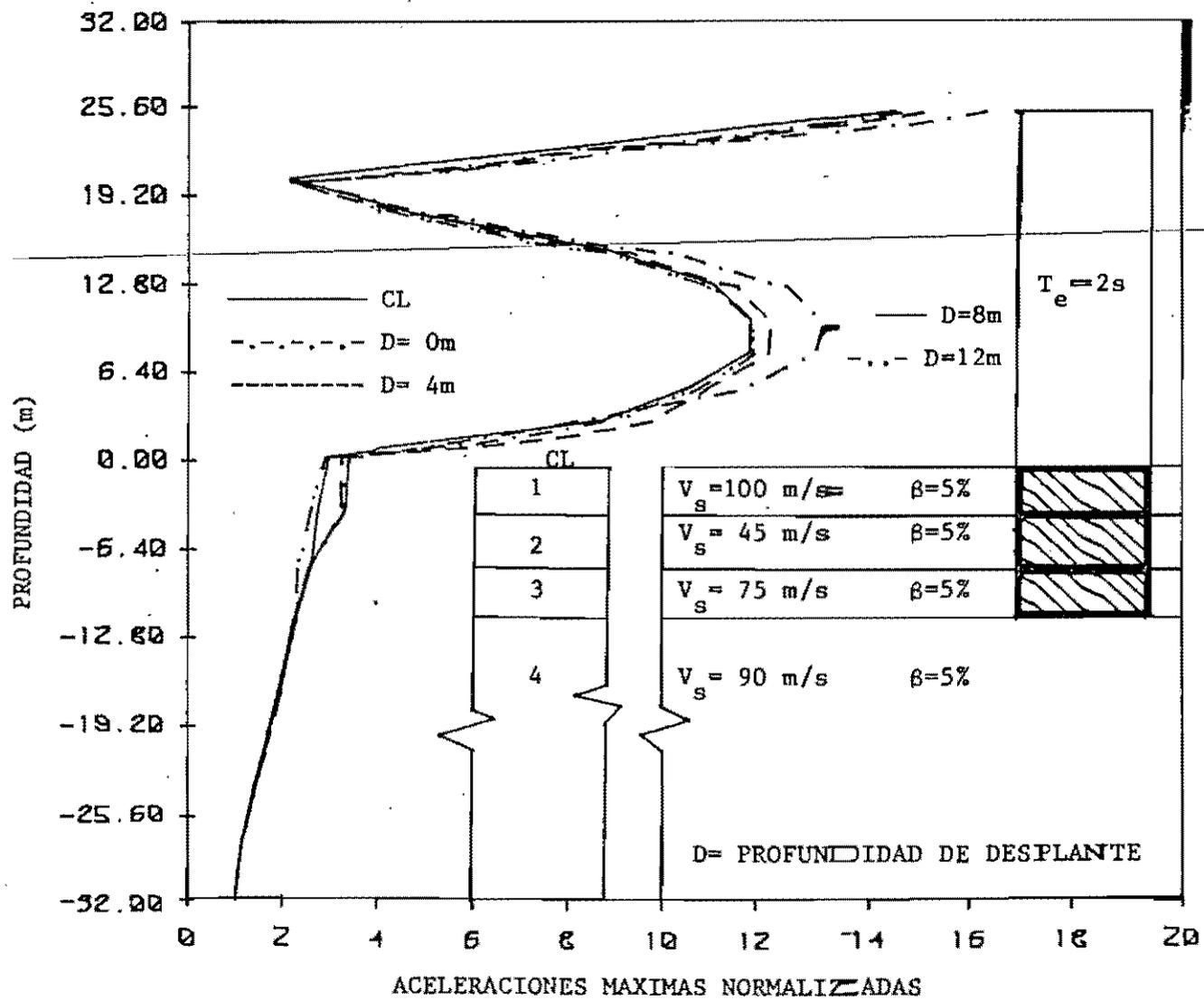


FIG. 4.27 Distribución de aceleraciones máximas para distintas profundidades de desplante y un periodo de estructura de 2 s.

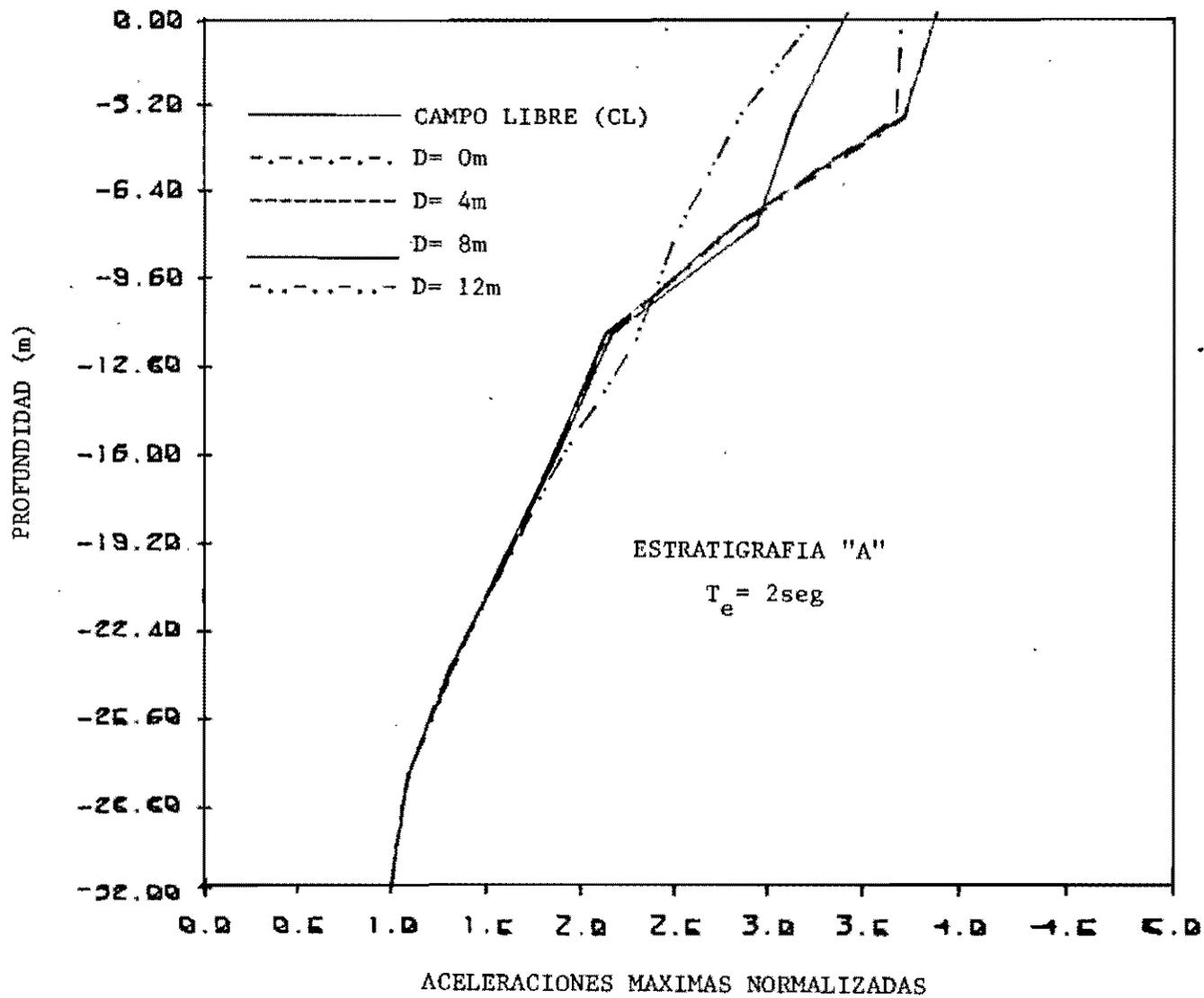


FIG. 4.28 Efecto de la profundidad de desplante en las aceleraciones máximas para $T_e = 2\text{ s}$.

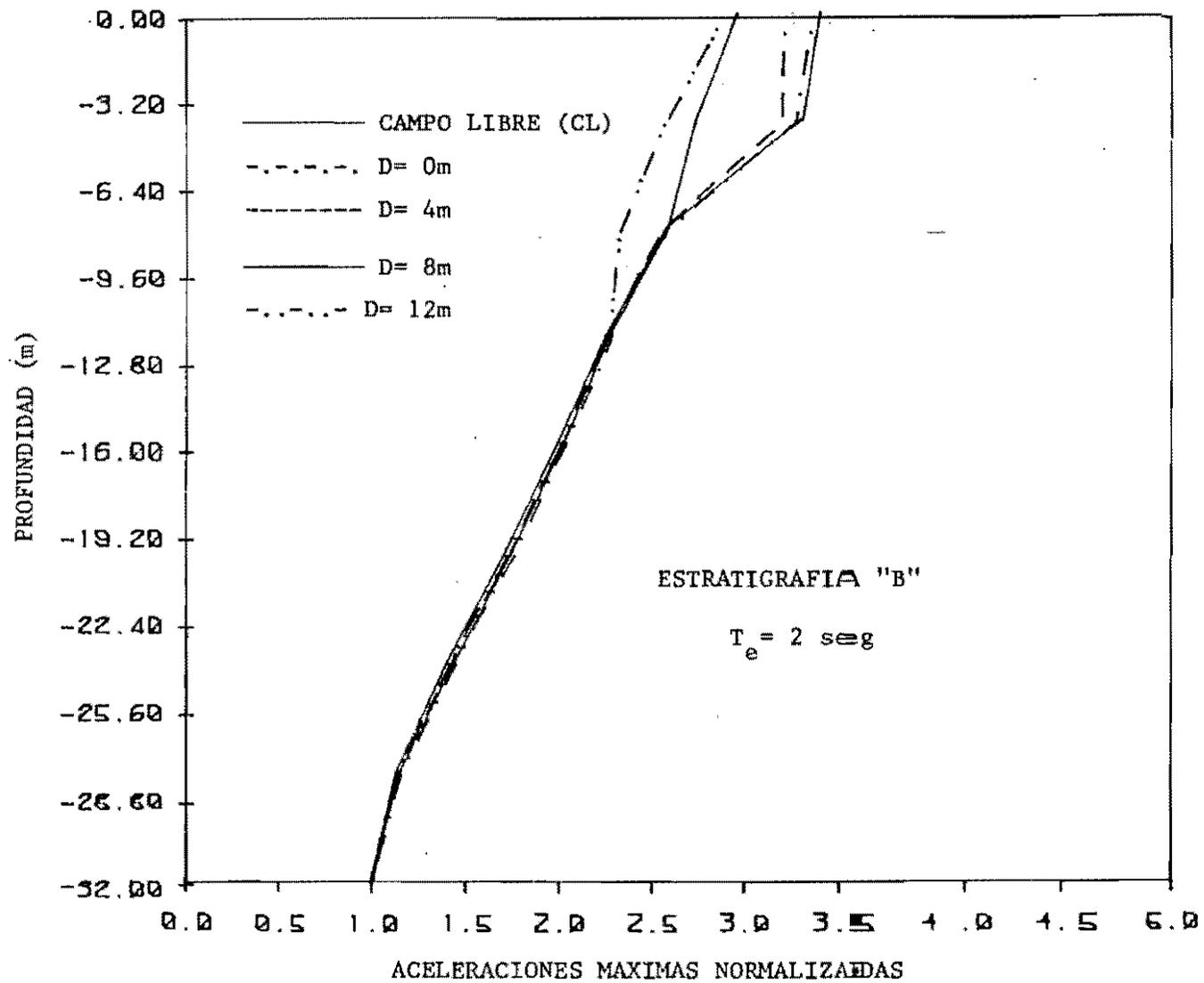


FIG. 4.29 Efecto de la profundidad de desplante en las aceleraciones máximas para $T_e = 2 \text{ s}$.

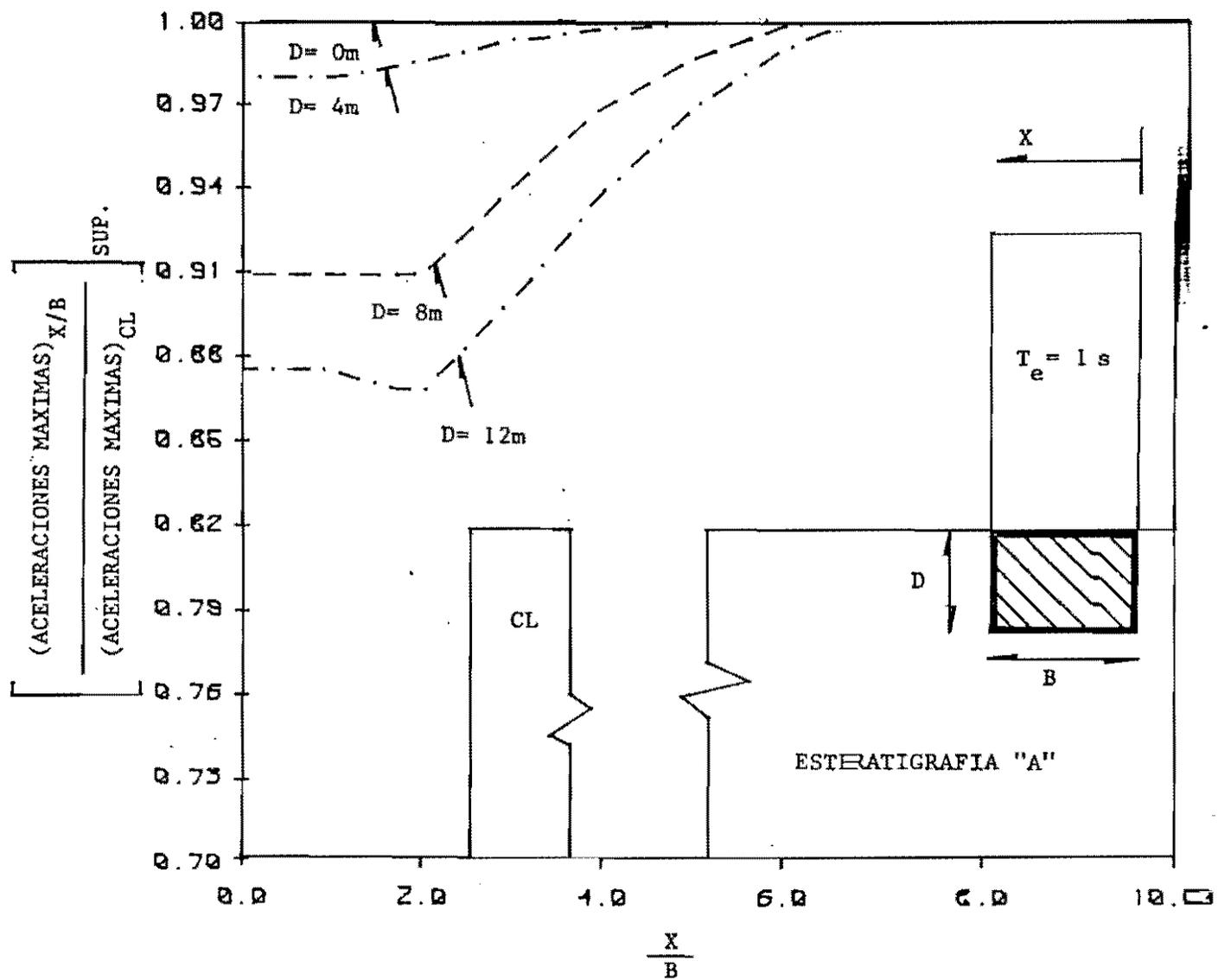


FIG. 4.30 Influencia del campo libre en las aceleraciones máximas en la superficie del sistema suelo-estructura para diferentes profundidades de desplante y $T_e = 1s$.

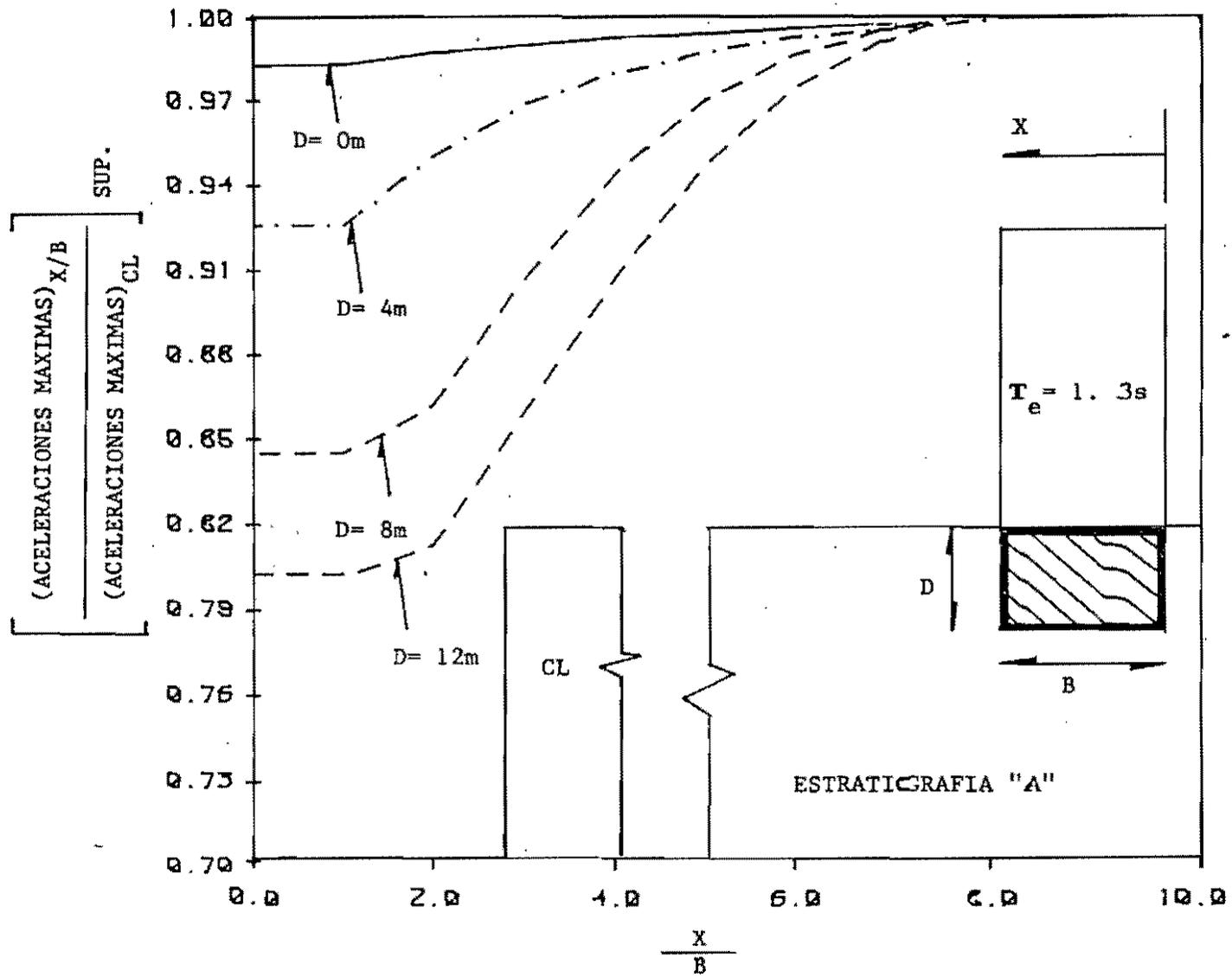


FIG. 4.31 Influencia del campo libre en las aceleraciones máximas en la superficie del sistema suelo-estructura para diferentes profundidades de desplante y $T_e = 1.3$ s.

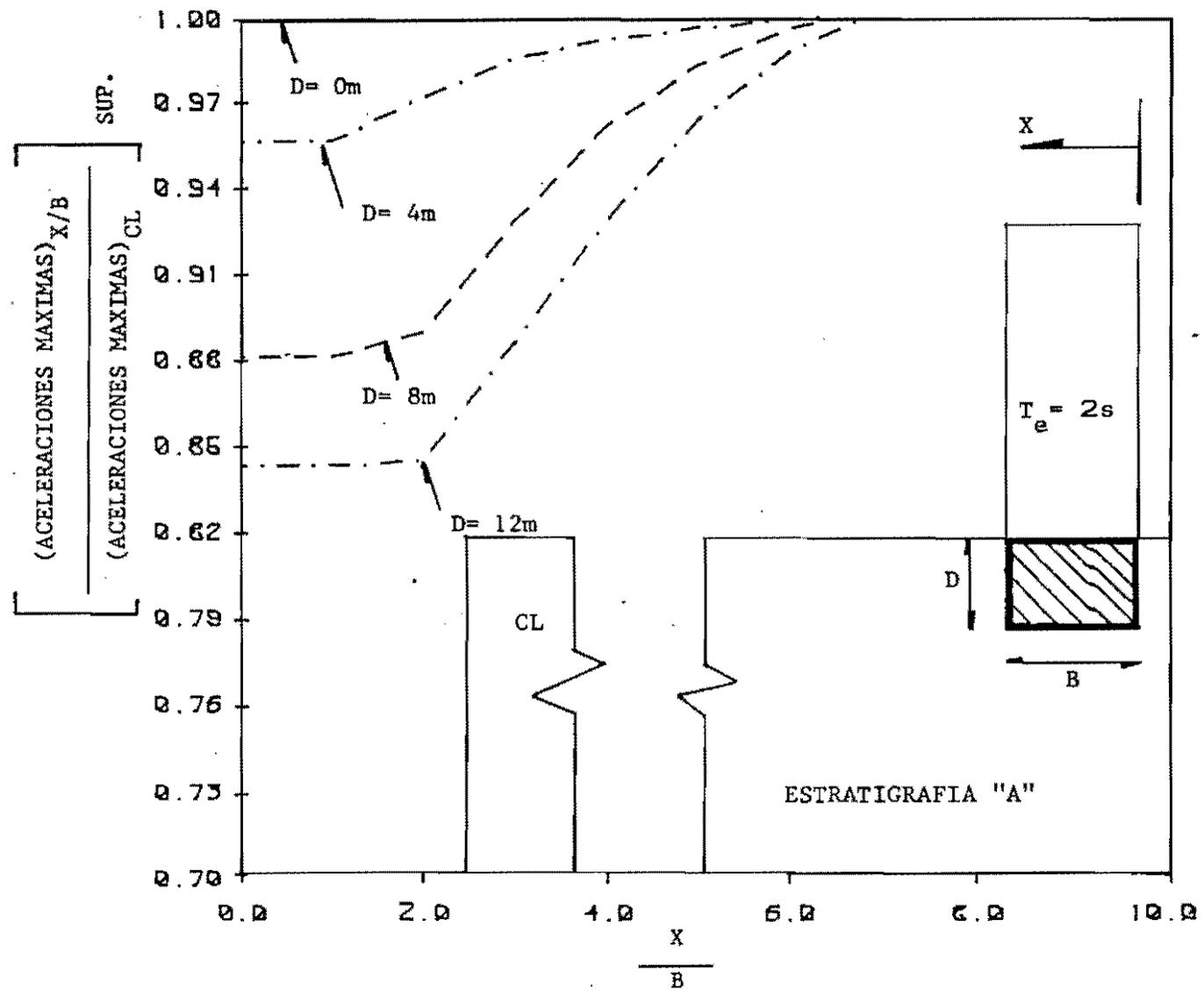


FIG. 4.32 Influencia del campo libre en las aceleraciones máximas en la superficie del sistema suelo-estructura para diferentes profundidades de desplante y $T_e = 2$ s.

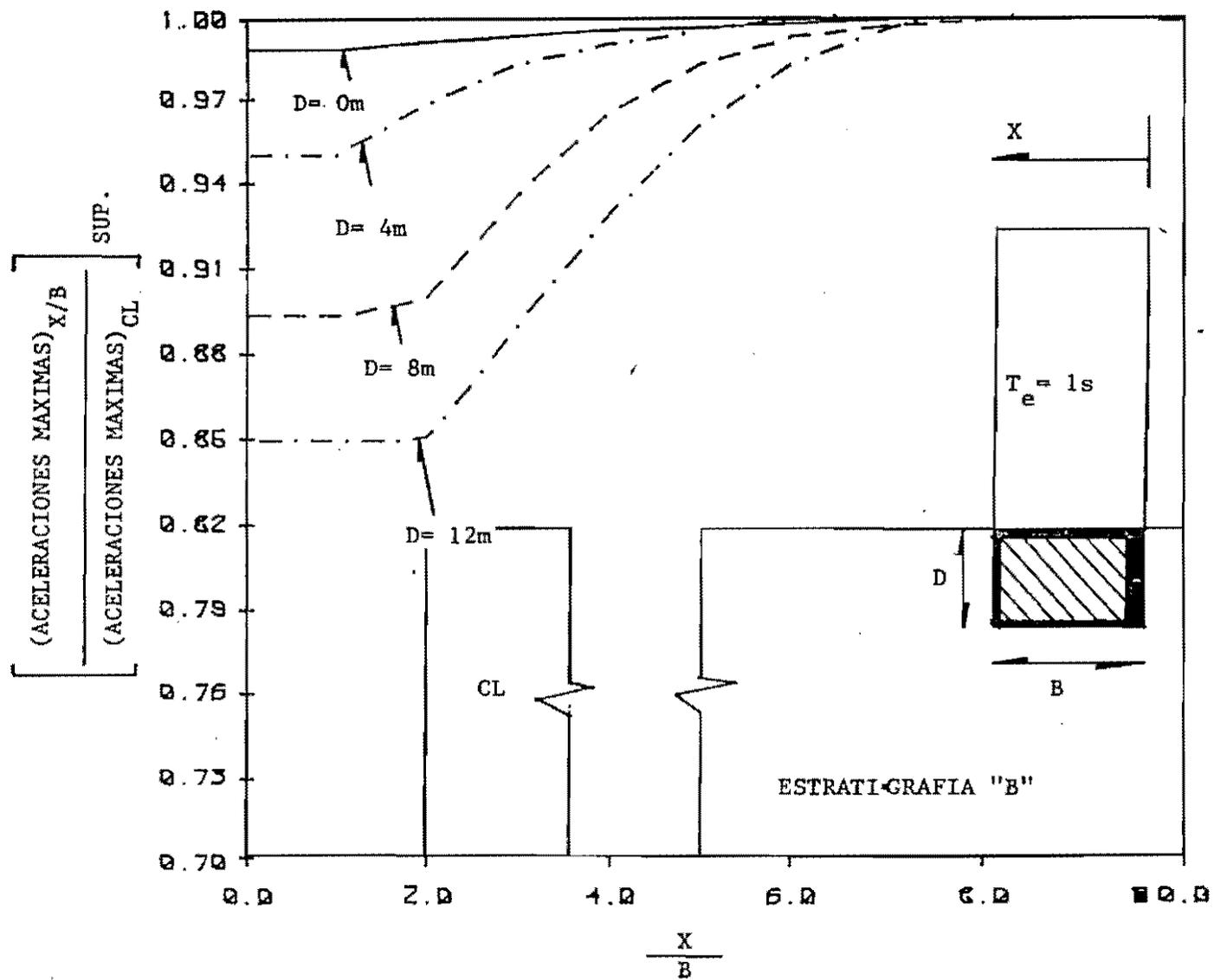


FIG. 4.33 Influencia del campo libre en las aceleraciones máximas en la superficie del sistema suelo-estructura para diferentes profundidades de desplante y $T_e = 1$ s.

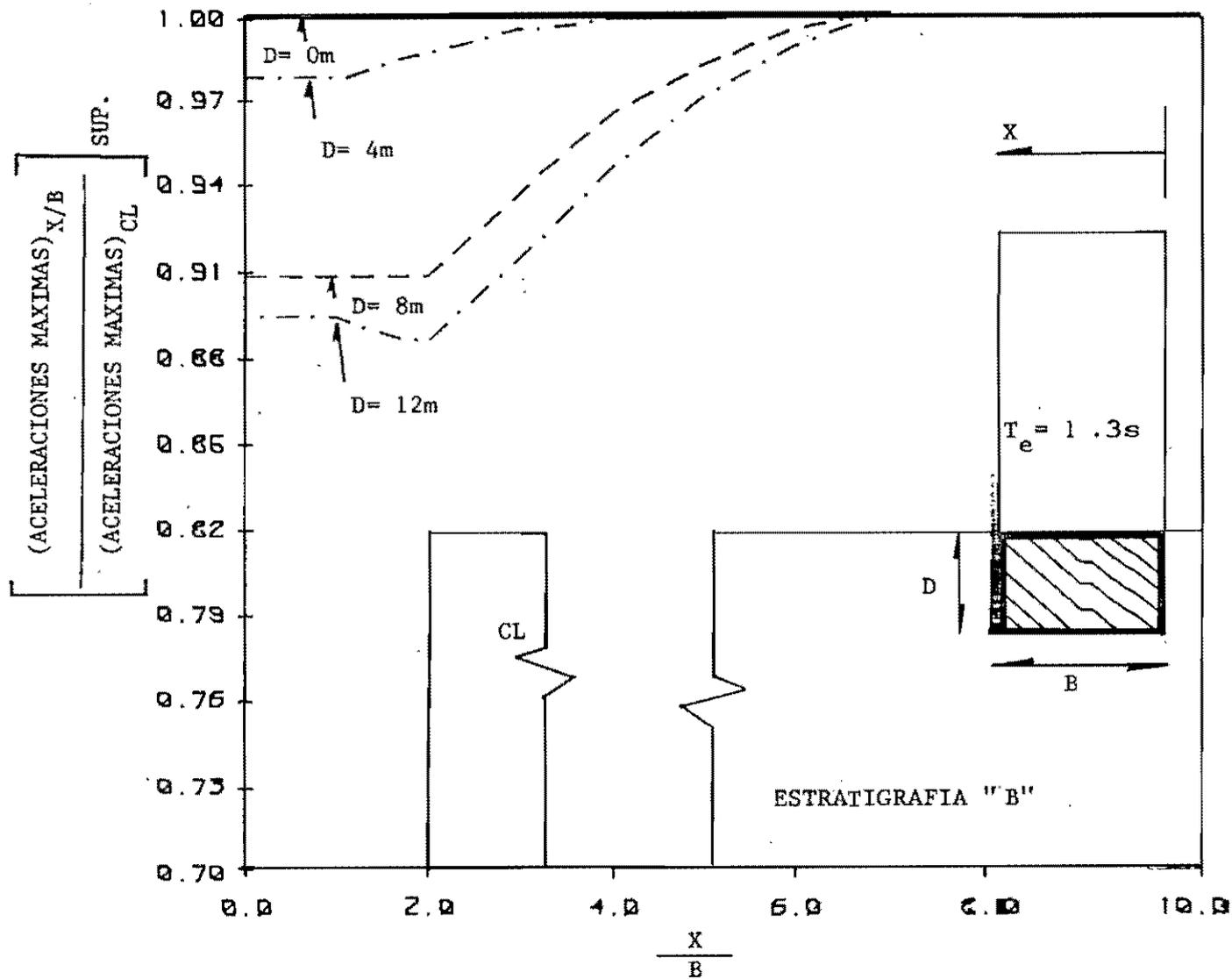


FIG. 4.34 Influencia del campo libre en las aceleraciones máximas en la superficie del sistema suelo-estructura para diferentes profundidades de desplante y $T_e = 1.3 s$.

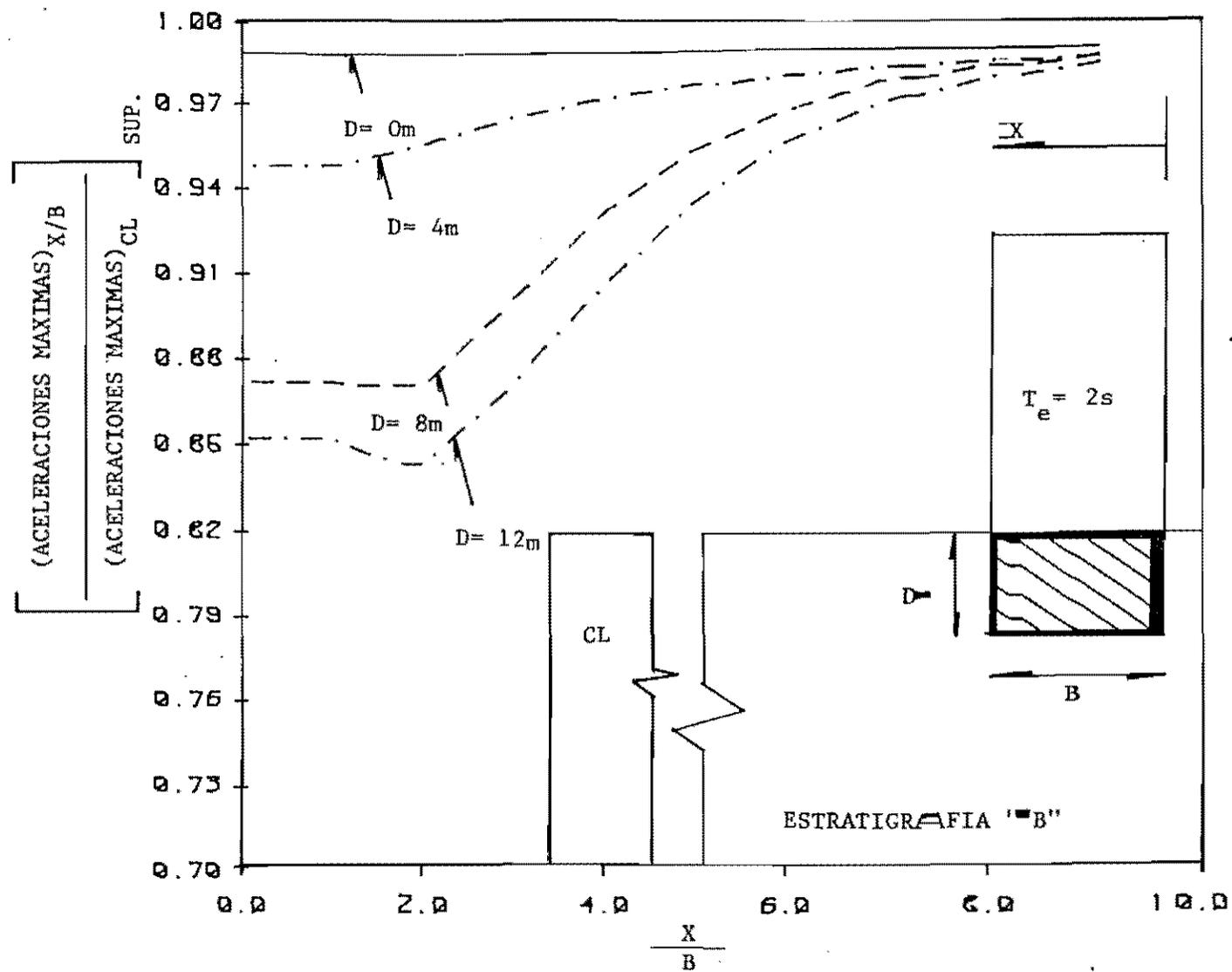


FIG. 4.35 Influencia del campo libre en las aceleraciones máximas en la superficie del sistema suelo-estructura para diferentes profundidades de desplante y $T_e = 2s$.

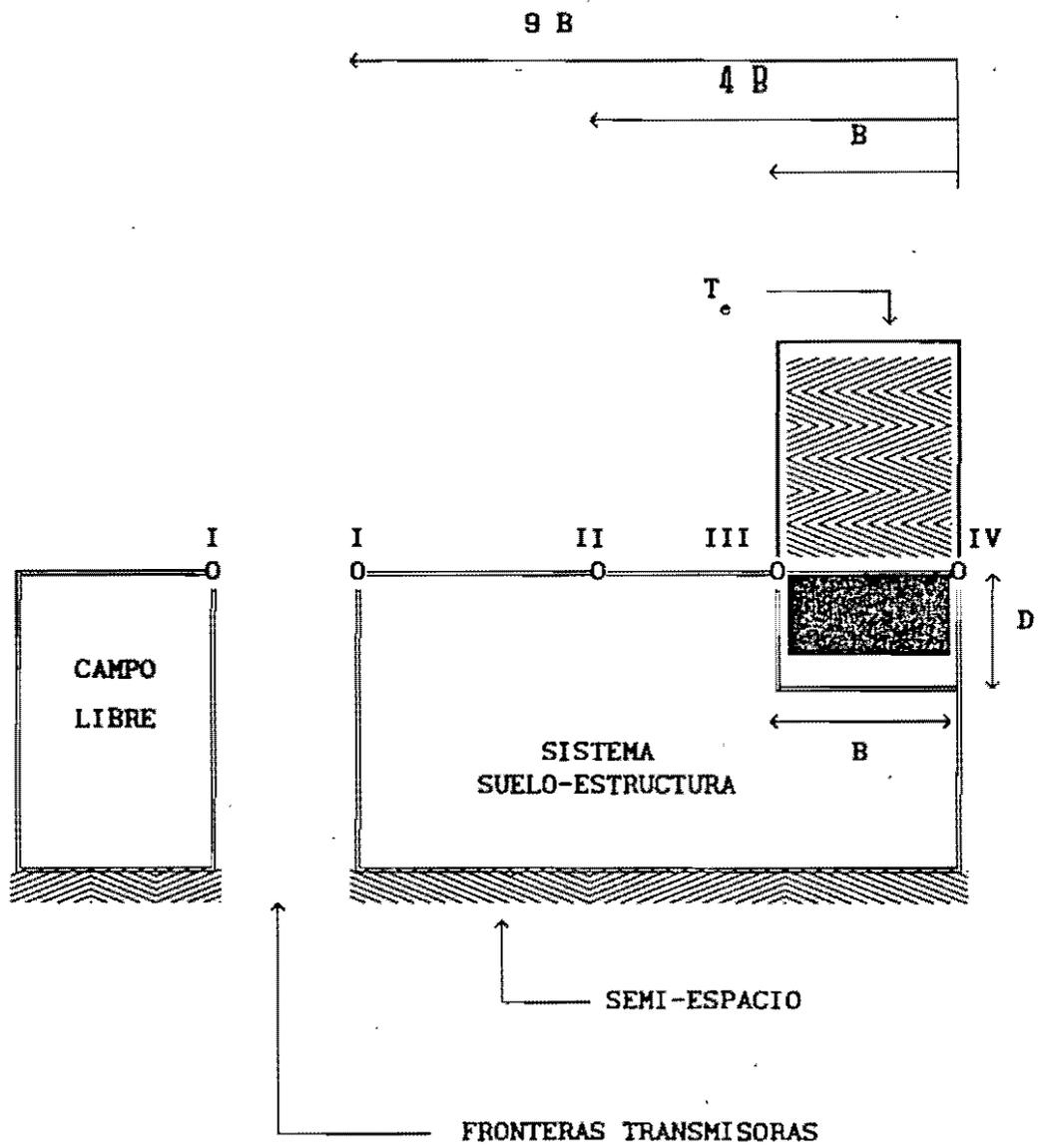


FIG. 4.36 MODELO DONDE SE UBICAN LOS PUNTOS DE ANALISIS PARA LOS ESPECTROS DE RESPUESTA Y LAS FUNCIONES DE AMPLIFICACION.

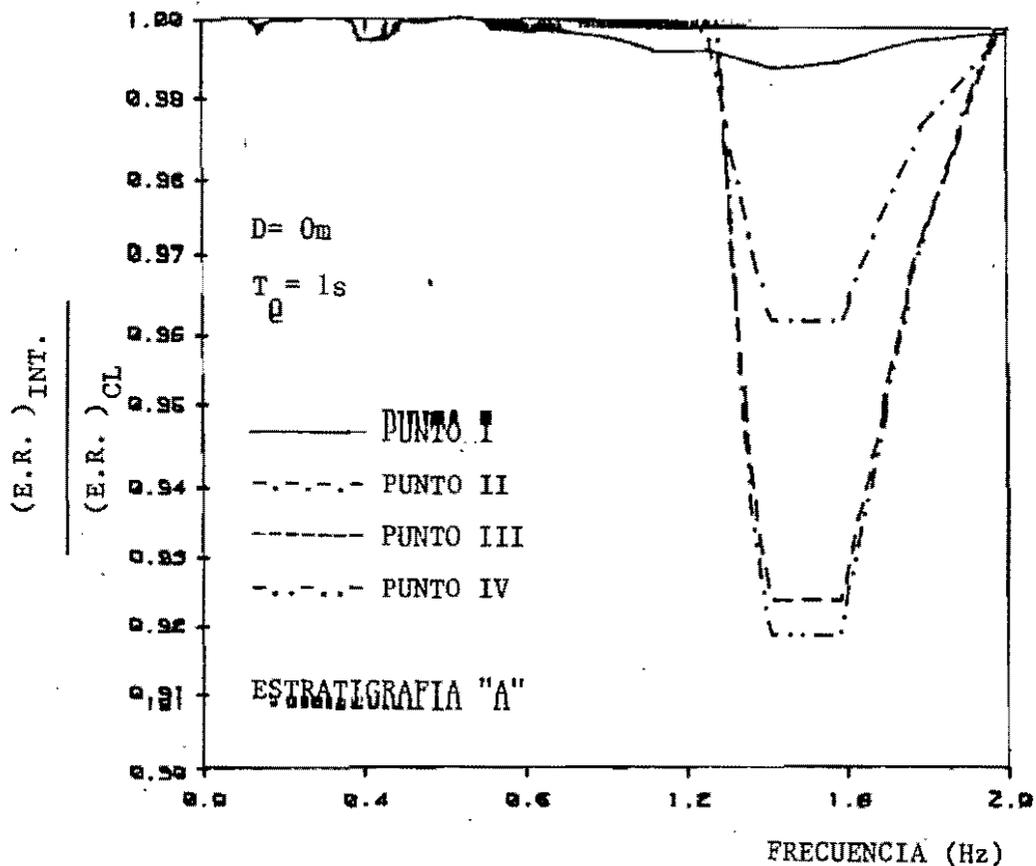


FIG. 4.37 Variación de los espectros de respuesta en el sistema suelo-estructura para una cimentación superficial.

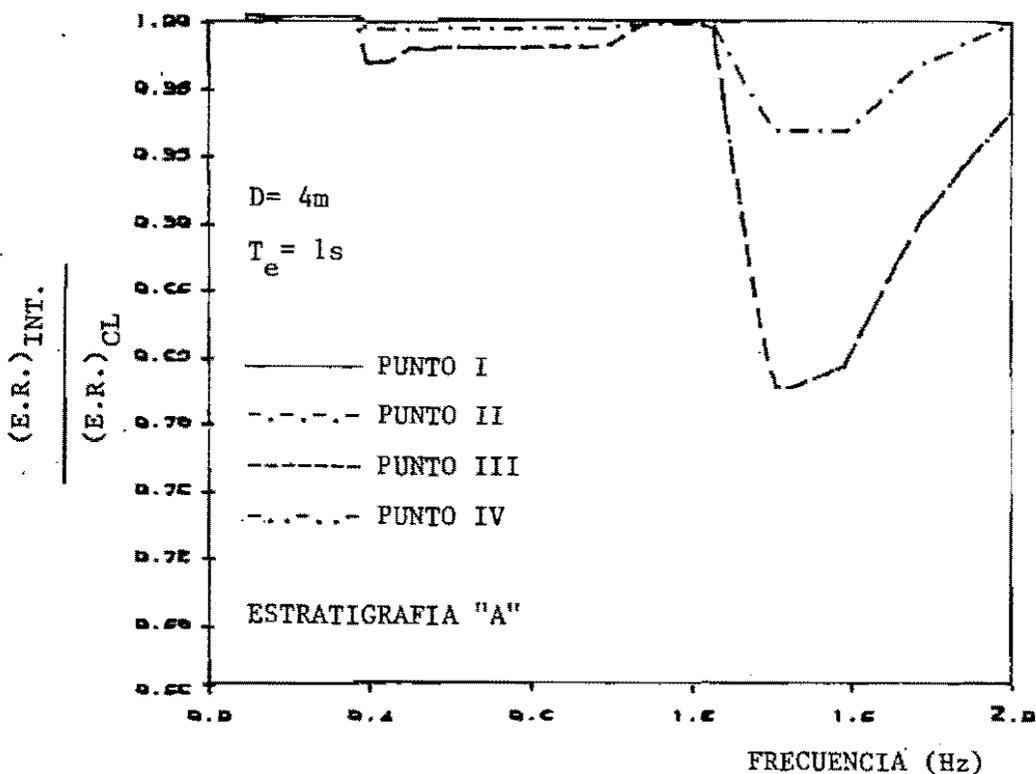


FIG. 4.38 Variación de los espectros de respuesta en el sistema suelo-estructura para una cimentación a 4 m de profundidad.

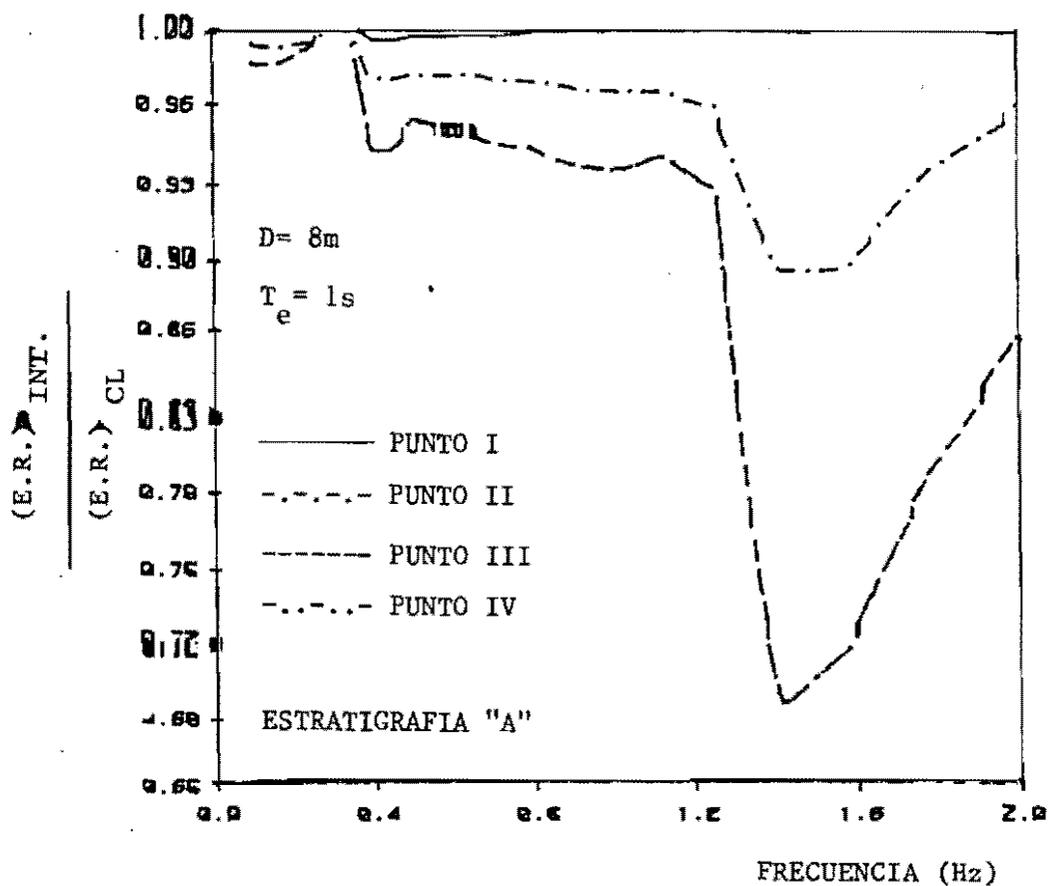


FIG. 4.39 Variación de los espectros de respuesta en el sistema suelo-estructura para una cimentación a 8 m de profundidad.

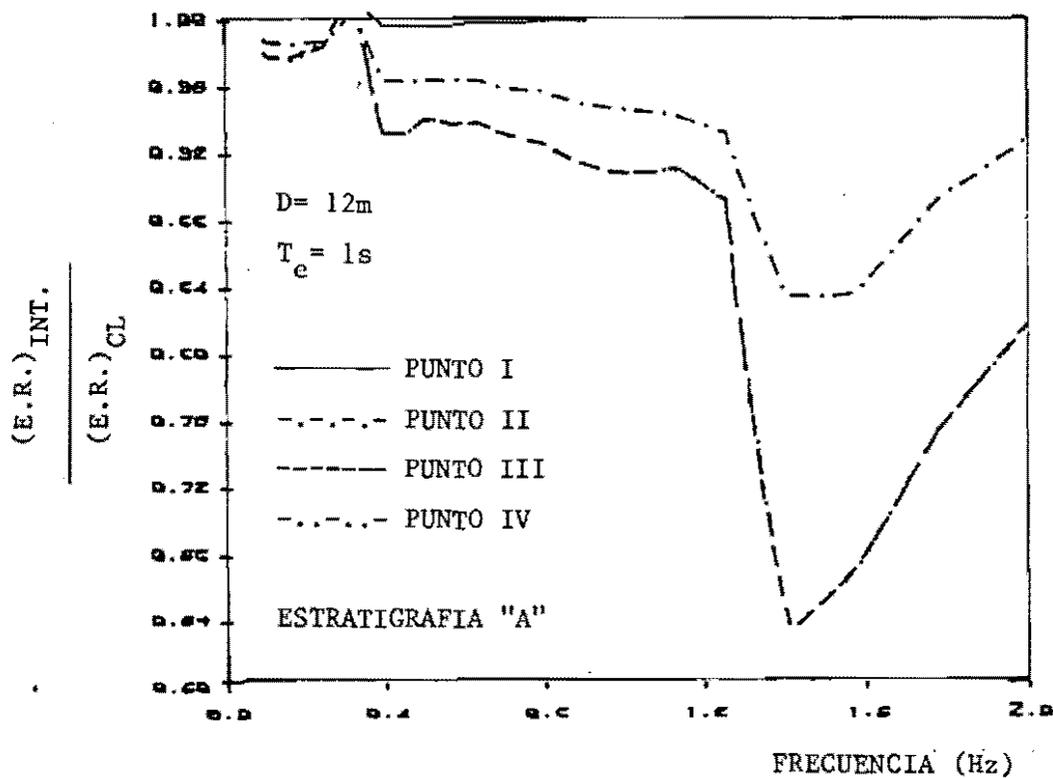


FIG. 4.40 Variación de los espectros de respuesta en el sistema suelo-estructura para una cimentación a 12 m de profundidad.

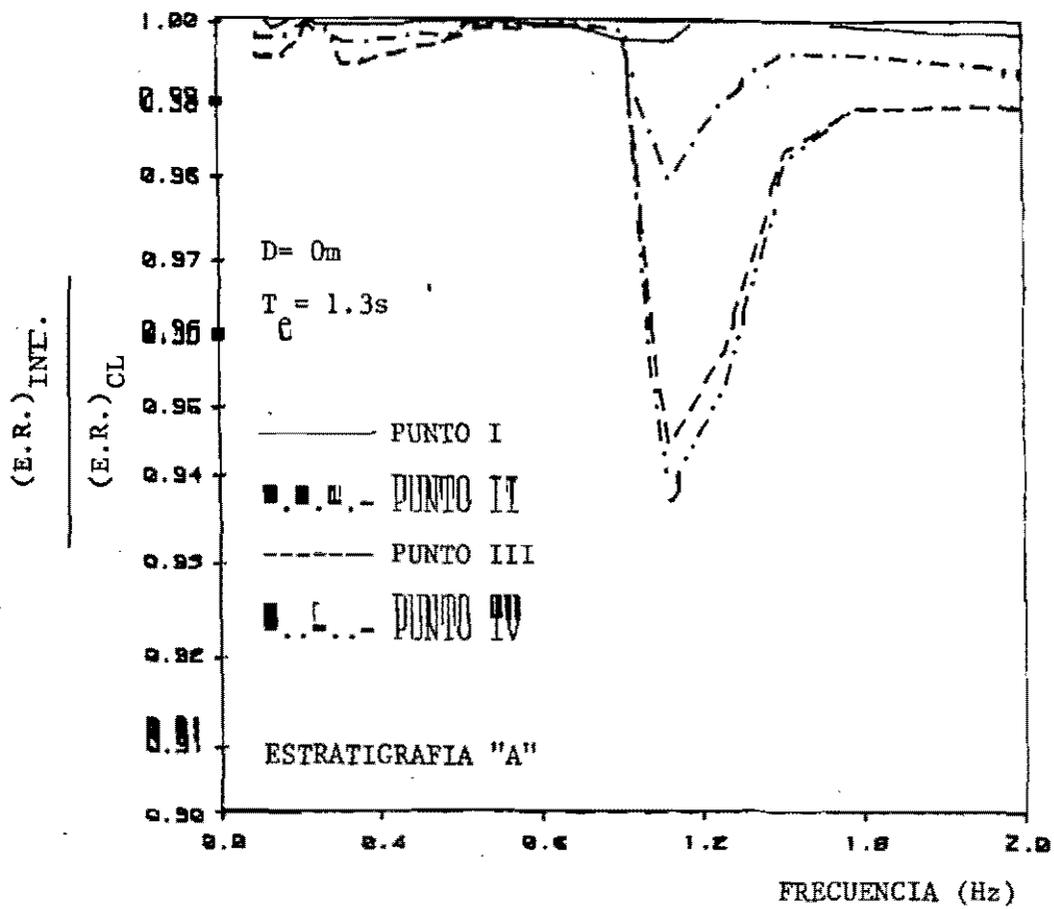


FIG. 4.41 Variación de los espectros de respuesta en el sistema suelo-estructura para una cimentación superficial.

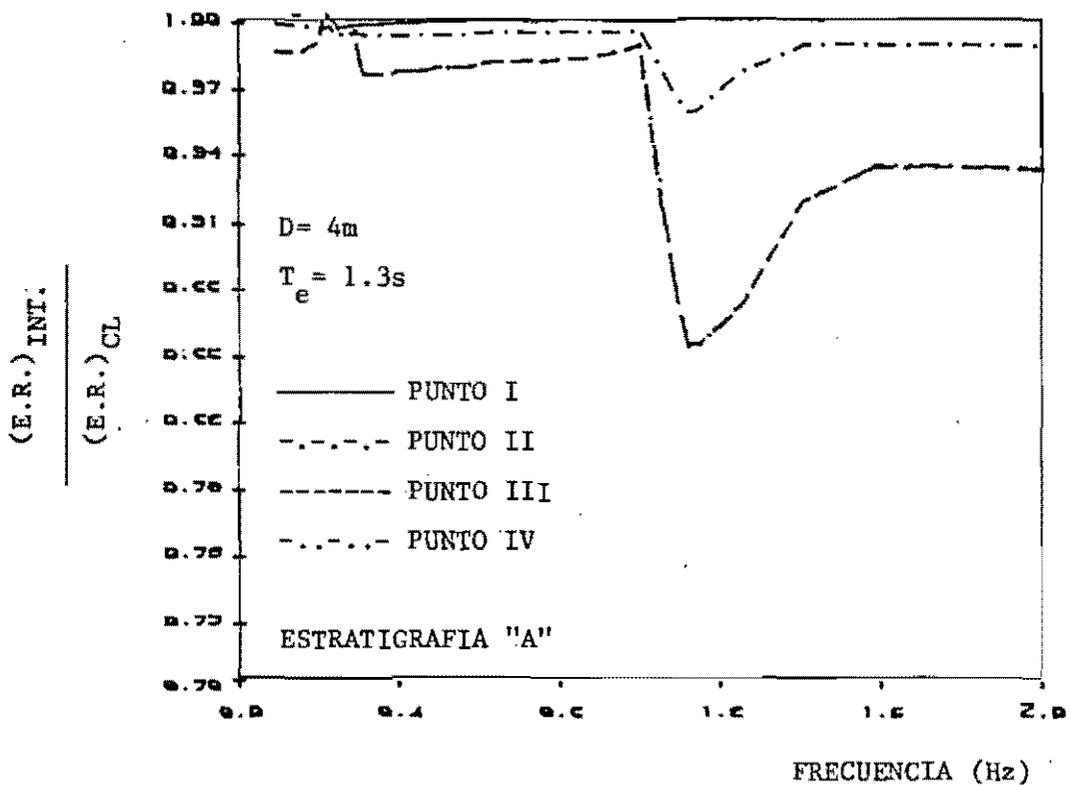


FIG. 4.42 Variación de los espectros de respuesta en el sistema suelo-estructura para una cimentación a 4 m de profundidad.

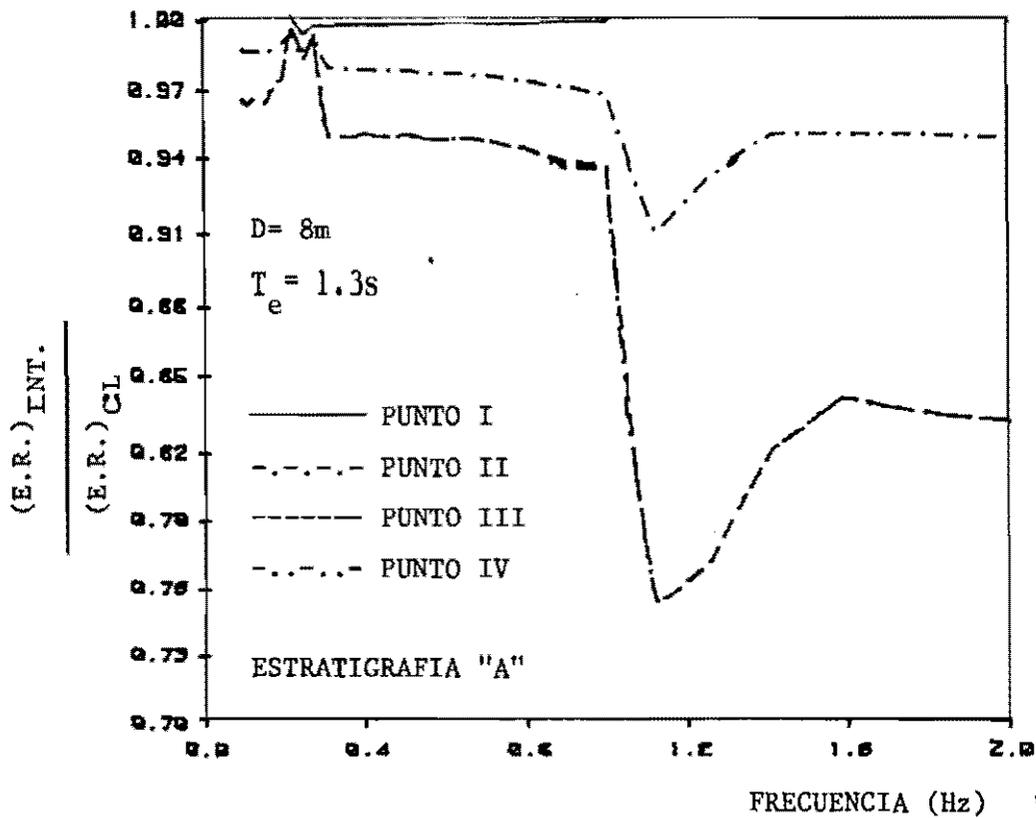


FIG. 4.43 Variación de los espectros de respuesta en el sistema suelo-estructura para una cimentación a 8 m de profundidad.

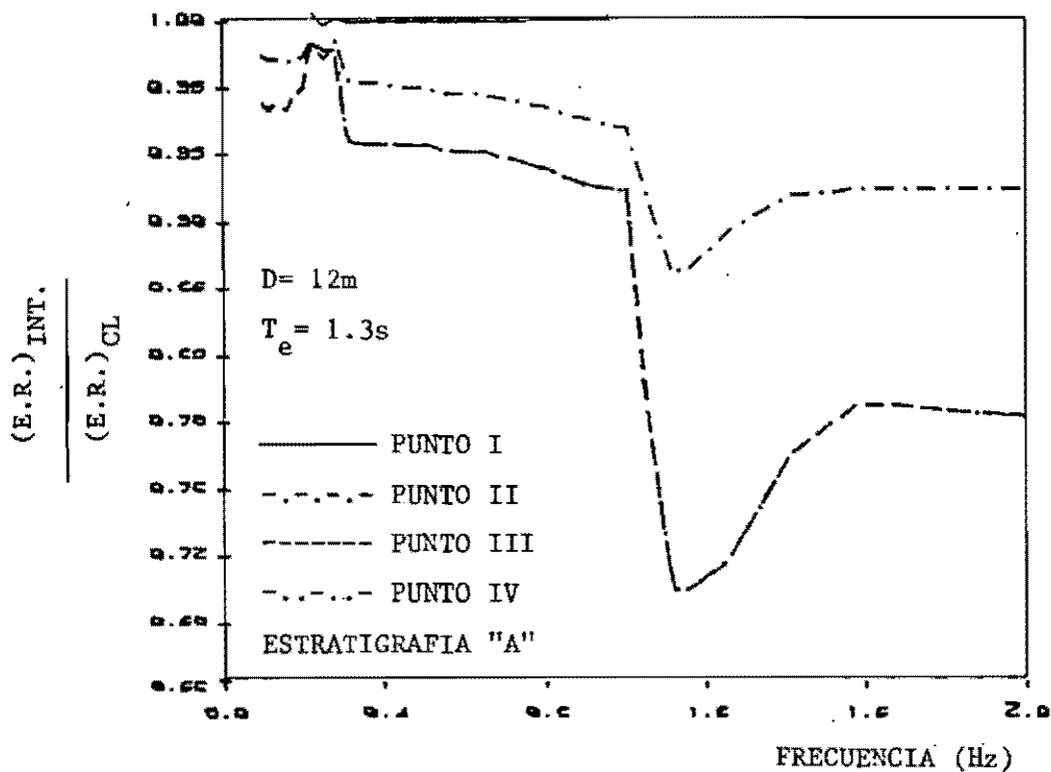


FIG. 4.44 Variación de los espectros de respuesta en el sistema suelo-estructura para una cimentación a 12 m de profundidad.

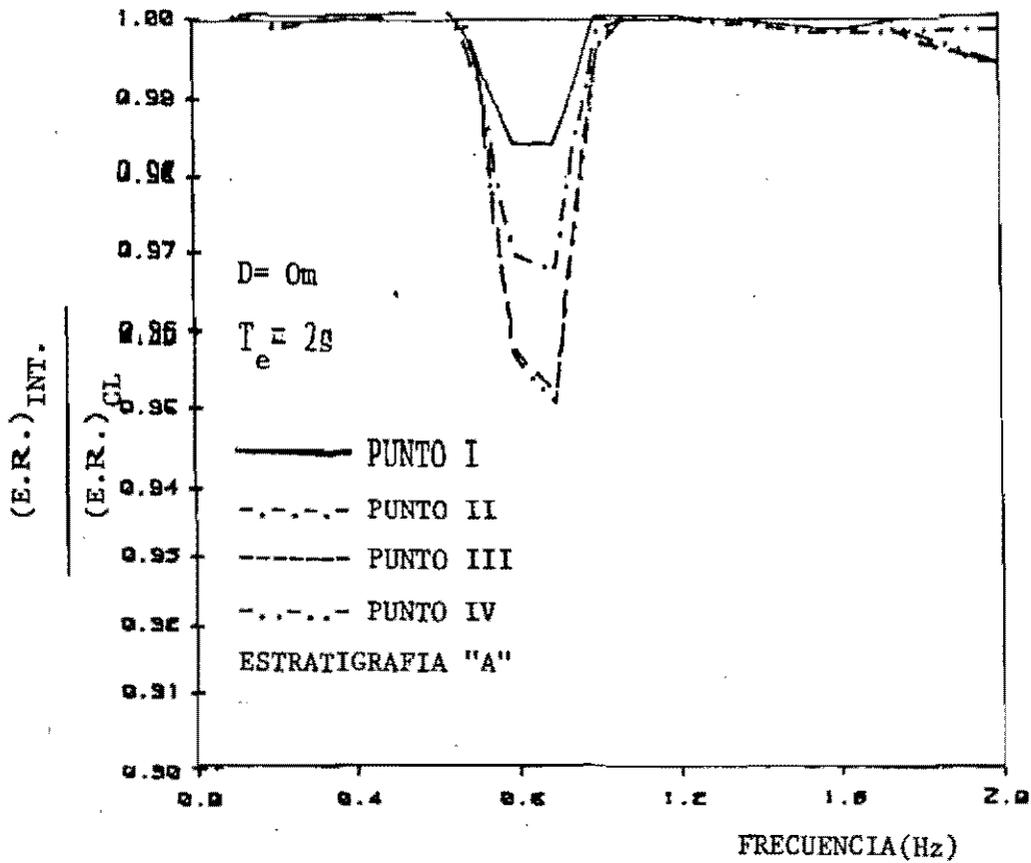


FIG. 4.45 Variación de los espectros de respuesta en el sistema suelo-estructura para una cimentación superficial.

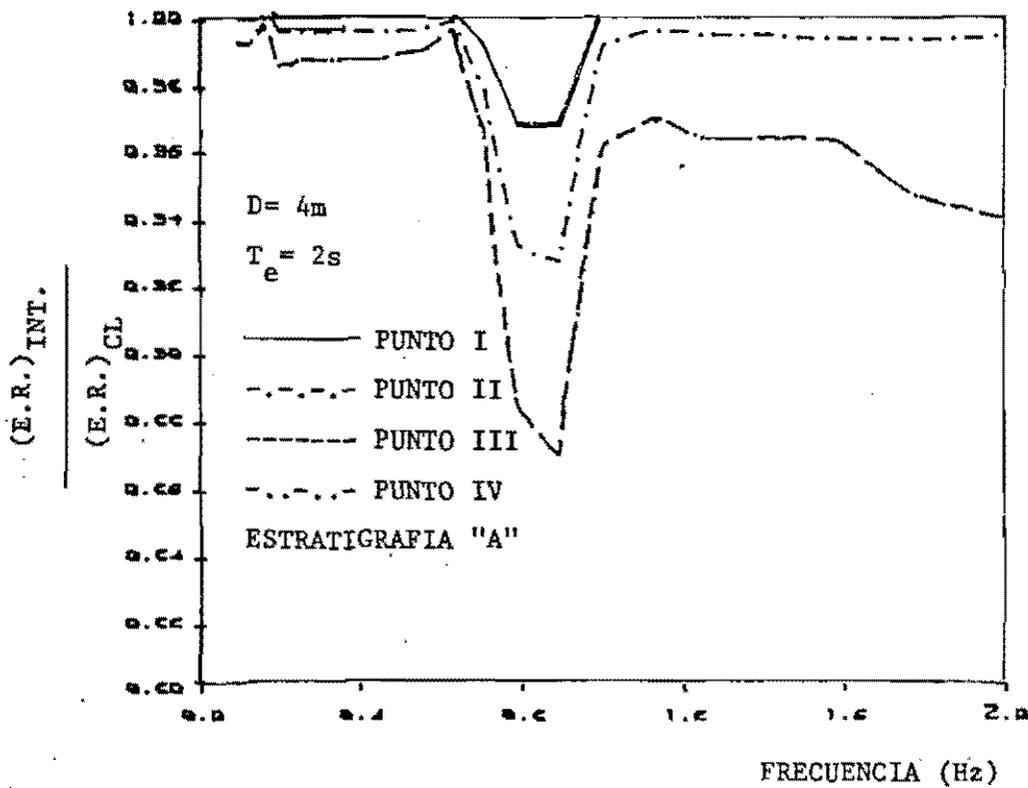


FIG. 4.46 Variación de los espectros de respuesta en el sistema suelo-estructura para una cimentación a 4 m de profundidad.

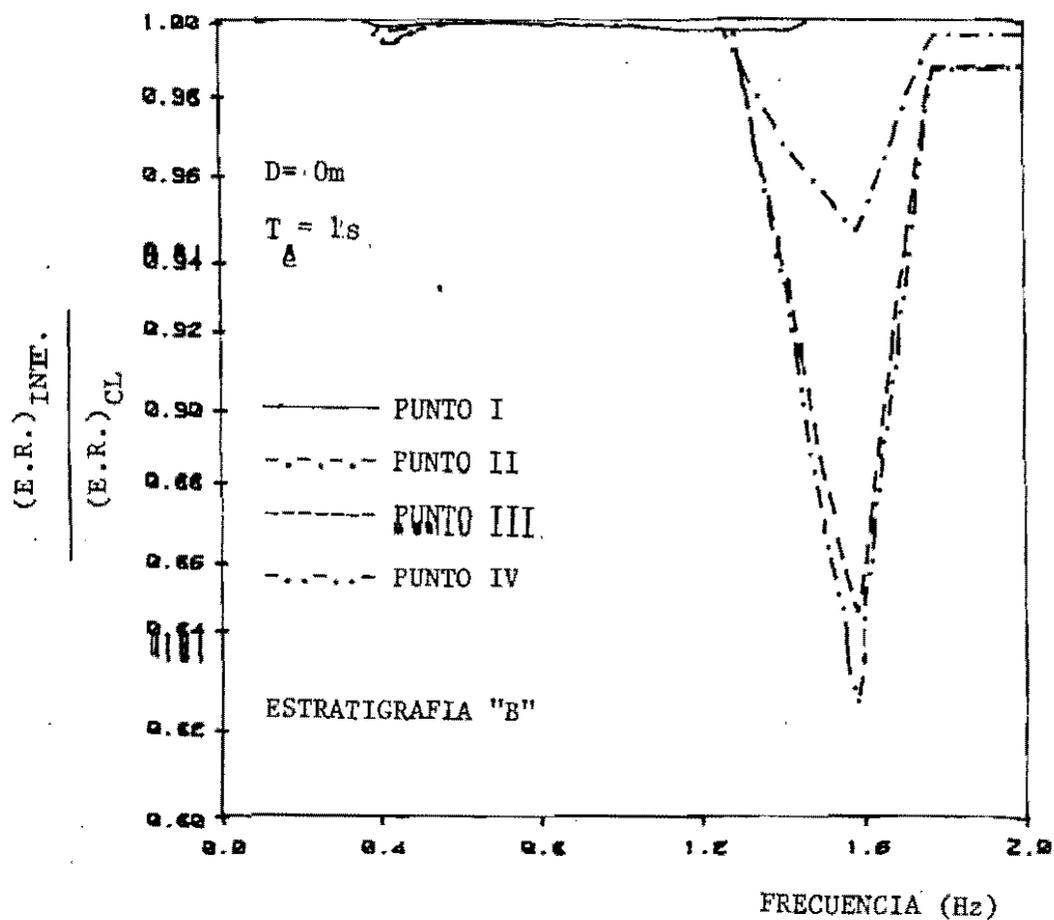


FIG. 4.49 Variación de los espectros de respuesta en el sistema suelo-estructura para una cimentación superficial.

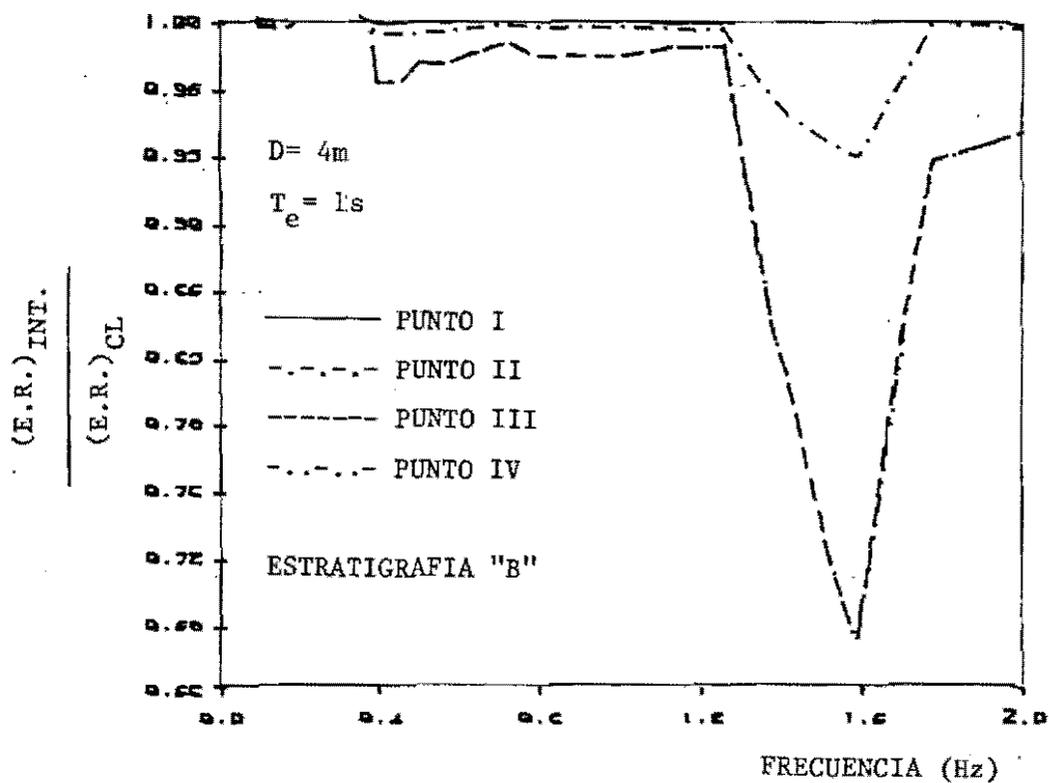


FIG. 4.50 Variación de los espectros de respuesta en el sistema suelo-estructura para una cimentación a 4 m de profundidad.

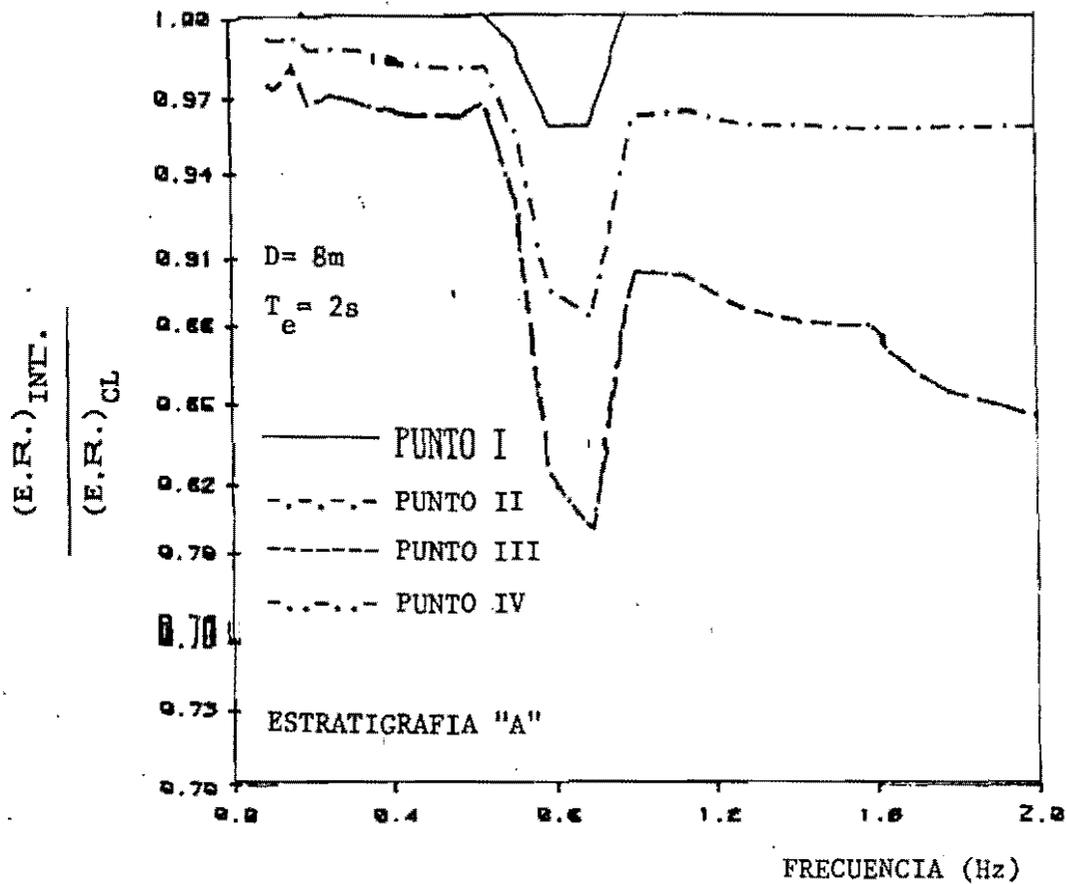


FIG. 4.47 Variación de los espectros de respuesta en el sistema suelo-estructura para una cimentación a 8 m de profundidad.

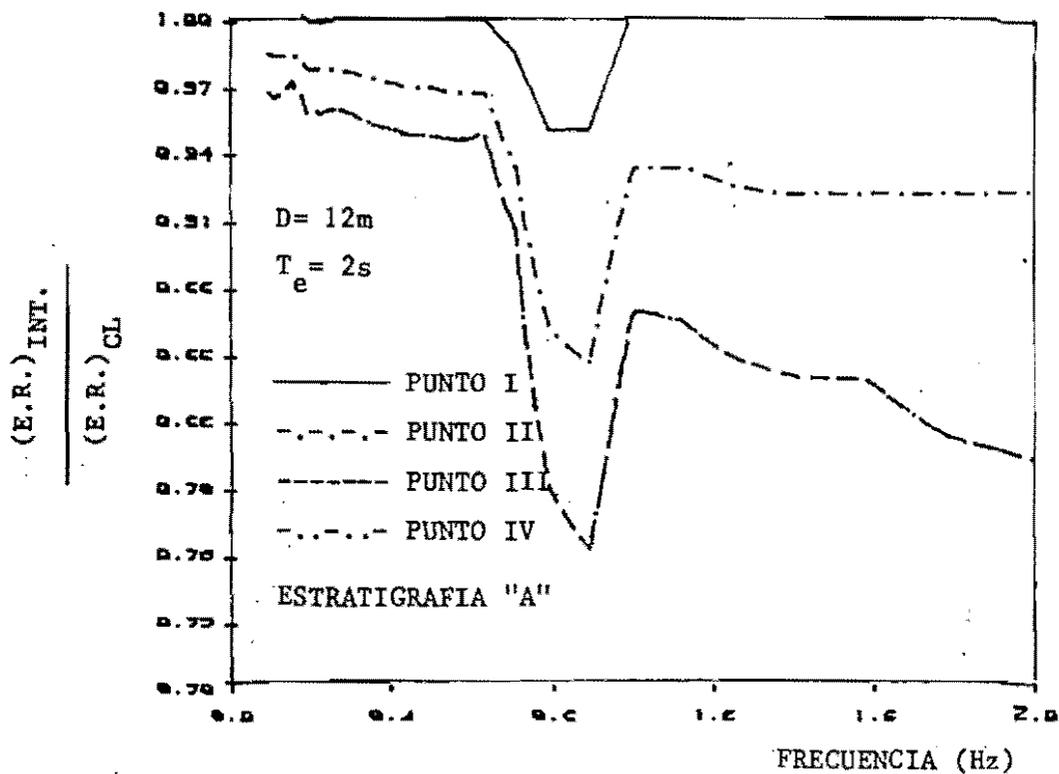


FIG. 4.48 Variación de los espectros de respuesta en el sistema suelo-estructura para una cimentación a 12 m de profundidad.

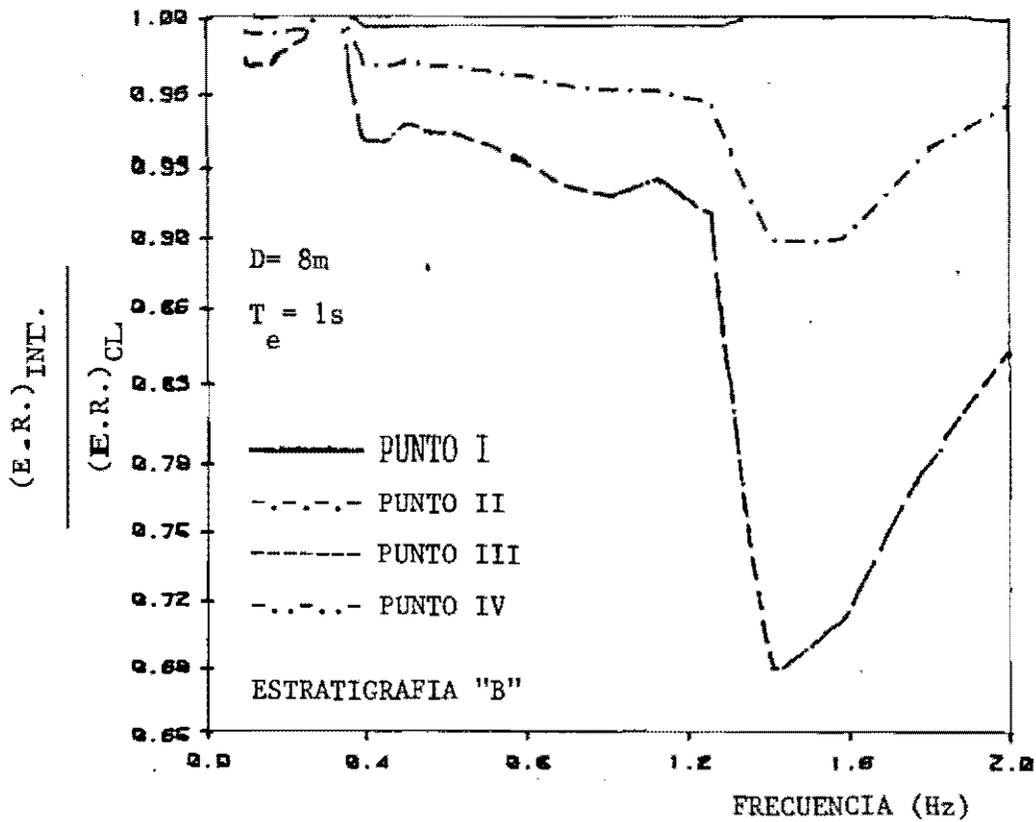


FIG. 4.51 Variación de los espectros de respuesta en el sistema suelo-estructura para una cimentación a 8 m de profundidad.

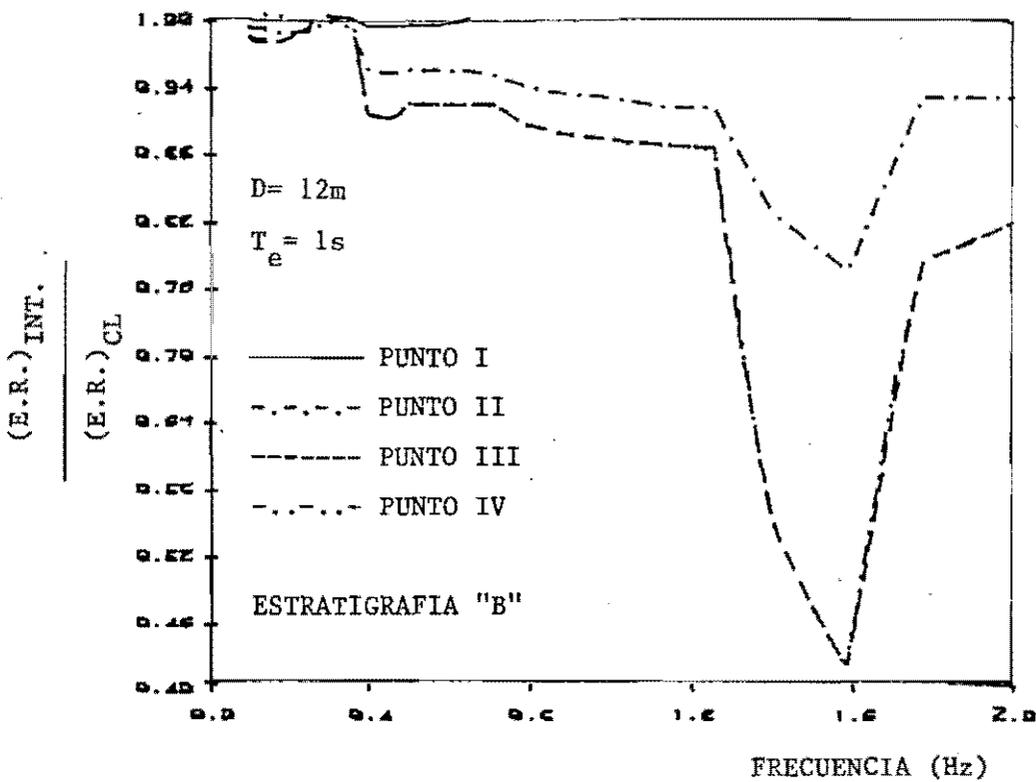


FIG. 4.52 Variación de los espectros de respuesta en el sistema suelo-estructura para una cimentación a 12 m de profundidad.

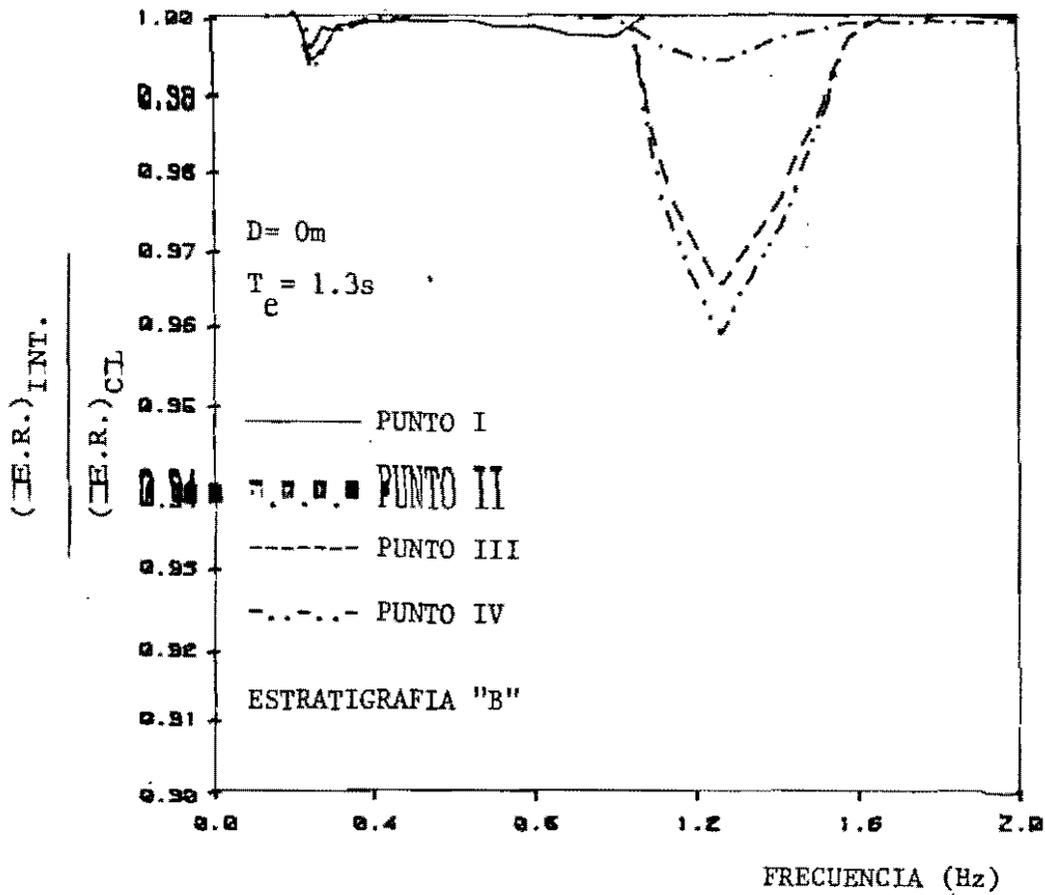


FIG. 4.53 Variación de los espectros de respuesta en el sistema suelo-estructura para una cimentación superficial.

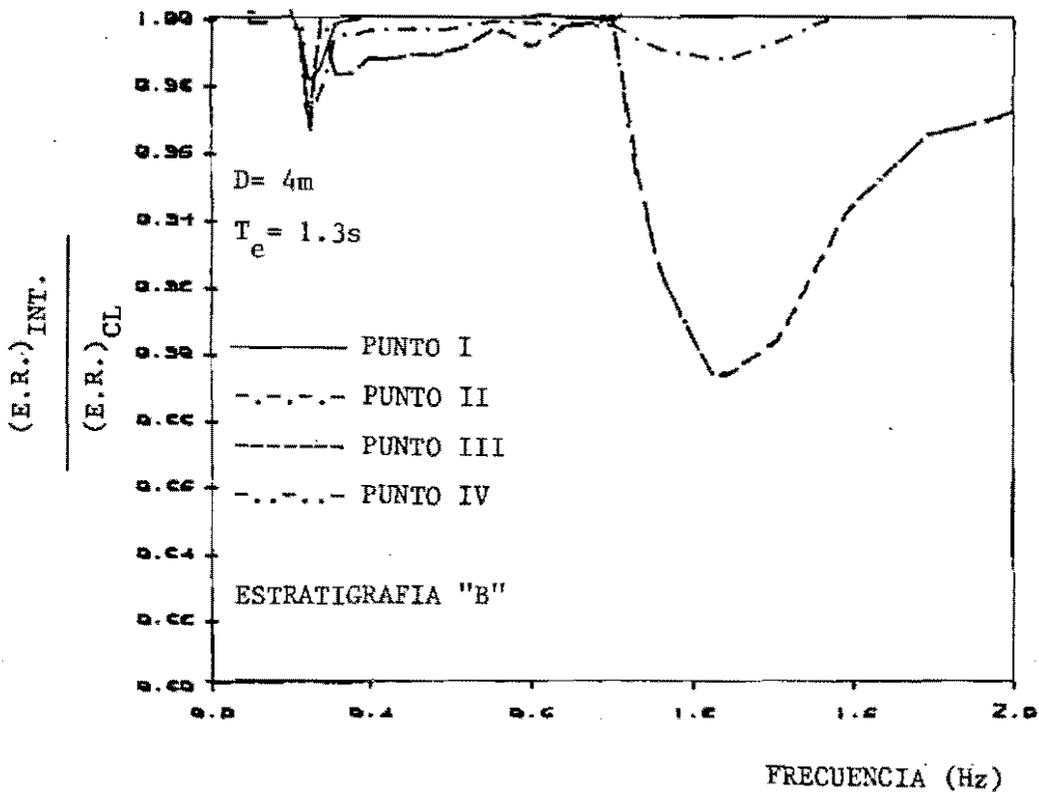


FIG. 4.54 Variación de los espectros de respuesta en el sistema suelo-estructura para una cimentación a 4 m de profundidad.

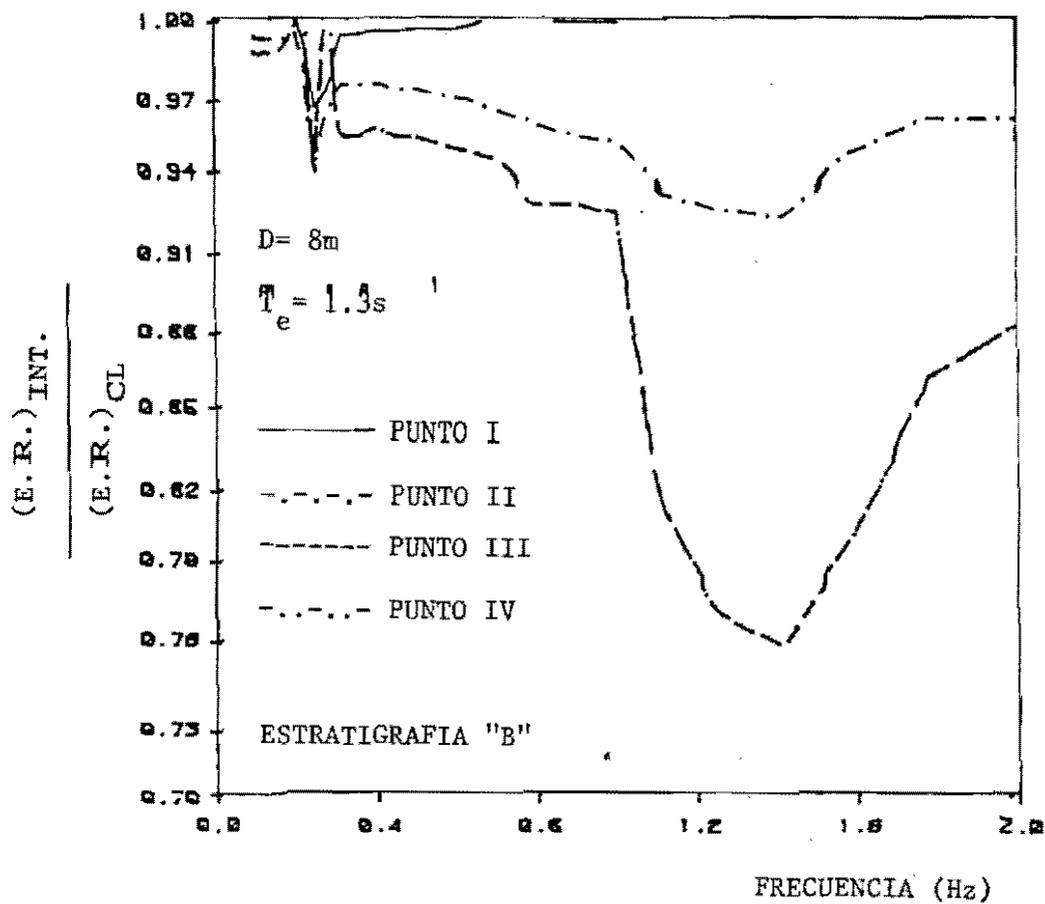


FIG. 4.55 Variación de los espectros de respuesta en el sistema suelo-estructura para una cimentación a 8 m de profundidad.

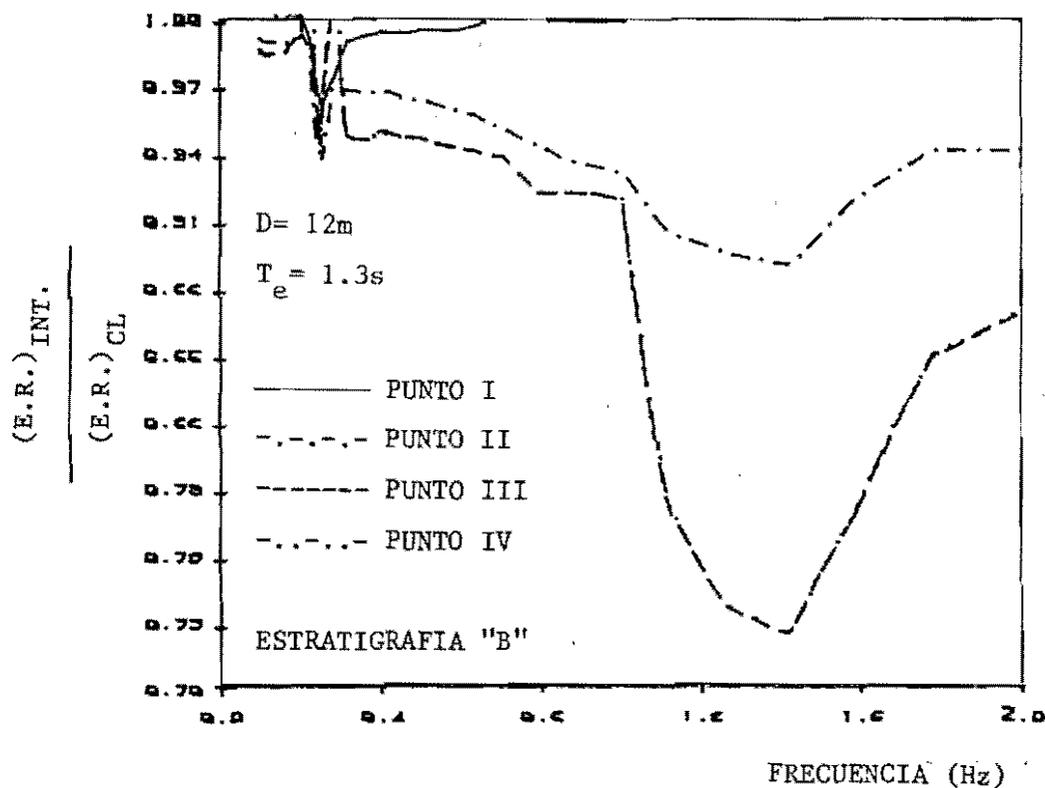


FIG. 4.56 Variación de los espectros de respuesta en el sistema suelo-estructura para una cimentación a 12 m de profundidad.

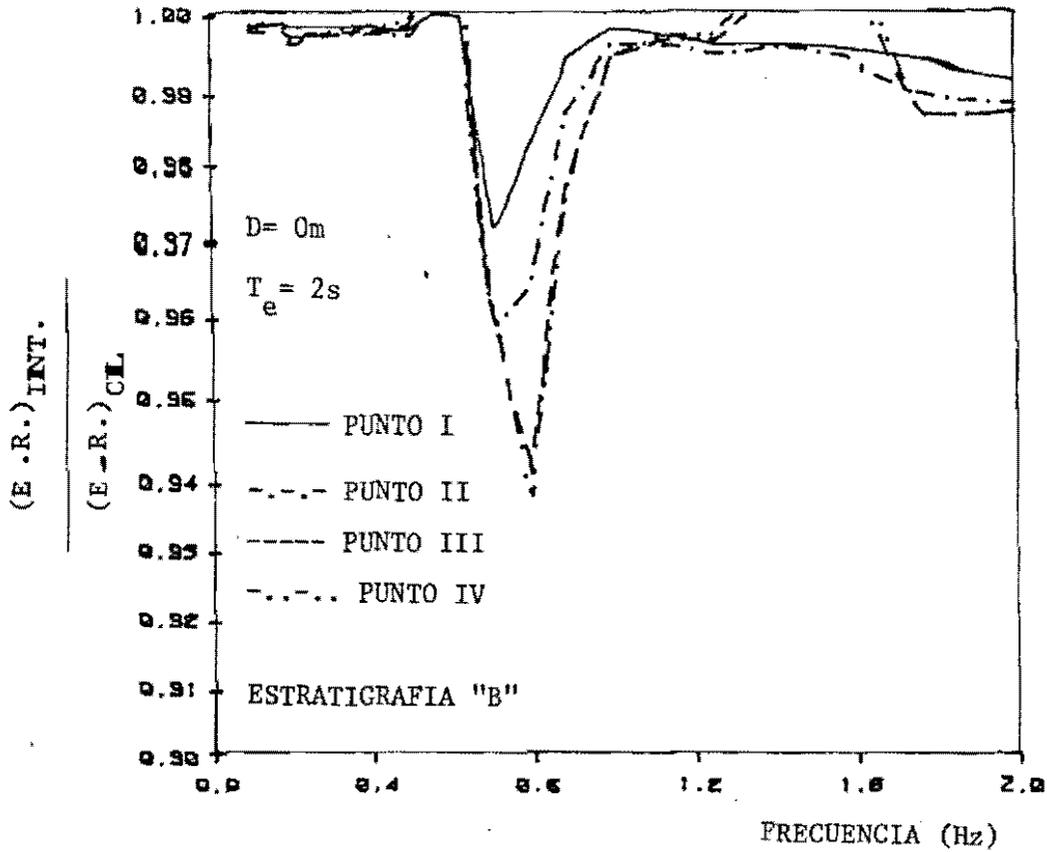


FIG. 4.57 Variación de los espectros de respuesta en el sistema suelo-estructura para una cimentación superficial.

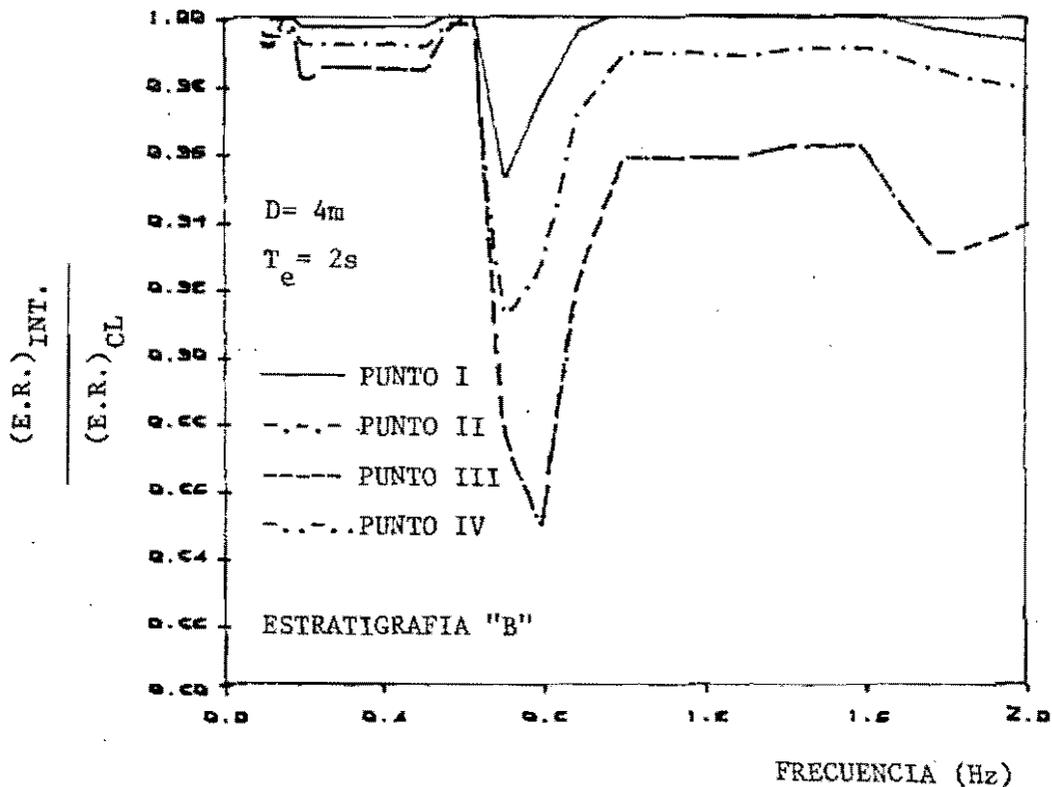


FIG. 4.58 Variación de los espectros de respuesta en el sistema suelo-estructura para una cimentación a 4 m de profundidad.

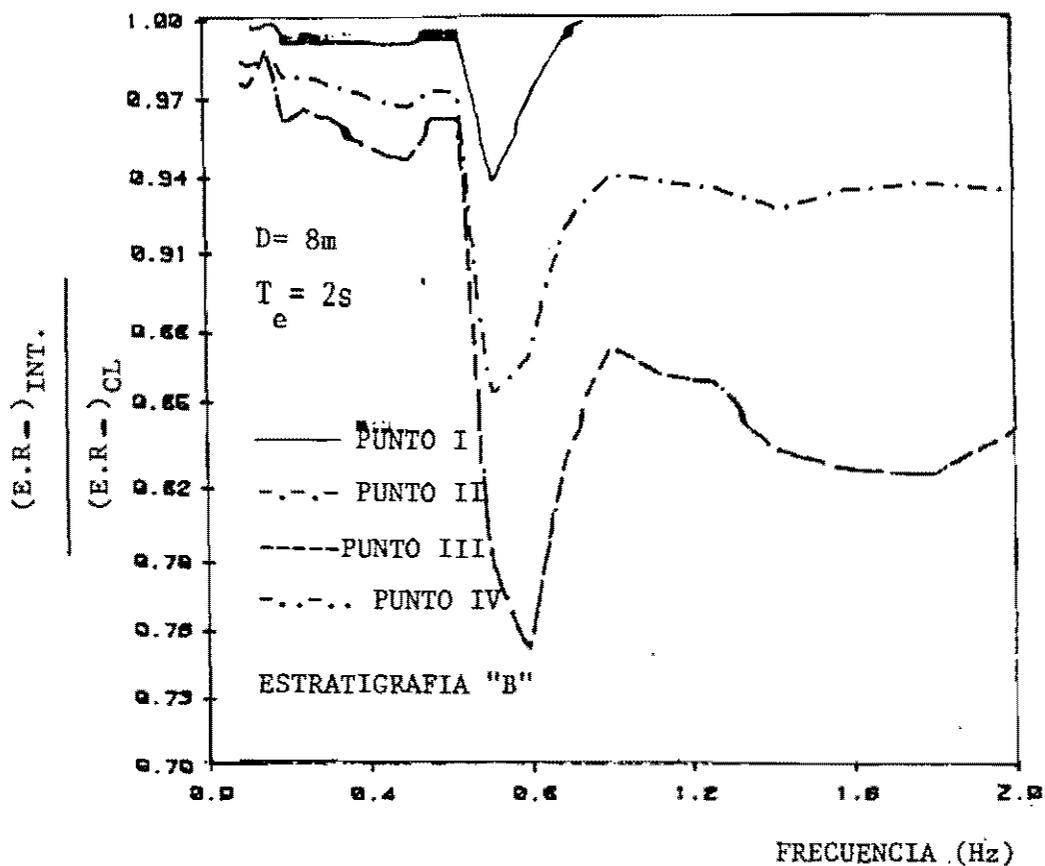


FIG. 4.59 Variación de los espectros de respuesta en el sistema suelo-estructura para una cimentación a 8 m de profundidad.

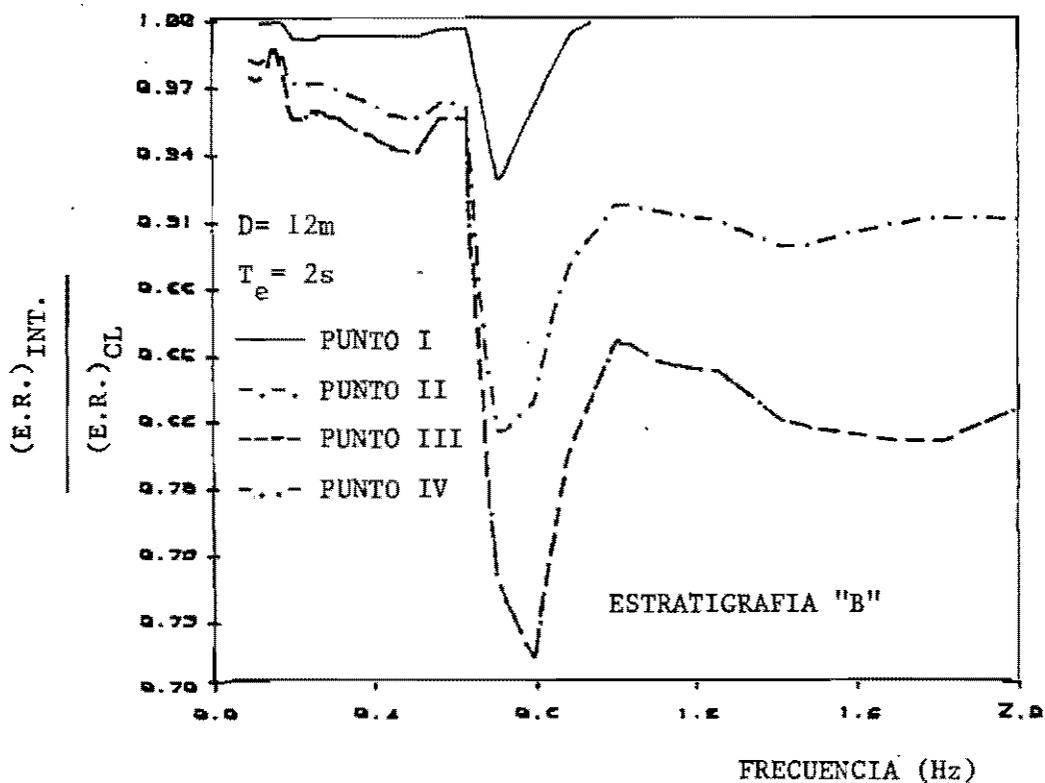


FIG. 4.60 Variación de los espectros de respuesta en el sistema suelo-estructura para una cimentación a 12 m de profundidad.

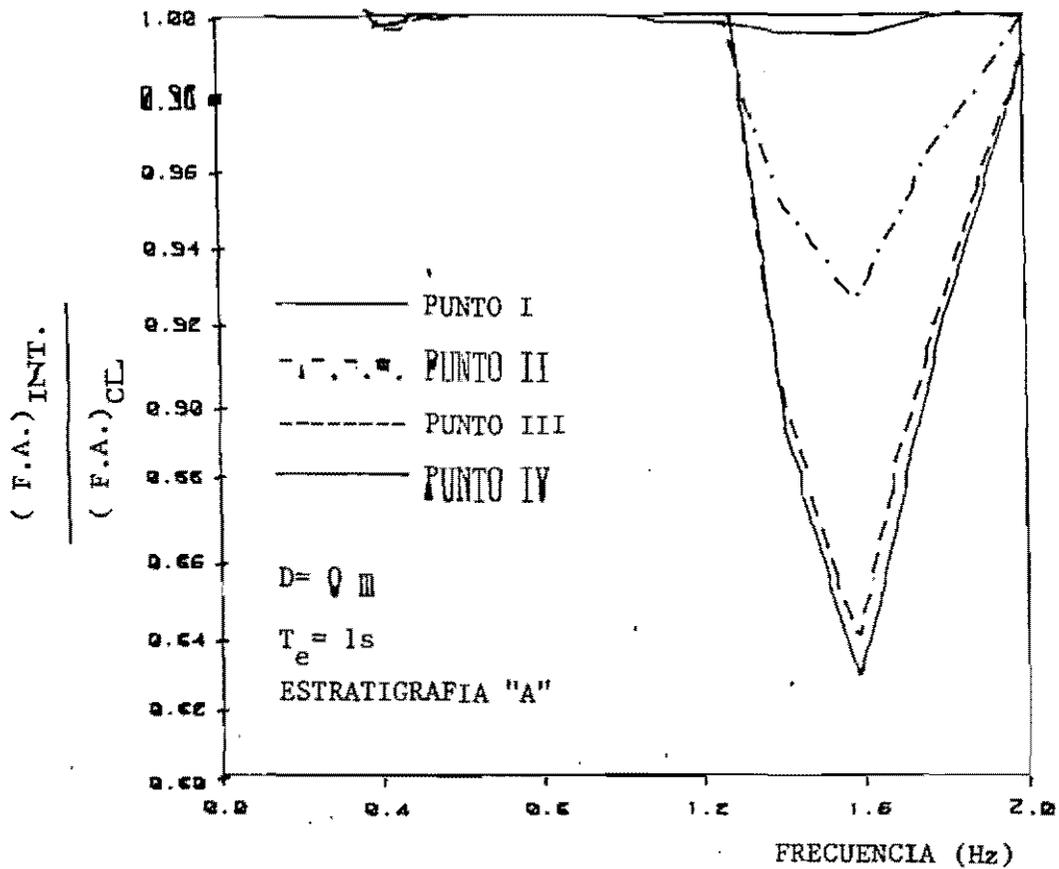


FIG. 4.61 Variación de las funciones de amplificación en el sistema suelo-estructura para una cimentación superficial.

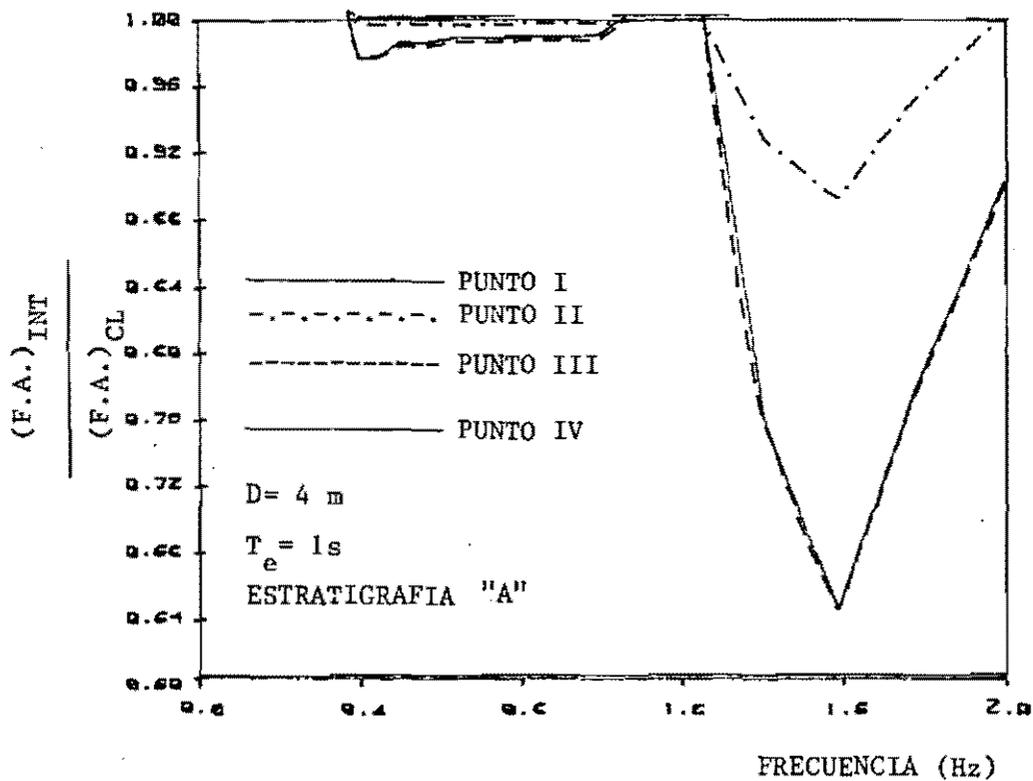


FIG. 4.62 Variación de las funciones de amplificación en el sistema suelo-estructura para una cimentación a 4 m de profundidad.

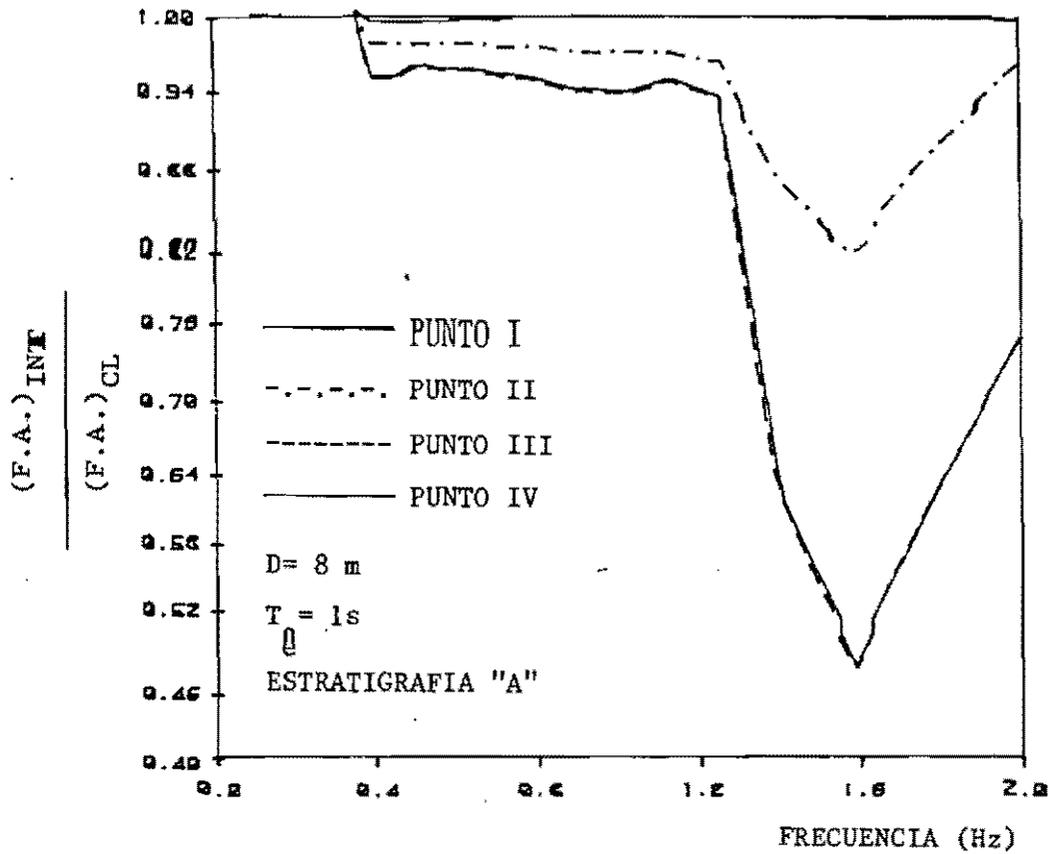


FIG. 4.63 Variación de las funciones de amplificación en el sistema suelo-estructura para una cimentación a 8 m de profundidad.

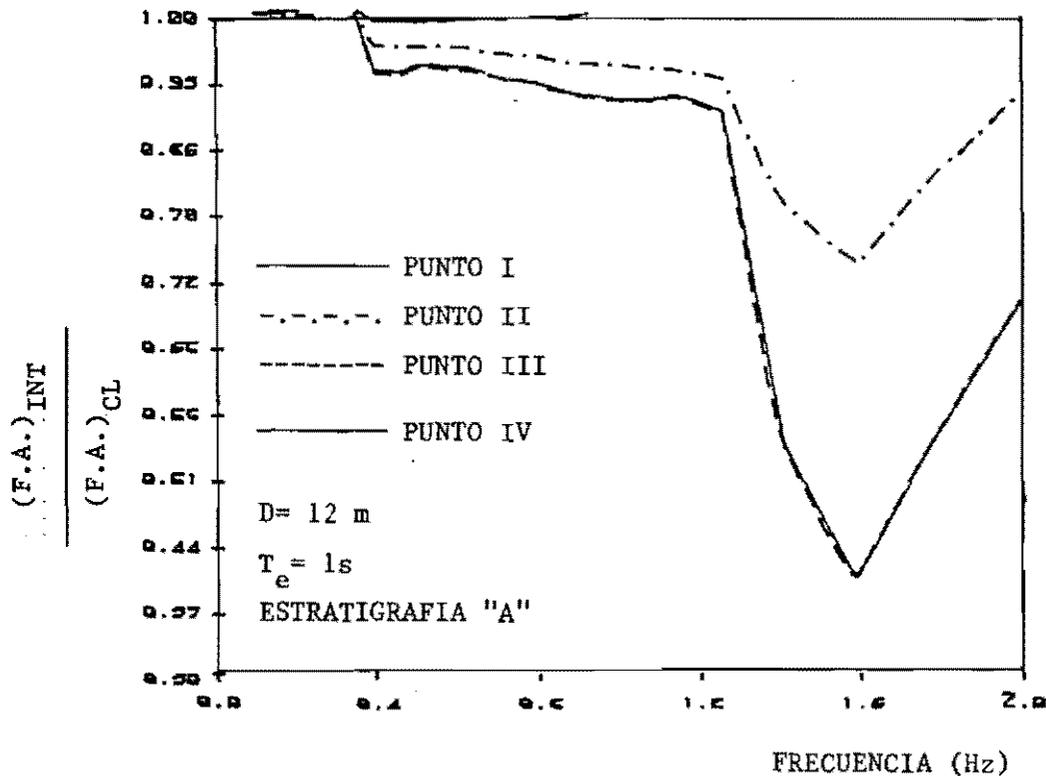


FIG. 4.64 Variación de las funciones de amplificación en el sistema suelo-estructura para una cimentación a 12 m de profundidad.

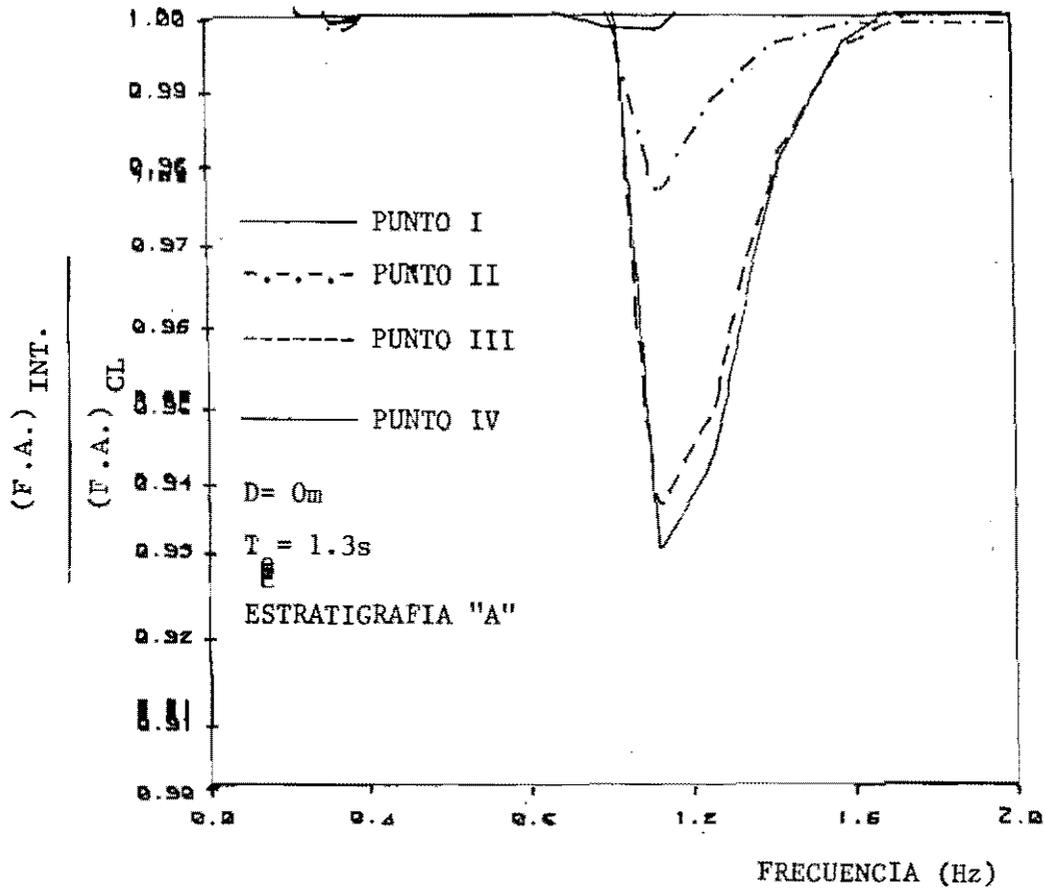


FIG. 4.65 Variación de las funciones de amplificación en el sistema suelo-estructura para una cimentación superficial.

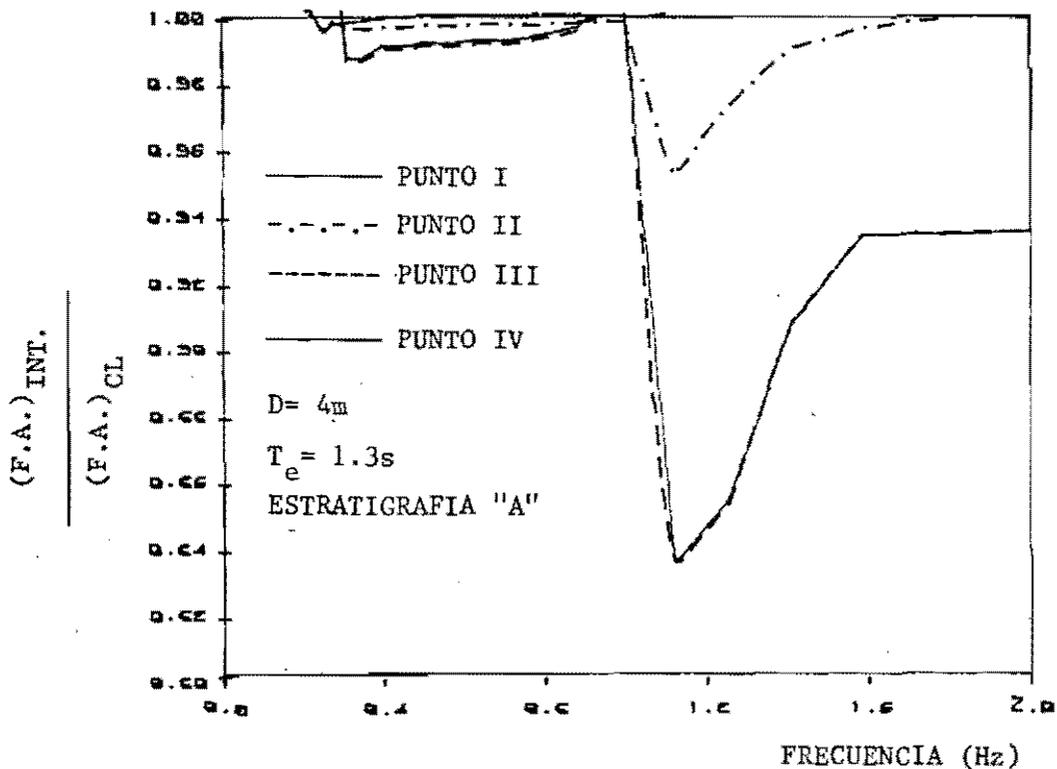


FIG. 4.66 Variación de las funciones de amplificación en el sistema suelo-estructura para una cimentación a 4 m de profundidad.

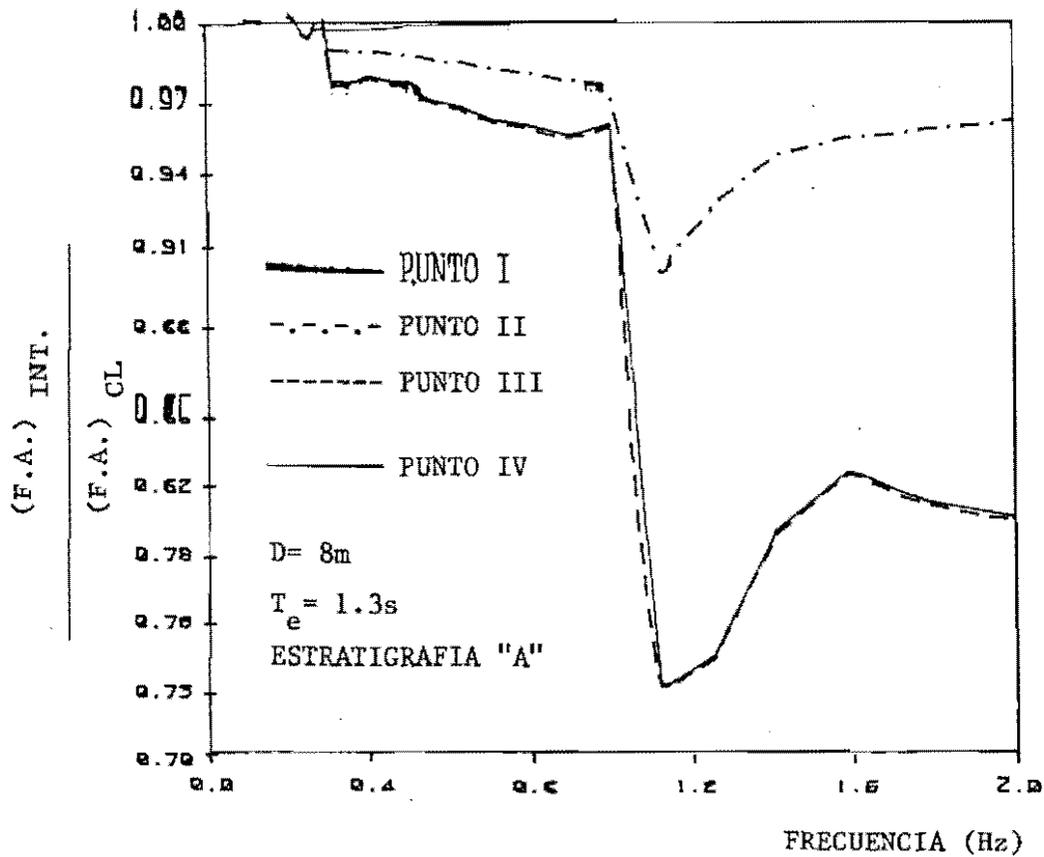


FIG. 4.67 Variación de las funciones de amplificación en el sistema suelo-estructura para una cimentación a 8 m de profundidad.

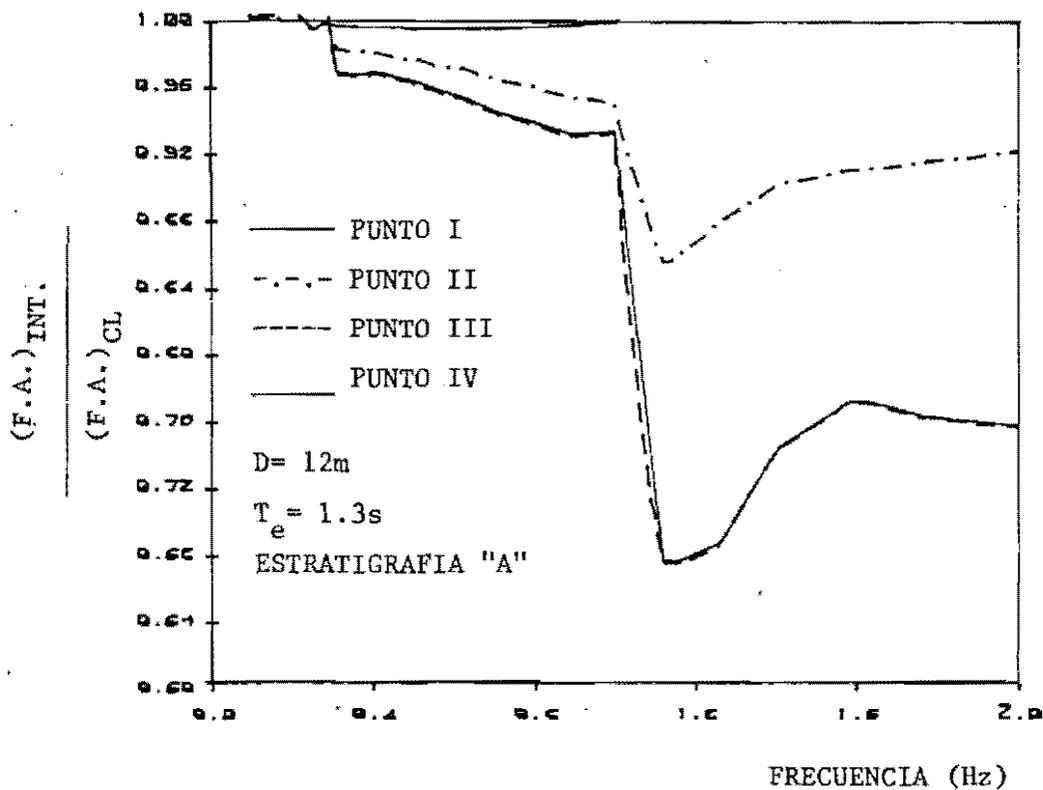


FIG. 4.68 Variación de las funciones de amplificación en el sistema suelo-estructura para una cimentación a 12 m de profundidad.

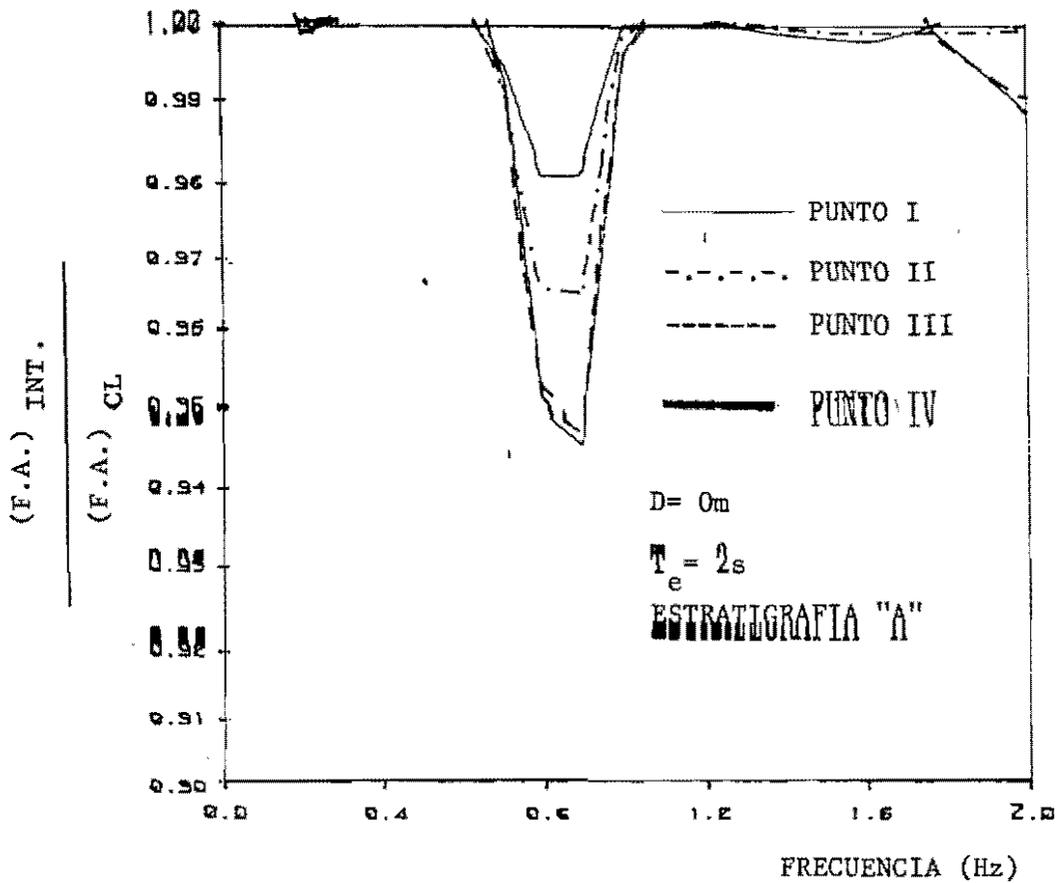


FIG. 4.69 Variación de las funciones de amplificación en el sistema suelo-estructura para una cimentación superficial.

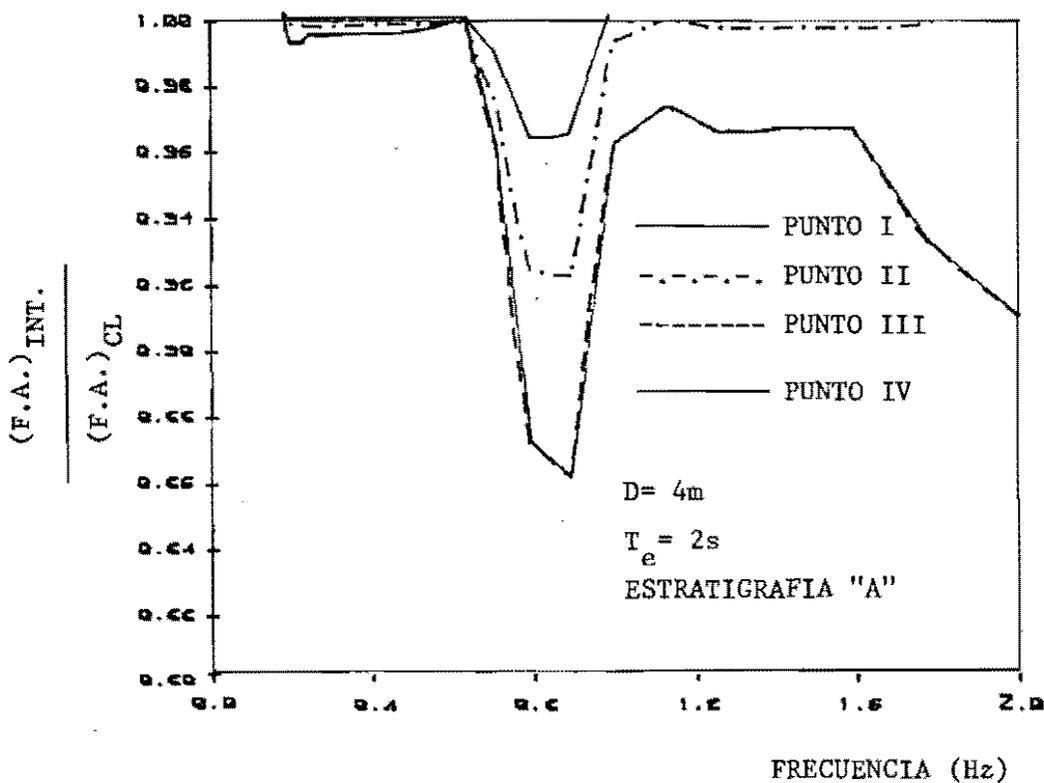


FIG. 4.70 Variación de las funciones de amplificación en el sistema suelo-estructura para una cimentación a 4 m de profundidad.

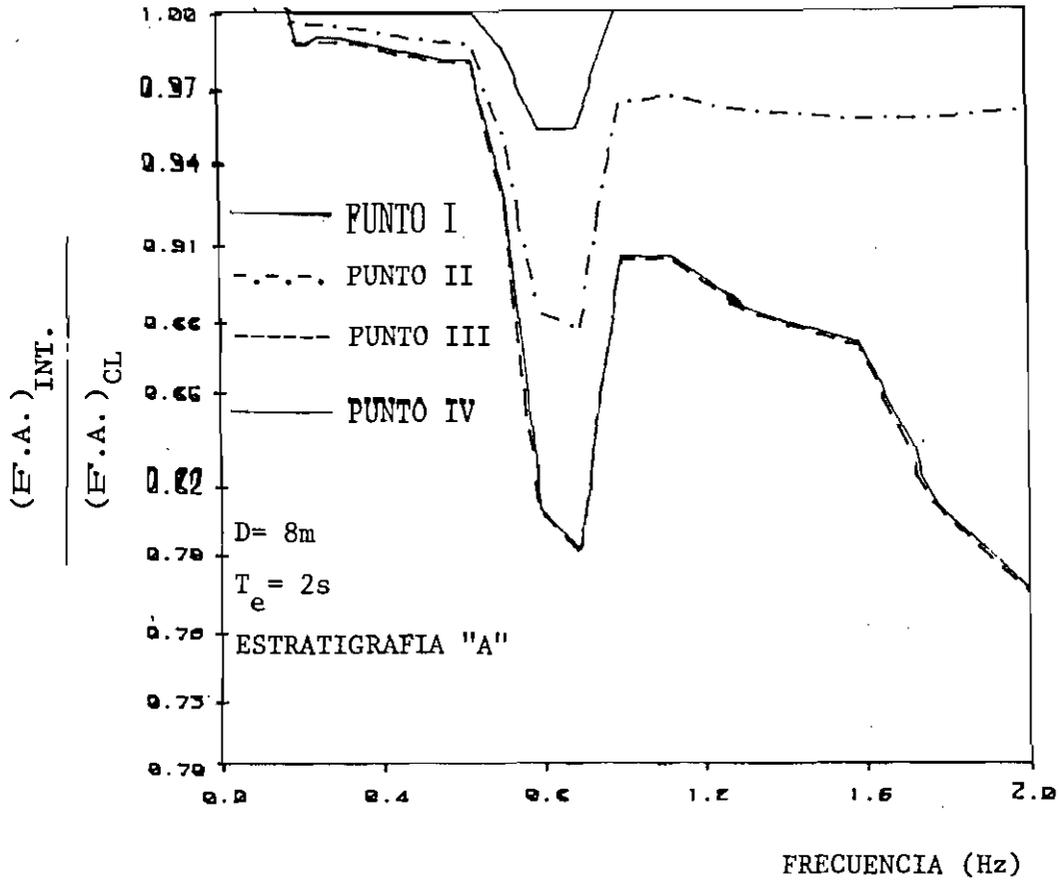


FIG. 4.71 Variación de las funciones de amplificación en el sistema suelo-estructura para una cimentación a 8 m de profundidad.

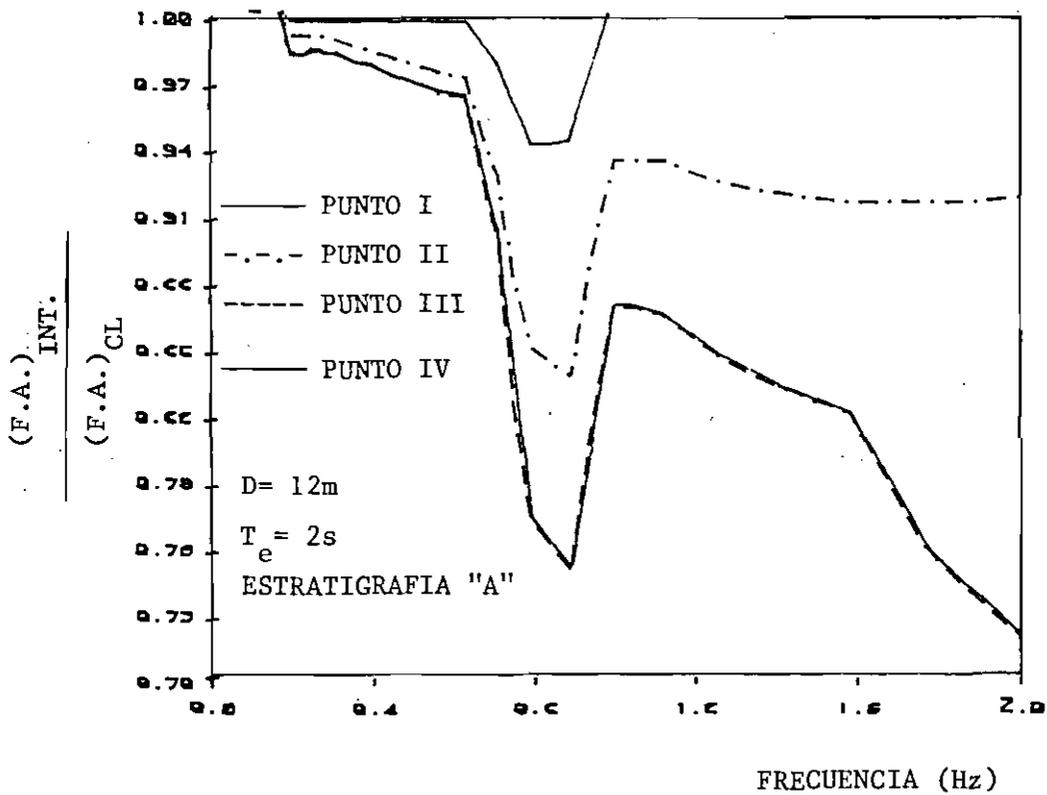


FIG. 4.72 Variación de las funciones de amplificación en el sistema suelo-estructura para una cimentación a 12 m de profundidad.

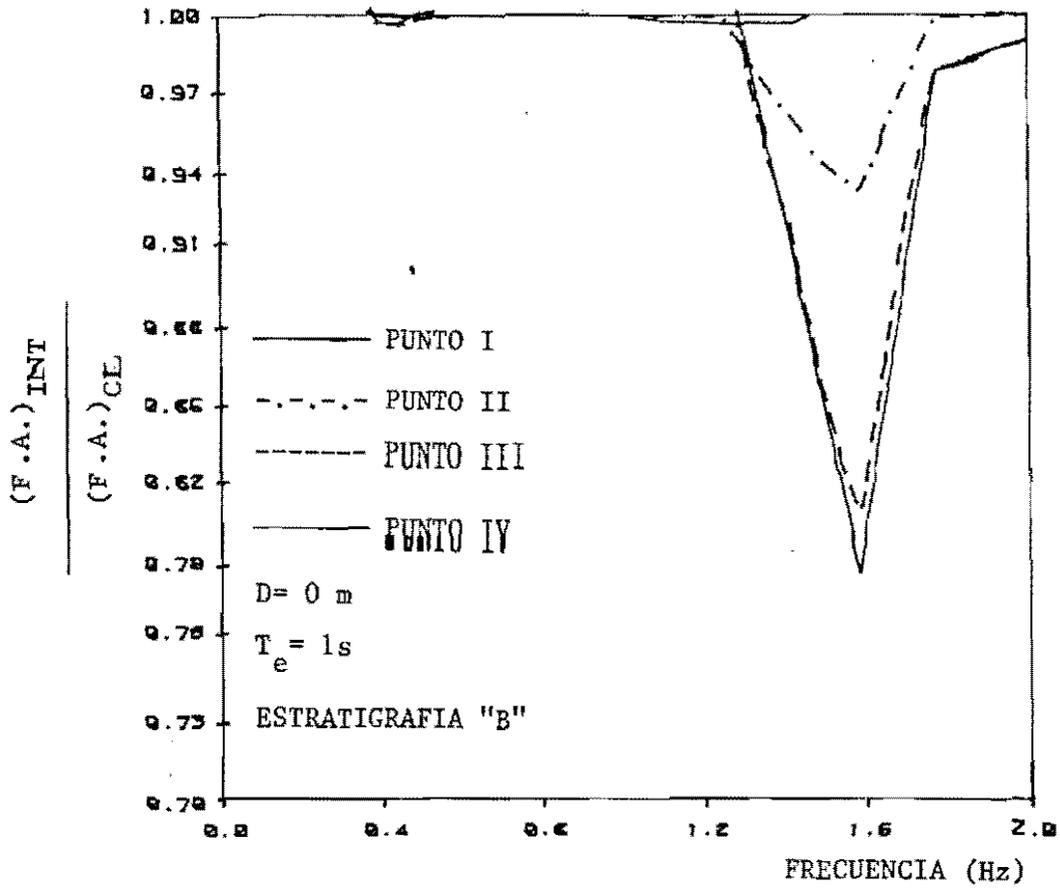


FIG. 4.73 Variación de las funciones de amplificación en el sistema suelo-estructura para una cimentación superficial.

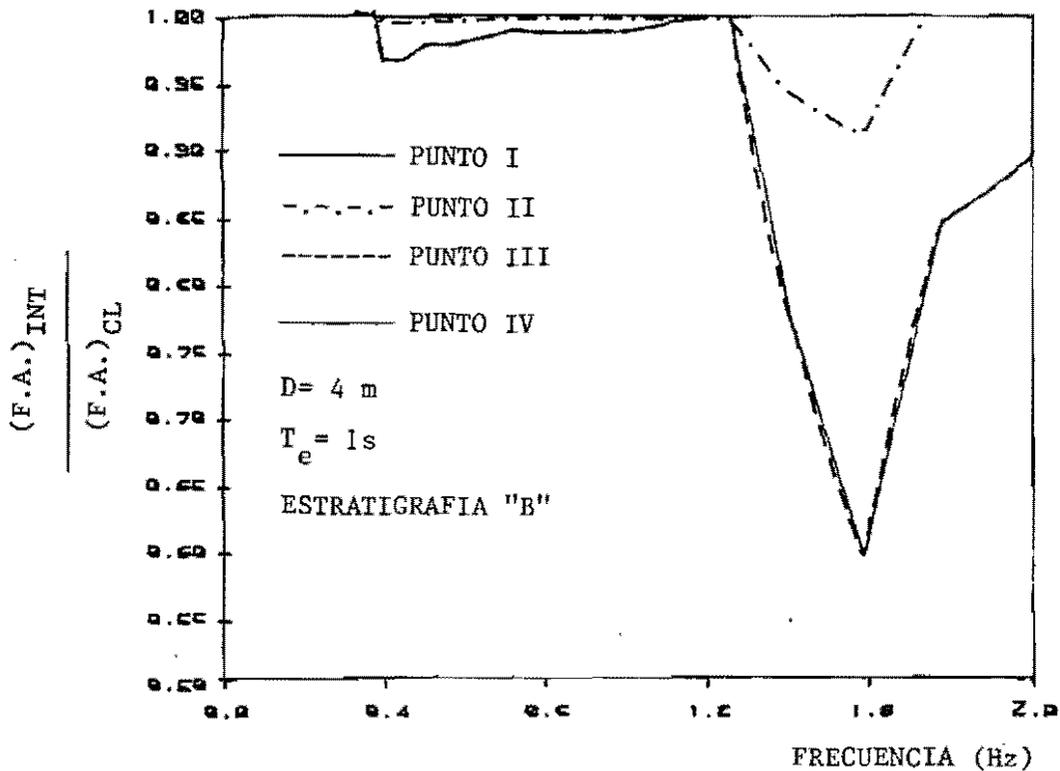


FIG. 4.74 Variación de las funciones de amplificación en el sistema suelo-estructura para una cimentación a 4 m de profundidad.

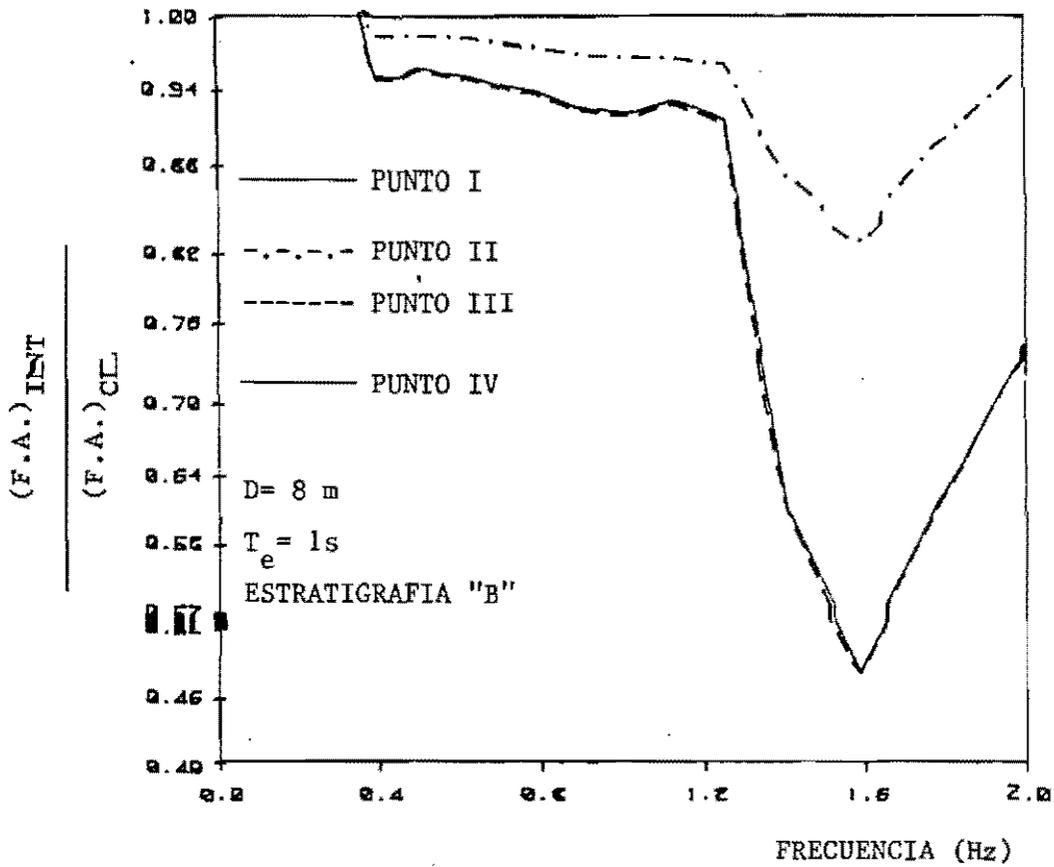


FIG. 4.75 Variación de las funciones de amplificación en el sistema suelo-estructura para una cimentación a 8 m de profundidad.

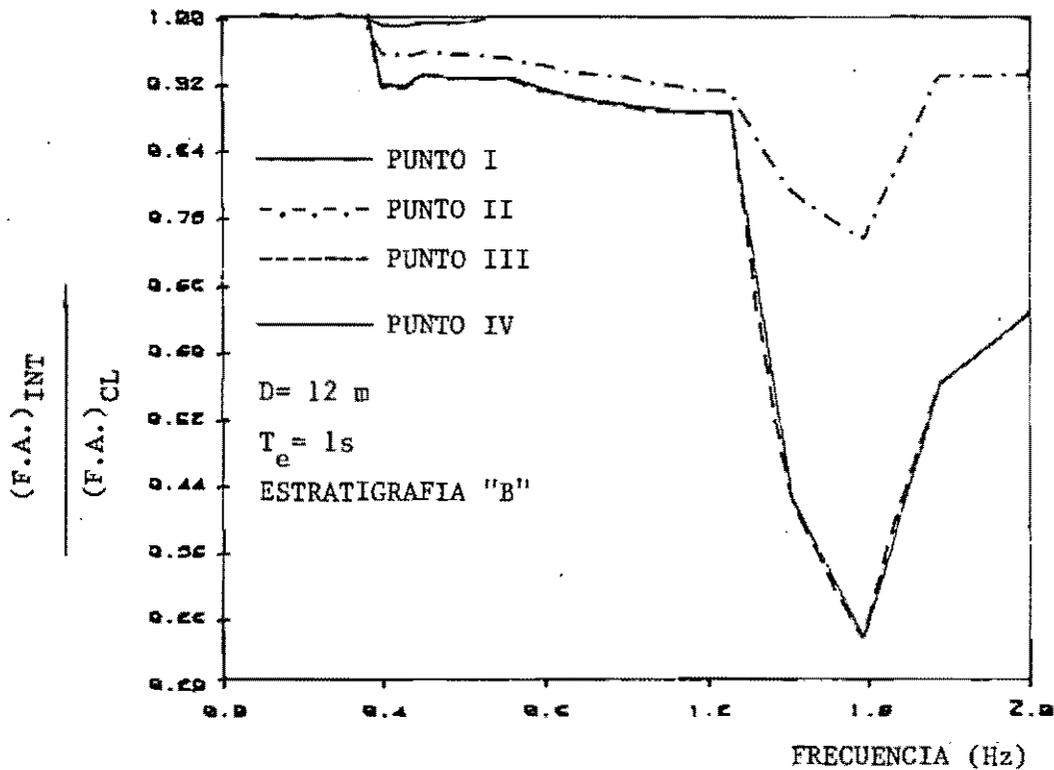


FIG. 4.76 Variación de las funciones de amplificación en el sistema suelo-estructura para una cimentación a 12 m de profundidad.

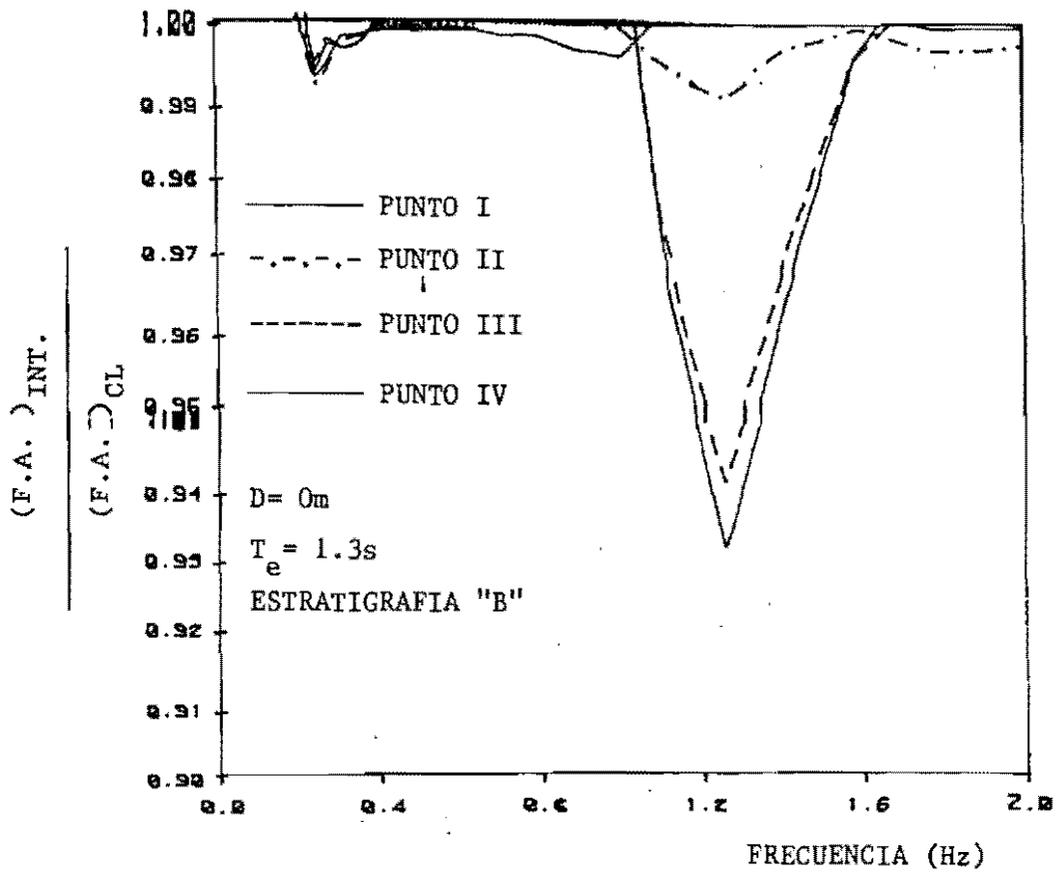


FIG. 4.77 Variación de las funciones de amplificación en el sistema suelo-estructura para una cimentación superficial.

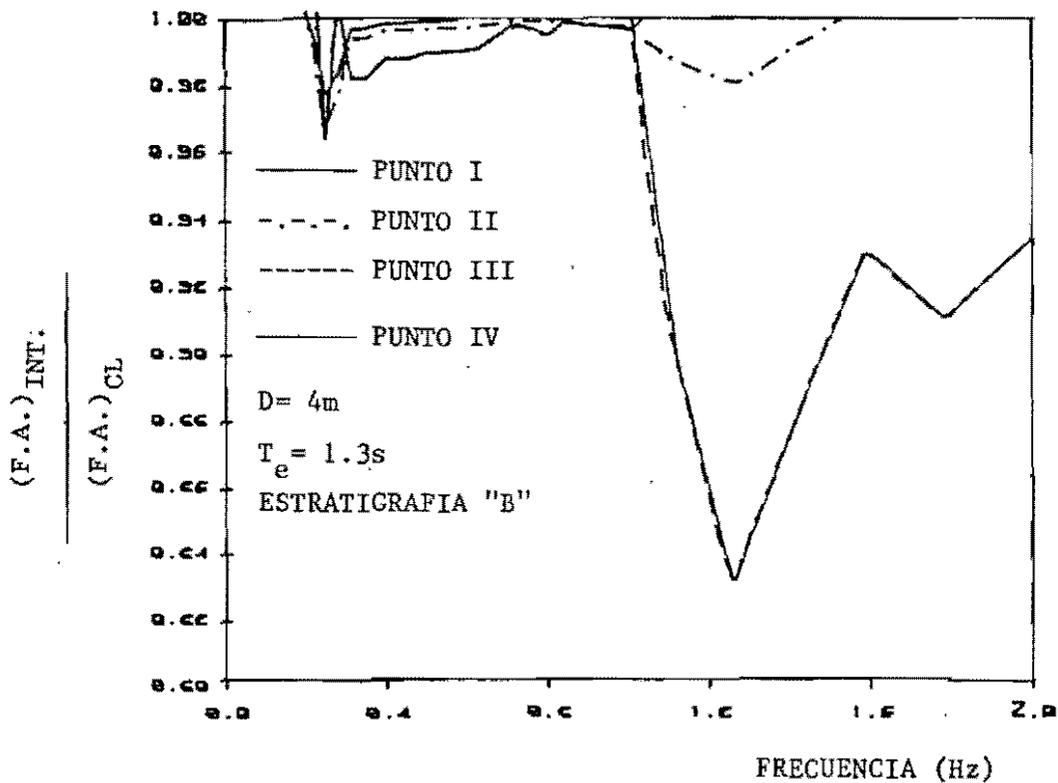


FIG. 4.78 Variación de las funciones de amplificación en el sistema suelo-estructura para una cimentación a 4 m de profundidad.

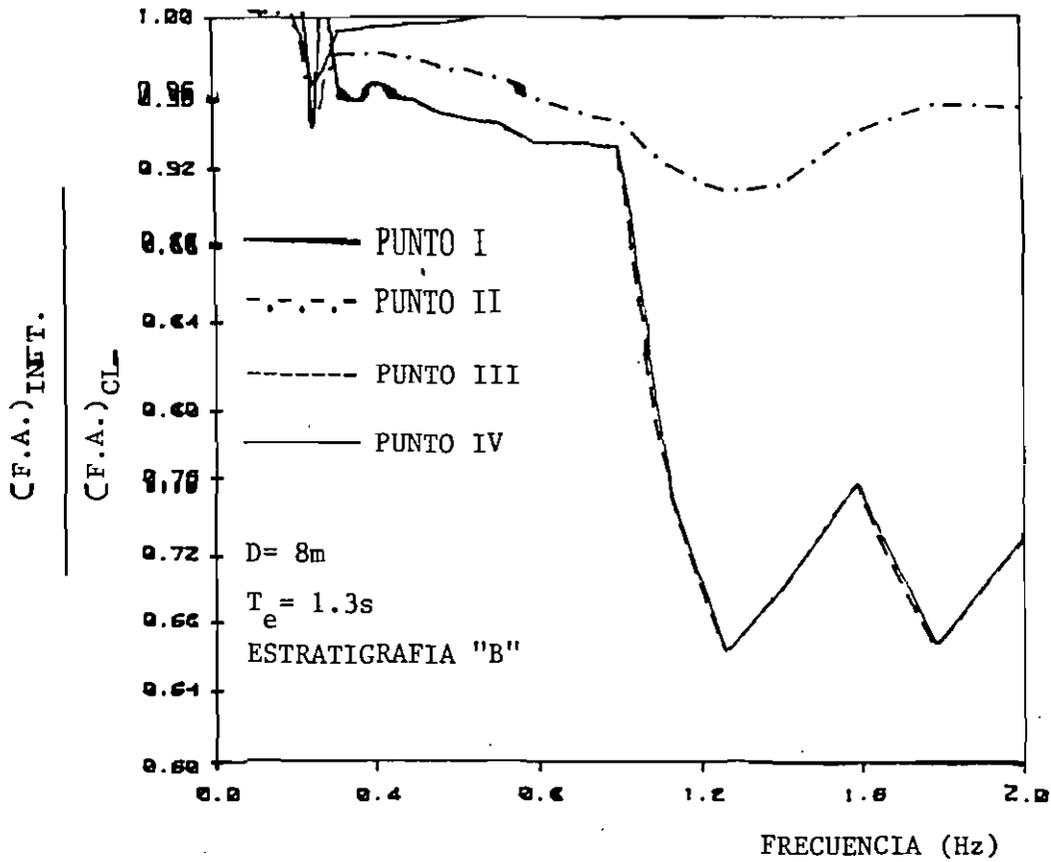


FIG. 4.79 Variación de las funciones de amplificación en el sistema suelo-estructura para una cimentación a 8 m de profundidad.

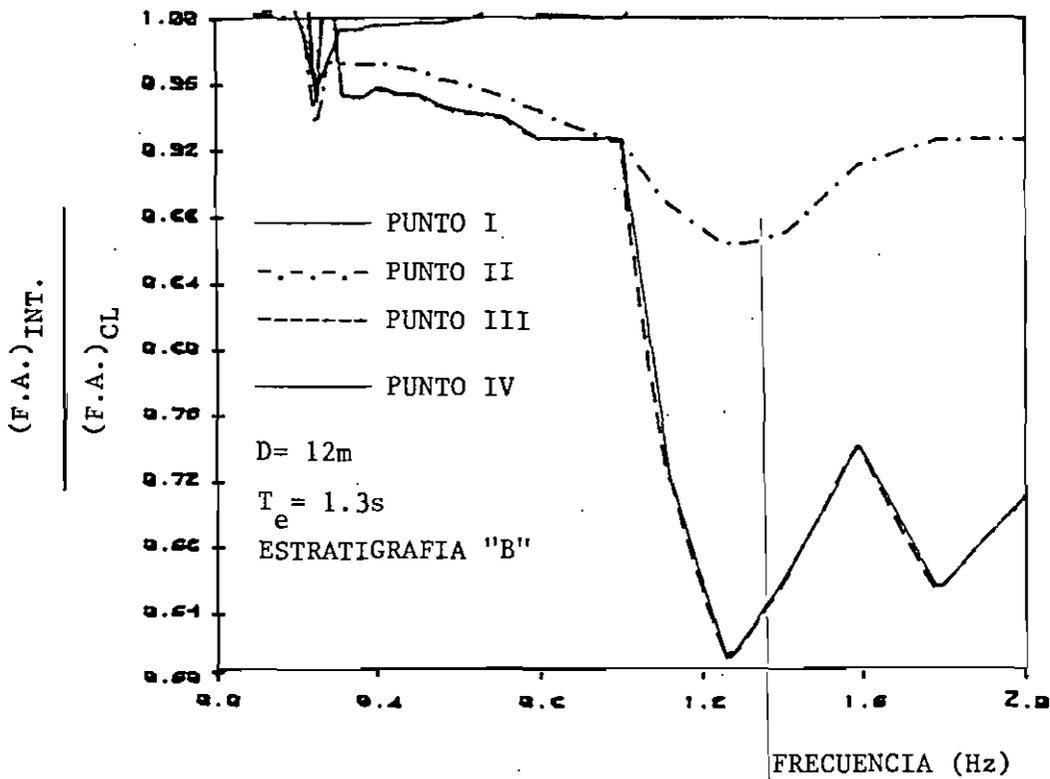


FIG. 4.80 Variación de las funciones de amplificación en el sistema suelo-estructura para una cimentación a 12 m de profundidad.

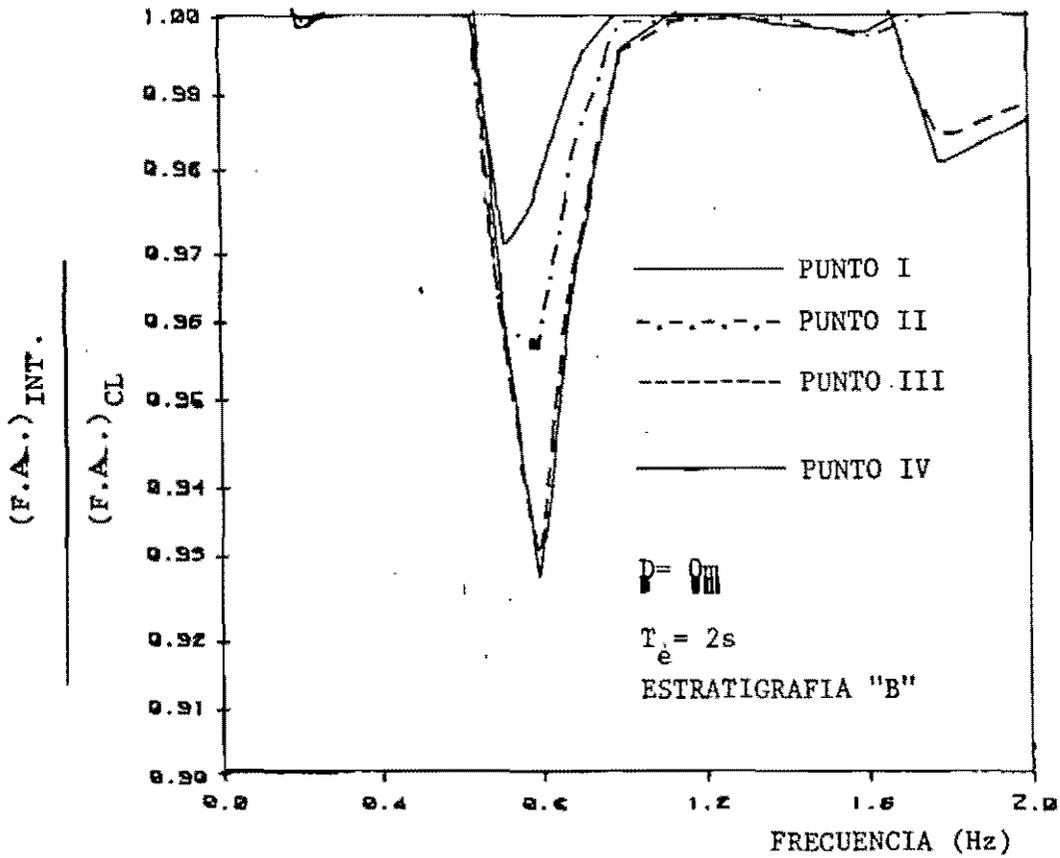


FIG. 4.81 Variación de las funciones de amplificación en el sistema suelo-estructura para una cimentación superficial.

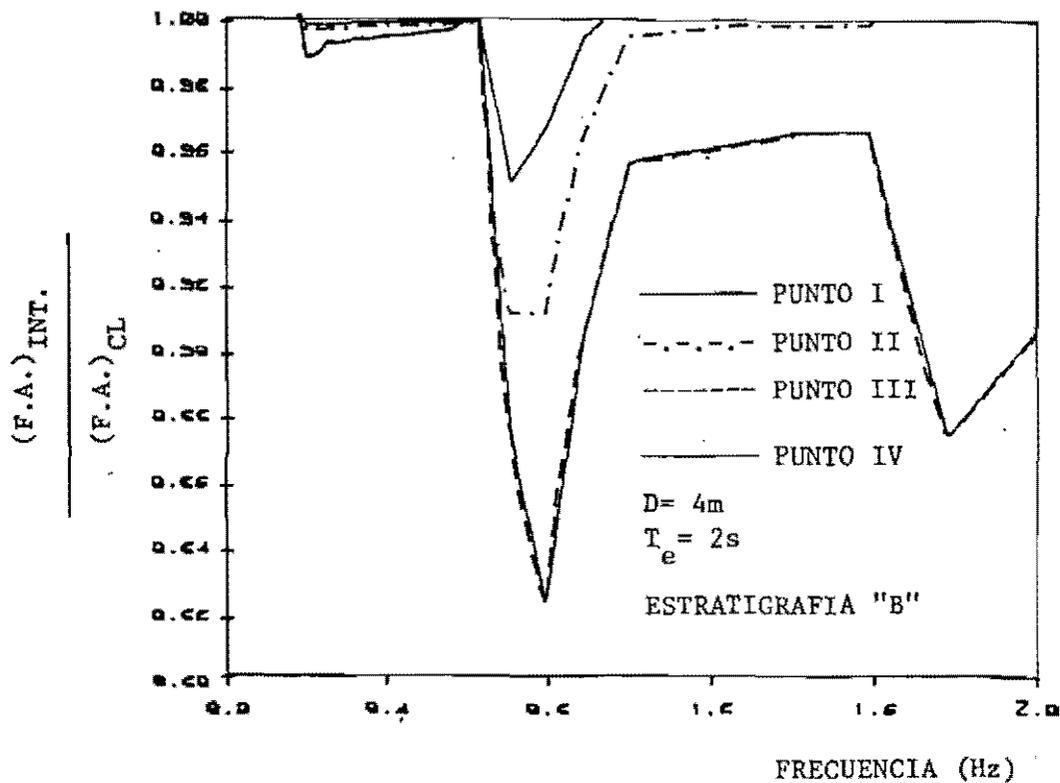


FIG. 4.82 Variación de las funciones de amplificación en el sistema suelo-estructura para una cimentación a 4 m de profundidad.

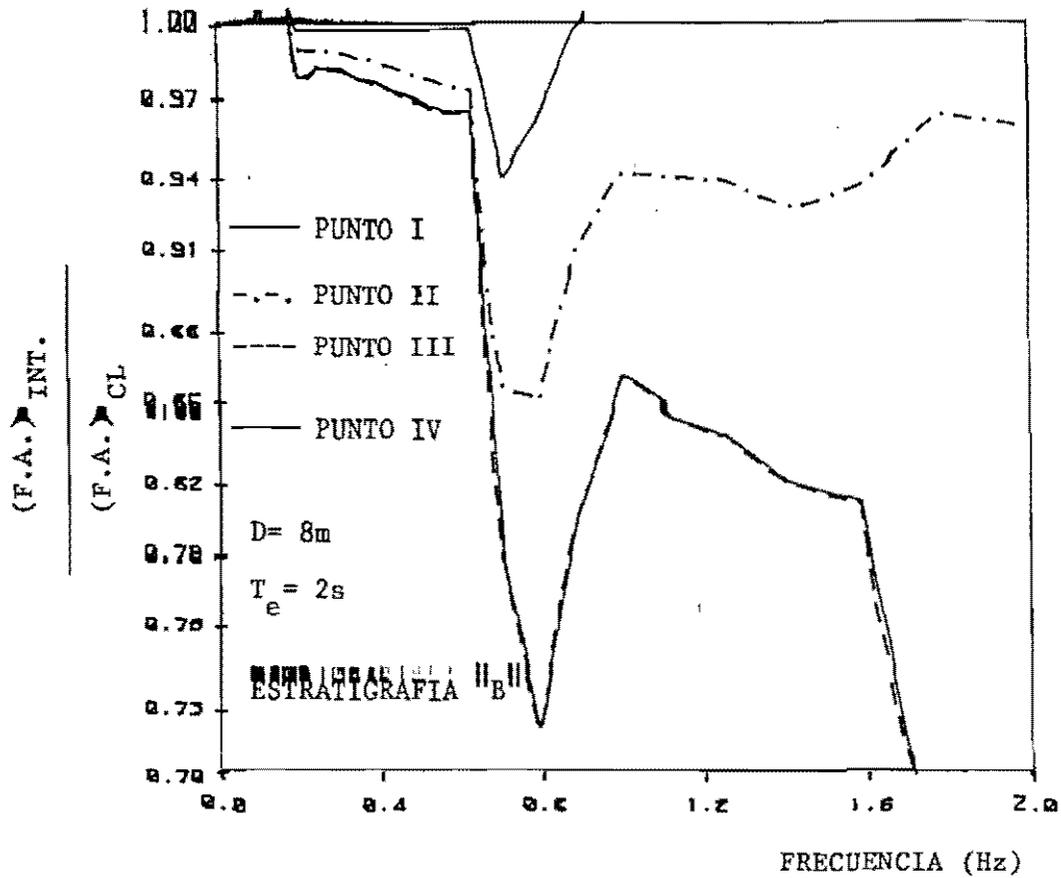


FIG. 4.83 Variación de las funciones de amplificación en el sistema suelo-estructura para una cimentación a 8 m de profundidad.

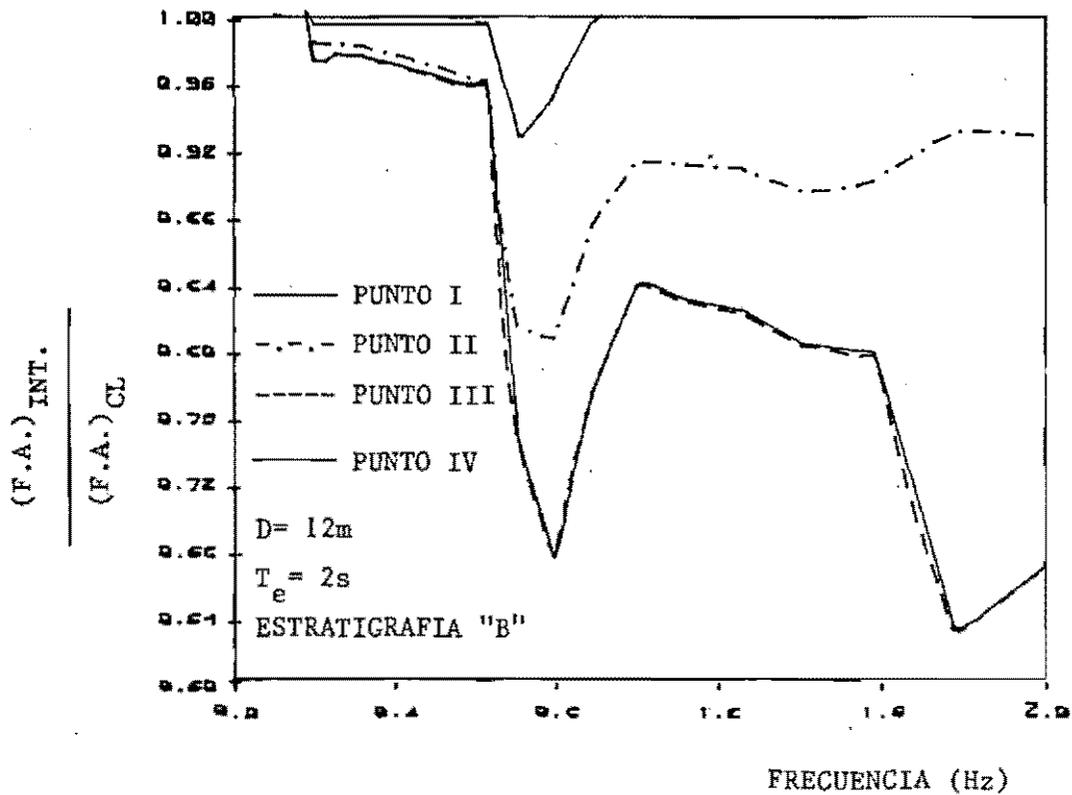


FIG. 4.84 Variación de las funciones de amplificación en el sistema suelo-estructura para una cimentación a 12 m de profundidad.

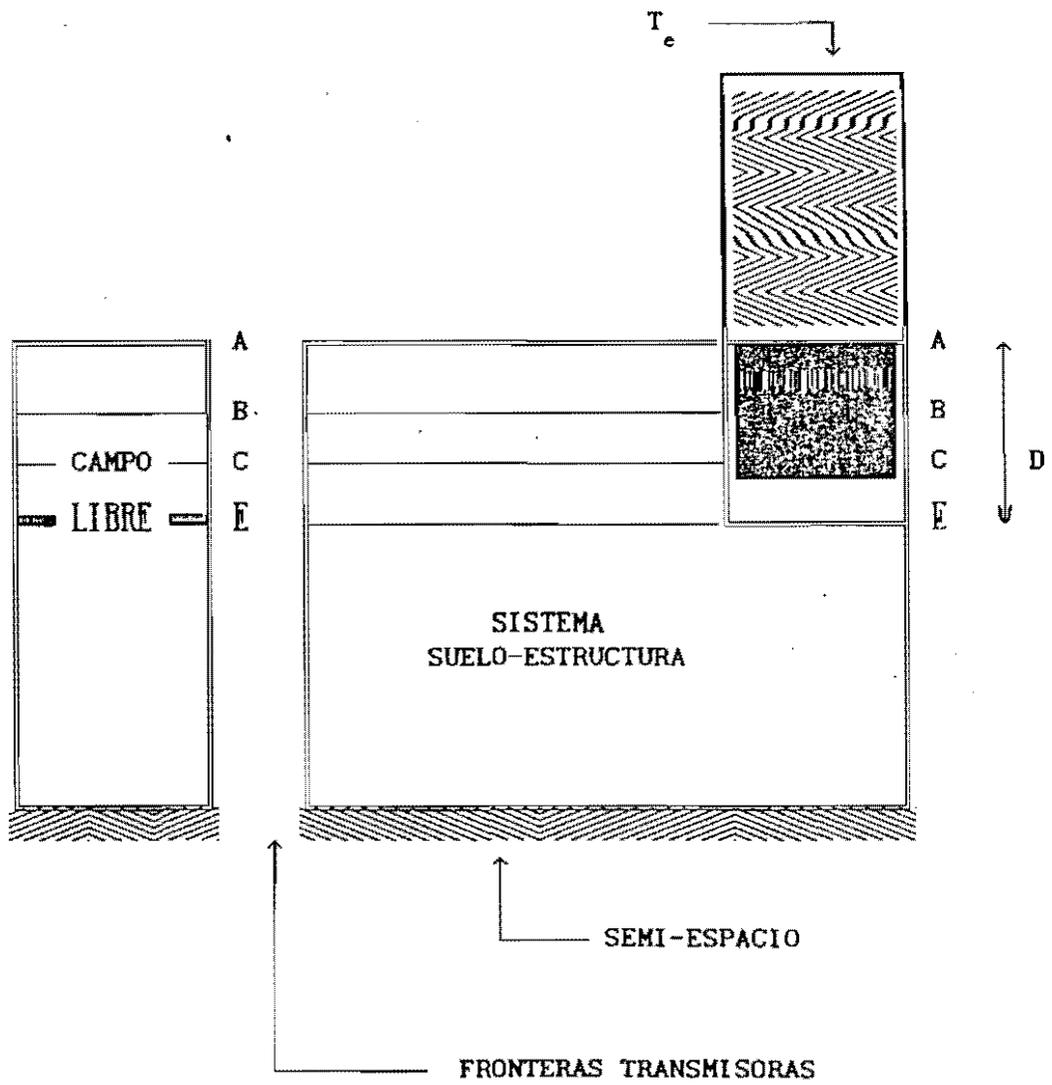


FIG. 4.85 MODELO DONDE SE UBICAN LOS PUNTOS A DIFERENTES PROFUNDIDADES PARA OBSERVAR LA VARIACION DE LOS EFECTOS DE CAMPO LIBRE

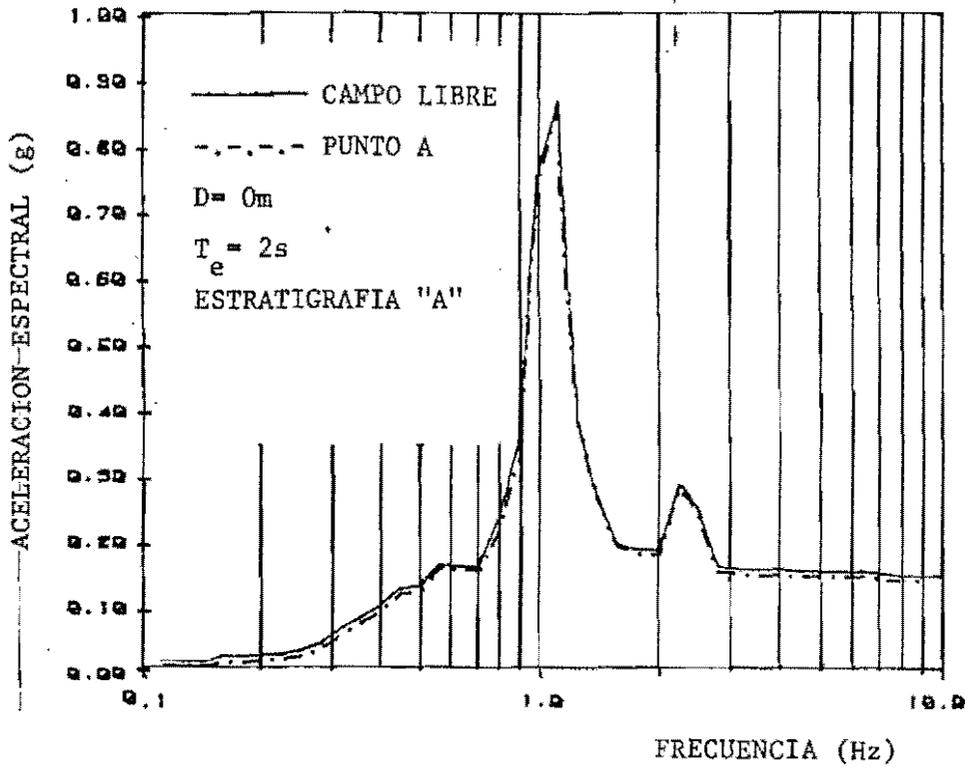


FIG. 4.86 Efecto de la interacción en los espectros de respuesta para una cimentación superficial.

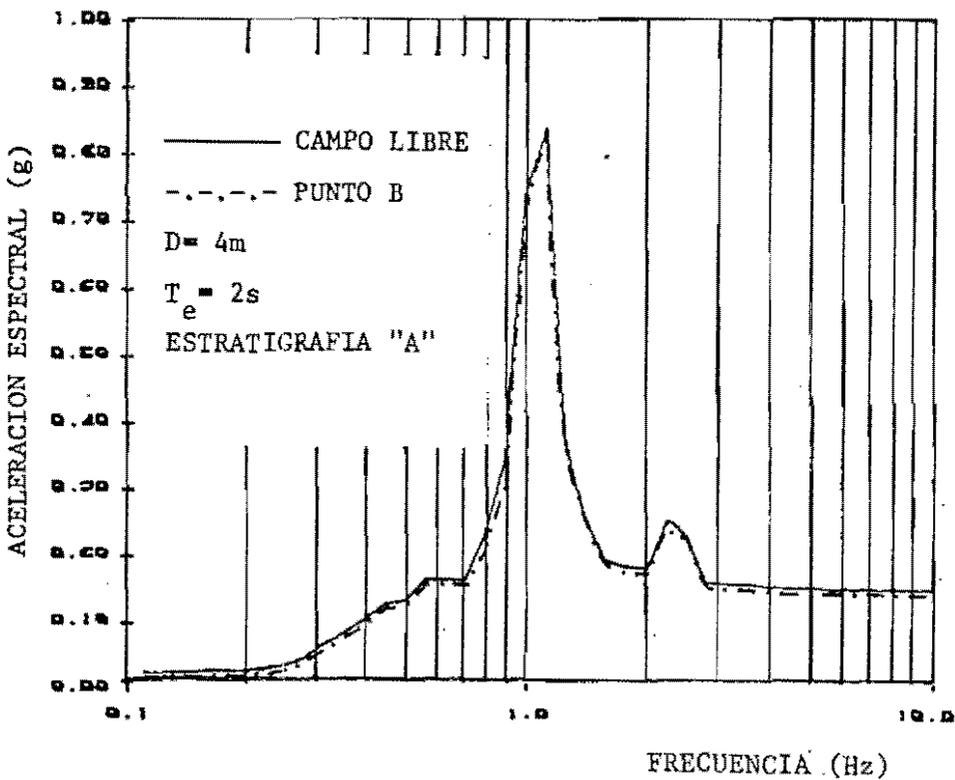


FIG. 4.87 Efecto de la interacción en los espectros de respuesta para una cimentación a 4 m de profundidad.

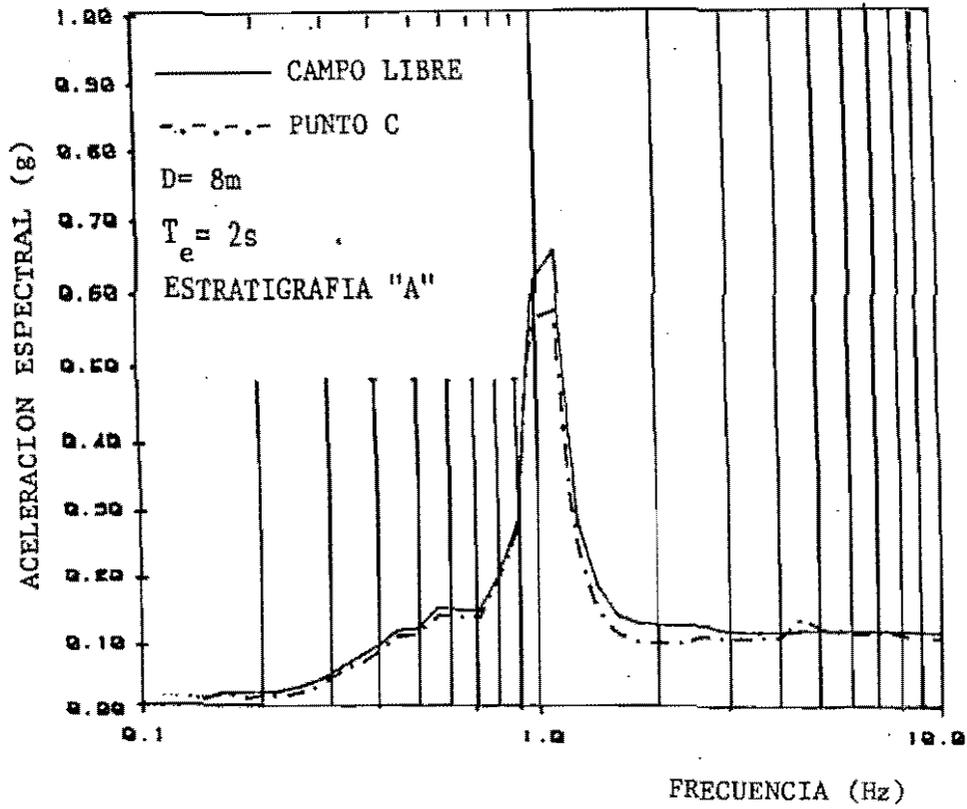


FIG. 4.88 Efecto de la interacción en los espectros de respuesta para una cimentación a 8 m de profundidad.

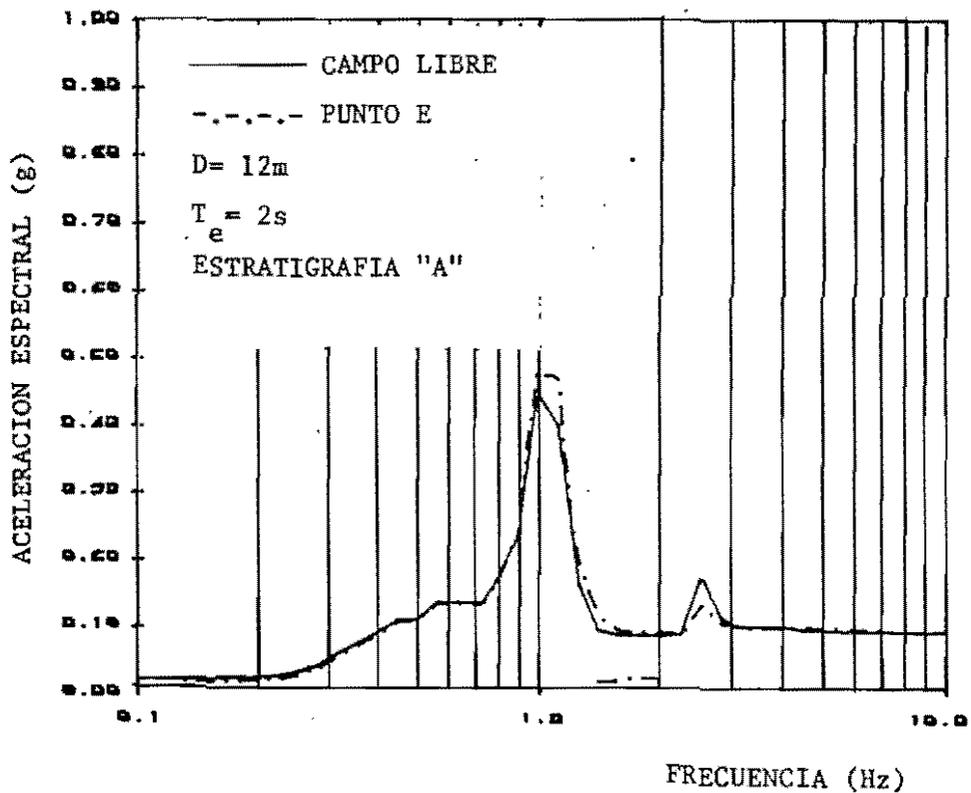


FIG. 4.89 Efecto de la interacción en los espectros de respuesta para una cimentación a 12 m de profundidad.

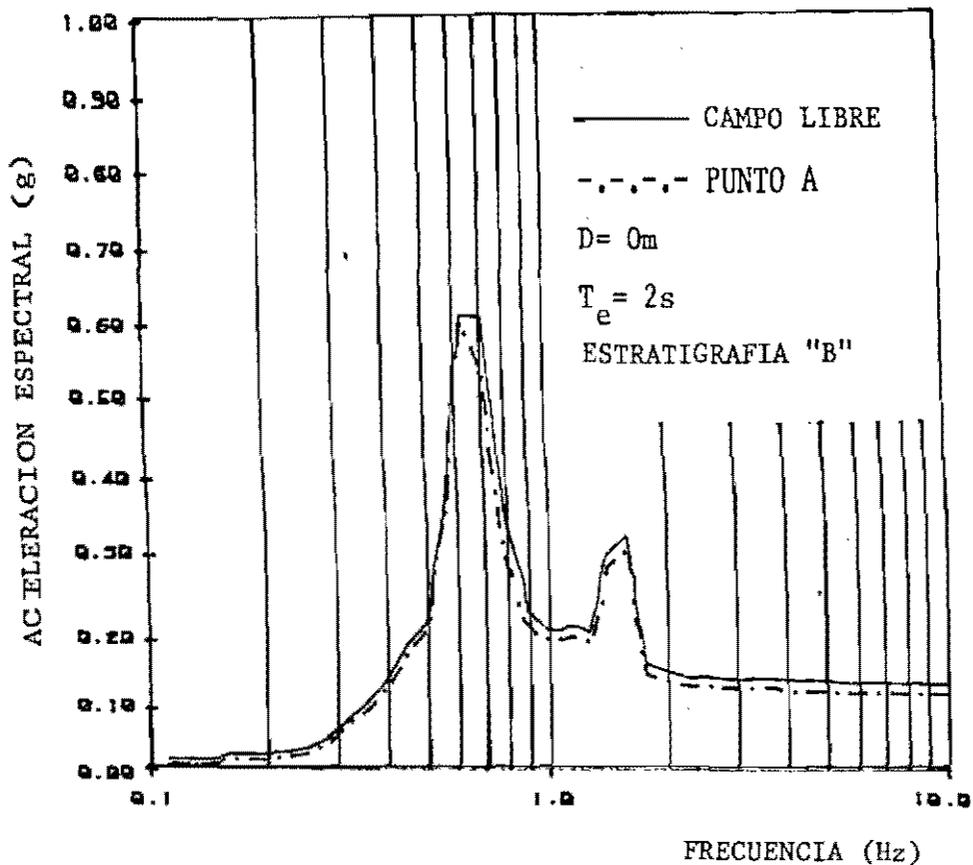


FIG. 4.90 Efecto de la interacción en los espectros de respuesta para una cimentación superficial.

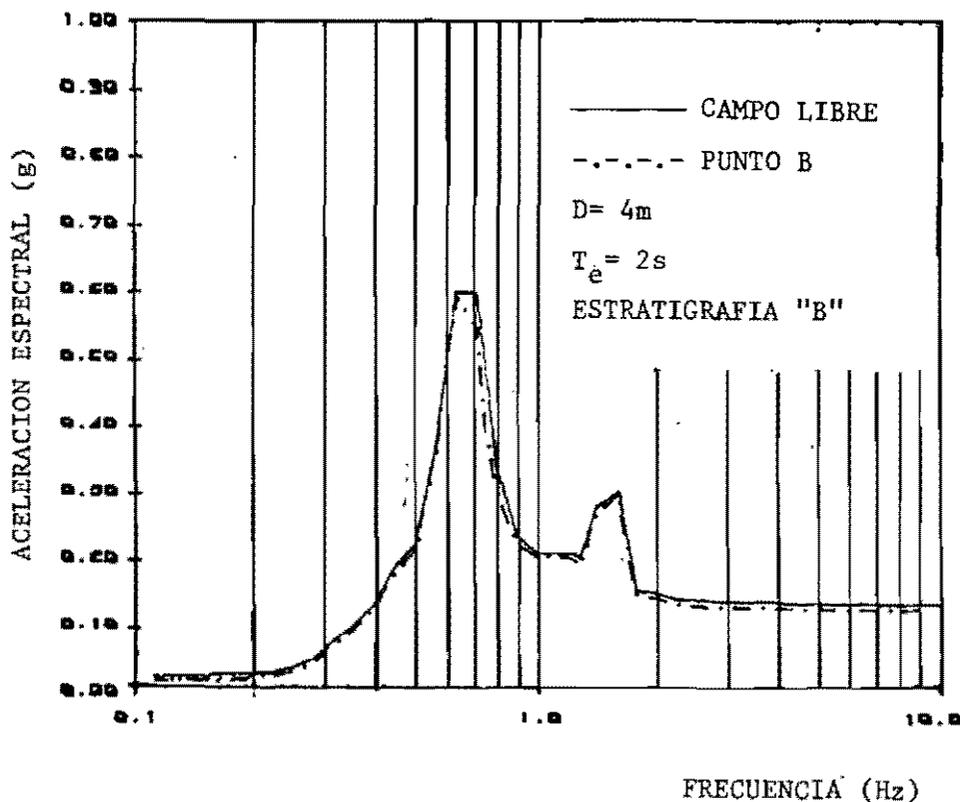


FIG. 4.91 Efecto de la interacción en los espectros de respuesta para una cimentación a 4m de profundidad.

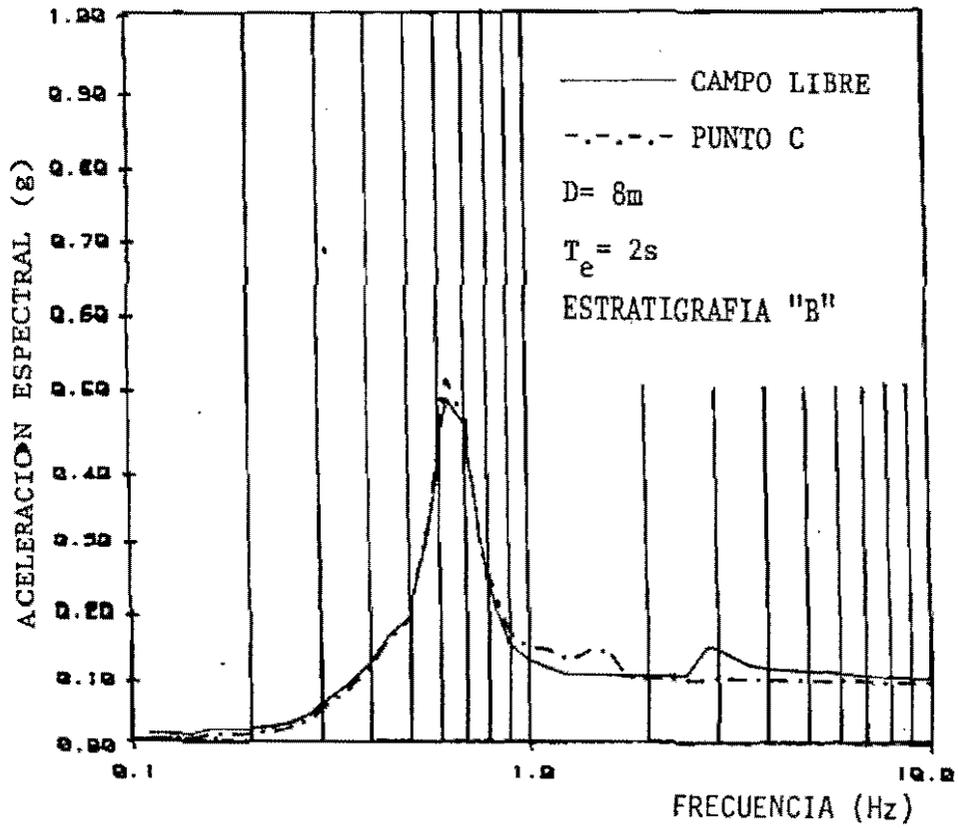


FIG. 4.92 Efecto de la interacción en los espectros de respuesta para una cimentación a 8 m de profundidad.

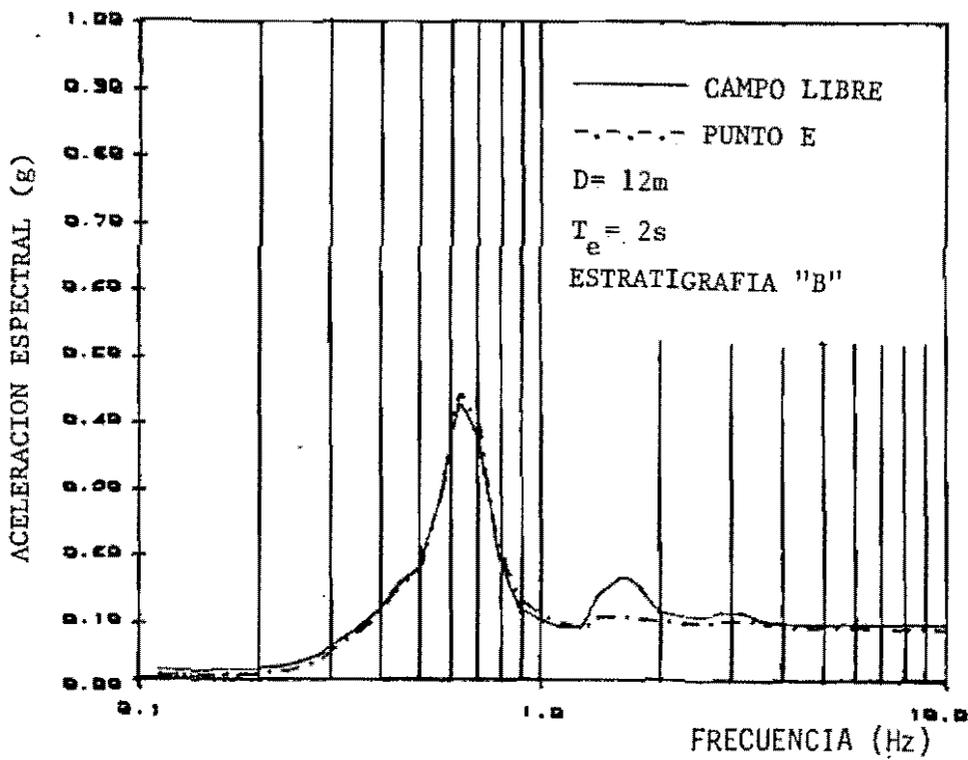


FIG. 4.93 Efecto de la interacción en los espectros de respuesta para una cimentación a 12 m de profundidad.

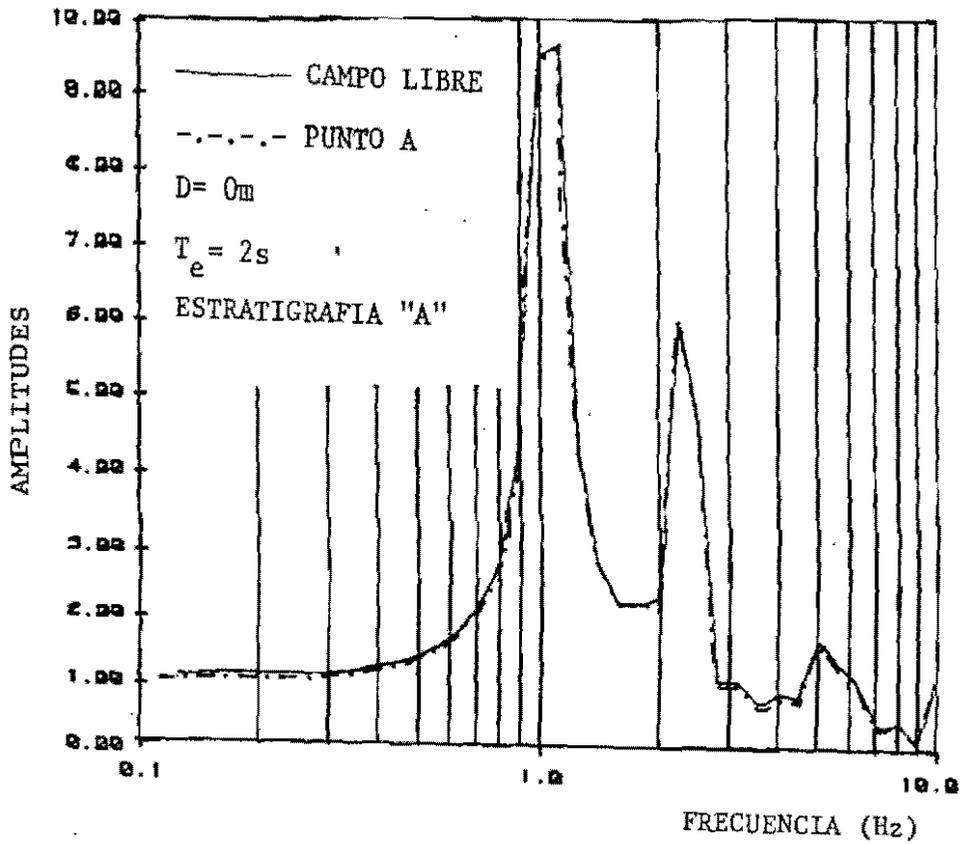


FIG. 4.94 Efecto de la interacción en las funciones de amplificación para una cimentación superficial.

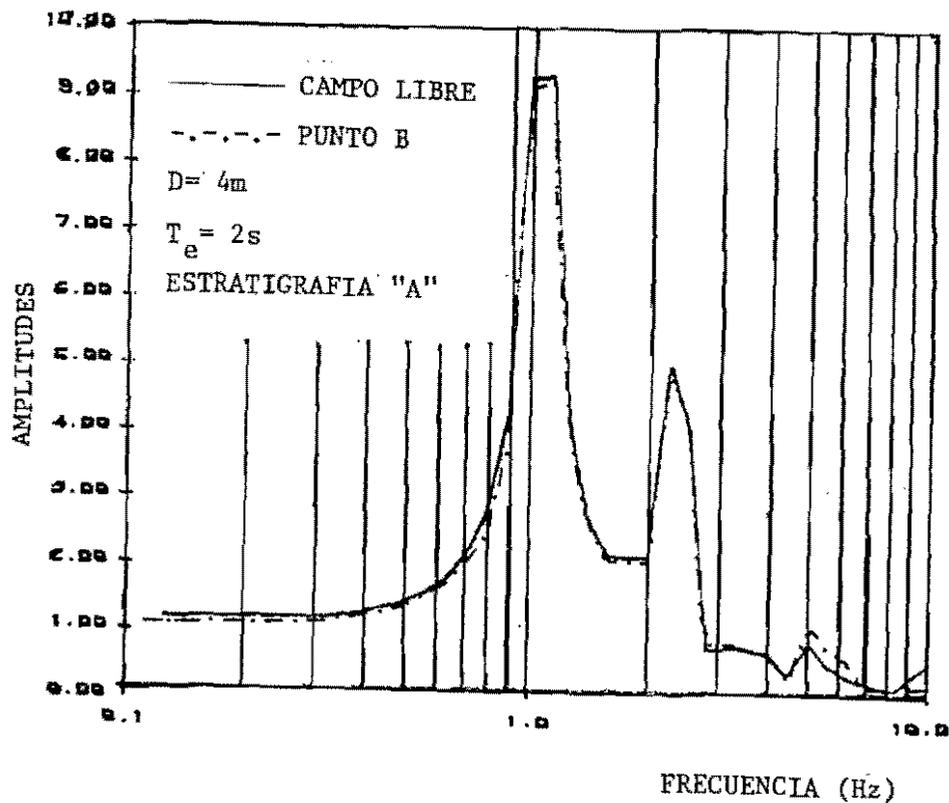


FIG. 4.95 Efecto de la interacción en las funciones de amplificación para una cimentación a 4 m de profundidad.

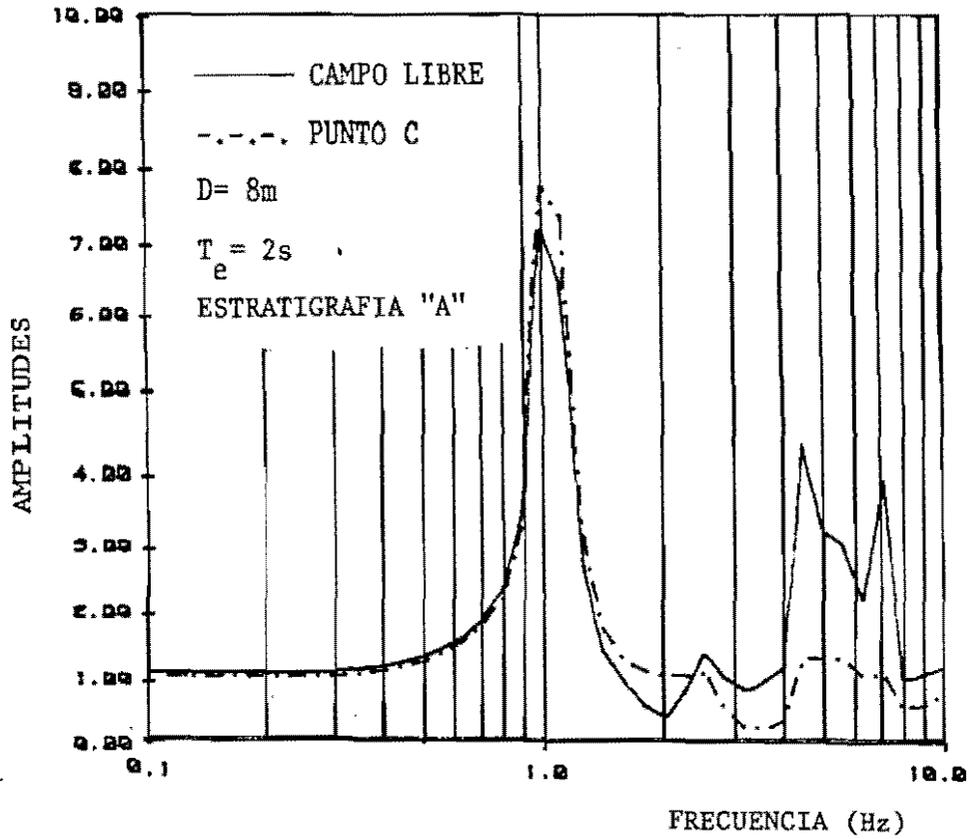


FIG. 4.96 Efecto de la interacción en las funciones de amplificación para una cimentación a 8 m de profundidad.

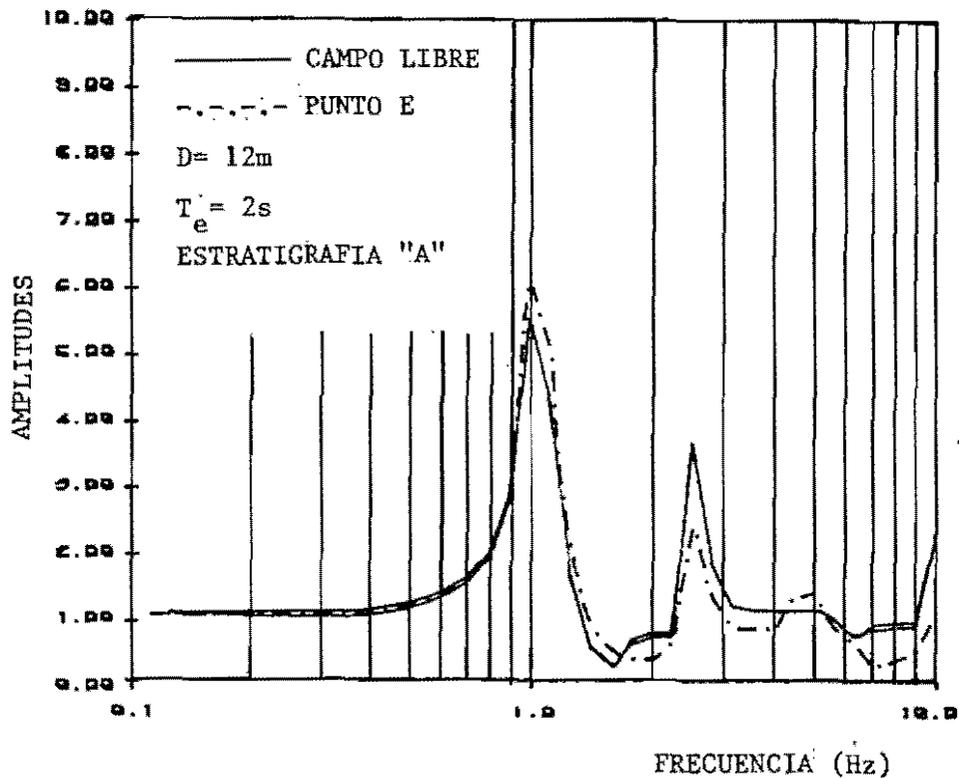


FIG. 4.97 Efecto de la interacción en las funciones de amplificación para una cimentación a 12 m de profundidad.

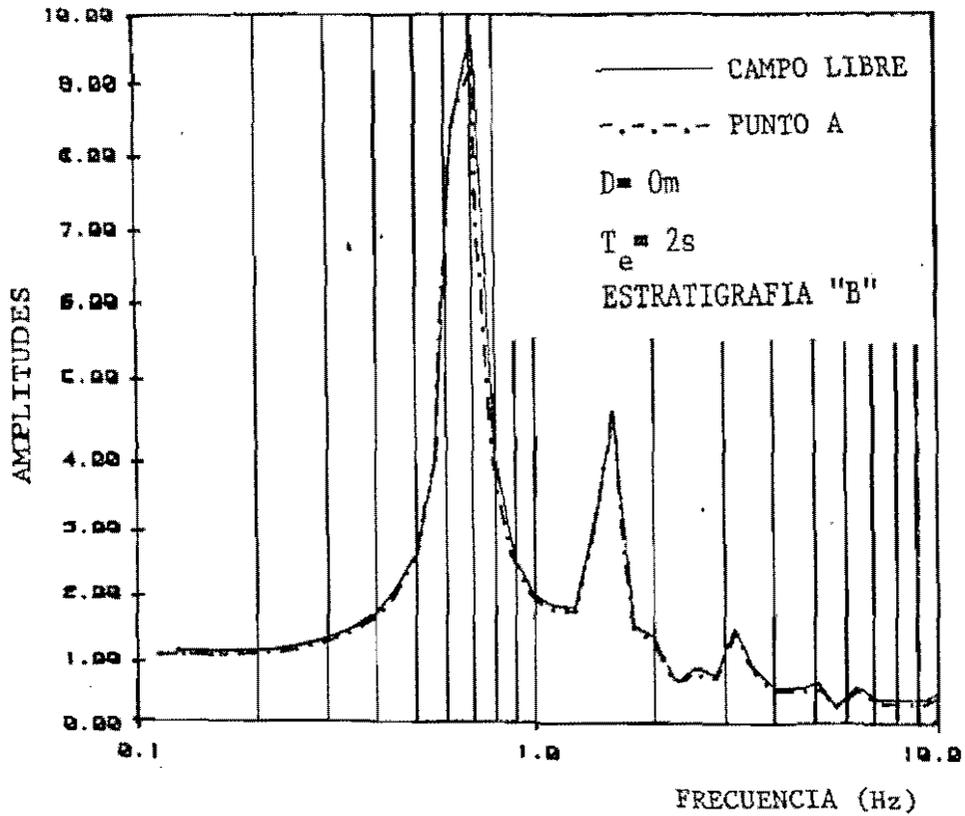


FIG. 4.98 Efecto de la interacción en las funciones de amplificación para una cimentación superficial.

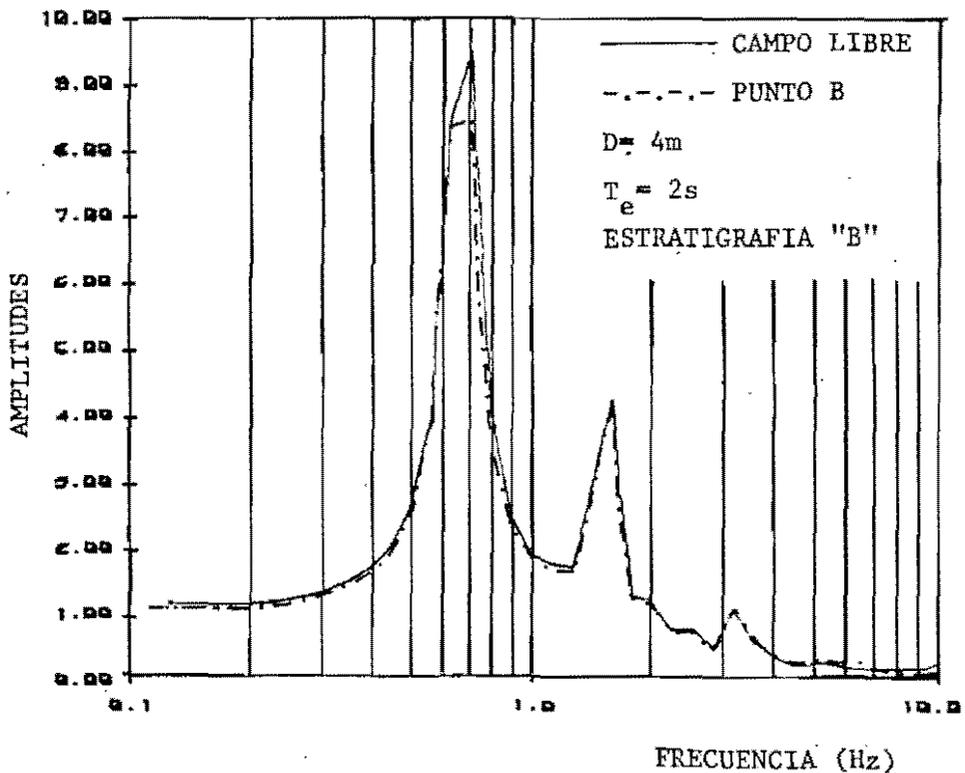


FIG. 4.99 Efecto de la interacción en las funciones de amplificación para una cimentación a 4 m de profundidad.

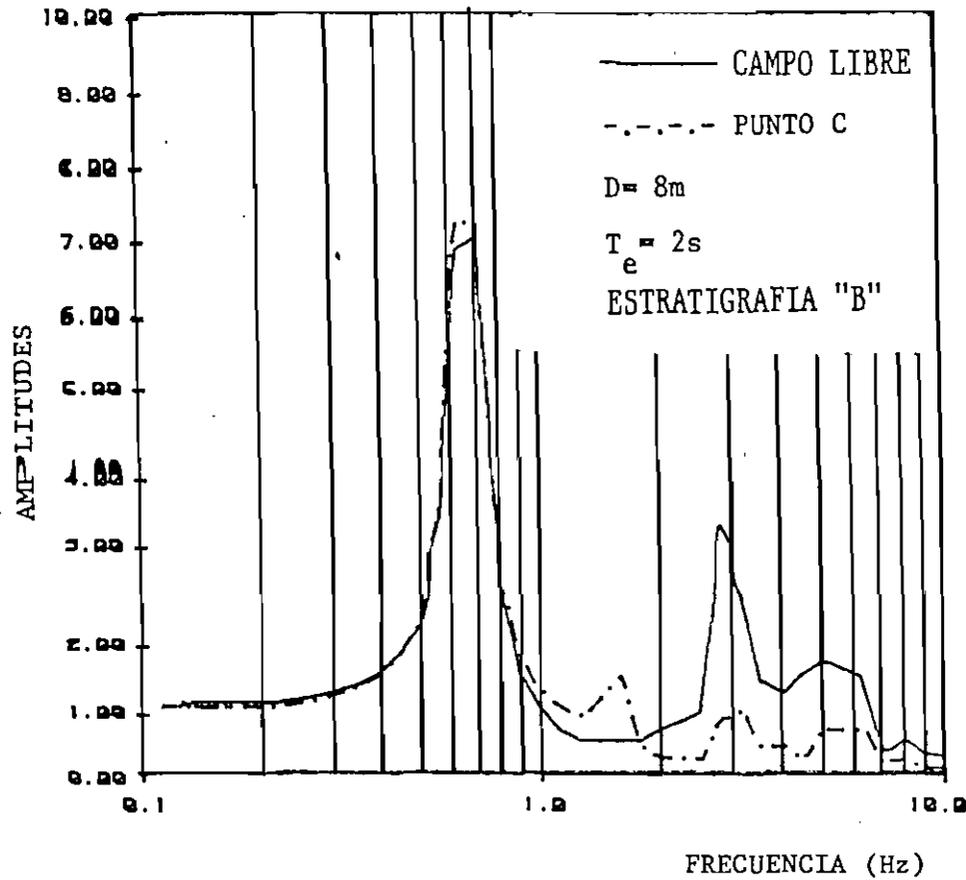


FIG. 4.100 Efecto de la interacción en las funciones de amplificación para una cimentación a 8 m de profundidad.

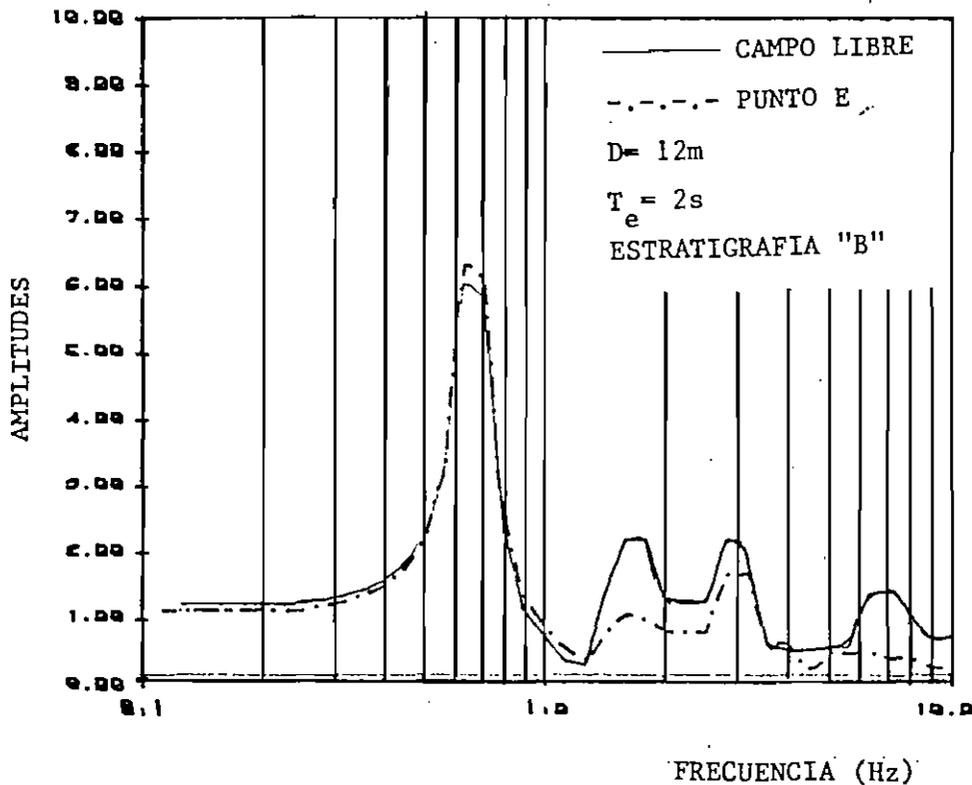


FIG. 4.101 Efecto de la interacción en las funciones de amplificación para una cimentación a 12 m de profundidad.

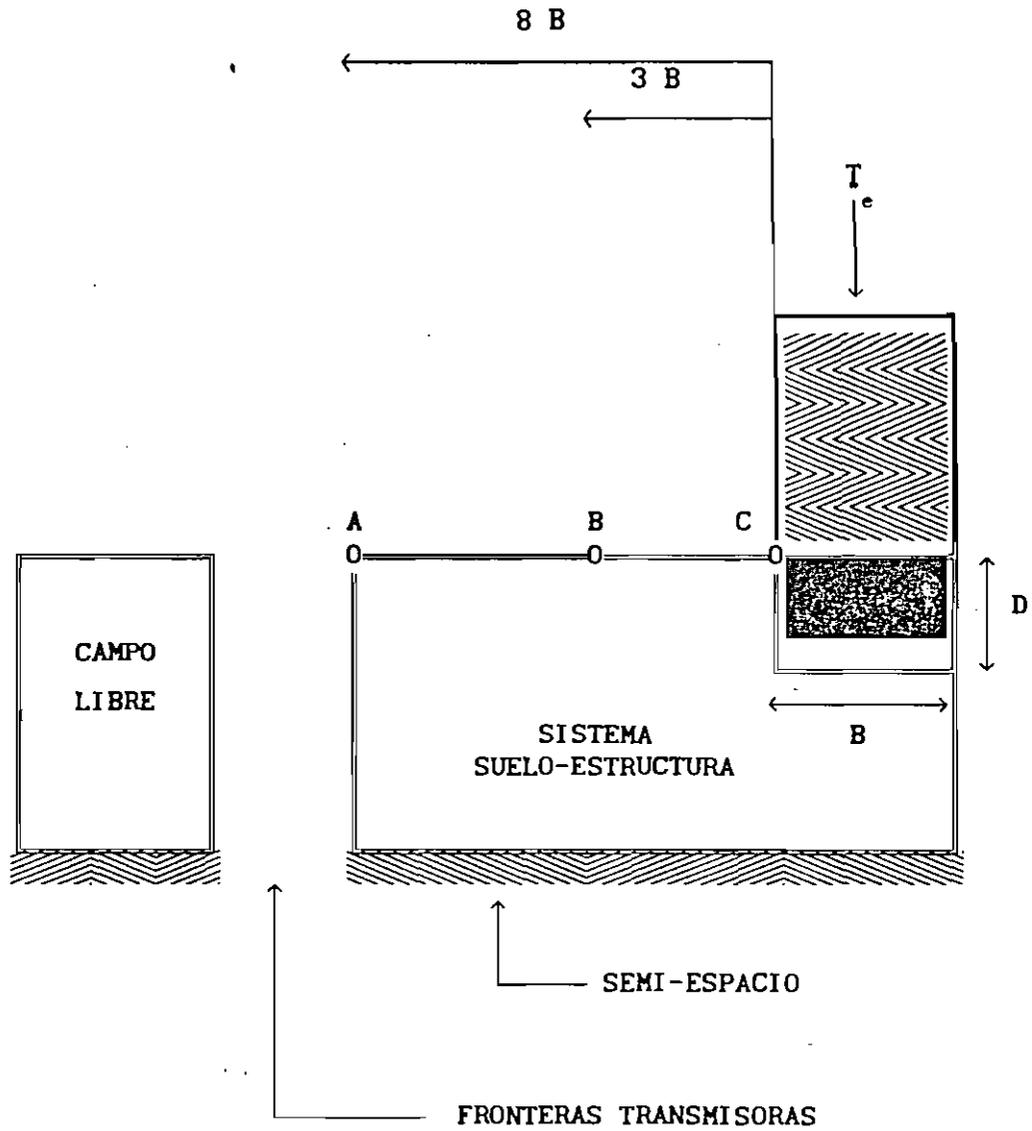


FIG. 4.102 MODELO DONDE SE UBICAN LOS PUNTOS EN LA SUPERFICIE PARA ANALIZAR EL EFECTO DE CABECEO

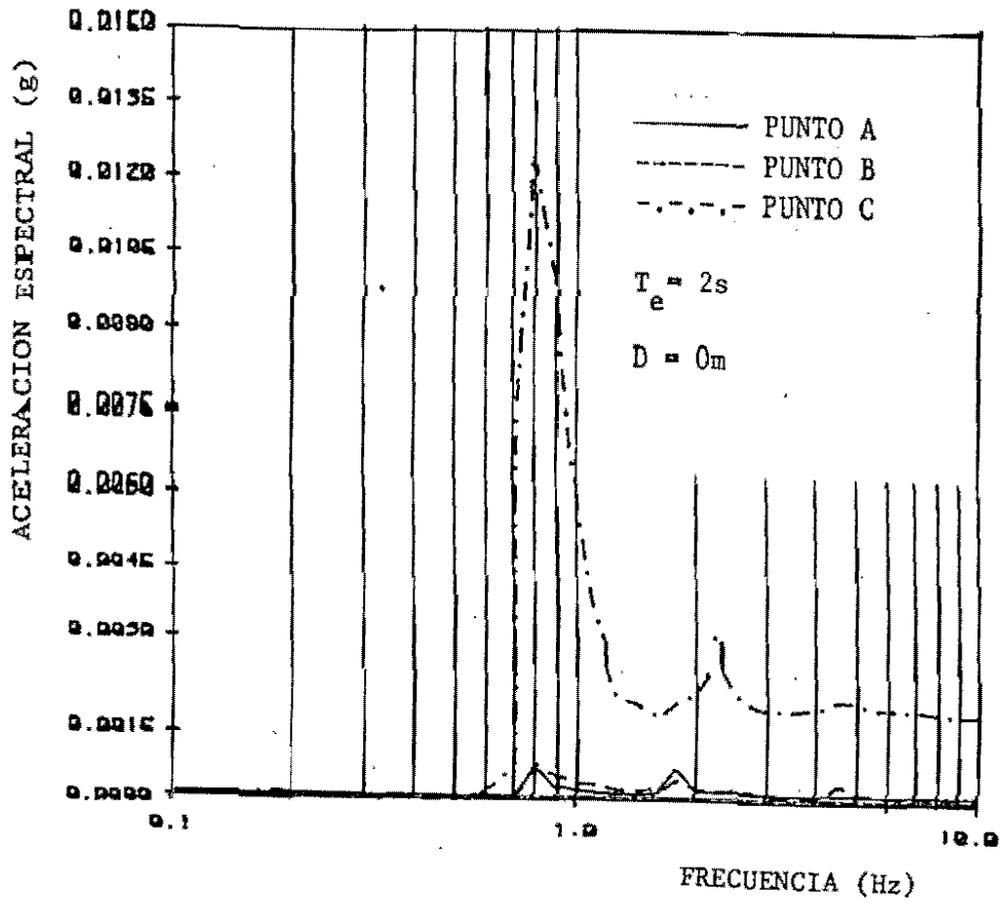


FIG. 4.103 Efecto de la cimentación superficial en los movimientos verticales para una estratigrafía tipo "A".

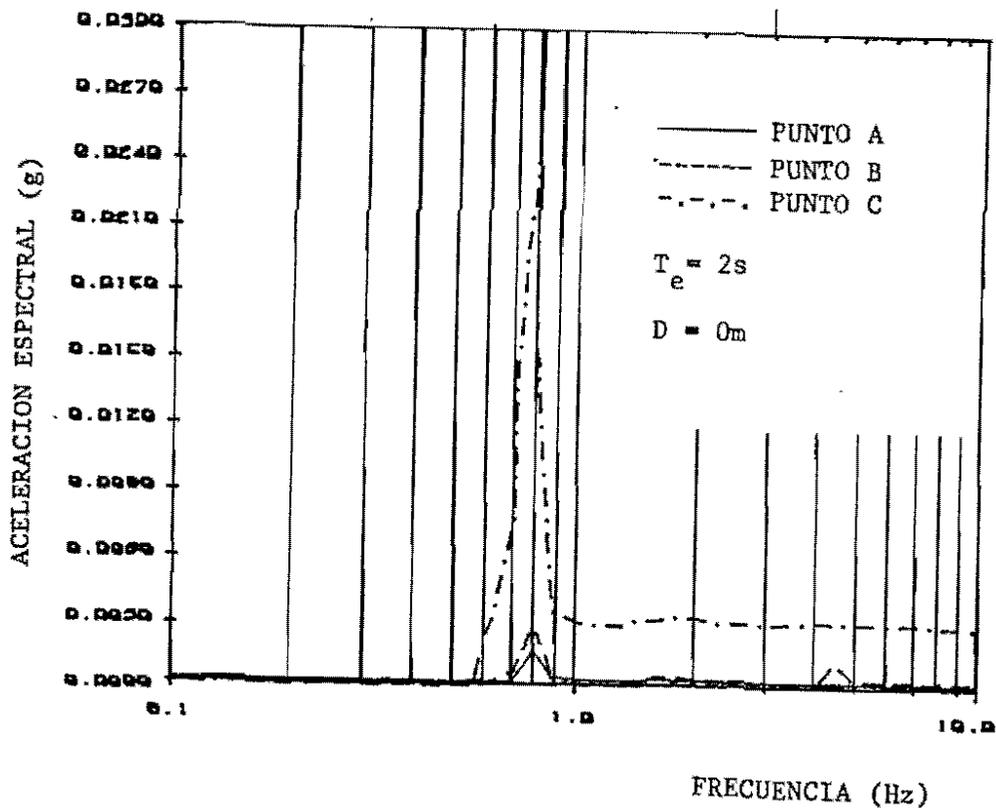


FIG. 4.104 Efecto de la cimentación superficial en los movimientos verticales para una estratigrafía tipo "B".

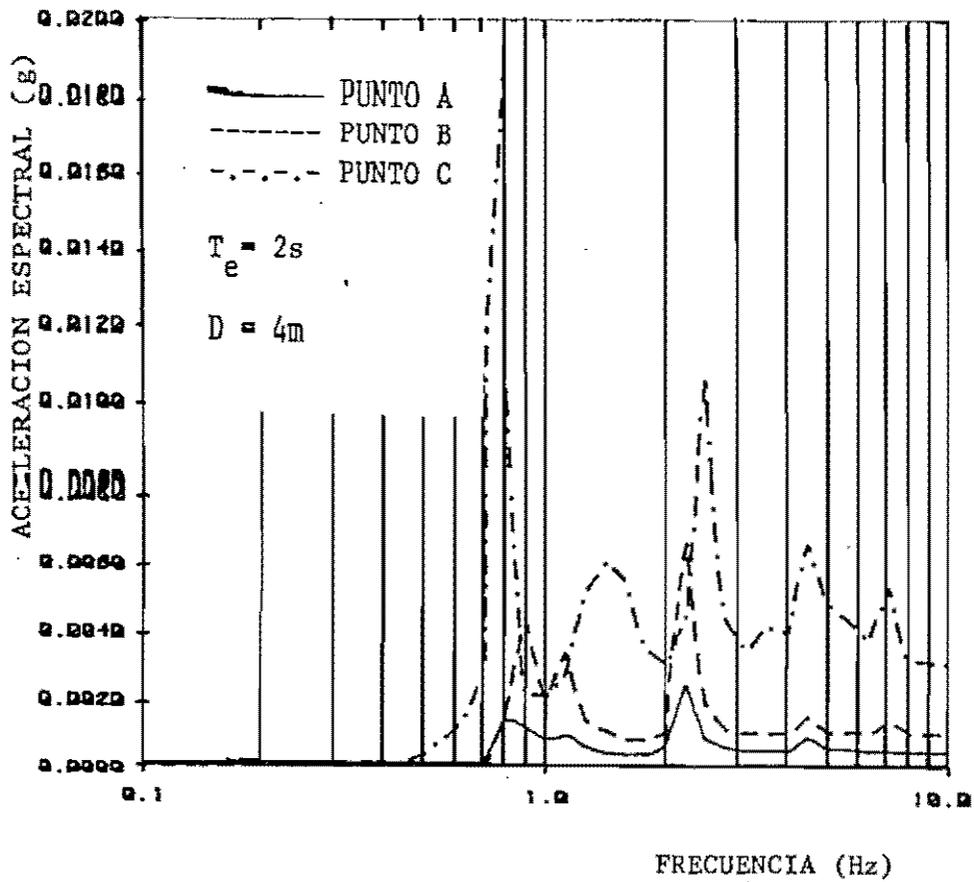


FIG. 4.105 Efecto de una cimentación con profundidad de 4 m en los movimientos verticales para una estratigrafía tipo "A".

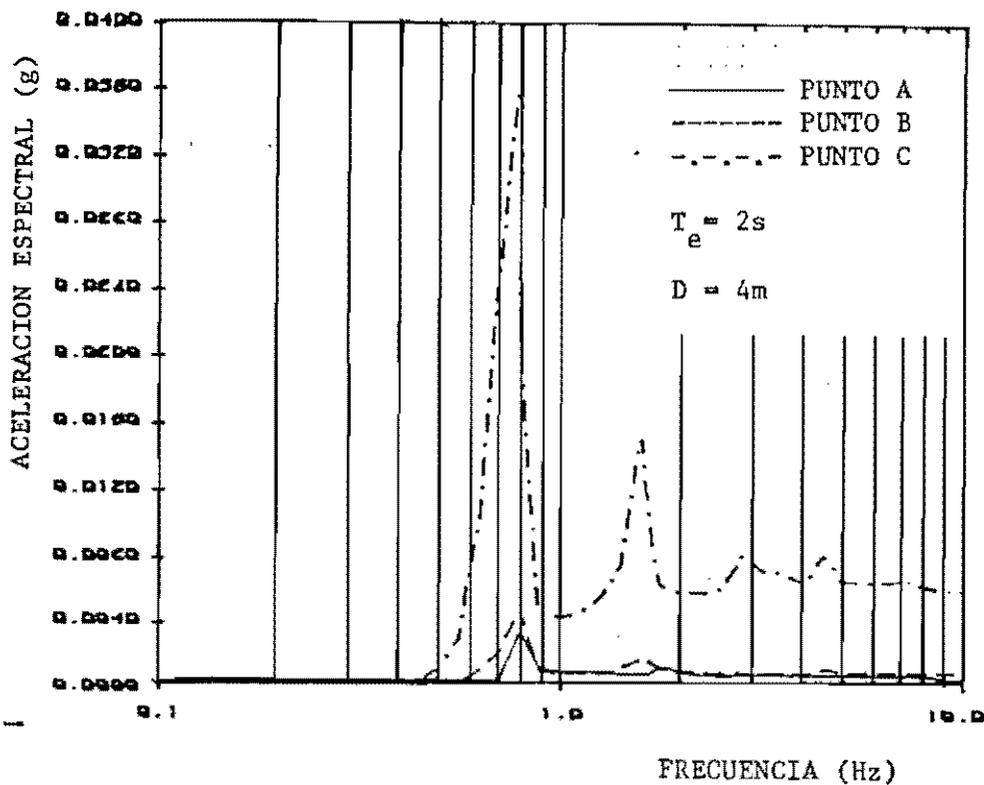


FIG. 4.106 Efecto de una cimentación con profundidad de 4 m en los movimientos verticales para una estratigrafía tipo "B".

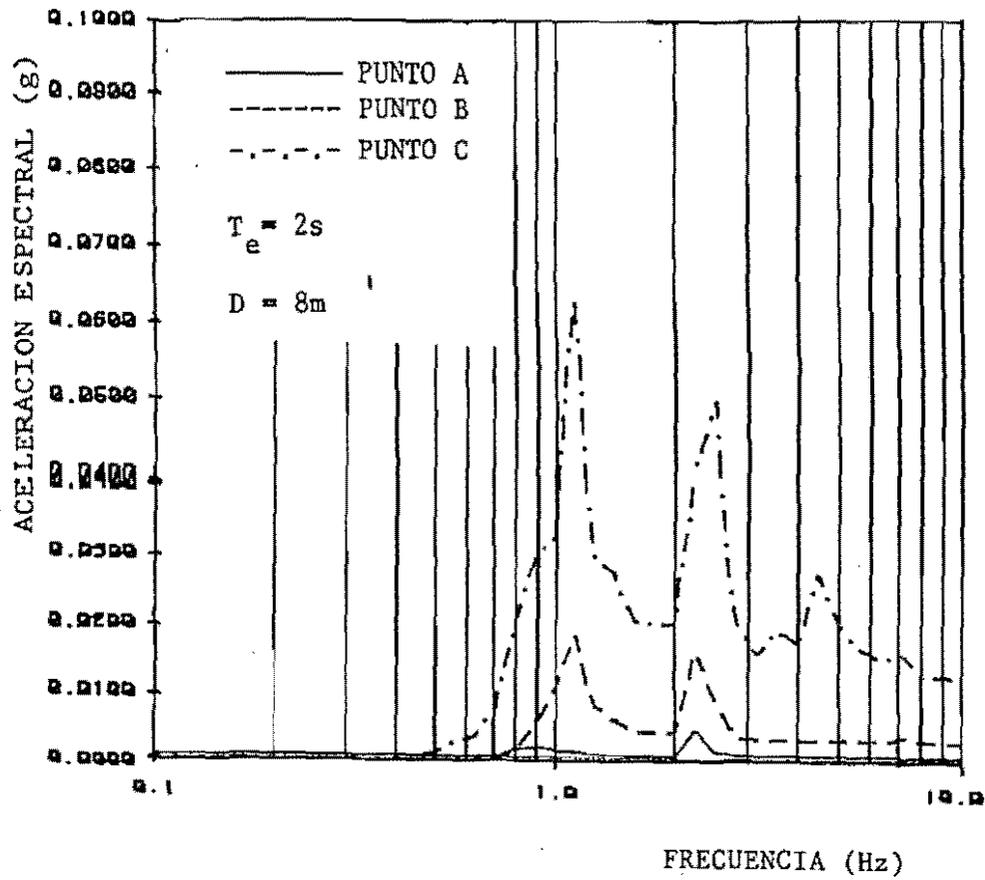


FIG. 4.107 Efecto de una cimentación con profundidad de 8 m en los movimientos verticales para una estratigrafía tipo "A".

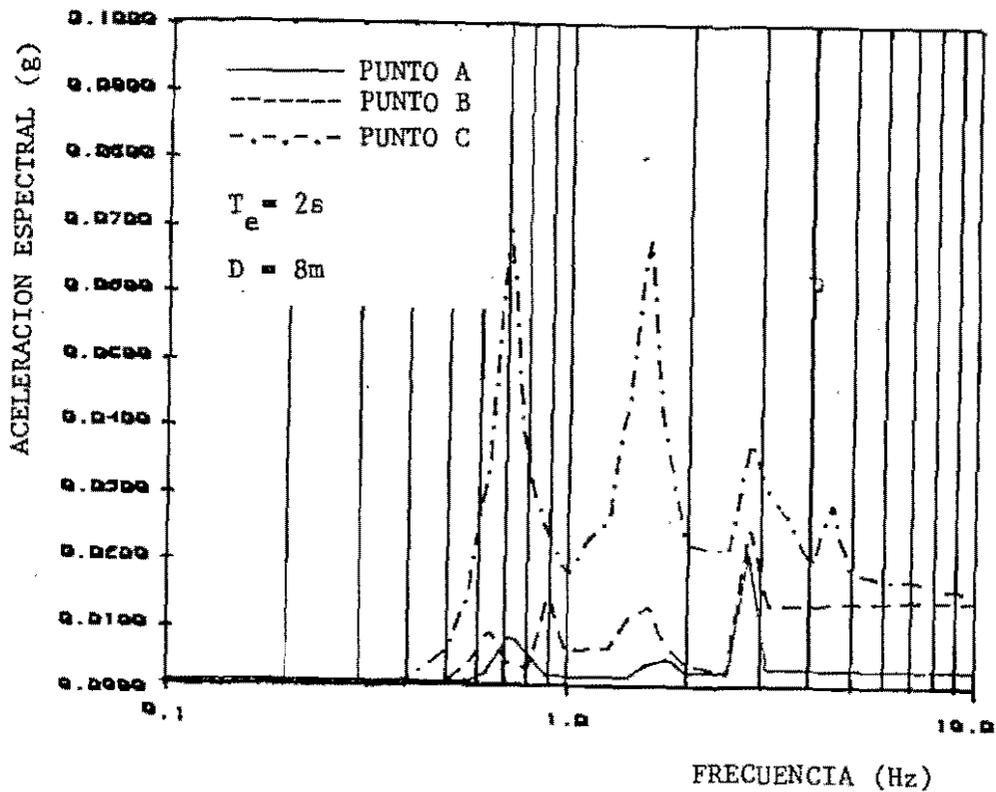


FIG. 4.108 Efecto de una cimentación con profundidad de 8 m en los movimientos verticales para una estratigrafía tipo "B".

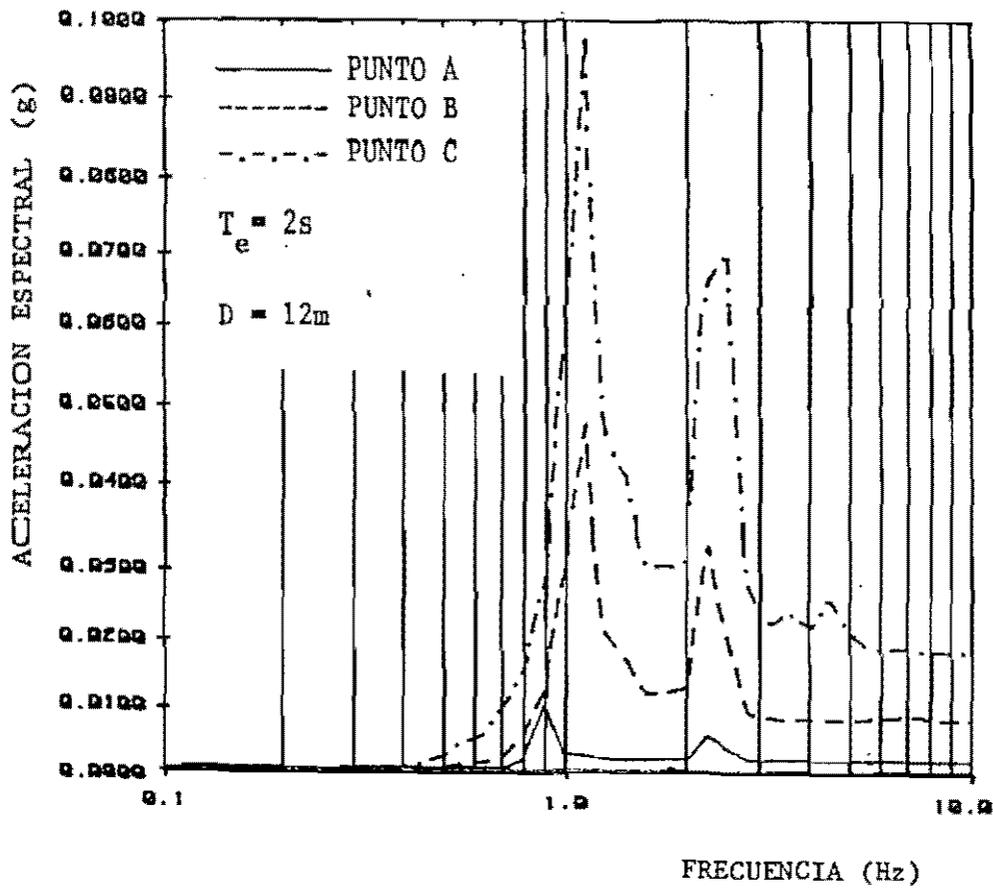


FIG. 4.109 Efecto de una cimentación con profundidad de 12 m en los movimientos verticales para una estratigrafía tipo "A".

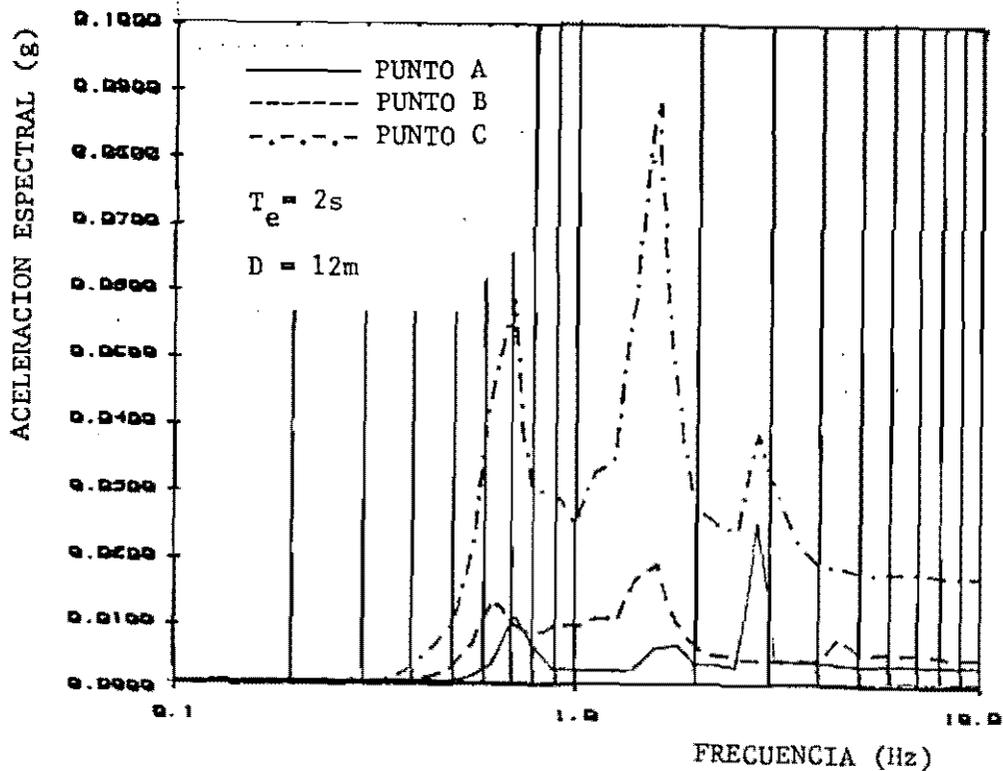


FIG. 4.110 Efecto de una cimentación con profundidad de 12 m en los movimientos verticales para una estratigrafía tipo "B".

5. CONCLUSIONES

Se presentaron en forma general los aspectos más relevantes del problema de interacción dinámica suelo-estructura, y se propone la utilización de un esquema de interpolación, denominado PASO A PASO, para la obtención de funciones de transferencia, el cual se implementó en el programa de elementos finitos denominado PLUSH. Para evaluar dicho esquema de interpolación se establecieron funciones de forma variada y se reprodujeron mediante el esquema de interpolación, obteniéndose resultados satisfactorios. El uso del esquema de interpolación permite disminuir en un 30 a 40% el tiempo de proceso.

Se mostró que el procedimiento de análisis puede reproducir los espectros de respuesta promedio en varios sitios en el valle de México para los sismos del 19 de septiembre, 1985 y del 8 de febrero, 1988. Como se muestra en el texto, la definición de los movimientos en campo libre es un paso muy importante en la solución del problema de interacción suelo-estructura. Por otra parte se estableció una expresión sencilla para obtener el periodo fundamental de oscilación sobre base rígida de una estructura, considerada como un elemento de cortante y así poder establecer los parámetros que permite, ilustrar su efecto en la respuesta dinámica suelo-estructura. La ecuación propuesta permite predecir con buena aproximación los periodos naturales de una estructura regular en sus dos direcciones ortogonales.

Mediante el método de análisis propuesto en el capítulo 2 se discuten algunos aspectos relevantes en el problema de in

teracción dinámica suelo-estructura; los resultados muestran claramente que los movimientos de campo libre varían significativamente con la profundidad y en especial en los estratos superficiales. Los casos analizados muestran la ventaja de diseñar cimentaciones desplantadas a profundidades mayores o iguales a 12m (para los casos considerados); si aunado a esto se diseña la cimentación rígida, los movimientos sísmicos en la base de la estructura disminuyen significativamente, dando como consecuencia que la estructura sea menos vulnerable a un evento sísmico.

También se muestra el efecto de la flexibilidad del suelo de cimentación en la respuesta del sistema, para esto consideran 2 estratigrafías con propiedades similares a las de la arcilla del valle de México, ya observa que en suelos suaves, con velocidades de cortante menores de 80 m/s, el efecto de la rigidez del suelo es importante. En lo referente al efecto de cabeceo se ve, mediante los movimientos verticales, que este efecto es mayor cuando se tiene un suelo más flexible, y una cimentación más profunda, aspecto importante a considerar, sobre todo cuando se tienen estructuras vecinas.

Finalmente, se puede decir que de acuerdo con los resultados presentados, existe una alta posibilidad de que al utilizar de manera conveniente el fenómeno de interacción dinámica suelo-estructura se tengan efectos benéficos al disminuirse la severidad de la excitación sísmica en la base del edificio y, consecuentemente, tener mayores márgenes de seguridad (o costos menores) en las estructuras que se construyan en la zona metropolitana del valle de México.

6. REFERENCIAS

- Clough R. W., Penzien J. (1985), Dynamics of Structures, International Student Edition, McGraw-Hill Book Company.
- Crandall S., Mark W. (1963), Random Vibrations in Mechanical Systems, Academic Press, New York.
- Estrada U. G. (1981), "Estructuras Antisísmicas", Ed. CECSA.
- Hwang, R.N. Lysmer J. y Berger E. (1975) " A Simplified three Dimension Soil-Structure Interaction Study", 2nd ASCE Speciality Conference on Structural Design of Nuclear Plant Facilities, New Orleans, pp. 786-808.
- Kausel E. Roesset J.M. (1974) "Soil-Structure Interaction Problems for Nuclear Containment Structures", ASCE Power Division Specialy Conference, Denver Colorado, August 1974.
- Lysmer J., Khulemeyer R.L. (1969) " Finite Dynamics Model for Infinite Media" Journal of Engineering Mechanic Division, ASCE Vol. 95 No. EM4 August.
- Lysmer J. (1973), Model Damping and Complex Stiffness, University of California, Berkeley, Cal.
- Lysmer J. (1978) " Analytical Procedures in Soil Dynamics". ASCE, Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Vol. III Pasadena California.
- Meli, R. y E. Bazan, (1985) "Manual de Diseño Sísmico de Edificios, Ed. Limusa, pp. 109-170.

- Newmark, N. M. y Rosenblueth, E., (1976) "Fundamentos de Ingeniería Sísmica", Ed. Diana, México, D. F.
- Reséndiz N., D., Gómez Martínez R., Ranz G., F., (1989), "Respuesta Sísmica de Edificios Considerando la Interacción Suelo-Estructura", Revista Ingeniería, UNAM, Enero-Marzo, pp. 18-30.
- Richart Jr. and Hall J. R. Jr. (1970), "Vibrations of Soils and Foundations", Prentice Hall, Última edición, pp. 60-139.
- Rodríguez C., N. y Hernández G. (1987) "Aspectos de la Interacción Suelo-Estructura", Trabajo de Investigación División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería.
- Rodríguez C., N. y Hernández G. (1988) "Interacción Suelo-Estructura de un Caso Real", Trabajo de Investigación, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería.
- Romo, M. P. (1976), "Soil-Structure Interaction in a Random Seismic Environment", PhD Dissertation, University of California, Berkeley.
- Romo M.P. , Chen H.C., Lysmer J. y Seed H.B. (1980) "PLUSH: A Computer Program for Probabilistic Finite Element Analysis of Seismic Soil-Structure Interaction; Report No. EERC 77-01, University of California, Berkeley.
- Romo M. P. (1980) "Análisis Dinámico de Sistemas Suelo-Estructura y Presas de Tierra", X Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, SMMS, Morelia, Mich., Nov.
- Romo M. P. (1987) "Espectros de Diseño Considerando la Interacción Suelo-Estructura", V Reunión Nacional de Ingeniería Sísmica, Queretaro, Nov.

- Romo M. P., E. Ovando-Shelley, A. Jaime and G. Hernández, (1988), "Local site effects on Mexico City Ground Motions", Conferencia Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Río de Janeiro, Agosto.
- Romo M. P. (1988) Problemática de la Ingeniería de Cimentaciones en el Vallè de México, Aspectos Sísmicos, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Romo M. P. y Hernández G. (1988) "Esquema de Interpolación para la Interacción Suelo-Estructura", Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, (en elaboración).
- Romo M. P. y Manuel R. Villarraga H. (1988) "Modelo Analítico para el Comportamiento Sísmico de la Presa el Infiernillo", Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, Enero.
- Rosenblueth D., E. y Bazán, E., (1974), "Seismic Response of one story X-braced frames", Technical note, Journal Structural Division, Procs, ASCE, 100, ST2, Febrero.
- Rosenblueth D., E. y Reséndiz N., D. (1987), "Disposiciones Reglamentarias de 1987 para tener en cuenta la Interacción Suelo-Estructura", DDF.
- Ovando-Shelley, E., M. P. Romo, G. Hernández and J. Peniche, (1989), "Effects of stratigraphic variations on motion profiles", Conferencia Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Río de Janeiro, Agosto.
- Tajiriam, F (1981) "Influence Matrices and interpolation techniques for 3-d interaction analyses by the flexible volume method, Tesis de doctorado, Universidad de California, Berkeley.

Seed H. B., Idriss I. M. (1973) "Soil-Structure Interaction of Masive Embedded Structures During Earthquakes". Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 233.