



FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M. DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

A LOS ASISTENTES A LOS CURSOS DE LA DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

Las autoridades de la Facultad de Ingeniería, por conducto del Jefe de la División de Educación Continua, otorgan una constancia de asistencia a quienes cumplan con los requisitos establecidos para cada curso.

El control de asistencia se llevará a cabo a través de la persona que le entregó las notas. Las inasistencias serán computadas por las autoridades de la División, con el fin de entregarle constancia solamente a los alumnos que tengan un mínimo del 80% de asistencias.

Pedimos a los asistentes recoger su constancia el día de la clausura. Estas se retendrán por el periodo de un año, pasado este tiempo la DECFI no se hará responsable de este documento.

Se recomienda a los asistentes participar activamente con sus ideas y experiencias, pues los cursos que ofrece la División están planeados para que los profesores expongan una tesis, pero sobre todo, para que coordinen las opiniones de todos los interesados, constituyendo verdaderos seminarios.

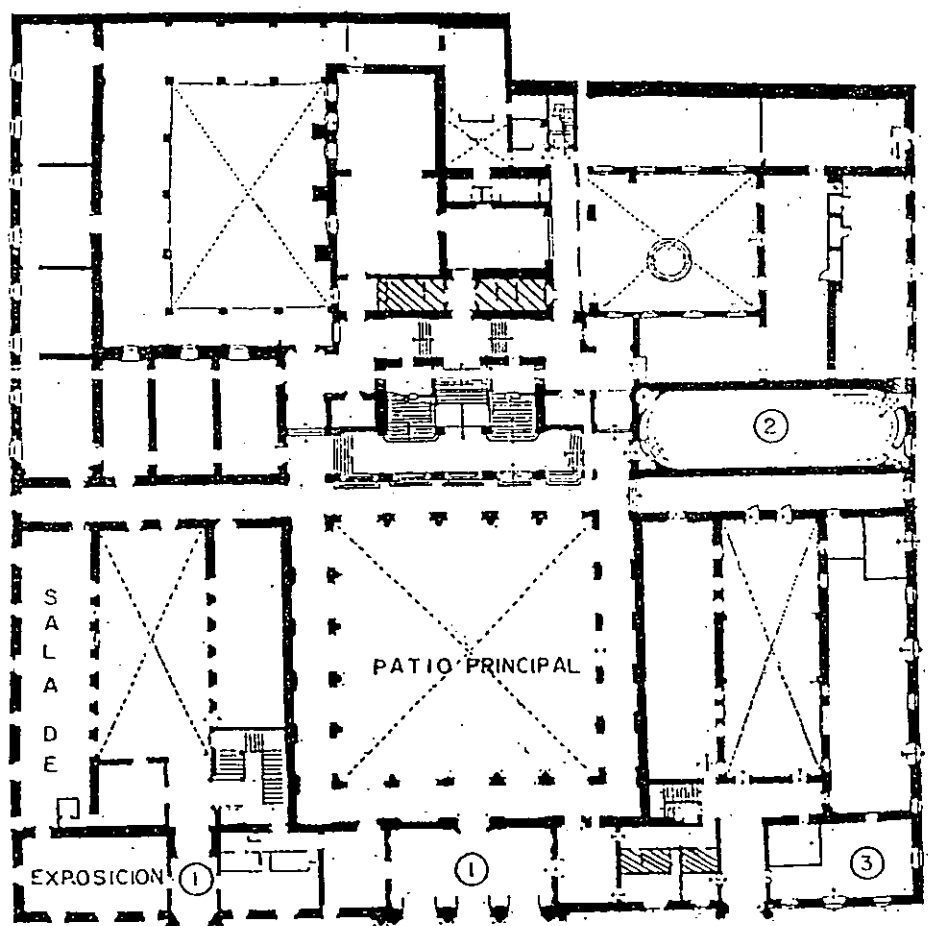
Es muy importante que todos los asistentes llenen y entreguen su hoja de inscripción al inicio del curso, información que servirá para integrar un directorio de asistentes, que se entregará oportunamente.

Con el objeto de mejorar los servicios que la División de Educación Continua ofrece, al final del curso deberán entregar la evaluación a través de un cuestionario diseñado para emitir juicios anónimos.

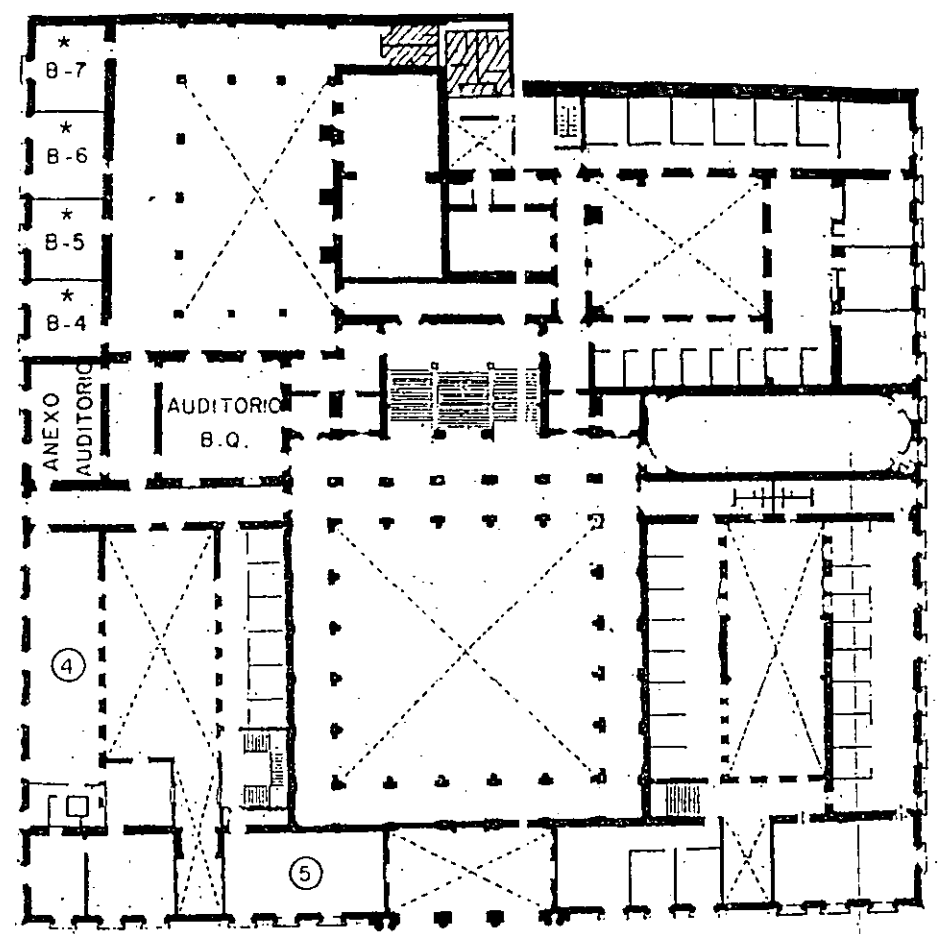
Se recomienda llenar dicha evaluación conforme los profesores impartan sus clases, a efecto de no llenar en la última sesión las evaluaciones y con eso sean más fehacientes sus apreciaciones.

¡ GRACIAS !

PALACIO DE MINERIA



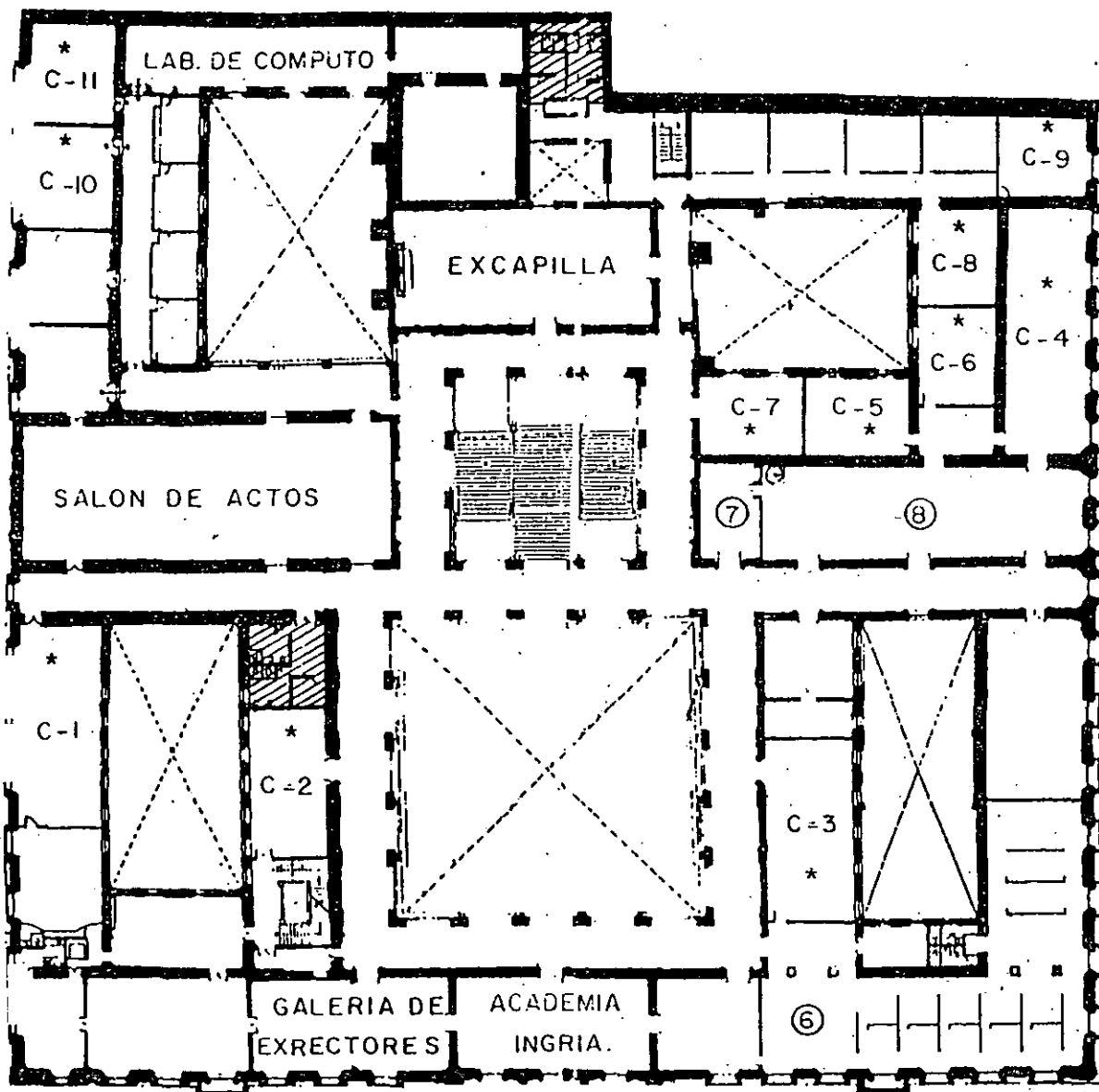
PLANTA BAJA



MEZZANINNE



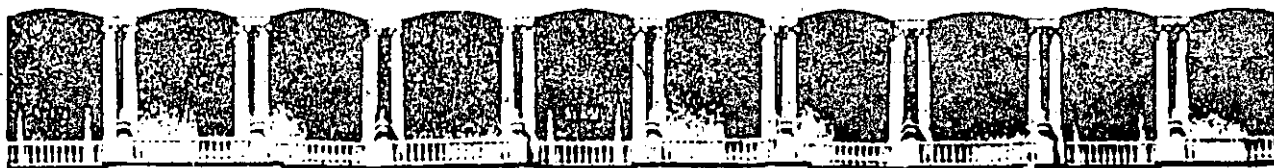
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
 FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
 CURSOS ABIERTOS



GUIA DE LOCALIZACION

- 1 - ACCESO
- 2 - BIBLIOTECA HISTORICA
- 3 - LIBRERIA U N A M
- 4 - CENTRO DE INFORMACION Y DOCU-
MENTACION "ING. BRUNO
MASCANZONI"
- 5 - PROGRAMA DE APOYO A LA
TITULACION
- * AULAS
- 6 - OFICINAS GENERALES
- 7 - ENTREGA DE MATERIAL Y CONTROL
DE ASISTENCIA.
- 8 - SALA DE DESCANSO
- ▨ SANITARIOS

1er. PISO



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

XX CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

**MODULO IV
DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES**

TEMA: CRITERIOS PRACTICOS DE INTERACCION SUELO - ESTRUCTURA.

ING. LUIS EDUARDO PEREZ ROCHA.

1 9 9 4.

3.6 INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

3.6.1 Introducción

En el diseño sísmico de estructuras de edificios ubicadas en terrenos tipo II o III se recomienda tener en cuenta los efectos de la interacción entre el suelo y la estructura. Cuando así se proceda, se aplicarán solamente los métodos estático y dinámico de análisis sísmico que se especifican para este tipo de estructuras junto con las recomendaciones que se estipulan en el presente capítulo.

Estas recomendaciones pueden ser empleadas para incorporar los efectos de la interacción inercial en la determinación de las fuerzas sísmicas y los desplazamientos de diseño de la estructura. Los efectos inerciales considerados son el alargamiento del periodo fundamental de vibración y el aumento del amortiguamiento de la estructura, con respecto a los valores que tendrían suponiendo que la estructura se apoya rigidamente

C. I

en su base. En general, el uso de estas recomendaciones reducirá los valores de las fuerzas laterales, el cortante basal y los momentos de volteo calculados para la estructura supuesta con base indeformable, e incrementará los desplazamientos laterales.

En general, sólo se justificará tomar en cuenta los efectos de la interacción suelo-estructura cuando se tenga:

$$\frac{\beta_s T_o}{H_o} < 20 \quad (6.1)$$

donde β_s es la velocidad efectiva de propagación del depósito de suelo en cuestión, en tanto que T_o y H_o son el periodo fundamental de vibración y la altura efectiva, respectivamente, de la estructura de interés supuesta con base rígida.

3.6.2 Caracterización del Sistema Suelo-Estructura

Para estructuras con varios grados de libertad y depósitos de suelo estratificados, el sistema suelo-estructura se puede idealizar adecuadamente como se muestra en la fig. 6.1. Se trata de una estructura con N grados de libertad en traslación horizontal que se apoya sobre una cimentación superficial, circular e infinitamente rígida con dos grados de libertad, uno en traslación horizontal y otro de rotación o cabeceo. La cimentación se desplanta en un depósito de suelo con base indeformable y estratificado horizontalmente con M estratos. Los grados de libertad correspondientes a traslación vertical y torsión de la cimentación se desprecian, a pesar de que pueden ser muy importantes cuando se tengan sistemas de piso flexibles o en estructuras irregulares, respectivamente. Los grados de libertad de la cimentación están referidos a la subrasante, por lo que el momento de inercia de la masa del cimiento se toma con respecto al eje de rotación de la base de la cimentación.

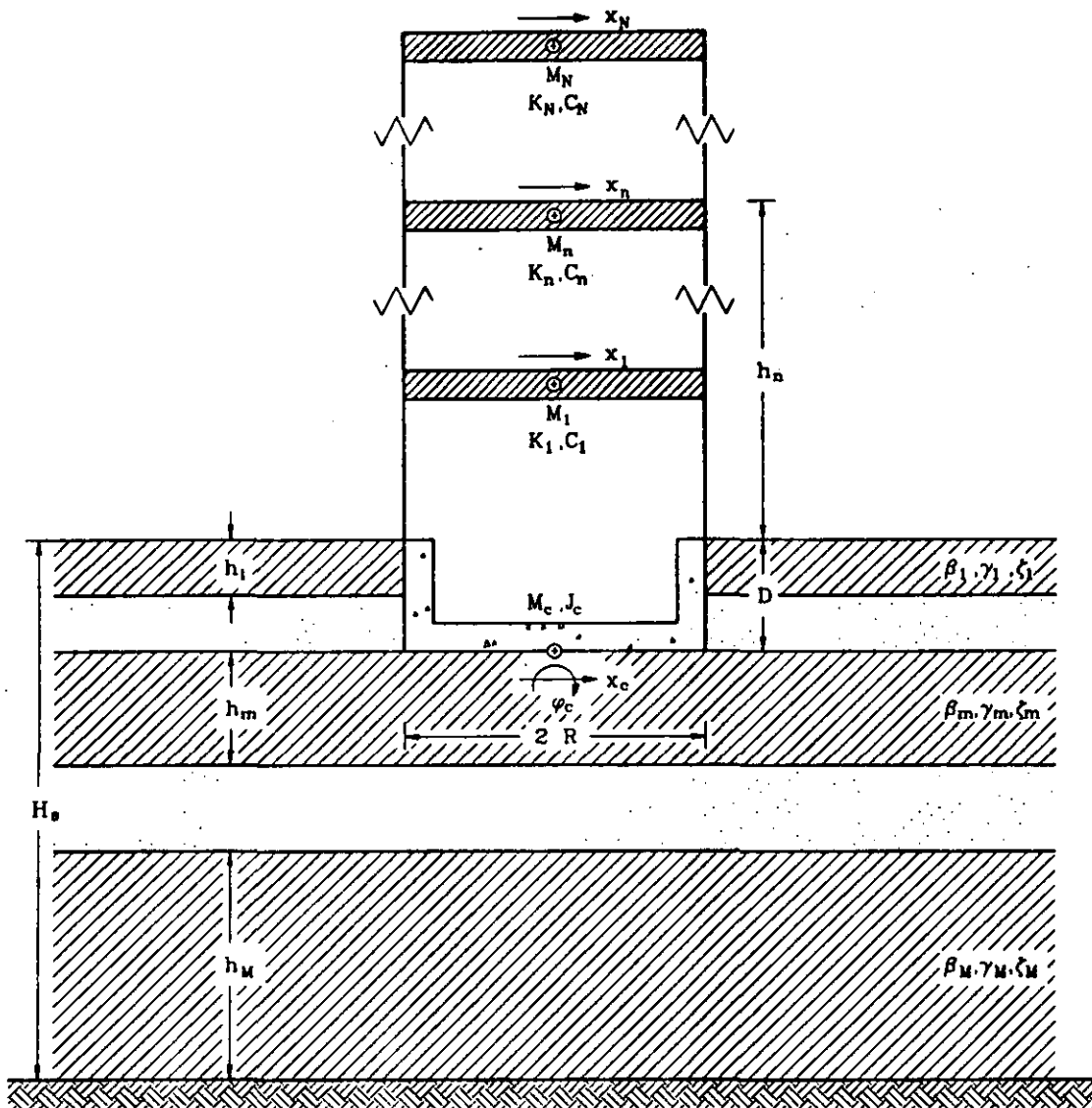


Fig. 6.1 Sistema suelo-estructura completo

Si la estructura con varios grados de libertad responde esencialmente como un oscilador de un grado de libertad en su condición de base rígida y el depósito de suelo estratificado se comporta fundamentalmente como un manto homogéneo, el sistema suelo-estructura se puede reemplazar por el sistema equivalente que se indica en la fig. 6.2, en donde la estructura y el estrato representan elementos equivalentes a la

C.1

estructura con varios grados de libertad y el depósito de suelo estratificado, respectivamente, con los que se obtiene igual respuesta ante una perturbación dada. Para ello, la estructura real se caracterizará mediante el periodo fundamental, la masa y la altura efectivas; mientras que el depósito original se caracterizará a través del periodo dominante y la velocidad efectiva.

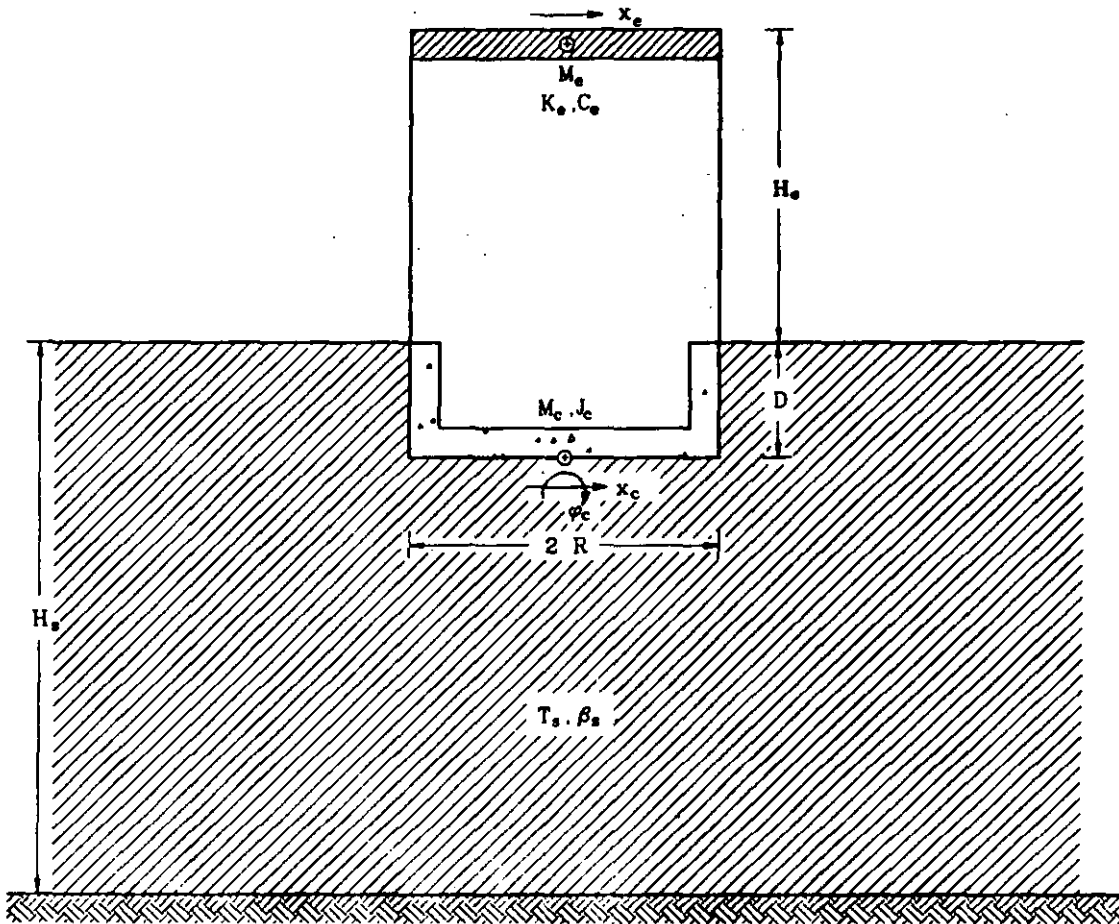


Fig. 6.2 Sistema suelo-estructura equivalente

Este modelo de interacción suelo-estructura se puede aplicar como una aproximación unimodal, reemplazando la masa, la rigidez, el amortiguamiento y la altura del oscilador por parámetros modales

equivalentes de la estructura. En consecuencia, M_o , K_o y C_o se deben interpretar respectivamente como la masa, la rigidez y el amortiguamiento efectivos de la estructura supuesta con base indeformable vibrando en su modo fundamental, y H_o como la altura del centroide de las fuerzas de inercia correspondientes.

Las expresiones que definen los parámetros modales del oscilador elemental se obtienen a partir del periodo y amortiguamiento del modo fundamental de la estructura e igualando el cortante basal y momento de volteo del modo fundamental de la estructura con el cortante basal y momento de volteo del oscilador, lo que conduce a:

$$M_o = \frac{(Z_1^T M_o J)^2}{Z_1^T M_o Z_1} \quad (6.2)$$

$$K_o = 4\pi^2 \frac{M_o}{T_o^2} \quad (6.3)$$

$$C_o = 4\pi\zeta_o \frac{M_o}{T_o} \quad (6.4)$$

$$H_o = \frac{Z_1^T M_o H}{Z_1^T M_o J} \quad (6.5)$$

donde T_o y ζ_o son el periodo y amortiguamiento, respectivamente, del modo fundamental de la estructura supuesta con base rígida; J es un vector formado por unos y H un vector que tiene como componentes las alturas de desplante de cada nivel, es decir $H = \{h_1, h_2, \dots, h_n\}^T$.

Cuando el análisis sísmico de una estructura se realiza con el método estático no se requiere de su modo fundamental. En este caso, la masa y altura efectivas se pueden aproximar razonablemente de acuerdo con las siguientes expresiones:

C. I

$$M_o = \frac{(X^T M_o J)^2}{X^T M_o X} \quad (6.6)$$

$$H_o = \frac{X^T M_o H}{X^T M_o J} \quad (6.7)$$

donde X es un vector formado con los desplazamientos de la estructura supuesta con base indeformable correspondientes a las fuerzas sísmicas calculadas según el método estático. La masa y altura efectivas así calculadas en ningún caso se tomarán menores que 0.7 veces la masa y altura de la construcción, respectivamente.

El periodo y amortiguamiento del modo fundamental del sistema equivalente con tres grados de libertad representarán el periodo y amortiguamiento efectivos \bar{T}_o y $\bar{\zeta}_o$ del modo fundamental de la estructura interactuando con el suelo, los cuales se podrán calcular aproximadamente como se especifica en la sección 3.6.5 o rigurosamente como se estipula en la sección 3.6.6.

Los efectos de interacción en los modos superiores resultan despreciables cuando el modo fundamental que tendría la estructura con base rígida se parece a una recta que pasa por su base. En vista de que esta forma del modo fundamental se presenta en la mayoría de los casos prácticos, vale despreciar los efectos de interacción en los modos superiores cuya contribución se puede determinar mediante procedimientos estándar.

3.6.3 Análisis Estático

Si se opta por el análisis estático, para tomar en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura se procederá como sigue:

1. Si el periodo efectivo \bar{T}_o es menor que el periodo característico T_b ,

C. I

el cortante basal de la estructura con base flexible se calculará como el de la estructura con base rígida menos la reducción en el cortante basal que ocurre en el sistema equivalente. Esto es:

$$\tilde{V} = \frac{a}{Q'} W - \left[\frac{a}{Q'} - \frac{\tilde{a}}{\tilde{Q}'} \xi \right] W_0 \quad (6.8)$$

donde a y Q' son la ordenada espectral y el factor reductivo por ductilidad valuados para T_0 , mientras que \tilde{a} y \tilde{Q}' son los mismos parámetros pero calculados para \tilde{T}_0 ; W y W_0 son los pesos total y efectivo, respectivamente. Además, ξ es el factor de amortiguamiento por el que se multiplican las ordenadas del espectro de diseño con amortiguamiento original ζ_0 con objeto de obtener las que corresponden a un amortiguamiento modificado $\tilde{\zeta}_0$.

Para movimientos de banda ancha, típicos de terreno firme, las esperanzas de las respuestas espectrales máximas son aproximadamente proporcionales a $\zeta_0^{-0.4}$ (ref. 48). En cambio, las respuestas en resonancia para movimientos armónicos son proporcionales a ζ_0^{-1} (ref. 48). De esta forma, para movimientos de banda estrecha, típicos de terreno blando, que poseen características intermedias entre las correspondientes a los movimientos de banda ancha y armónicos, es consistente suponer que las esperanzas de las respuestas espectrales máximas varíen proporcionalmente a ζ_0^{-k} en donde $0.4 < k < 1$. Esta teoría ya ha sido validada para diferentes tipos de suelo en el Distrito Federal (ref. 60). Con base en estos resultados se propone que para la República Mexicana se adopten los siguientes valores: $k = 0.4$ para terreno firme (tipo I), $k = 0.5$ para terreno intermedio (tipo II) y $k = 0.6$ para terreno blando (tipo III).

Por otra parte, la aceleración de estructuras perfectamente rígidas es en todo instante igual a la del terreno, cualquiera que sea el valor de ζ_0 , y en consecuencia las ordenadas espectrales no se reducen con el amortiguamiento. Entonces, parece razonable

C. I

interpolar linealmente el efecto de ξ_0 en función del periodo natural entre cero y el periodo característico T_0 .

Con base en estos razonamientos y considerando que el amortiguamiento para los espectros de diseño adoptados es del 5 por ciento, $\xi_0 = 0.05$, se concluye que las reducciones espectrales adecuadas por efectos de interacción se obtienen mediante los factores de amortiguamiento dados por las expresiones:

$$\xi = 1 + \left[\left(\frac{0.05}{\xi_0} \right)^k - 1 \right] \frac{\bar{T}_0}{T_0}; \quad \text{si } \bar{T}_0 < T_0 \quad (6.9)$$

$$\xi = \left(\frac{0.05}{\xi_0} \right)^k; \quad \text{si } \bar{T}_0 > T_0 \quad (6.10)$$

Según la ec. 6.8, las fuerzas sísmicas para la estructura interactuando con el suelo estarán dadas por la ec. 4.5 correspondiente a la estructura con base indeformable, pero reemplazando a/Q' por $a/Q' - (a/Q' - (\bar{a}/\bar{Q}')\xi)W_0/W$.

2. Si el periodo efectivo \bar{T}_0 es mayor que el periodo característico T_0 , las fuerzas sísmicas se calcularán con la ec. 4.6 pero reemplazando a/Q por $a/Q - ((a - \bar{a}\xi)/Q)W_0/W$.

En general, bastará multiplicar por el cociente \bar{V}/V cualquier respuesta calculada sin interacción para obtener la respuesta con interacción. Este cociente en ningún caso se tomará menor que 0.8. Asimismo, el valor calculado para el amortiguamiento efectivo en ninguna situación se tomará menor que 0.05.

Los desplazamientos laterales modificados por interacción, incluyendo la rotación de la base pero despreciando su traslación, se pueden determinar como

$$\bar{X}_n = \frac{\bar{V}}{V} \left[X_n + (h_n + D) \frac{M_0^V}{K_r} \right] \quad (6.11)$$

donde M_0^V es el momento de volteo en la base de la cimentación y X_n el desplazamiento lateral del n -ésimo nivel correspondientes a la estructura con base indeformable; K_r es la rigidez de rotación de la cimentación que se determina como se indica en la sección 3.6.7. Estos desplazamientos deberán ser empleados en el cálculo de los efectos P-delta y la revisión del estado límite por choques contra estructuras adyacentes.

3.6.4 Análisis Dinámico

Si se recurre al análisis modal espectral, los desplazamientos laterales de la estructura con base flexible correspondientes al modo fundamental, sin incluir la rotación de la base, se determinarán como los de la estructura con base rígida, según la ec. 4.21, pero reducidos por interacción como

$$\bar{X}_1 = C_1 D(\bar{T}_1) \xi Z_1 \quad (6.12)$$

En los comentarios se demuestra que $D(\bar{T}_1) = A(\bar{T}_1)/\omega_1^2$, siendo \bar{T}_1 el periodo efectivo de la estructura con base flexible y ω_1 la frecuencia fundamental de la estructura con base rígida; D y A representan los espectros de diseño de desplazamiento y aceleración, respectivamente. Esto conduce a que la respuesta con interacción reducida por ductilidad tome la forma

$$\bar{X}_1 = \frac{C_1}{\omega_1^2} \frac{a(\bar{T}_1)g}{Q'(\bar{T}_1)} \xi Z_1 \quad (6.13)$$

Ahora bien, el cortante basal reducido por interacción se puede expresar en términos de masa y aceleración como

C. I

$$\tilde{V}_1 = \omega_1^2 J^T M_o \tilde{X}_1 \quad (6.14)$$

Sustituyendo en esta expresión la ec. 6.13 y recurriendo a la vez a las ecs. 4.20 y 6.2, el cortante basal reducido por interacción se transforma en

$$\tilde{V}_1 = \frac{\tilde{a}}{\tilde{Q}_1} \xi W_1 \quad (6.15)$$

en donde W_1 es el peso efectivo. Cabe destacar que el cortante basal que se obtiene con el método dinámico, ec. 6.15, es el mismo que se encuentra con el método estático, ec. 6.8, siempre y cuando se reemplace el peso de la estructura por su peso efectivo que participa en el modo fundamental.

Conocidos los desplazamientos de la estructura con base flexible y la matriz de rigidez de la estructura con base rígida, las fuerzas sísmicas reducidas por interacción se calculan mediante la expresión

$$\tilde{P}_1 = K_o \tilde{X}_1 \quad (6.16)$$

Los efectos de interacción solamente se tendrán en cuenta en el modo fundamental; la contribución de los modos superiores se determinará como en el caso de estructuras con base indeformable.

En general, bastará multiplicar por el cociente \tilde{V}_1/V_1 cualquier respuesta calculada sin interacción para obtener la respuesta con interacción. Este cociente en ninguna situación se tomará menor que 0.8. Asimismo, el valor calculado para el amortiguamiento efectivo en ningún caso se tomará menor que 0.05.

Los desplazamientos laterales modificados por interacción, incluyendo la rotación de la base pero despreciando su traslación, se pueden determinar como

$$\bar{X}_{n1} = \frac{\bar{V}_1}{V_1} \left[X_{n1} + (h_n + D) \frac{M_{01}^v}{K_r} \right] \quad (6.17)$$

donde M_{01}^v es el momento de volteo en la base de la cimentación y X_{n1} el desplazamiento lateral del n-ésimo nivel correspondientes al modo fundamental de la estructura con base indeformable; K_r es la rigidez de rotación de la cimentación que se determina como se indica en la sección 3.6.7. Estos desplazamientos deberán ser empleados en el cálculo de los efectos P-delta y la revisión del estado límite por choques contra estructuras adyacentes.

Las respuestas modales con interacción se combinarán con los mismos criterios que se especifican para estructuras sin interacción a fin de obtener la respuesta total.

Si se opta por el análisis paso a paso, en el dominio del tiempo se debe resolver adecuadamente la ecuación de equilibrio dinámico del sistema equivalente, teniendo en cuenta lo estipulado para estructuras sin interacción.

3.6.5 Determinación Aproximada del Periodo y Amortiguamiento Efectivos de Sistemas Suelo-Estructura

El periodo efectivo \bar{T}_e del modo fundamental de la estructura interactuando con el suelo se puede determinar aproximadamente de acuerdo con la siguiente expresión

$$\bar{T}_e = \left[T_e^2 + T_h^2 + T_r^2 \right]^{1/2} \quad (6.18)$$

la cual se obtiene al despreciar la masa de la cimentación y su momento de inercia en el sistema equivalente, como se demuestra en los comentarios. En esta ecuación,

$$T_h = 2\pi \left[\frac{M_o}{K_h} \right]^{1/2} \quad (6.19)$$

es el periodo natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base solamente pudiera trasladarse, y

$$T_r = 2\pi \left[\frac{M_o (H_o + D)^2}{K_r} \right]^{1/2} \quad (6.20)$$

el periodo natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base solamente pudiera girar. K_h representa la rigidez lateral de la cimentación, definida como la fuerza horizontal necesaria para producir un desplazamiento unitario en la dirección de dicha fuerza, y K_r la rigidez de rotación de la cimentación, definida como el momento necesario para producir una rotación unitaria en la dirección de dicho momento; estas rigideces se obtienen como se establece en la sección 3.6.7.

Como primera aproximación, el periodo efectivo \tilde{T}_o se puede calcular usando las rigideces estáticas. Si en lugar de ellas se emplean las rigideces dinámicas evaluadas para la frecuencia fundamental ω_o de la estructura con base rígida se mejora la aproximación. Es posible obtener una aproximación todavía mejor si la ec. 6.18 se resuelve mediante iteraciones, empezando con la frecuencia fundamental ω_o y terminando con la frecuencia efectiva $\tilde{\omega}_o$.

El amortiguamiento efectivo $\tilde{\zeta}_o$ del modo fundamental de la estructura interactuando con el suelo se puede determinar aproximadamente de acuerdo con la siguiente expresión

$$\tilde{\zeta}_o = \zeta_o \left[\frac{T_o}{\tilde{T}_o} \right]^3 + \frac{\zeta_h}{1 + 2\zeta_h^2} \left[\frac{T_h}{\tilde{T}_o} \right]^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left[\frac{T_r}{\tilde{T}_o} \right]^2 \quad (6.21)$$

la cual se obtiene al despreciar la masa de la cimentación y su momento de inercia en el sistema equivalente, como se demuestra en los comentarios. En esta ecuación,

$$\zeta_h = \frac{\tilde{\omega}_o C_h}{2 K_h} \quad (6.22)$$

es el amortiguamiento del suelo en el modo de traslación de la cimentación, y

$$\zeta_r = \frac{\tilde{\omega}_o C_r}{2 K_r} \quad (6.23)$$

el amortiguamiento del suelo en el modo de rotación de la cimentación. Los coeficientes de amortiguamiento ζ_h y ζ_r , que incluyen tanto el amortiguamiento por disipación como el amortiguamiento por radiación, se calculan a partir de los amortiguamientos de la cimentación C_h y C_r en traslación y rotación, respectivamente, cuyos valores se obtienen como se establece en la sección 3.6.7.

En vista de que tanto los resortes como amortiguadores equivalentes del suelo dependen de la frecuencia de excitación, el amortiguamiento efectivo $\tilde{\zeta}_o$ se debe calcular en rigor usando las funciones de impedancia evaluadas para la frecuencia efectiva $\tilde{\omega}_o$.

3.6.6 Determinación Rigurosa del Periodo y Amortiguamiento Efectivos de Sistemas Suelo-Estructura

El periodo y amortiguamiento efectivos \tilde{T}_o y $\tilde{\zeta}_o$ del modo fundamental de la estructura interactuando con el suelo se pueden determinar rigurosamente analizando el sistema equivalente mediante el método de la respuesta compleja en la frecuencia. El desarrollo de esta solución se presenta en los comentarios.

C.I

El periodo y amortiguamiento efectivos se obtendrán al resolver la ecuación matricial de equilibrio dinámico en el dominio de la frecuencia del sistema equivalente, definida como

$$\left[K_s + i \omega C_s - \omega^2 M_s \right] X_s = - \ddot{X}_0 M_0 \quad (6.24)$$

la cual representa un sistema complejo de ecuaciones algebraicas que se resuelve con procedimientos estándar de eliminación gaussiana. En esta ecuación, ω es la frecuencia de excitación, \ddot{X}_0 la amplitud del movimiento de campo libre y $X_s = \{X_o, X_c, \phi_c\}^T$ el vector de amplitudes de las coordenadas generalizadas del sistema equivalente. Además,

$$M_0 = \left\{ \begin{array}{c} M_o \\ M_o + M_c \\ M_o (H_o + D) + M_c D/2 \end{array} \right\} \quad (6.25)$$

es un vector de carga, y

$$M_s = \left[\begin{array}{ccc} M_o & M_o & M_o (H_o + D) \\ M_o & M_o + M_c & M_o (H_o + D) + M_c D/2 \\ M_o (H_o + D) & M_o (H_o + D) + M_c D/2 & M_o (H_o + D)^2 + J_c \end{array} \right] \quad (6.26)$$

$$C_s = \left[\begin{array}{ccc} C_o & 0 & 0 \\ 0 & C_h & C_{hr} \\ 0 & C_{rh} & C_r \end{array} \right] \quad (6.27)$$

$$K_s = \left[\begin{array}{ccc} K_o & 0 & 0 \\ 0 & K_h & K_{hr} \\ 0 & K_{rh} & K_r \end{array} \right] \quad (6.28)$$

son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez, respectivamente, del sistema equivalente. M_c representa la masa de la cimentación, J_c el momento de inercia de dicha masa con respecto al eje de rotación de la base del cimiento y D la profundidad de desplante de la cimentación. K_h y C_h son la rigidez y el amortiguamiento del suelo, respectivamente, en

el modo de traslación de la cimentación, K_r y C_r la rigidez y el amortiguamiento del suelo, respectivamente, en el modo de rotación de la cimentación y $K_{hr} = K_{rh}$ y $C_{hr} = C_{rh}$ la rigidez y el amortiguamiento del suelo acoplados, respectivamente; estos amortiguamientos y rigideces se calculan como se establece en la sección 3.6.7.

Resolviendo la ec. 6.24 se construyen espectros de respuesta en frecuencia que tengan como abscisas el periodo de excitación normalizado con respecto al periodo de la estructura con base rígida, T/T_0 , y como ordenadas la pseudoaceleración de la estructura interactuando con el suelo normalizada con respecto a la aceleración del terreno, $\omega_0^2 \ddot{X}_0 / \ddot{X}_0$. La posición y magnitud de los picos resonantes de los espectros de respuesta así obtenidos están asociados con el periodo y amortiguamiento efectivos, respectivamente.

El periodo efectivo \tilde{T}_0 se determina directamente como el periodo de excitación correspondiente a la posición del pico resonante del espectro de respuesta. En tanto que el amortiguamiento efectivo $\tilde{\zeta}_0$ se obtiene a partir de la pseudoaceleración correspondiente a la magnitud del pico resonante del espectro de respuesta mediante

$$\tilde{\zeta}_0 = \frac{1}{2} \frac{\ddot{X}_0}{\omega_0^2 X_0^{\max}} \quad (6.29)$$

En las ayudas de diseño se presenta un programa de cómputo para la determinación rigurosa del periodo y amortiguamiento efectivos del sistema equivalente.

3.6.7 Funciones de Impedancia

Las funciones de impedancia o rigideces dinámicas se definen como la relación en estado estacionario entre la fuerza (momento) aplicada y el desplazamiento (rotación) resultante en la dirección de la fuerza, para una cimentación rígida carente de masa y excitada armónicamente. Estas

C. I

funciones son de tipo complejo y dependientes de la frecuencia de excitación. Matemáticamente expresan, la parte real, la rigidez e inercia del suelo, y la imaginaria, el amortiguamiento material por comportamiento histerético y el amortiguamiento geométrico por radiación de ondas. Físicamente representan los resortes y amortiguadores equivalentes del suelo.

La rigidez dinámica de un sistema suelo-cimentación, para el modo de vibración m de la cimentación, se acostumbra expresar mediante la función compleja

$$\tilde{K}_m(\omega) = K_m^0 \left[k_m(\eta_m) + i \eta_m c_m(\eta_m) \right] \left(1 + i 2 \zeta_m \right) \quad (6.30)$$

la cual es dependiente de la frecuencia de excitación ω . En esta ecuación, K_m^0 es la rigidez estática, k_m y c_m son respectivamente los coeficientes de rigidez y amortiguamiento dependientes de la frecuencia normalizada η_m y ζ_m es el amortiguamiento efectivo del sitio.

El resorte K_m y el amortiguador C_m equivalentes del suelo se relacionan con los coeficientes de rigidez y amortiguamiento por medio de las expresiones

$$K_m = K_m^0 \left[k_m - 2 \zeta_m \eta_m c_m \right] \quad (6.31)$$

$$\omega C_m = K_m^0 \left[\eta_m c_m + 2 \zeta_m k_m \right] \quad (6.32)$$

Para estructuras que se apoyan sobre zapatas corridas con dimensión mayor en la dirección que se analiza o sobre cajón que abarque toda el área de cimentación, y que posean suficiente rigidez y resistencia para suponer que su base se desplaza como cuerpo rígido, las rigideces dinámicas se obtendrán a partir de cimentaciones circulares equivalentes empleando las aproximaciones analíticas que se presentan en esta sección o bien las tablas rigurosas que se encuentran en las ayudas de diseño, para cimentaciones superficiales.

3.6.7.1 Rigideces estáticas

Las rigideces estáticas para los modos de traslación horizontal, rotación y acoplamiento de cimentaciones circulares enterradas en un estrato elástico con base rígida se pueden obtener mediante las siguientes expresiones (ref. 42):

$$K_h^0 = \frac{8G_s R_h}{2 - \nu_s} \left[1 + \frac{1}{2} \frac{R_h}{H_s} \right] \left[1 + \frac{2}{3} \frac{D}{R_h} \right] \left[1 + \frac{5}{4} \frac{D}{H_s} \right] \quad (6.33)$$

$$K_r^0 = \frac{8G_s R_r^3}{3(1-\nu_s)} \left[1 + \frac{1}{6} \frac{R_r}{H_s} \right] \left[1 + 2 \frac{D}{R_r} \right] \left[1 + 0.71 \frac{D}{H_s} \right] \quad (6.34)$$

$$K_{hr}^0 = K_h^0 R_h \left[\frac{2}{5} \frac{D}{R_h} - 0.03 \right] \quad (6.35)$$

donde $G_s = \beta_s^2 \rho_s$ es el módulo de rigidez efectivo del depósito de suelo en cuestión, siendo β_s la velocidad efectiva de propagación y ρ_s la densidad efectiva del sitio; ν_s es el coeficiente de Poisson efectivo del sitio, H_s la profundidad del depósito de suelo y D la profundidad de desplante de la cimentación. Cabe mencionar que si las paredes laterales de la cimentación no se pueden considerar en contacto perfecto con el suelo, es conveniente tomar D menor que su valor aparente. Además, R_h y R_r son los radios de círculos equivalentes a la superficie de desplante con igual área e igual momento de inercia que dicha superficie, respectivamente, es decir:

$$R_h = \left[\frac{A}{\pi} \right]^{1/2} \quad (6.36)$$

$$R_r = \left[\frac{4 I}{\pi} \right]^{1/4} \quad (6.37)$$

en donde A es el área de la superficie neta de cimentación e I el momento de inercia de dicha superficie neta con respecto a su eje centroidal de rotación. En términos de estos radios equivalentes, la frecuencia normalizada se define como

C. I

$$\eta_{h,r} = \frac{\omega R_{h,r}}{\beta} \quad (6.38)$$

Para el modo de traslación horizontal se empleará η_h , en el modo de rotación se usará η_r y para el acoplamiento entre la traslación y rotación se empleará η_{hr} .

3.6.7.2 Coeficientes de rigidez y amortiguamiento

Los coeficientes de rigidez y amortiguamiento para los modos de traslación horizontal, rotación y acoplamiento de cimentaciones circulares enterradas en un estrato viscoelástico con base rígida se pueden aproximar mediante las siguientes expresiones (ref. 42):

$$k_h = 1 \quad (6.39)$$

$$k_r = \begin{cases} 1 - 0.2 \eta_r; & \text{si } \eta_r \leq 2.5 \\ 0.5; & \text{si } \eta_r \geq 2.5 \text{ y } \nu_s \leq 1/3 \\ 1 - 0.2 \eta_r; & \text{si } \eta_r \geq 2.5 \text{ y } \nu_s \geq 0.45 \end{cases} \quad (6.40)$$

$$k_{hr} = k_h \quad (6.41)$$

$$c_h = \begin{cases} \frac{0.65 \zeta_s \eta_{hs}}{1 - (1 - 2 \zeta_s) \eta_{hs}^2}; & \text{si } \eta_{hs} = \eta_h / \eta_s \leq 1 \\ 0.576; & \text{si } \eta_{hs} = \eta_h / \eta_s > 1 \end{cases} \quad (6.42)$$

$$c_r = \begin{cases} \frac{0.5 \zeta_s \eta_{rp}}{1 - (1 - 2 \zeta_s) \eta_{rp}^2}; & \text{si } \eta_{rp} = \eta_r / \eta_p \leq 1 \\ \frac{0.3 \eta_r^2}{1 + \eta_r^2}; & \text{si } \eta_{rp} = \eta_r / \eta_p > 1 \end{cases} \quad (6.43)$$

$$c_{hr} = c_h \quad (6.44)$$

donde η_s y η_p , que representan las frecuencias fundamentales adimensionales del depósito de suelo en vibración trasversal y vertical, respectivamente, son:

$$\eta_s = \frac{\pi R_h}{2 H_s} \quad (6.45)$$

$$\eta_p = \frac{\pi R_r}{2 H_s} \frac{\alpha_s}{\beta_s} \quad (6.46)$$

en donde

$$\frac{\alpha_s}{\beta_s} = \left[\frac{2 (1 - \nu_s)}{1 - 2 \nu_s} \right]^{1/2} \quad (6.47)$$

es la relación de velocidades efectivas de propagación de ondas de compresión y cortante del sitio.

Por otra parte, tratándose de estructuras suficientemente rígidas y resistentes cimentadas sobre zapatas corridas con dimensión corta en la dirección que se analiza o sobre zapatas aisladas, fig. 6.3, las rigideces estáticas del conjunto se podrán determinar utilizando las ecuaciones

$$K_h^0 = \sum_n K_{hn}^0 \quad (6.48)$$

$$K_r^0 = \sum_n K_{vn}^0 e_n^2 \quad (6.49)$$

las cuales se obtienen al despreciar las rigideces en rotación de las zapatas. El índice n denota valores correspondientes a la n -ésima zapata; e_n es la distancia en la dirección de análisis entre el centroide de la zapata y el eje centroidal de rotación de la planta de cimentación y K_{hn}^0 y K_{vn}^0 son las rigideces estáticas horizontal y vertical de la zapata, respectivamente.

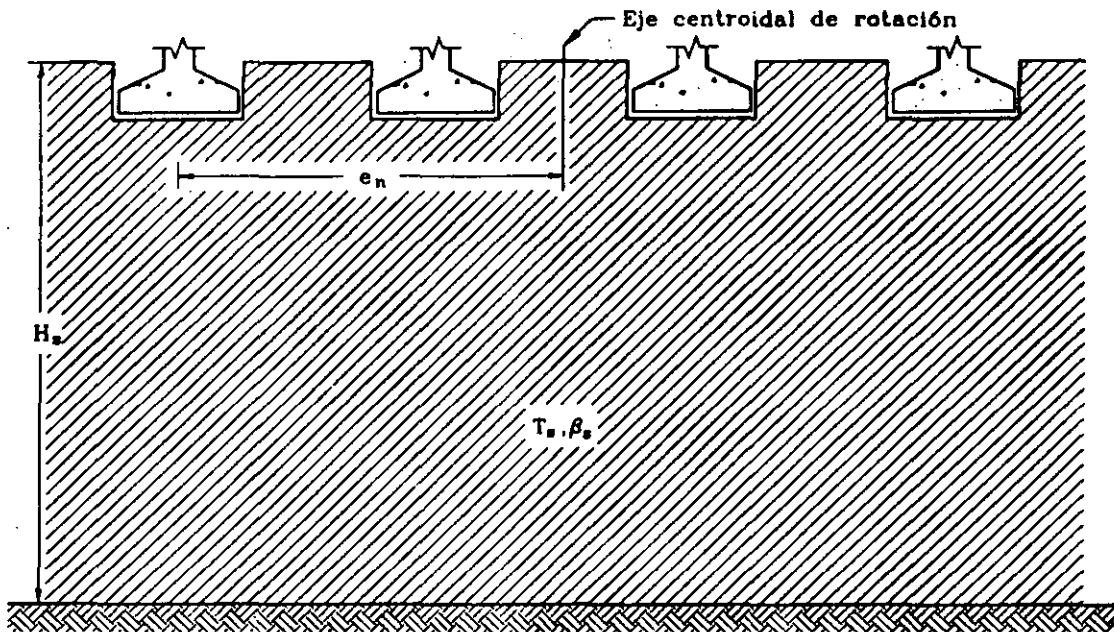


Fig. 6.3 Modelo para cimientos con zapatas

La rigidez estática para el modo de traslación vertical de una cimentación circular enterrada en un estrato elástico con base rígida se puede obtener como (ref. 33)

$$K_v^0 = \frac{4G_s R_v}{1 - \nu_s} \left[1 + 1.28 \frac{R_v}{H_s} \right] \left[1 + 0.5 \frac{D}{R_v} \right] \left[1 + \left(0.85 - 0.28 \frac{D}{R_v} \right) \frac{D/H_s}{1 - D/H_s} \right] \quad (6.50)$$

en donde $R_v = R_h$ debido a que se trata de un efecto de traslación. Actualmente no se conocen expresiones para los coeficientes de rigidez y amortiguamiento para el modo de traslación vertical de una cimentación circular enterrada en un estrato viscoelástico con base rígida. En vista de esta situación, se justifica que tales coeficientes de impedancia se tomen como (ref. 33):

$$k_v = 1 \quad (6.51)$$

$$c_v = \begin{cases} 0; & \text{si } \eta_v < \eta_p \\ 0.85 \frac{1 + 1.85 (1 - \nu_s) D/R_v}{1 + 0.5 D/R_v}; & \text{si } \eta_v \geq \eta_p \end{cases} \quad (6.52)$$

en donde $\eta_v = \eta_h$ por la misma razón de que se trata de un efecto de traslación.

Para estructuras cimentadas sobre pilotes o pilas se dispone de pocas soluciones confiables que permitan evaluar sencilla y racionalmente los incrementos en las rigideces y los amortiguamientos de la cimentación. En el caso de cimentaciones sobre pilotes flotantes, fig. 6.4, las rigideces estáticas del conjunto se podrán determinar utilizando las ecuaciones

$$K_h^0 = \sum_n K_{hn}^0 \quad (6.53)$$

$$K_r^0 = \sum_n K_{vn}^0 e_n^2 \quad (6.54)$$

las cuales se obtienen al despreciar las rigideces en rotación de los pilotes. El índice n denota valores correspondientes al n -ésimo pilote; e_n es la distancia entre el centroide del pilote y el eje centroidal de rotación de la planta de cimentación y K_{hn}^0 y K_{vn}^0 son las rigideces estáticas horizontal y vertical del pilote, respectivamente.

Las rigideces estáticas para los modos de traslación horizontal y vertical de un pilote flexible enterrado en un estrato elástico con base rígida se pueden aproximar mediante las siguientes expresiones (ref. 34):

$$K_h^0 = d E_s \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.21} \quad (6.55)$$

C.I

$$K_v^0 = 1.9 d E_s \left[\frac{L_p}{d} \right]^{0.87} \quad (6.56)$$

donde d , E_p y L_p representan el diámetro, el módulo de elasticidad y la longitud del pilote, respectivamente; $E_s = 2(1+\nu_s)G_s$ es el módulo de elasticidad efectivo del depósito de suelo en cuestión.

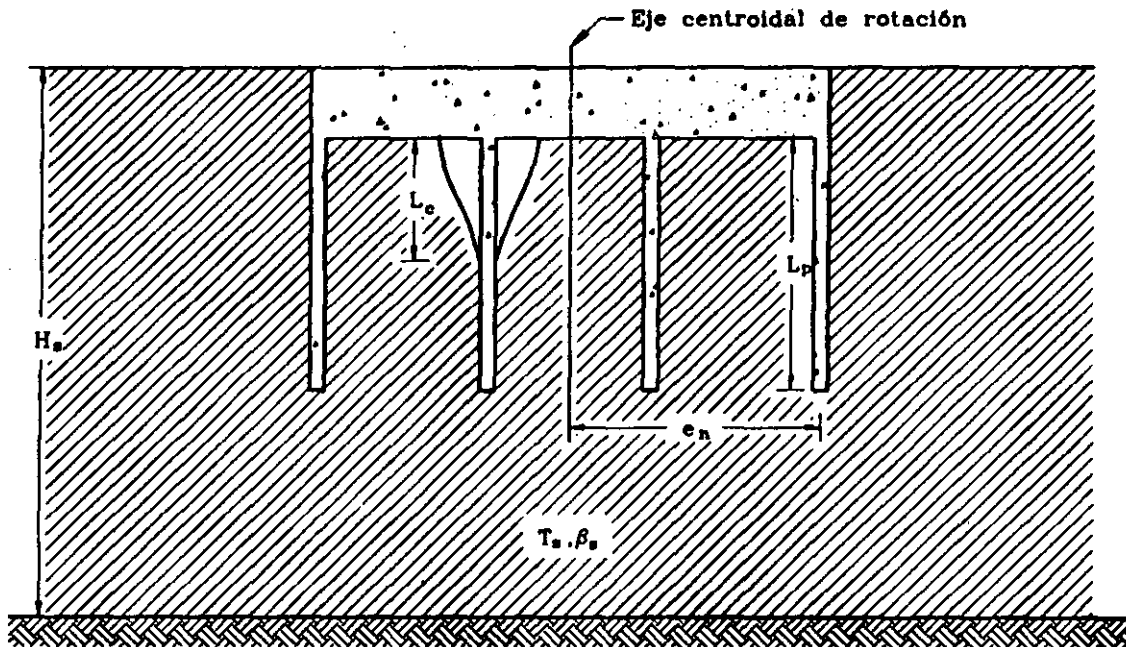


Fig. 6.4 Modelo para cimientos con pilotes

Los coeficientes de rigidez y amortiguamiento para los modos de translación horizontal y vertical de un pilote flexible enterrado en un estrato viscoelástico con base rígida se pueden aproximar mediante las siguientes expresiones (ref. 34):

$$k_h = 1 \quad (6.57)$$

$$k_v = 1 \quad (6.58)$$

$$c_h = \begin{cases} 0.8 \zeta_s; & \text{si } \eta \leq \eta_s \\ 0.8 \zeta_s + 0.175 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.17} \eta; & \text{si } \eta > \eta_s \end{cases} \quad (6.59)$$

$$c_v = \begin{cases} 0; & \text{si } \eta \leq \eta_p \\ 4L_p^2 G_s / \beta_s \left[1 - e^{-\left(\frac{E_p}{E_s} \right) \left(\frac{L_p}{d} \right)^{-2}} \right] \eta_s \eta^{-0.2}; & \text{si } \eta > \eta_p \end{cases} \quad (6.60)$$

en donde las frecuencias normalizadas η , η_s y η_p se definen de las siguientes formas:

$$\eta = \frac{\omega d}{\beta_s} \quad (6.61)$$

$$\eta_s = \frac{\pi d}{2 H_s} \quad (6.62)$$

$$\eta_p = \frac{\pi d}{2 H_s} \frac{\alpha_s}{\beta_s} \quad (6.63)$$

Estas funciones de impedancia solamente son aplicables a pilotes flexibles, que se tienen cuando

$$L_p > L_c \quad (6.64)$$

en donde

$$L_c = 2 d \left[\frac{E_p}{E_s} \right]^{0.28} \quad (6.65)$$

es la longitud activa del pilote, es decir la longitud a lo largo de la cual el pilote transmite carga al suelo.

3.6 INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

3.6.1 Introducción

La interacción dinámica suelo-estructura consiste en un conjunto de efectos cinemáticos e inerciales producidos en la estructura y el suelo como resultado de la flexibilidad de éste ante sollicitaciones dinámicas. La interacción modifica esencialmente los parámetros dinámicos de la estructura así como las características del movimiento del terreno en la vecindad de la cimentación.

El fenómeno de interacción suelo-estructura se puede descomponer en una parte inercial y otra cinemática. El alargamiento del periodo fundamental de vibración, el aumento en amortiguamiento y la reducción en ductilidad de la estructura respecto a la supuesta con apoyo indeformable son producto de la interacción inercial, debido fundamentalmente a la inercia y elasticidad del sistema

C. II

suelo-estructura. Por su parte, la interacción cinemática reduce el movimiento de la cimentación e induce torsión y cabeceo en ella por su efecto promediador así como filtra los componentes de alta frecuencia de la excitación, debido esencialmente a la rigidez y geometría de la cimentación.

Para la mayoría de las estructuras resulta conservador efectuar sólo el análisis de interacción inercial, siempre y cuando los efectos de amplificación de sitio sean considerados al determinar el movimiento sísmico en la superficie del terreno, el cual se asigna como la excitación de diseño en la vecindad de la cimentación. En general, esta excitación resulta ser más desfavorable que el movimiento efectivo que se obtiene de un análisis de interacción cinemática.

El periodo fundamental de un sistema suelo-estructura siempre se incrementa porque el conjunto tiene una flexibilidad mayor que la de la estructura desplantada sobre suelo indeformable. El amortiguamiento del sistema generalmente se incrementa porque existe una disipación adicional de energía producto de los amortiguamientos material (comportamiento histerético) y geométrico (radiación de ondas) del suelo. Sin embargo, como la interacción causa una pérdida del amortiguamiento estructural, es posible que se presente una reducción del amortiguamiento del sistema cuando la disipación adicional de energía por el suelo no compense tal pérdida. Por último, se estima que la ductilidad del sistema se reduce, según se infiere del comportamiento de una estructura de un grado de libertad con comportamiento elastoplástico (ref. 60) cuya ductilidad es función decreciente del alargamiento del periodo por interacción.

Estas modificaciones por interacción del periodo fundamental, el amortiguamiento y la ductilidad pueden dar lugar a respuestas estructurales mayores o menores, dependiendo de la posición de los periodos resonantes del espectro de respuesta y los niveles de amortiguamiento y ductilidad. En este manual se consideran los efectos de interacción solamente en el periodo fundamental y el amortiguamiento.

C. II

A pesar de que se introducen errores del lado de la inseguridad, los efectos de interacción en la ductilidad suelen despreciarse puesto que no se conocen con certidumbre las implicaciones que tienen en la respuesta estructural.

3.6.2 Sistema Equivalente

En el sistema equivalente considerado para el análisis de la interacción entre el suelo y la estructura, en el modo fundamental, se toman en cuenta sólo los efectos de la interacción inercial. En la ref. 17 se presenta un procedimiento de superposición para el análisis completo de interacción suelo-estructura, teniendo en cuenta explícitamente los efectos de la interacción cinemática.

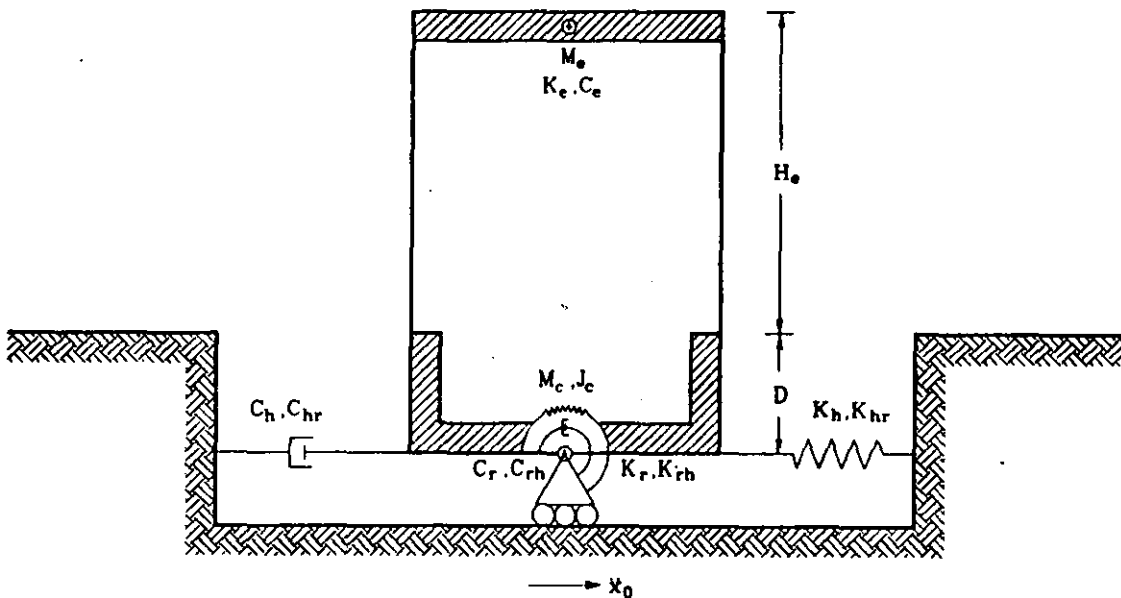


Fig. 6.1 Sistema suelo-estructura equivalente

Si el suelo se sustituye por un conjunto de resortes y amortiguadores equivalentes que expresen su rigidez y amortiguamiento, respectivamente, el sistema equivalente por analizar queda representado como se muestra

C. II

en la fig. 6.1. Este sistema no tiene modos naturales clásicos de vibración por el tipo de amortiguamiento que lo caracteriza. Por esta razón, en rigor no es posible realizar el análisis modal. Aunque se puede aplicar el análisis paso a paso, teniendo en cuenta explícitamente el comportamiento no lineal y el amortiguamiento de la estructura, así como los amortiguamientos material y geométrico del suelo, tal sistema se analizará mediante el método de la respuesta compleja en la frecuencia.

El sistema equivalente tiene de tres grados de libertad que son: x_o , la deformación de la estructura, x_c , el desplazamiento de la base de la cimentación relativo al movimiento x_o de campo libre y ϕ_c , la rotación de la cimentación. Según esto, el desplazamiento total de la estructura es $x_t = x_o + x_c + (H_o + D)\phi_c + x_o$. Para obtener las ecuaciones de movimiento del sistema equivalente se deben establecer los equilibrios dinámicos de la masa de la estructura en traslación y la masa de la cimentación en traslación y rotación. Formulando estos equilibrios dinámicos y ordenando términos, se encuentra que matricialmente las ecuaciones de movimiento mencionadas tienen la siguiente forma:

$$\begin{bmatrix} M_o & M_o & M_o (H_o + D) \\ M_o & M_o + M_c & M_o (H_o + D) + M_c D/2 \\ M_o (H_o + D) & M_o (H_o + D) + M_c D/2 & M_o (H_o + D)^2 + J_c \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_o \\ \ddot{x}_c \\ \ddot{\phi}_c \end{Bmatrix} +$$

$$\begin{bmatrix} C_o & 0 & 0 \\ 0 & C_h & C_{hr} \\ 0 & C_{rh} & C_r \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x}_o \\ \dot{x}_c \\ \dot{\phi}_c \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_o & 0 & 0 \\ 0 & K_h & K_{hr} \\ 0 & K_{rh} & K_r \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_o \\ x_c \\ \phi_c \end{Bmatrix} =$$

$$- \ddot{x}_o(t) \begin{Bmatrix} M_o \\ M_o + M_c \\ M_o (H_o + D) + M_c D/2 \end{Bmatrix} \quad (6.1)$$

donde M_o , K_o , C_o y H_o son la masa, la rigidez, el amortiguamiento y la altura de la estructura, respectivamente, que representan los parámetros modales de la estructura real vibrando en su modo fundamental; M_c es la

C. II

masa de la cimentación, J_c el momento de inercia de dicha masa con respecto al eje de rotación de la base del cimiento y D la profundidad de desplante de la cimentación. Además, K_h y C_h son la rigidez y el amortiguamiento del suelo, respectivamente, en el modo de traslación de la cimentación, K_r y C_r la rigidez y el amortiguamiento del suelo, respectivamente, en el modo de rotación de la cimentación y $K_{hr} = K_{rh}$ y $C_{hr} = C_{rh}$ la rigidez y el amortiguamiento del suelo acoplados, respectivamente.

La ecuación matricial de equilibrio dinámico en el dominio del tiempo también se puede escribir en forma condensada como

$$M_o \ddot{x}_o + C_o \dot{x}_o + K_o x_o = - \ddot{x}_o(t) M_o \quad (6.2)$$

donde x_o es el vector de coordenadas generalizadas del sistema equivalente, M_o un vector de carga y M_o , C_o y K_o son respectivamente las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez de dicho sistema.

3.6.2.1 Solución aproximada

Si se considera que el movimiento de campo libre es armónico, $\ddot{x}_o(t) = \ddot{X}_o e^{i\omega t}$, en el estado estacionario la respuesta del sistema equivalente se expresa como $x_o(t) = X_o e^{i\omega t}$, $x_c(t) = X_c e^{i\omega t}$ y $\phi_c(t) = \Phi_c e^{i\omega t}$. Así, despreciando la masa de la cimentación y el momento de inercia de dicha masa, así como el acoplamiento entre la traslación y rotación de la cimentación, se tiene que la ec. 6.1 se reduce a

$$\left[\begin{array}{ccc} [K_o & 0 & 0] \\ [0 & K_h & 0] \\ [0 & 0 & K_r] \end{array} \right] + i\omega \left[\begin{array}{ccc} [C_o & 0 & 0] \\ [0 & C_h & 0] \\ [0 & 0 & C_r] \end{array} \right] - \omega^2 \left[\begin{array}{ccc} M_o & M_o & M_o (H_o + D) \\ M_o & M_o & M_o (H_o + D) \\ M_o (H_o + D) & M_o (H_o + D) & M_o (H_o + D)^2 \end{array} \right] \left\{ \begin{array}{c} X_o \\ X_c \\ \Phi_c \end{array} \right\} = - \ddot{X}_o \left\{ \begin{array}{c} M_o \\ M_o \\ M_o (H_o + D) \end{array} \right\} \quad (6.3)$$

C. II

Dividiendo el primero y segundo renglones de esta ecuación entre $\omega^2 M_o$ y el tercero entre $\omega^2 M_o (H_o + D)$, se llega a

$$\begin{bmatrix} \omega_o^2/\omega^2(1+12\zeta_o') - 1 & - 1 & - 1 \\ - 1 & \omega_h^2/\omega^2(1+12\zeta_h) - 1 & - 1 \\ - 1 & - 1 & \omega_r^2/\omega^2(1+12\zeta_r) - 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_o \\ X_c \\ (H_o + D)\phi_c \end{Bmatrix} = - \frac{\ddot{X}_o}{\omega^2} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (6.4)$$

en donde $\zeta_o' = (\omega/\omega_o)\zeta_o$. En esta ecuación, ω_o es la frecuencia natural de vibración de la estructura supuesta con base rígida y ω_h y ω_r son las frecuencias naturales de vibración que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera trasladarse o girar, respectivamente; dichas frecuencias están dadas por las siguientes expresiones:

$$\omega_o^2 = \frac{K_o}{M_o} \quad (6.5)$$

$$\omega_h^2 = \frac{K_h}{M_o} \quad (6.6)$$

$$\omega_r^2 = \frac{K_r}{M_o (H_o + D)^2} \quad (6.7)$$

Además, ζ_o es el amortiguamiento viscoso de la estructura supuesta con base indeformable y ζ_h y ζ_r son los amortiguamientos viscosos del suelo en el modo de traslación y rotación de la cimentación, respectivamente; dichos amortiguamientos están dados por las siguientes expresiones:

$$\zeta_o = \frac{\omega_o C_o}{2 K_o} \quad (6.8)$$

C. II

$$\zeta_h = \frac{\omega C_h}{2 K_h} \quad (6.9)$$

$$\zeta_r = \frac{\omega C_r}{2 K_r} \quad (6.10)$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones algebraicas dado por la ec. 6.4, se encuentra que la deformación de la estructura se puede expresar como

$$\left[1 + 12\zeta'_o - \frac{\omega^2}{\omega_o^2} - \frac{\omega^2}{\omega_h^2} \frac{1 + 12\zeta'_o}{1 + 12\zeta_h} - \frac{\omega^2}{\omega_r^2} \frac{1 + 12\zeta'_o}{1 + 12\zeta_r} \right] \omega_o^2 X_o = - \ddot{X}_o \quad (6.11)$$

La frecuencia y el amortiguamiento efectivos de la estructura interactuando con el suelo se pueden obtener igualando las partes real e imaginaria de la pseudoaceleración en resonancia del sistema equivalente con las correspondientes de un oscilador de reemplazo cuyos frecuencia natural y amortiguamiento son iguales a la frecuencia y el amortiguamiento efectivos.

La pseudoaceleración del oscilador de reemplazo, sujeto al mismo movimiento del terreno \ddot{X}_o del sistema equivalente, está dada por la expresión

$$\tilde{\omega}_o^2 \tilde{X}_o = - \ddot{X}_o \left[1 - \frac{\omega^2}{\tilde{\omega}_o^2} + 12 \tilde{\zeta}_o \frac{\omega}{\tilde{\omega}_o} \right]^{-1} \quad (6.12)$$

Según la ec. 6.11, si se desprecian los términos de amortiguamiento de segundo orden, la pseudoaceleración del sistema equivalente se reduce a

$$\omega_o^2 X_o = - \ddot{X}_o \left[1 - \frac{\omega^2}{\omega_o^2} - \frac{\omega^2}{\omega_h^2} - \frac{\omega^2}{\omega_r^2} + 12 \left[\zeta'_o + (\zeta_h - \zeta'_o) \frac{\omega^2}{\omega_h^2} + (\zeta_r - \zeta'_o) \frac{\omega^2}{\omega_r^2} \right] \right]^{-1} \quad (6.13)$$

Para la condición de resonancia, $\omega = \tilde{\omega}_o$, la igualación de las partes reales de las ecs. 6.12 y 6.13 conduce a que la frecuencia efectiva de

C. II

la estructura interactuando con el suelo sea

$$\frac{1}{\tilde{\omega}_o^2} = \frac{1}{\omega_o^2} + \frac{1}{\omega_h^2} + \frac{1}{\omega_r^2} \quad (6.14)$$

En tanto que la igualación de las partes imaginarias de las mencionadas ecuaciones para la condición de resonancia conduce a que el amortiguamiento efectivo de la estructura interactuando con el suelo sea

$$\tilde{\zeta}_o = \zeta_o \left[\frac{\tilde{\omega}_o}{\omega_o} \right]^3 + \zeta_h \left[\frac{\tilde{\omega}_o}{\omega_h} \right]^2 + \zeta_r \left[\frac{\tilde{\omega}_o}{\omega_r} \right]^2 \quad (6.15)$$

Los amortiguamientos del suelo para los distintos modos de vibración de la cimentación son más elevados que el amortiguamiento de la estructura, en especial el amortiguamiento en traslación. En consecuencia, el despreñar los términos de amortiguamiento de segundo orden introduce errores fundamentalmente en el amortiguamiento efectivo, los cuales son inaceptables cuando la rigidez relativa del suelo y la estructura, definida por la relación $\beta T_o/H_o$, es menor que 5. Por esta razón, y con base en análisis paramétricos, se propone que para fines de diseño el amortiguamiento efectivo sea

$$\tilde{\zeta}_o = \zeta_o \left[\frac{\tilde{\omega}_o}{\omega_o} \right]^3 + \frac{\zeta_h}{1 + 2\zeta_h^2} \left[\frac{\tilde{\omega}_o}{\omega_h} \right]^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left[\frac{\tilde{\omega}_o}{\omega_r} \right]^2 \quad (6.16)$$

Esta fórmula es adecuada para rigideces relativas del suelo y la estructura mayores que 2, lo que cubre la mayor parte de condiciones de interés práctico.

3.6.2.2 Solución rigurosa

Si se considera que el movimiento de campo libre es armónico, $\ddot{x}_o(t) = \ddot{X}_o e^{i\omega t}$, en el estado estacionario la respuesta del sistema equivalente se expresa como $x_o(t) = X_o e^{i\omega t}$. En consecuencia, la ec. 6.2

C. II

se reduce a

$$\left[K_s + i \omega C_s - \omega^2 M_s \right] X_s = - \ddot{X}_0 M_0 \quad (6.17)$$

La forma más conveniente de obtener simultáneamente el periodo y amortiguamiento efectivos de la estructura interactuando con el suelo consiste en resolver directamente la ec. 6.17, a fin de calcular espectros de respuesta en frecuencia como el que se muestra en la fig. 6.2, los cuales tienen como abscisas el periodo de excitación normalizado con respecto al periodo de la estructura supuesta con base rígida, T/T_0 , y como ordenadas la pseudoaceleración de la estructura interactuando con el suelo normalizada con respecto a la aceleración del terreno, $\omega^2 X_s / \ddot{X}_0$.

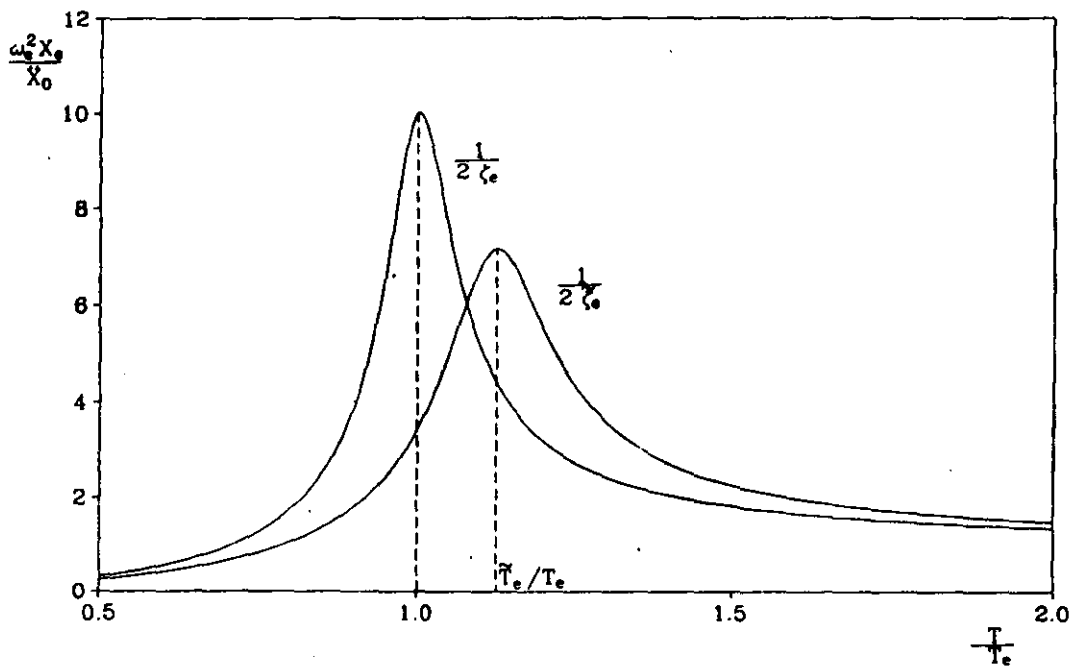


Fig. 6.2 Espectros de respuesta del sistema equivalente con y sin interacción

Los espectros de respuesta así obtenidos son realmente las funciones de transferencia del sistema equivalente, definidas por la aceleración total de la estructura con base flexible entre la aceleración del terreno. Las

C. II

frecuencias y amplificaciones resonantes de estas funciones de transferencia están asociadas con el periodo y amortiguamiento efectivos, respectivamente, de la estructura interactuando con el suelo.

El periodo y amortiguamiento efectivos pueden interpretarse como los parámetros dinámicos de un oscilador de reemplazo cuyo cortante basal resonante es igual al que se desarrolla en la estructura del sistema equivalente, para la misma excitación armónica estacionaria de la base. Este razonamiento conduce a igualar las pseudoaceleraciones máximas y las frecuencias naturales asociadas del sistema y el oscilador.

Sea \tilde{X}_o la deformación del oscilador de reemplazo. Entonces, el cortante basal de dicho oscilador será

$$\tilde{V}_o = \tilde{K}_o \tilde{X}_o = M_o \tilde{\omega}_o^2 \tilde{X}_o \quad (6.18)$$

donde $\tilde{K}_o = M_o \tilde{\omega}_o^2$ es la rigidez del oscilador de reemplazo. El cortante basal de la estructura del sistema equivalente es

$$V_o = K_o X_o = M_o \omega_o^2 X_o \quad (6.19)$$

En estas ecuaciones, $\tilde{\omega}_o^2 \tilde{X}_o$ representa la pseudoaceleración del oscilador mientras que $\omega_o^2 X_o$ la pseudoaceleración del sistema. Igualando ambos cortantes basales o pseudoaceleraciones, para la condición de resonancia $\omega = \tilde{\omega}_o$, se obtiene que la deformación de la estructura del sistema equivalente, en términos de la deformación del oscilador de reemplazo, es igual a

$$X_o^{\max} = \frac{\tilde{\omega}_o^2}{\omega_o^2} \tilde{X}_o^{\max} \quad (6.20)$$

en donde X_o^{\max} y \tilde{X}_o^{\max} son X_o y \tilde{X}_o , respectivamente, pero evaluadas en $\omega = \tilde{\omega}_o$. Esta ecuación establece la relación que existe entre las deformaciones máximas de las estructuras real y equivalente.

C. II

Por otro lado, según la ec. 6.12 la magnitud del valor resonante de la pseudoaceleración del oscilador de reemplazo vale

$$\frac{\omega_o^2 \ddot{X}_o^{\max}}{\ddot{X}_o} = \frac{1}{2\tilde{\zeta}_o} \quad (6.21)$$

Igualando esta magnitud con la de la pseudoaceleración correspondiente al pico resonante del espectro de respuesta del sistema equivalente, el amortiguamiento efectivo se determina como

$$\tilde{\zeta}_o = \frac{1}{2} \frac{\ddot{X}_o}{\omega_o^2 \ddot{X}_o^{\max}} \quad (6.22)$$

Mientras que el periodo efectivo simplemente es igual al periodo de excitación correspondiente a la posición del pico resonante del espectro de respuesta.

Con este enfoque, los espectros de respuesta en frecuencia para el sistema equivalente y el oscilador de reemplazo concuerdan en un amplio rango de frecuencias de excitación en ambos lados del periodo de resonancia. Esto sugiere que para movimiento sísmico las respuestas máximas del sistema y el oscilador serán parecidas, ya que la excitación transitoria se puede tratar como una combinación lineal de movimientos estacionarios con diferentes periodos y amplitudes, y porque los componentes de excitación con periodo semejante al resonante son los que producen la mayor respuesta.

3.6.2.3 Parámetros característicos

La interacción inercial depende de numerosos parámetros tanto del suelo como de la estructura. Para fines de aplicación práctica es conveniente identificar los parámetros adimensionales que sean característicos de los sistemas suelo-estructura, así como conocer la importancia y los rangos de variación de cada uno de ellos. Sobre tales parámetros cabe

C. II

suelo como para la estructura, frecuentemente se utiliza un valor típico de 5 por ciento.

5. Relación de Poisson del suelo, ν_s . La respuesta de sistemas suelo-estructura depende significativamente de este parámetro. Los valores típicos que comúnmente se emplean son 1/3 para suelos granulares y 0.45 para suelos plásticos.
6. Profundidad relativa del depósito de suelo, dada por

$$\tilde{h}_s = \frac{H}{R} \quad (6.26)$$

Los efectos de sitio en la interacción inercial son parcialmente función de este parámetro, cuyo rango de variación se encuentra comprendido normalmente entre 2 y 10.

7. Profundidad de desplante relativa de la cimentación, dada por

$$\tilde{d} = \frac{D}{R} \quad (6.27)$$

El alargamiento del periodo y el aumento del amortiguamiento de estructuras con base flexible son función decreciente de este parámetro, cuyo rango de variación se encuentra comprendido normalmente entre 0 y 1/2.

8. Relación de esbeltez de la estructura, definida como

$$\tilde{h}_e = \frac{H_e}{R} \quad (6.28)$$

la cual generalmente varía entre 1 y 5; su influencia en la respuesta de sistemas suelo-estructura es fundamental. El periodo efectivo es función creciente de este parámetro, mientras que el amortiguamiento efectivo es función decreciente.

C. II

9. Rigidez relativa de la estructura y el suelo, definida como

$$\tilde{r} = \frac{4 H_o}{\beta_o T_o} \quad (6.29)$$

la cual generalmente varía entre 0 y 2; su influencia en la respuesta de sistemas suelo-estructura es tal que con ella se mide la importancia de la interacción inercial.

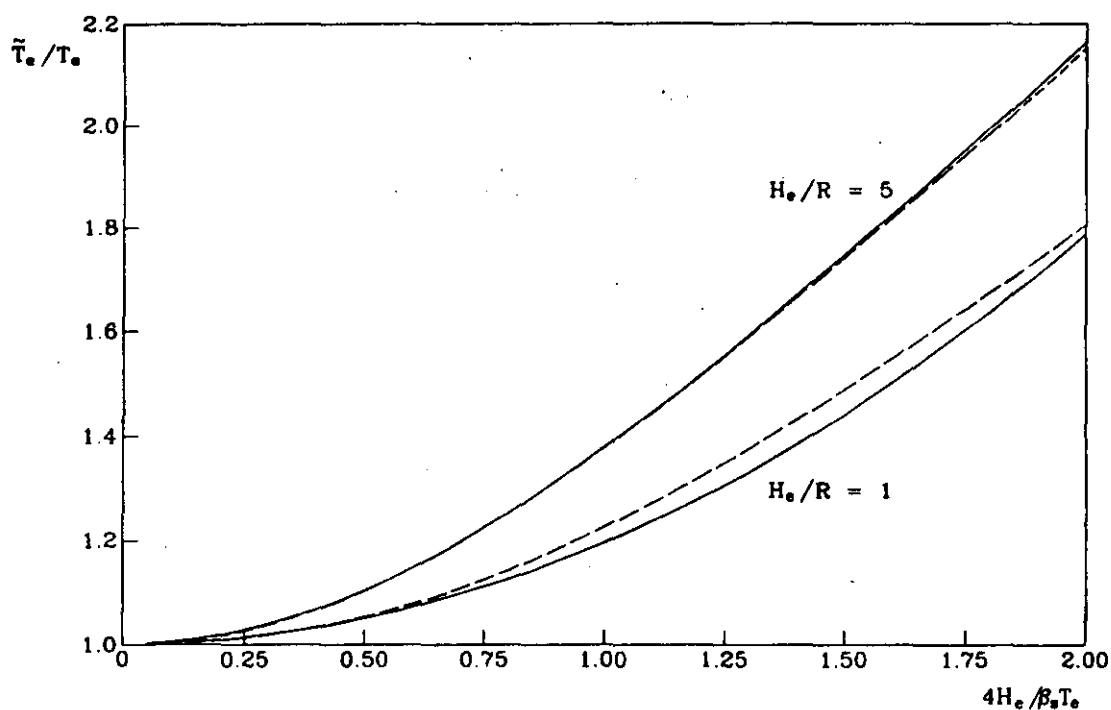


Fig. 6.3 Periodos efectivos calculados rigurosa (—) y aproximadamente (---)

En las figs. 6.3 y 6.4 se muestran variaciones del periodo y amortiguamiento efectivos, respectivamente, calculados con las técnicas rigurosa (línea continua) y aproximada (línea discontinua), para sistemas suelo-estructura cuyos parámetros característicos son: $\tilde{m} = 0.2$, $\tilde{j} = 0.05$, $\tilde{\rho} = 0.15$, $\zeta_o = \zeta_o = 0.05$, $\nu_o = 0.45$, $\tilde{h}_o = 5$, $\tilde{d} = 0.25$ y $\tilde{h}_o = 1$ y 5. Con base en resultados similares se concluyó que las aproximaciones

C. II

para el periodo y amortiguamiento efectivos son adecuadas para aquellos sistemas suelo-estructura en donde la rigidez relativa de la estructura respecto al suelo cumpla con la condición $0 < 4H_e/\beta_s T_s < 2$; asimismo, se encontró que los efectos de la interacción inercial resultan ser despreciables siempre y cuando $4H_e/\beta_s T_s < 0.2$.

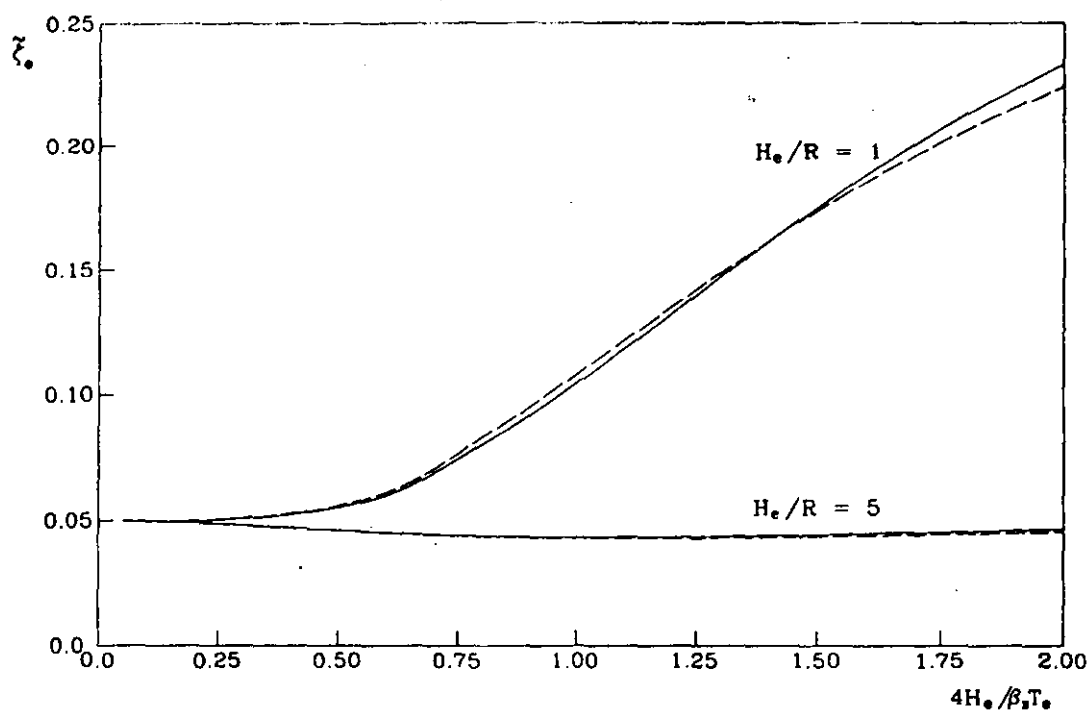


Fig. 6.4 Amortiguamientos efectivos calculados rigurosa (—) y aproximadamente (---)

Para fines de aplicación práctica se puede recurrir a la ref. 19, donde se reporta un compendio de periodos y amortiguamientos efectivos de sistemas suelo-estructura típicos.

Por otra parte, los efectos de la interacción cinemática se pueden reconocer implícitamente no permitiendo que el amortiguamiento efectivo calculado sea menor que el amortiguamiento estructural original, con lo cual se estima que se logra el mismo efecto neto. Por esta razón, se juzgó conveniente imponer la condición $\tilde{V}/V \leq 1$, la cual se cumple

mediante la restricción $\zeta_0 \approx \zeta$. Asimismo, debido a posibles errores de cálculo o interpretación también se consideró pertinente limitar las reducciones por interacción estableciendo la condición $\bar{V}/V \geq 0.8$, la cual simplemente parece razonable.

3.6.3 Rigideces Dinámicas

Las rigideces dinámicas o funciones de impedancia de un sistema suelo-cimentación se definen como la relación en estado estacionario entre la fuerza (momento) excitadora y el desplazamiento (rotación) resultante en la dirección de la fuerza, para una cimentación rígida carente de masa y excitada armónicamente.

Los significados matemático y físico de las rigideces dinámicas se pueden ilustrar empleando una analogía con un sistema discreto de un grado de libertad. Para esto, supóngase la ecuación de movimiento de un oscilador elemental, esto es:

$$M \ddot{x} + C \dot{x} + K x = p(t) \quad (6.30)$$

donde M , C y K son respectivamente la masa, el amortiguamiento y la rigidez del oscilador, p es la fuerza excitadora y x el desplazamiento. Para una excitación armónica $p(t) = P e^{i\omega t}$ se tiene en el estado estacionario una respuesta también armónica $x(t) = X e^{i\omega t}$. En estas condiciones, la ec. 6.30 se reduce a

$$(K + i\omega C - \omega^2 M) X = P \quad (6.31)$$

Por definición, la rigidez dinámica del oscilador es la relación en estado estacionario entre la fuerza excitadora y el desplazamiento resultante, es decir:

$$\tilde{K}(\omega) = \frac{P}{X} = (K - \omega^2 M) + i\omega C \quad (6.32)$$

C. II

Esta expresión muestra que la rigidez dinámica del oscilador es una función compleja dependiente de la frecuencia de excitación. La parte real expresa la rigidez e inercia del sistema y la parte imaginaria la energía disipada a través de su amortiguamiento.

La función de impedancia del oscilador se acostumbra presentar en términos de la rigidez estática y los coeficientes de impedancia dependientes de la frecuencia, de la siguiente manera

$$\bar{K}(\omega) = K (k + i \omega c) \quad (6.33)$$

en donde $k = 1 - (\omega/\omega_0)^2$ y $c = 2\zeta_0/\omega_0$, siendo ω_0 la frecuencia natural y ζ_0 el amortiguamiento del oscilador. Los parámetros k y c se conocen como coeficientes de rigidez y amortiguamiento, respectivamente. Para el oscilador, k decrece con la frecuencia y se hace nula para la frecuencia natural, en tanto que c permanece constante. La ec. 6.33 implica que la rigidez dinámica \bar{K} se puede expresar como el producto de la rigidez estática K por un factor dinámico complejo $(k+i\omega c)$ que considera las características de inercia y amortiguamiento del sistema; para la frecuencia cero el factor dinámico se reduce a la unidad real y por tanto la rigidez dinámica coincide con la estática.

Con base en la analogía con el sistema discreto de un grado de libertad, la rigidez dinámica de un sistema continuo suelo-cimentación, como el que se muestra en la fig. 6.5, se puede expresar mediante una función compleja dependiente de la frecuencia de excitación, de la forma

$$\bar{K}_m(\omega) = K_m^0 \left[k_m(\omega) + i \omega c_m(\omega) \right] \left[1 + i 2 \zeta_m \right] \quad (6.34)$$

en que m indica el modo de vibración de la cimentación; K_m^0 es la rigidez estática, k_m y c_m son los coeficientes de impedancia y ζ_m es el amortiguamiento efectivo del sitio. El factor de normalización $(1+i2\zeta_m)$ intenta aislar el efecto del amortiguamiento material en los coeficientes de rigidez y amortiguamiento, según el principio de correspondencia (ref. 33).

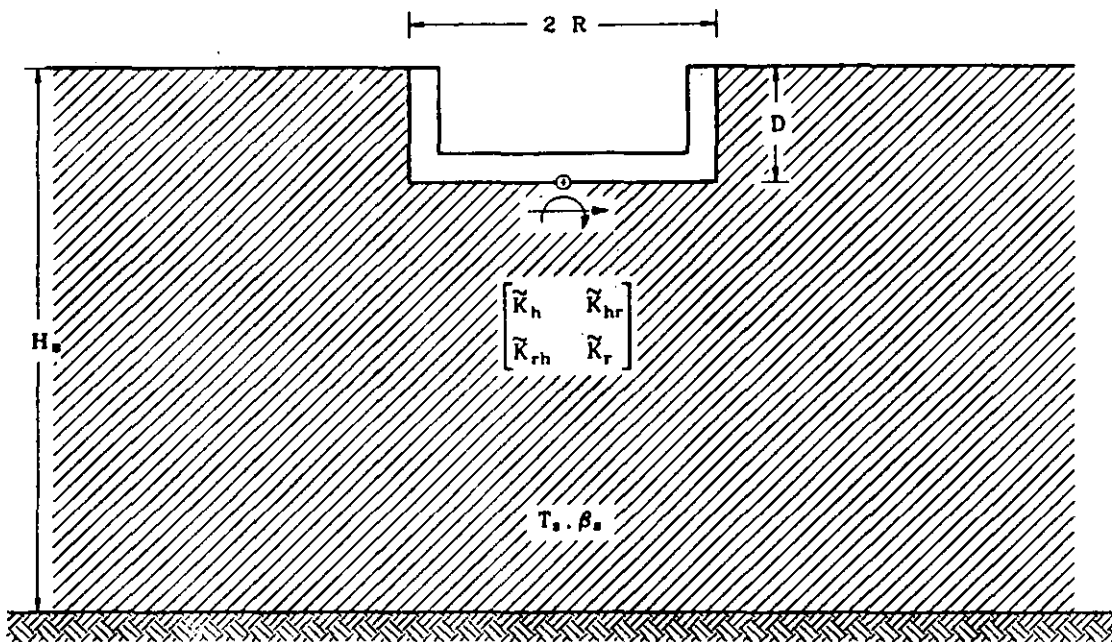


Fig. 6.5 Sistema suelo-cimentación

Los modos de vibración de interés son la traslación horizontal y rotación de la base de la cimentación. En consecuencia, se deben definir impedancias lineales \tilde{K}_h a partir de las fuerzas y los desplazamientos a lo largo de los ejes principales de la base, así como impedancias rotacionales \tilde{K}_r a partir de los momentos y las rotaciones alrededor de los mismos ejes. Además, como las fuerzas horizontales a lo largo de los ejes principales de la base producen tanto desplazamientos como rotaciones, se deben definir impedancias acopladas \tilde{K}_{hr} , las cuales son originadas fundamentalmente por el enterramiento de la cimentación. Este acoplamiento entre la traslación y rotación es despreciable para cimentaciones desplantadas sobre la superficie, y aun para cimentaciones poco profundas se puede ignorar.

Si K_m representa el resorte y C_m el amortiguador equivalentes del suelo, como se ilustra en la fig. 6.6, la función de impedancia del sistema suelo-cimentación se define alternativamente mediante la expresión compleja

C. II

$$\tilde{K}_m(\omega) = K_m(\omega) + i \omega C_m(\omega) \quad (6.35)$$

Por tanto, el resorte y amortiguador se relacionan con los coeficientes de impedancia a través de las expresiones

$$K_m = K_m^0 \left[k_m - 2 \zeta_m \omega c_m \right] \quad (6.36)$$

$$\omega C_m = K_m^0 \left[\omega c_m + 2 \zeta_m k_m \right] \quad (6.37)$$

en donde el amortiguamiento material del suelo interviene tanto en el amortiguador como en el resorte.

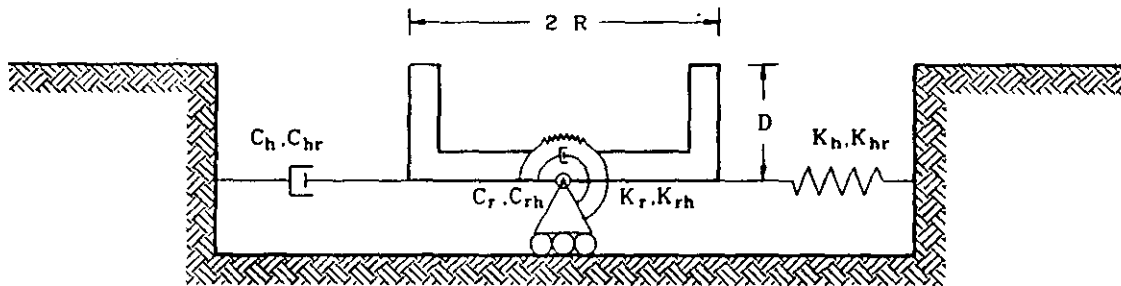


Fig. 6.6 Resortes y amortiguadores equivalentes del suelo

La parte real de la función de impedancia, K_m , representa el resorte equivalente que expresa tanto la rigidez como la inercia del suelo; la dependencia de la frecuencia se debe solamente a la influencia que ésta tiene en la inercia, ya que la rigidez del suelo es esencialmente independiente de la frecuencia. En tanto que la parte imaginaria, C_m , representa el amortiguador equivalente que expresa los amortiguamientos material y geométrico del suelo; el primero es prácticamente independiente de la frecuencia y se debe a comportamiento histerético, mientras que el segundo es dependiente de la frecuencia y se debe a comportamiento viscoso producto de la irradiación de ondas.

3.6.4 Sistema Completo

C. II

Para tener en cuenta los efectos de la interacción inercial en los modos superiores de vibración es necesario analizar el sistema suelo-estructura completo (ref. 17), tal como se muestra en la fig. 6.7 donde la estructura con N grados de libertad está apoyada sobre los resortes y amortiguadores equivalentes del suelo. Por las características de su amortiguamiento, dicho sistema no posee modos naturales clásicos de vibración, sino modos no clásicos; es decir, sus modos naturales de vibración no necesariamente existen en el dominio real, sino en el complejo. Por ello, y porque los resortes y amortiguadores de apoyo dependen de la frecuencia de excitación, la solución se obtendrá en el dominio de la frecuencia mediante la síntesis de Fourier.

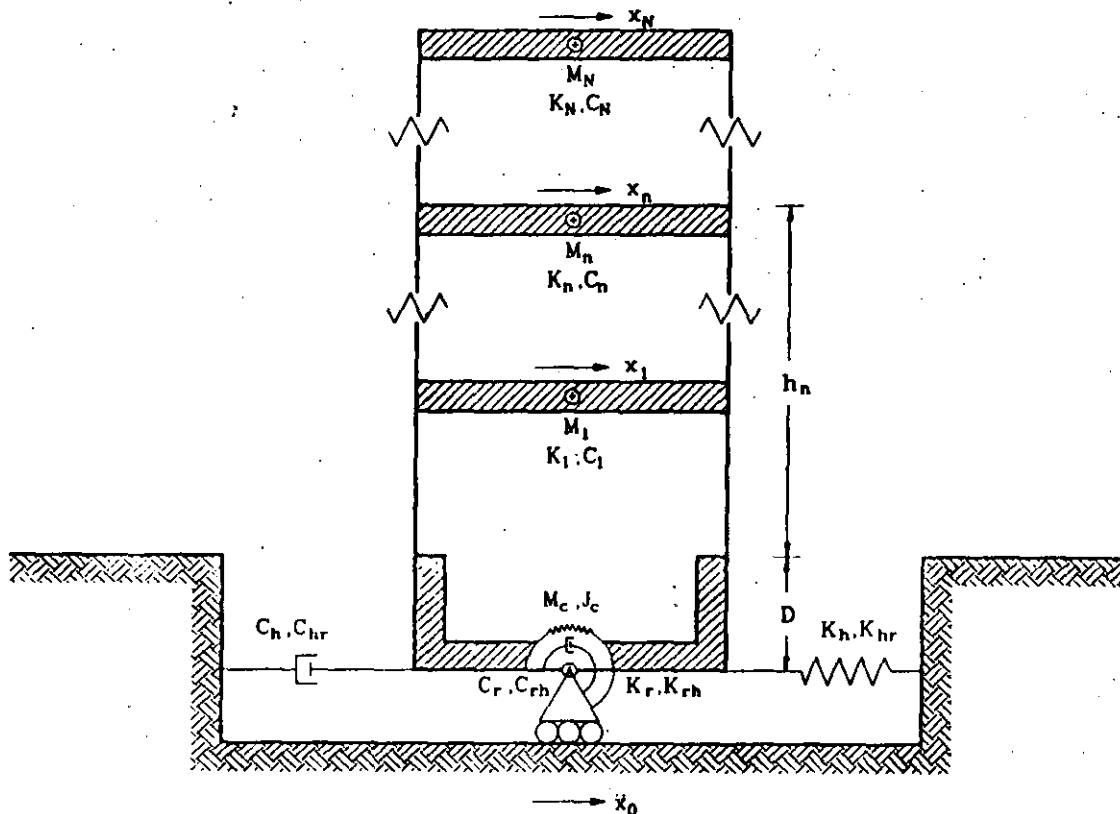


Fig. 6.7 Sistema suelo-estructura completo

Los grados de libertad del sistema suelo-estructura son: x_0 , el vector

C. II

de desplazamientos de la estructura relativos a su base, x_c , el desplazamiento de la base de la cimentación relativo al movimiento x_0 de campo libre y ϕ_c , la rotación de la cimentación. Así, el vector de desplazamientos totales de la estructura es $x_t = (x_0 + x_c)J + \phi_c H + x_0$, siendo J un vector de orden N formado por unos y $H = \{h_1 + D, h_2 + D, \dots, h_N + D\}^T$. Las ecuaciones de equilibrio dinámico del sistema suelo-estructura se pueden formular a partir del equilibrio de fuerzas en la estructura y del equilibrio de fuerzas y momentos en la cimentación, esto es:

$$M_0 (\ddot{x}_c J + \ddot{\phi}_c H + \ddot{x}_0) + C_0 \dot{x}_c + K_0 x_c = - M_0 \ddot{x}_0(t) J \quad (6.38)$$

$$M_c [\ddot{x}_c + (D/2)\ddot{\phi}_c] + C_{hc} \dot{x}_c + C_{hr} \dot{\phi}_c + K_{hc} x_c + K_{hr} \phi_c - V = - M_c \ddot{x}_0(t) \quad (6.39)$$

$$J_c \ddot{\phi}_c + C_{rc} \dot{\phi}_c + C_{hr} \dot{x}_c + K_{rc} \phi_c + K_{hr} x_c + M_c \frac{D}{2} \ddot{x}_c - M = - M_c \frac{D}{2} \ddot{x}_0(t) \quad (6.40)$$

donde M_0 , C_0 y K_0 son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez, respectivamente, de la estructura supuesta con base rígida. Además, $V = J^T (C_0 \dot{x}_c + K_0 x_c)$ es el cortante en la base de la estructura y $M = H^T (C_0 \dot{x}_c + K_0 x_c)$ el momento de volteo en la base de la cimentación. Si el cortante y momento de volteo basales se expresan en términos de la ec. 6.38 y sustituyen en las ecs. 6.39 y 6.40, respectivamente, se obtiene la ecuación matricial de movimiento

$$M_s \ddot{x}_s + C_s \dot{x}_s + K_s x_s = - \ddot{x}_0(t) M_0 \quad (6.41)$$

donde $x_s = \{x_c^T, x_c, \phi_c\}^T$ es el vector de coordenadas generalizadas del sistema cuyo orden es $N+2$. Además, M_0 es un vector de carga definido por

$$M_0 = \begin{Bmatrix} M_0 J \\ J^T M_0 J + M_c \\ H^T M_0 J + M_c D/2 \end{Bmatrix} \quad (6.42)$$

mientras que M_s , C_s y K_s son respectivamente las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez del sistema, estructuradas de las siguientes formas:

C. II

$$M_s = \begin{bmatrix} M_o & M_o J & M_o H \\ J^T M_o & J^T M_o J + M_c & J^T M_o H + M_c D/2 \\ H^T M_o & H^T M_o J + M_c D/2 & H^T M_o H + J_c \end{bmatrix} \quad (6.43)$$

$$C_s = \begin{bmatrix} C_o & 0 & 0 \\ 0^T & C_h & C_{hr} \\ 0^T & C_{rh} & C_r \end{bmatrix} \quad (6.44)$$

$$K_s = \begin{bmatrix} K_o & 0 & 0 \\ 0^T & K_h & K_{hr} \\ 0^T & K_{rh} & K_r \end{bmatrix} \quad (6.45)$$

Si se supone que la excitación es armónica, $\ddot{x}_o(t) = \ddot{X}_o e^{i\omega t}$, en el estado estacionario la respuesta también es armónica, $x_s(t) = X_s e^{i\omega t}$, lo que implica que la ec. 6.41 se reduzca a

$$\left[K_s + i\omega C_s - \omega^2 M_s \right] X_s = -\ddot{X}_o M_o \quad (6.46)$$

la cual representa un sistema complejo de ecuaciones algebraicas que se puede resolver con procedimientos estándar de eliminación gaussiana.

En el dominio de la frecuencia, la respuesta del sistema suelo-estructura se puede obtener usando la transformada inversa de Fourier (ref. 27), dada por la expresión

$$x_s(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} x_s^*(\omega) e^{i\omega t} d\omega \quad (6.47)$$

donde $x_s(t)$ es la respuesta original en el tiempo y $x_s^*(\omega)$ la respuesta transformada en la frecuencia, que se define como

$$x_s^*(\omega) = H(\omega) \ddot{x}_o^*(\omega) \quad (6.48)$$

en donde $\ddot{x}_o^*(\omega)$ es la transformada directa de Fourier (ref. 27) de la excitación, dada por la expresión

C. II

$$\ddot{x}_0^*(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} \ddot{x}_0(t) e^{-i\omega t} dt \quad (6.49)$$

Además,

$$H(\omega) = (1/\ddot{X}_0) X_s \quad (6.50)$$

representa el vector de funciones de transferencia del sistema, el cual se calcula al resolver la ec. 6.46 para las frecuencias de interés.

Las ecs. 6.47-6.49 corresponden a lo que se conoce como la síntesis de Fourier. Para implementar en la práctica este método es necesario formularlo numéricamente. Así, para calcular las integrales en su forma discreta se supone que la excitación es periódica de periodo T. Con objeto de minimizar los errores en el caso de excitaciones no periódicas, el periodo considerado se debe extender más allá de la duración de la excitación mediante la inclusión de un intervalo significativo de ceros. La selección de tal periodo permite definir el incremento en la frecuencia

$$\Delta\omega = \frac{2\pi}{T} \quad (6.51)$$

Y si el periodo seleccionado se divide en M intervalos iguales, se define el incremento en el tiempo

$$\Delta t = \frac{T}{M} \quad (6.52)$$

En términos de sus incrementos, la frecuencia y el tiempo toman las siguientes formas discretas:

$$\omega_j = j \Delta\omega; \quad j = 0, 1, \dots, M-1 \quad (6.53)$$

$$t_k = k \Delta t; \quad k = 0, 1, \dots, M-1 \quad (6.54)$$

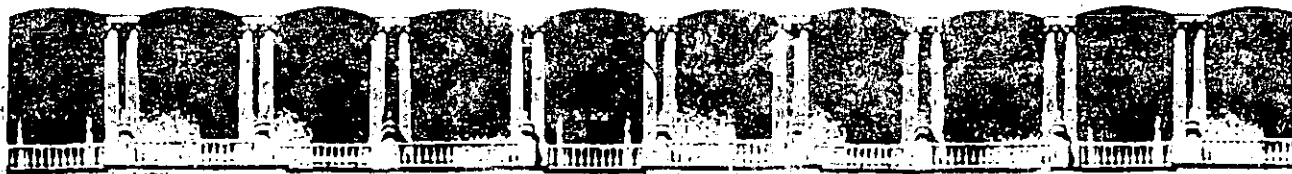
C. II

Empleando estas expresiones en las ecs. 6.47 y 6.49, se encuentra que el par de transformadas de Fourier discretas por calcular son:

$$x_0(t_k) = \frac{\Delta\omega}{2\pi} \sum_{j=0}^{M-1} x_0^*(\omega_j) W^{jk}; \quad k = 0, 1, \dots, M-1 \quad (6.55)$$

$$\ddot{x}_0^*(\omega_j) = \Delta t \sum_{k=0}^{M-1} \ddot{x}_0(t_k) W^{-jk}; \quad j = 0, 1, \dots, M-1 \quad (6.56)$$

en donde $W = e^{2\pi i/M}$. La forma más eficiente de calcular estas integrales discretas se tiene aplicando un algoritmo de la transformada rápida de Fourier, el cual se puede encontrar en la ref. 51 implementado mediante un programa de cómputo.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

XX CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

**MODULO IV
DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES**

EFFECTOS DE INTERACCION EN EL PERIODO Y AMORTIGUAMIENTO.

**ING. JAVIER AVILES
ING. HECTOR RAUL ACUILAR
ING. LUIS EDUARDO PEREZ-ROCHA.**

EFECTOS DE INTERACCION EN EL PERIODO Y AMORTIGUAMIENTO

Se presenta una solución rigurosa para determinar el periodo y amortiguamiento efectivos de sistemas suelo-estructura, los cuales están formados por un oscilador elemental equivalente a la estructura con base rígida vibrando en su modo fundamental y por un estrato simple equivalente al depósito de suelo estratificado. Esta solución es de gran utilidad para evaluar los efectos de la interacción inercial en el modo fundamental de la estructura, considerando varios parámetros típicos de problemas reales tales como el enterramiento de la cimentación y el grado de contacto entre el suelo y las paredes de la cimentación, la profundidad del depósito de suelo y la variación con la frecuencia de excitación de la rigidez dinámica del suelo. Además, se presenta una aproximación para tener en cuenta los efectos de la interacción cinemática, la cual consiste en la modificación del periodo y amortiguamiento efectivos de tal forma que los efectos cinemáticos se consideran en términos de los efectos inerciales.

Con objeto de que este estudio sea de valor general para los diseñadores, se calculó un compendio de periodos y amortiguamientos

efectivos de sistemas suelo-estructura mediante la aplicación de la solución rigurosa, el cual cubre la mayor parte de situaciones que se encuentran en aplicaciones prácticas. Los periodos y amortiguamientos efectivos se pueden obtener a partir de nomogramas dados para un intervalo amplio de parámetros adimensionales que se utilizan para caracterizar los sistemas suelo-estructura. Ellos son de gran utilidad cuando se recurre a los métodos estático y dinámico de análisis sísmico para evaluar los efectos de la interacción inercial en el modo fundamental de vibración.

Periodos y amortiguamientos efectivos

El periodo y amortiguamiento efectivos pueden interpretarse como los parámetros dinámicos de un oscilador de reemplazo cuyo cortante basal resonante es igual al que se desarrolla en el sistema suelo-estructura, para la misma excitación armónica estacionaria de la base. Este razonamiento conduce a igualar las pseudoaceleraciones máximas y las frecuencias naturales asociadas del sistema y el oscilador.

En el trabajo de Avilés y col (1992) ya se ha tratado ampliamente el problema de periodos y amortiguamientos efectivos de sistemas suelo-estructura, considerando un amortiguamiento estructural de tipo histerético de suerte que la rigidez y el amortiguamiento de la estructura se representan como

$$\tilde{K}_e = K_e (1 + i 2 \zeta_e) \quad (1)$$

Ahora se considera el amortiguamiento viscoso, esto es, la rigidez y el amortiguamiento de la estructura se representan como

$$\tilde{K}_e = K_e + i \omega C_e \quad (2)$$

lo que se traduce en una reducción en el amortiguamiento estructural con respecto al de la estructura con base rígida, para construcciones

esbeltas.

Compendio de periodos y amortiguamientos efectivos

Aplicando la solución rigurosa para la interacción inercial que se presenta en el estudio de Avilés y col (1992) y utilizando la base de datos para las rigideces dinámicas del suelo que se reporta en el trabajo de Avilés y Pérez-Rocha (1992), se elaboró un compendio de periodos y amortiguamientos efectivos de sistemas suelo-estructura que dependen de los parámetros adimensionales ν_s (relación de Poisson del suelo), $\tilde{h}_s = H_s/R$ (profundidad del depósito de suelo), $\tilde{d} = D/R$ (enterramiento de la cimentación) y $\tilde{h}_e = H_e/R$ (esbeltez de la estructura); R es el radio de la cimentación circular equivalente.

Considerando que los amortiguamientos del suelo y la estructura son $\zeta_s = \zeta_e = 0.05$, en las figs i.j ($i = 1-3$; $j = 1-6$) se presentan periodos y amortiguamientos efectivos de sistemas suelo-estructura para los siguientes valores: $\nu_s = 1/3(i=1)$, $0.45(i=2)$ y $1/2(i=3)$ mientras que $\tilde{h}_s = 2(j=1)$, $3(j=2)$, $4(j=3)$, $6(j=4)$, $8(j=5)$ y $10(j=6)$. En cada figura se muestran resultados para $\tilde{d} = 0, 1/2$ y 1 así como para $\tilde{h}_e = 2$ (—), $3, 4$ y 5 (- - -), a la vez que se consideran las dos condiciones de frontera extremas que se pueden presentar en la interfaz suelo-cimentación: contactos total y nulo entre la pared lateral del cimiento y el suelo. Los periodos efectivos de los sistemas acoplados se encuentran normalizados con el periodo fundamental de la estructura con base rígida asociada.

Los periodos y amortiguamientos efectivos de sistemas suelo-estructura son función de la rigidez relativa de la estructura respecto al suelo, la cual se define como $H_e T_s / H_s T_e$ siendo T_e y T_s los periodos fundamental y dominante de la estructura con base rígida y el depósito de suelo, respectivamente. Con este parámetro se mide la importancia de la interacción inercial; se varía entre 0 y 2 para cubrir la mayor parte de los sistemas suelo-estructura típicos del valle de México.

Aproximación a la interacción cinemática

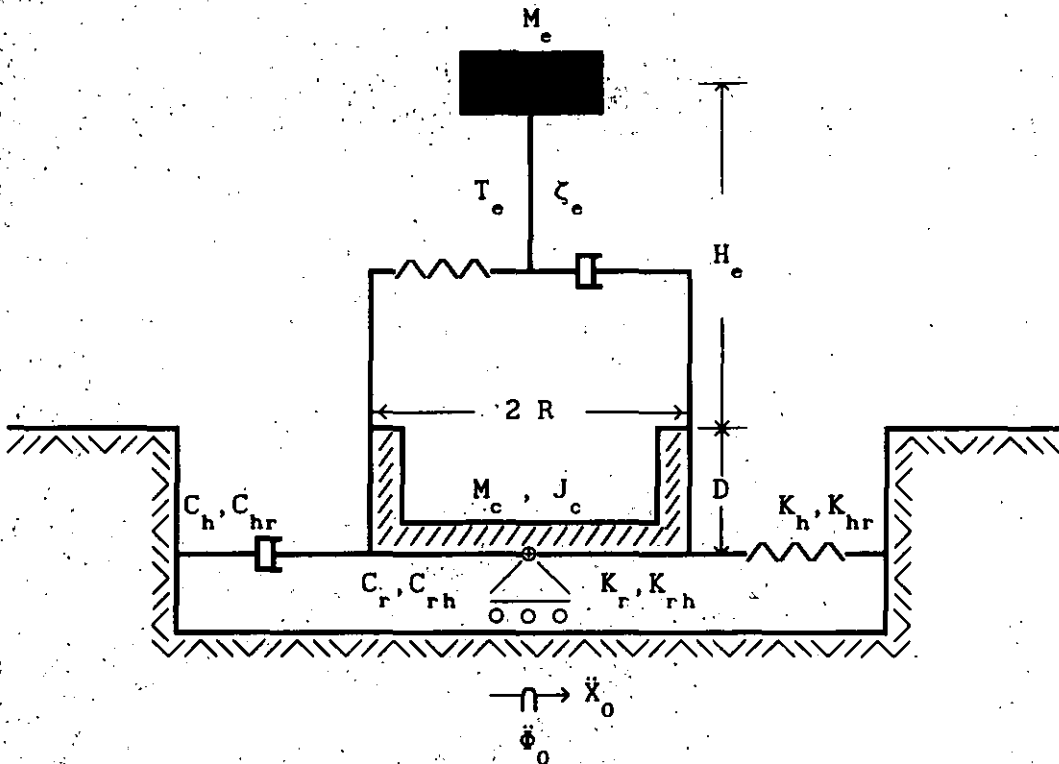


Fig. 1a Sistema suelo-estructura

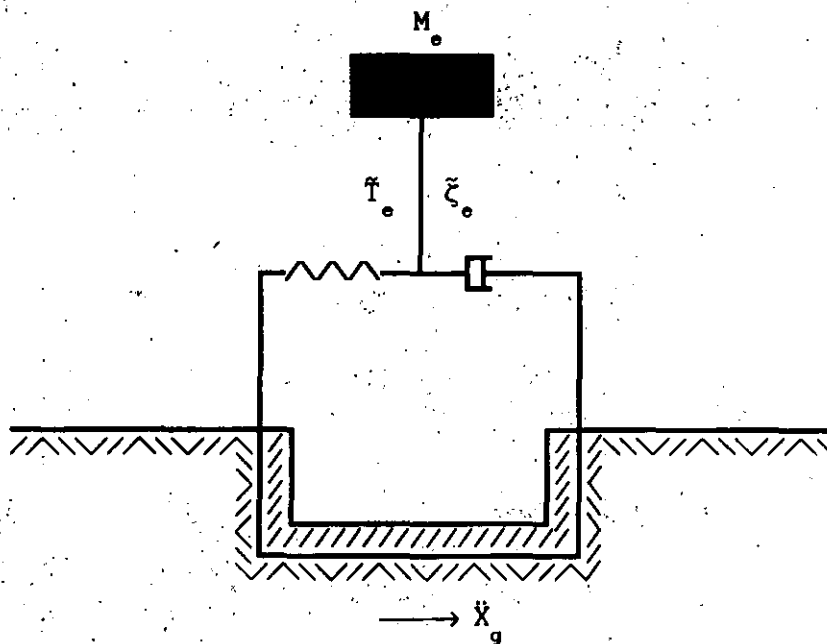


Fig. 1b Oscilador de reemplazo

Una forma de tomar en cuenta los efectos de la interacción cinemática consiste en la modificación del periodo y amortiguamiento efectivos debidos sólo a la interacción inercial, de modo que el cortante basal resonante del oscilador de reemplazo sujeto al movimiento de campo libre sea igual al del sistema suelo-estructura sometido al movimiento efectivo, como se muestra en la fig 1 donde se indican todos los parámetros del problema.

Despreciando la masa de la cimentación y la rigidez dinámica acoplada del suelo, la ecuación de movimiento en la frecuencia del sistema suelo-estructura tiene la siguiente forma:

$$\left[\begin{array}{ccc} [K_e & 0 & 0] \\ [0 & K_h & 0] \\ [0 & 0 & K_r] \end{array} \right] + i\omega \left[\begin{array}{ccc} [C_e & 0 & 0] \\ [0 & C_h & 0] \\ [0 & 0 & C_r] \end{array} \right] - \omega^2 \left[\begin{array}{ccc} M_e & M_e & M_e(H_e+D) \\ M_e & M_e & M_e(H_e+D) \\ M_e(H_e+D) & M_e(H_e+D) & M_e(H_e+D)^2 \end{array} \right] \left\{ \begin{array}{c} X_e \\ X_c \\ \Phi_c \end{array} \right\} =$$

$$-\ddot{X}_g \left\{ H_h \left\{ \begin{array}{c} M_e \\ M_e \\ M_e(H_e+D) \end{array} \right\} + H_r \left\{ \begin{array}{c} M_e(H_e+D) \\ M_e(H_e+D) \\ M_e(H_e+D)^2 \end{array} \right\} \right\} \quad (3)$$

en donde los componentes de la excitación efectiva se representan como $\ddot{X}_0 = H_h(\omega)\ddot{X}_g$ y $\ddot{\Phi}_0 = H_r(\omega)\ddot{X}_g$, siendo H_h y H_r las funciones de transferencia para la traslación y rotación, respectivamente.

Resolviendo este sistema complejo de ecuaciones algebraicas, se puede obtener que la pseudoaceleración de la estructura es igual a

$$\omega_e^2 X_e = -\ddot{X}_g (H_h + (H_e + D)H_r) \left[1 + i2\zeta'_e - \frac{\omega^2}{\omega_e^2} - \frac{\omega^2}{\omega_h^2} \frac{1+i2\zeta'_e}{1+i2\zeta_h} - \frac{\omega^2}{\omega_r^2} \frac{1+i2\zeta'_e}{1+i2\zeta_r} \right]^{-1} \quad (4)$$

donde $\zeta'_e = (\omega/\omega_e)\zeta_e$, siendo ω_e and ζ_e la frecuencia fundamental y el amortiguamiento viscoso de la estructura con base rígida,

respectivamente. Además, se tiene que

$$\omega_h^2 = \frac{K_h}{M_e} \quad (5)$$

$$\omega_r^2 = \frac{K_r}{M_e (H_e + D)^2} \quad (6)$$

$$\zeta_h = \frac{\omega C_h}{2 K_h} \quad (7)$$

$$\zeta_r = \frac{\omega C_r}{2 K_r} \quad (8)$$

donde ζ_h y ζ_r son los amortiguamientos viscosos del suelo en los modos de traslación y rotación de la cimentación, respectivamente.

Despreciando los términos de amortiguamiento de segundo orden, la pseudoaceleración $\omega_o^2 X_o$ se reduce a

$$\omega_o^2 X_o = - \ddot{X}_g \left[H_h + (H_e + D) H_r \right] \times \left[1 - \frac{\omega^2}{\omega_e^2} - \frac{\omega^2}{\omega_h^2} - \frac{\omega^2}{\omega_r^2} + 12 \left[\zeta_o' + (\zeta_h - \zeta_o') \frac{\omega^2}{\omega_h^2} + (\zeta_r - \zeta_o') \frac{\omega^2}{\omega_r^2} \right] \right]^{-1} \quad (9)$$

Si el oscilador de reemplazo se sujeta al movimiento de campo libre, la pseudoaceleración de la estructura es igual a (Clough and Penzien, 1975)

$$\tilde{\omega}_o^2 \tilde{X}_o = - \ddot{X}_g \left[1 - \frac{\omega^2}{\tilde{\omega}_o^2} + 12 \zeta_o \frac{\omega}{\tilde{\omega}_o} \right]^{-1} \quad (10)$$

Ahora bien, considerando que la masa de la estructura tanto del sistema suelo-estructura como del oscilador de reemplazo es la misma, la frecuencia y el amortiguamiento efectivos con interacción cinemática

pueden obtenerse igualando las partes real e imaginaria de la ecs 9 y 10 para la condición de resonancia $\omega = \tilde{\omega}_e$, lo cual conduce a las siguientes expresiones:

$$\frac{1}{\tilde{\omega}_e^2} = \frac{1}{\omega_e^2} + \frac{1}{\omega_h^2} + \frac{1}{\omega_r^2} \quad (11)$$

$$\tilde{\zeta}_e = \left(H_h + (H_e + D)H_r \right)^{-1} \left[\zeta_e \frac{\tilde{\omega}_e^3}{\omega_e^3} + \zeta_h \frac{\tilde{\omega}_e^2}{\omega_h^2} + \zeta_r \frac{\tilde{\omega}_e^2}{\omega_r^2} \right] \quad (12)$$

en donde los amortiguamientos ζ_h y ζ_r así como las funciones de transferencia H_h y H_r se deben evaluar para la frecuencia de excitación $\omega = \tilde{\omega}_e$. Se puede demostrar que estas expresiones son idénticas a aquellas debidas exclusivamente a la interacción inercial (Avilés y col, 1992), excepto que el amortiguamiento efectivo está dividido entre el factor $H_h + (H_e + D)H_r$. En consecuencia, el periodo y amortiguamiento efectivos con interacción cinemática se pueden estimar como:

$$\tilde{T}_e^c \cong \tilde{T}_e^i \quad (13)$$

$$\tilde{\zeta}_e^c \cong \frac{\tilde{\zeta}_e^i}{H_h + (H_e + D)H_r} \quad (14)$$

donde \tilde{T}_e^i y $\tilde{\zeta}_e^i$ son el periodo y amortiguamiento efectivos, respectivamente, debidos solamente a la interacción inercial.

Para calcular el periodo y amortiguamiento efectivos con interacción cinemática, es necesario conocer los valores absolutos de las funciones de transferencia para la traslación y rotación de la cimentación rígida carente de masa. Con base en la teoría unidimensional de propagación de ondas, Kausel y col (1978) investigaron el problema de interacción cinemática en una cimentación circular de radio R enterrada en un estrato con base rígida caracterizado con el periodo dominante de vibración T_s y la velocidad efectiva de propagación β_s del sitio en

cuestión, como se muestra en la fig 2. Para ello, se realizó un análisis paramétrico donde se variaron el enterramiento relativo de la cimentación D/R y la profundidad relativa del depósito de suelo H_s/R , cubriendo un rango de valores que generalmente se encuentran en la práctica.

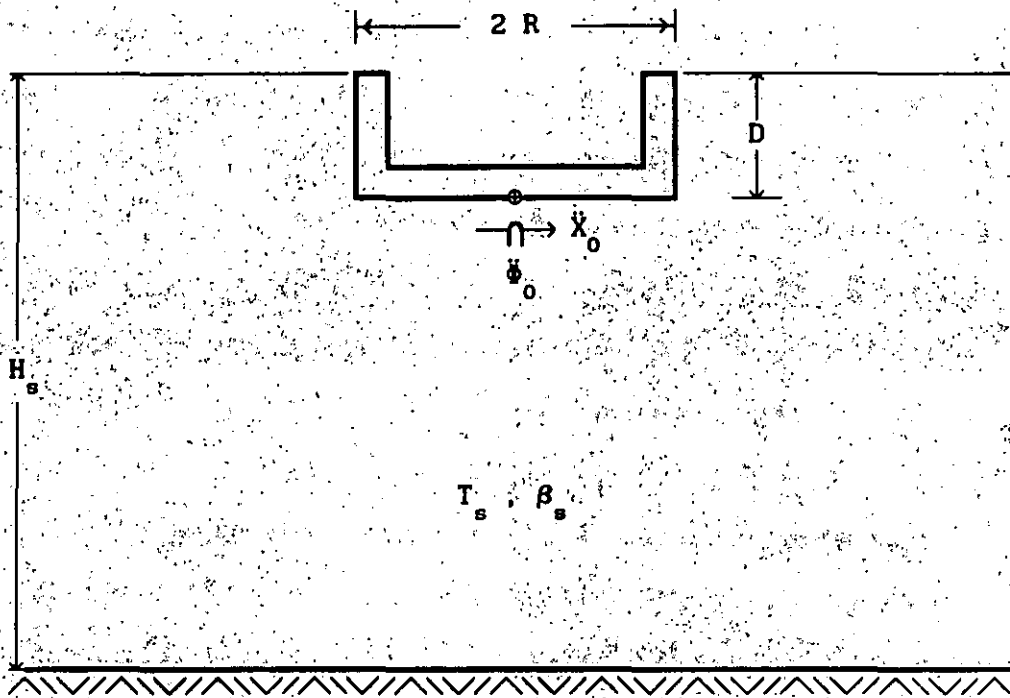


Fig. 2 Excitación efectiva debida a la interacción cinemática

Se encontró que la traslación de la cimentación rígida carente de masa es similar al movimiento de campo libre en el nivel de la subrasante, excepto que la función de transferencia de la excitación efectiva es más suave. Asimismo, la rotación de la cimentación se puede relacionar con la seudorrotación debida al movimiento de campo libre, es decir, la diferencia de desplazamientos entre la superficie libre y la subrasante dividida entre la profundidad de enterramiento.

Considerando que el movimiento de control tiene lugar en la superficie libre, se generaron reglas simplificadas para estimar los componentes de

la excitación efectiva. Sea $F(\omega)$ el espectro de Fourier del temblor característico para el sitio de interés. Entonces, la traslación y rotación de la masa rígida carente de masa se pueden obtener mediante las siguientes expresiones:

$$\ddot{X}_0(\omega) = F(\omega) H_h(\omega) \quad (15)$$

$$\ddot{\Phi}_0(\omega) = F(\omega) H_r(\omega) \quad (16)$$

donde las funciones $H_h(\omega)$ y $H_r(\omega)$ representan una aproximación a los valores absolutos de las funciones de transferencia para la traslación y rotación de la cimentación rígida carente de masa, las cuales son iguales a:

$$H_h(\omega) = \begin{cases} \cos\left(\frac{\pi f}{2f_e}\right); & \text{si } f \leq 0.7f_e \\ 0.453; & \text{si } f > 0.7f_e \end{cases} \quad (17)$$

$$H_r(\omega) = \begin{cases} \frac{0.257}{R} \left[1 - \cos\left(\frac{\pi f}{2f_e}\right)\right]; & \text{si } f \leq f_e \\ \frac{0.257}{R}; & \text{si } f > f_e \end{cases} \quad (18)$$

en donde $f = \omega/2\pi$ es la frecuencia de excitación y $f_e = \beta_s/4D$ la frecuencia fundamental de vibración asociada a la región de enterramiento. Por ejemplo, para cimentaciones superficiales se tiene que $D = 0$, lo que implica que $f_e = \infty$ y por tanto $\cos 0 = 1$; se concluye así que en este caso no existe la interacción cinemática.

Esta aproximación a la interacción cinemática puede confirmarse con las comparaciones que se presentan en la fig 3 para $\tilde{h}_e = 2, 3, 4$ y 5 , las cuales se refieren a los espectros de respuesta con interacción exactos (—) y aproximados (---) para un sistema suelo-estructura con $\nu_s = 1/2$, $\tilde{h}_s = 4$ y $\tilde{d} = 1$. El sistema se sometió al componente EW del temblor del 19 de septiembre registrado en la estación SCT. El perfil stratigráfico del sitio se reemplazó por un estrato simple equivalente

definido por un espesor $H_s = 38$ m, una velocidad efectiva $\beta_s = 76$ m/s y un periodo dominante $T_s = 2$ s.

Los espectros exactos para el sistema suelo-estructura sujeto al movimiento efectivo se obtuvieron mediante un análisis riguroso en el dominio de la frecuencia usando la síntesis de Fourier, en tanto que los espectros aproximados para el oscilador de reemplazo sometido al movimiento de campo libre se determinaron a partir de los espectros de respuesta sin interacción aplicables a los valores de \tilde{T}_e^c y $\tilde{\zeta}_e^c$. Puede observarse que el acuerdo entre ambos espectros es más que adecuado para propósitos prácticos.

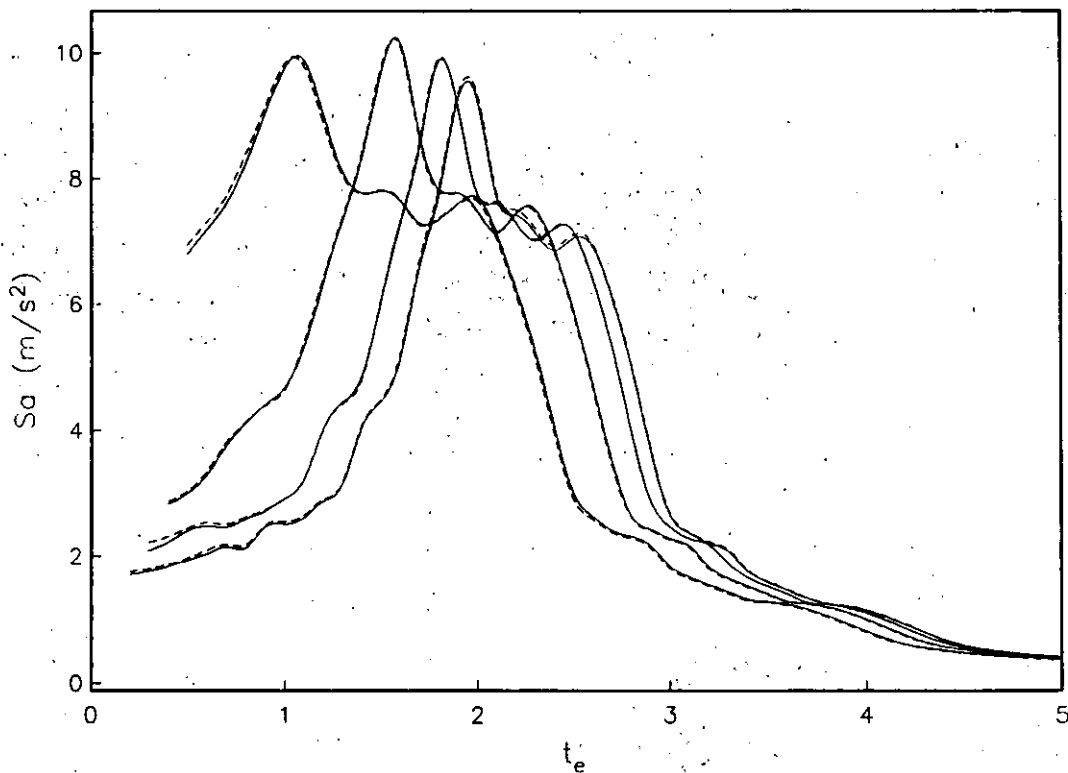


Fig 3 Espectros de respuesta para $\nu=1/2$, $H_s/R=4$, $D/R=1$, $H_e/R=2,3,4,5$

REFERENCIAS

Avilés J y Pérez-Rocha E (1992), "Resortes y amortiguadores equivalentes del suelo", *Boletín del Centro de Investigación Sísmica*, Fundación Javier Barros Sierra, Vol. 2, No. 1.

Avilés J, Pérez-Rocha E y Aguilar R (1992), "Periodos y amortiguamientos efectivos de sistemas suelo-estructura", *Boletín del Centro de Investigación Sísmica*, Fundación Javier Barros Sierra, Vol. 2, No. 2.

Clough R y Penzien J (1975), *Dynamics of Structures*, McGraw-Hill, Inc., Nueva York.

DYNA3 (1992), "Dynamic analysis of foundations", *Geotechnical Research Centre*, London Ontario, Canadá.

Kausel E, Whitman R, Morray J y Elsabee F (1978), "The spring method for embedded foundations", *Nuclear Engineering and Design*, Vol. 48, 377-392.

Newmark N (1959), "A method of computation for structural dynamics",

Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 85, 67-94.

Newmark N y Rosenblueth E (1971), *Fundamentals of Earthquake Engineering*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, Nueva Jersey.

Rosenblueth E y Reséndiz D (1988), "Disposiciones reglamentarias de 1987 para tener en cuenta interacción dinámica suelo-estructura", *Series del Instituto de Ingeniería, No. 509.*

Wilson E, Farhoomand I y Bathe K (1973), "Nonlinear dynamic analysis of complex structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 1, 241-252.

Wolf J (1985), *Dynamic Soil-Structure Interaction*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, Nueva Jersey.

Wolf J y Oberhuber P (1985), "Non-linear soil-structure-interaction analysis using dynamic stiffness or flexibility of soil in the time domain", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 13, 195-212.

Wolf J (1988), *Soil-Structure-Interaction Analysis in Time Domain*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, Nueva Jersey.

Effective periods

Effective dampings

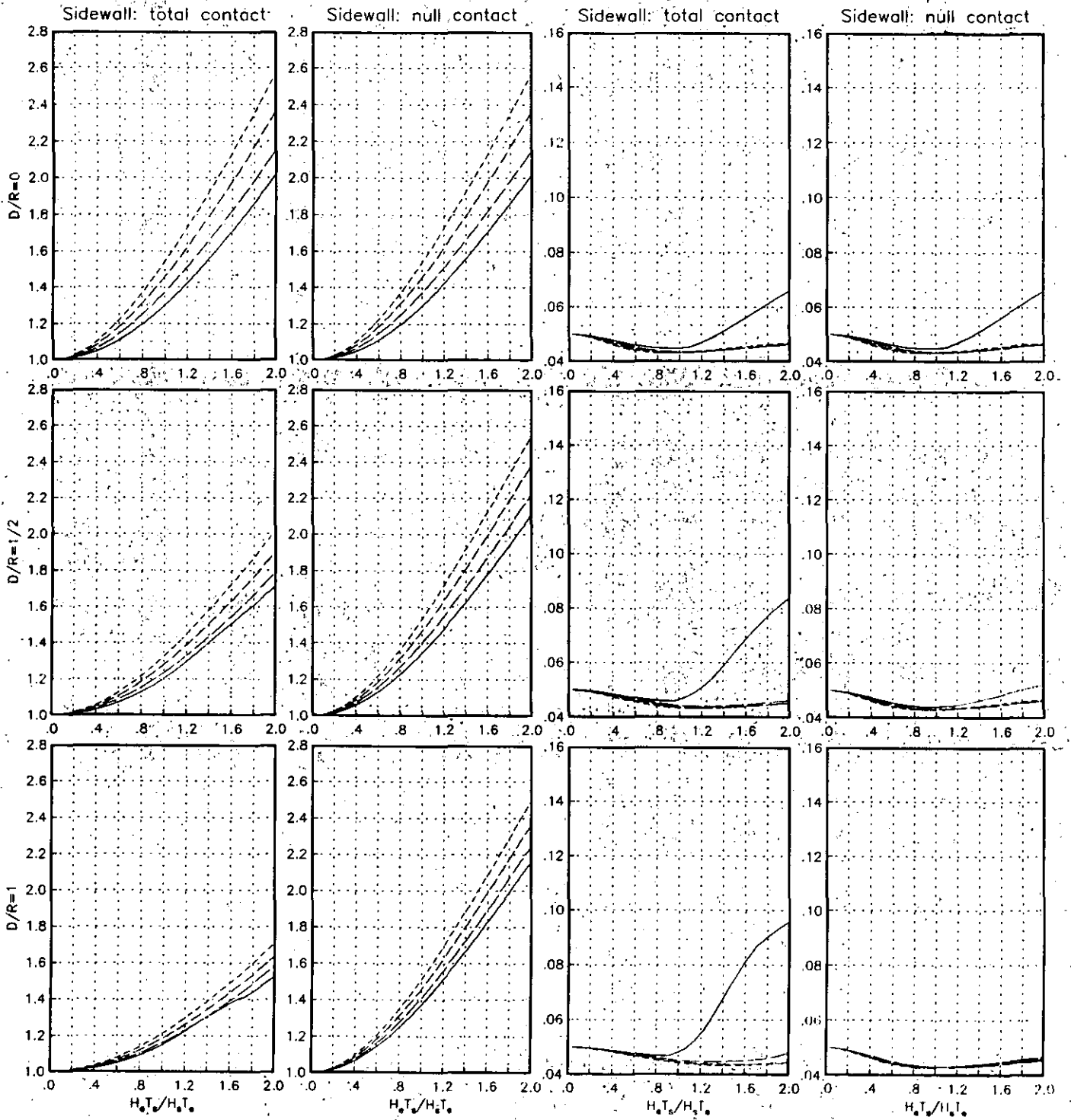


Fig 1.1 Effective periods and dampings for $v_s = 1/3$ and $H_s/R = 2$

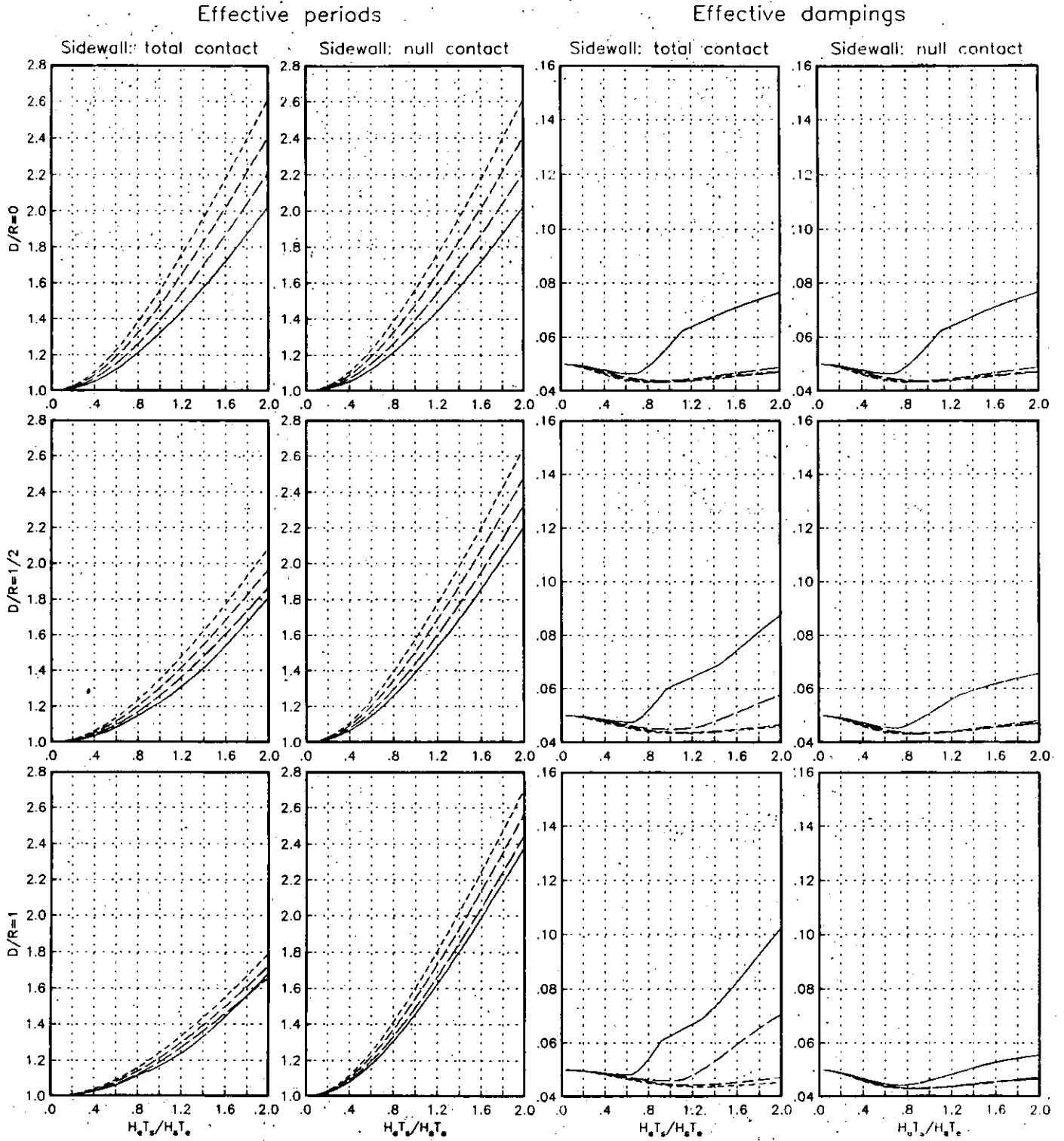


Fig 1.2 Effective periods and dampings for $v_s = 1/3$ and $H_s/R = 3$

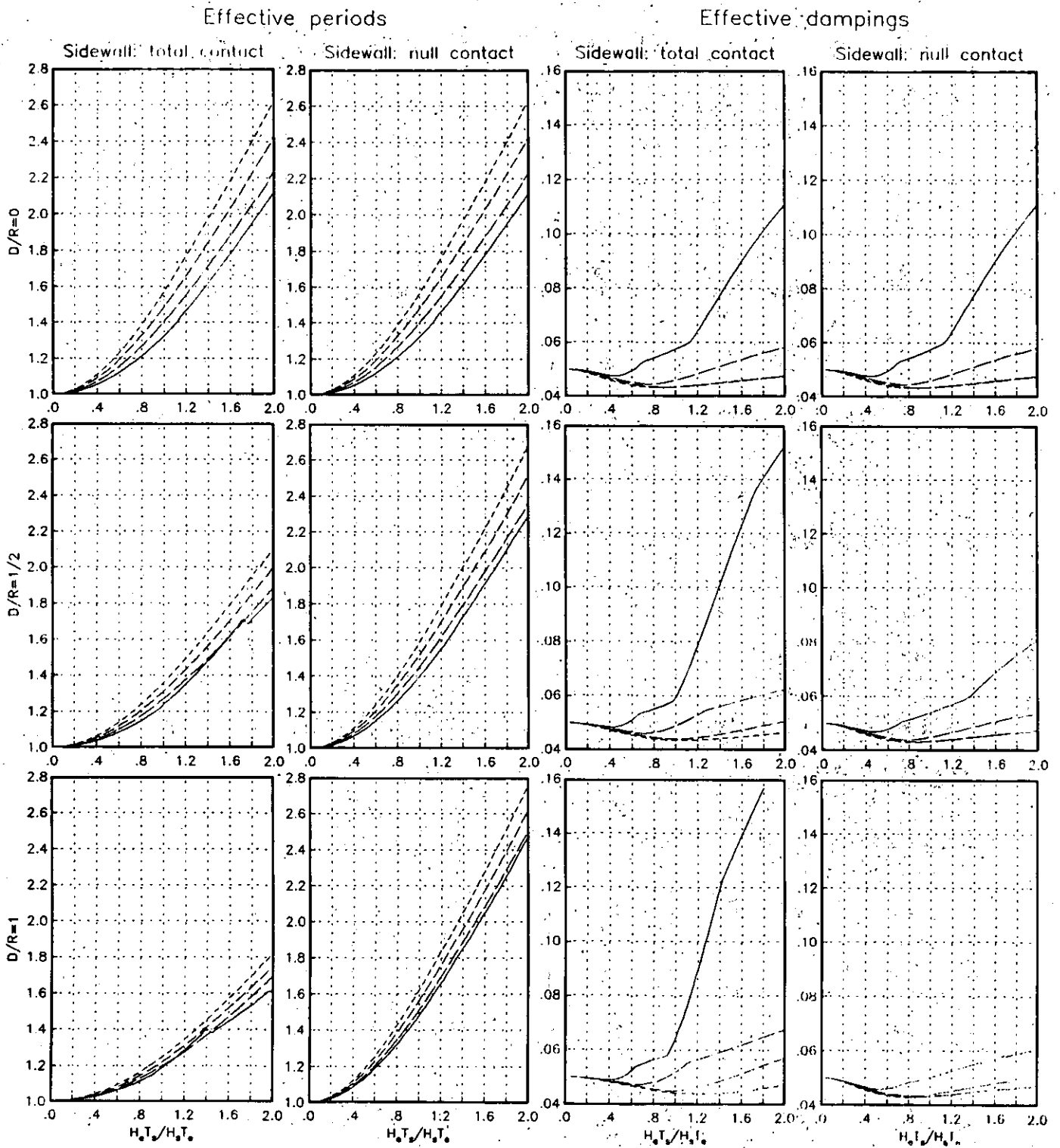


Fig 1.3 Effective periods and dampings for $v_s = 1/3$ and $H_1/R = 4$

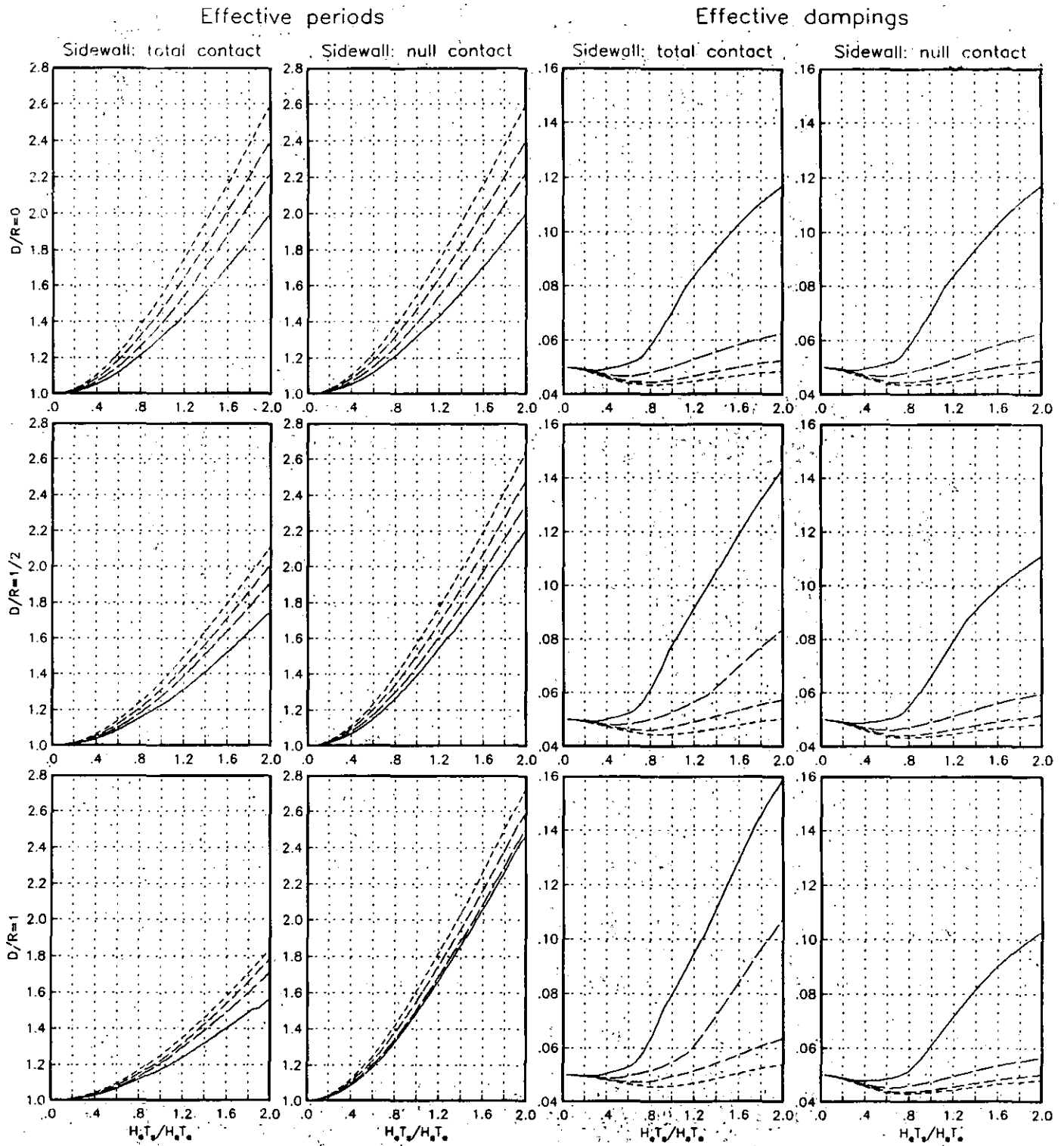


Fig 1.4 Effective periods and dampings for $v_s = 1/3$ and $H_s/R = 6$

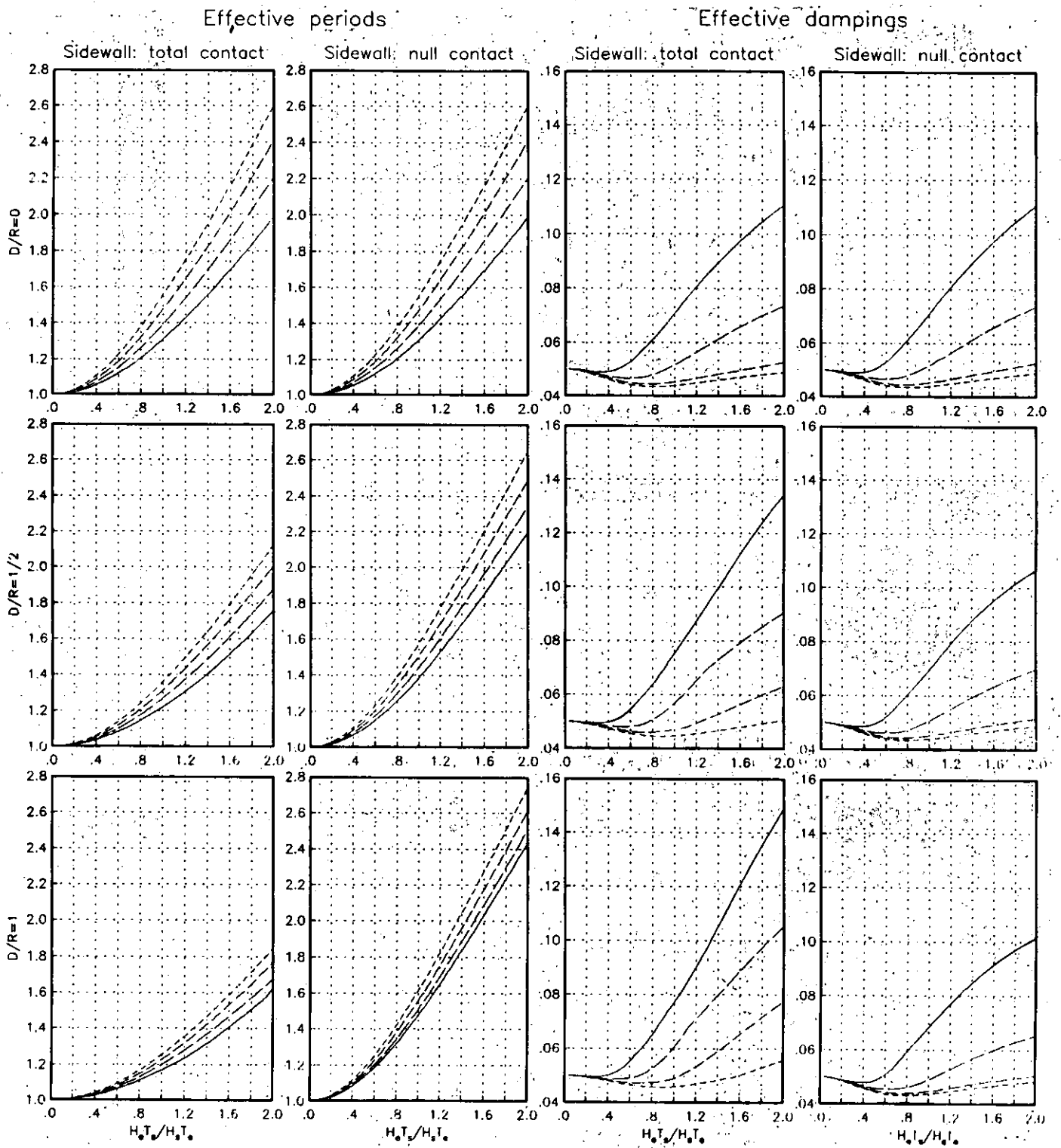


Fig 1.5 Effective periods and dampings for $v_s = 1/3$ and $H_0/R = 8$

Effective periods

Effective dampings

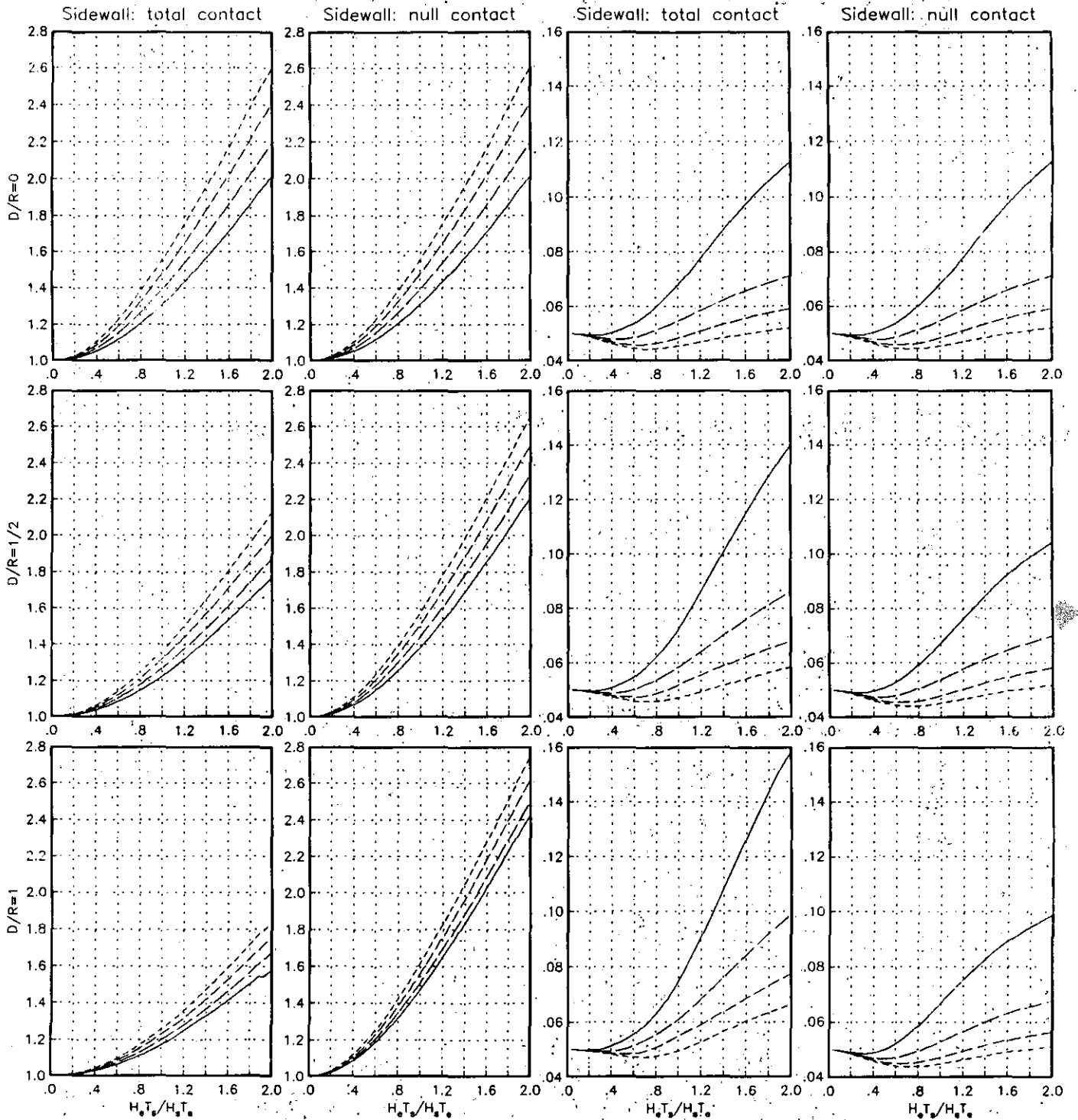


Fig 1.6 Effective periods and dampings for $v_s = 1/3$ and $H_s/R = 10$

Effective periods

Effective dampings

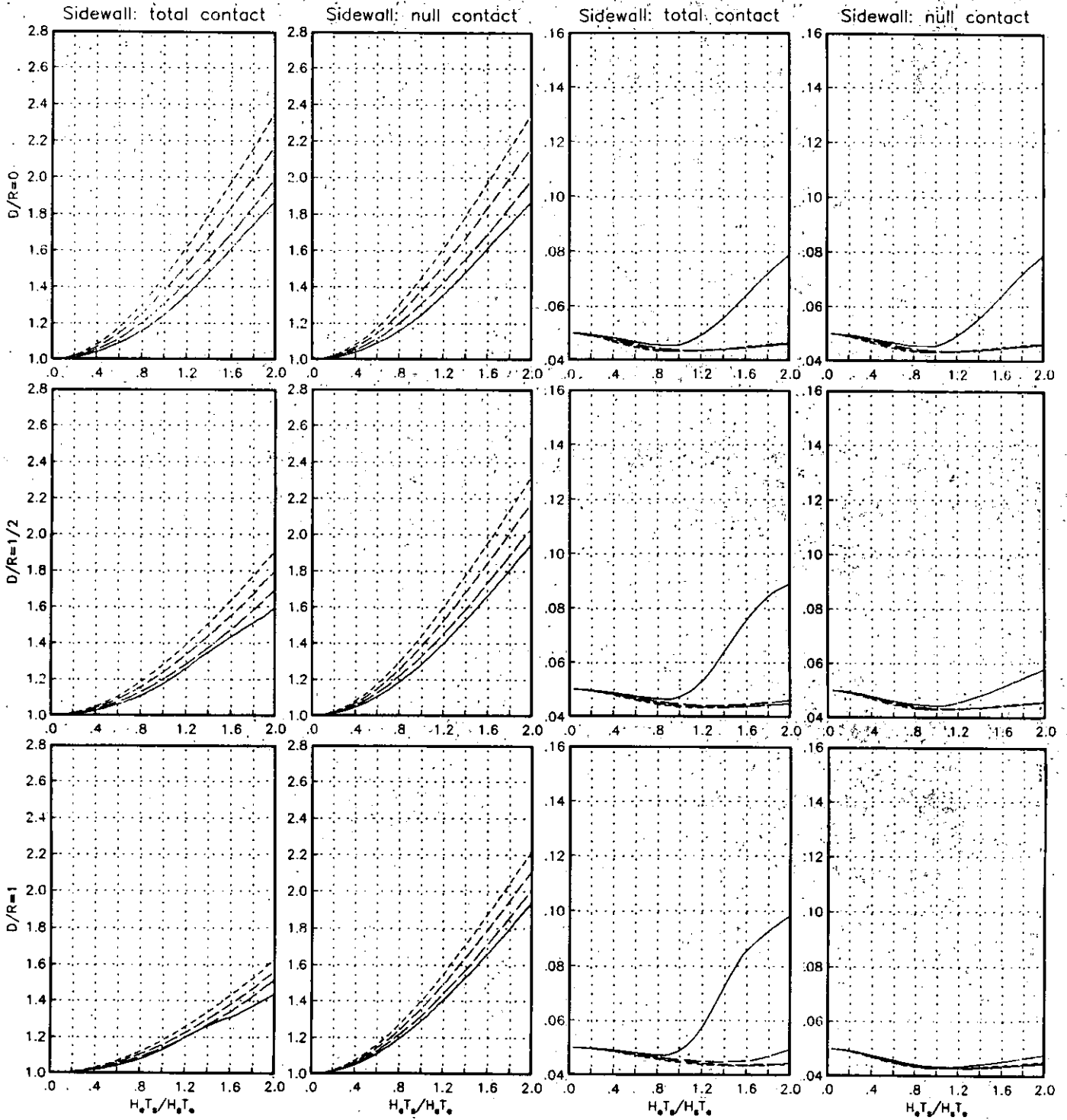


Fig 2.1 Effective periods and dampings for $v_s = 0.45$ and $H_s/R = 2$

Effective periods

Effective dampings

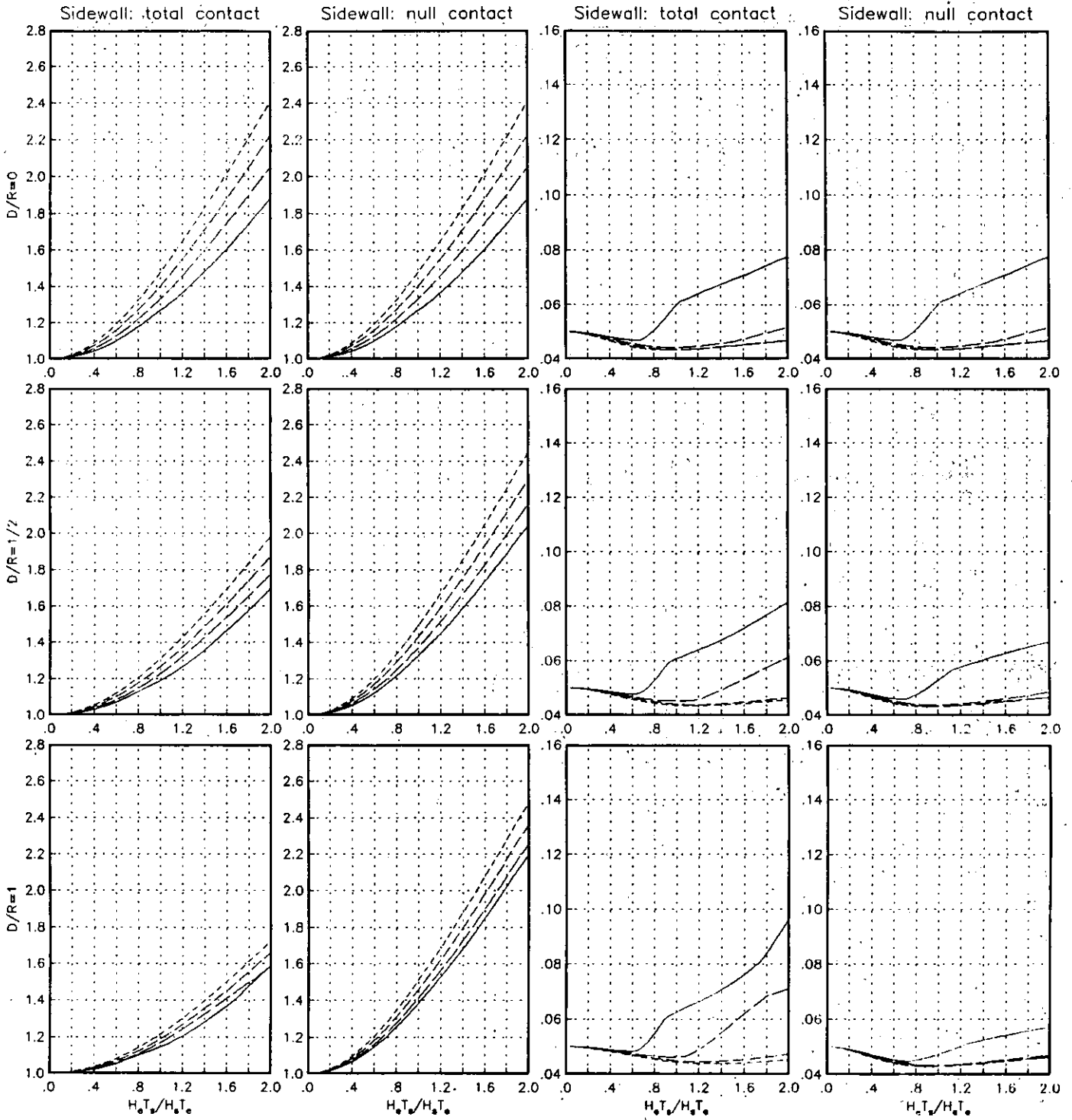


Fig 2.2 Effective periods and dampings for $v_s = 0.45$ and $H_s/R = 3$

Effective periods

Effective dampings

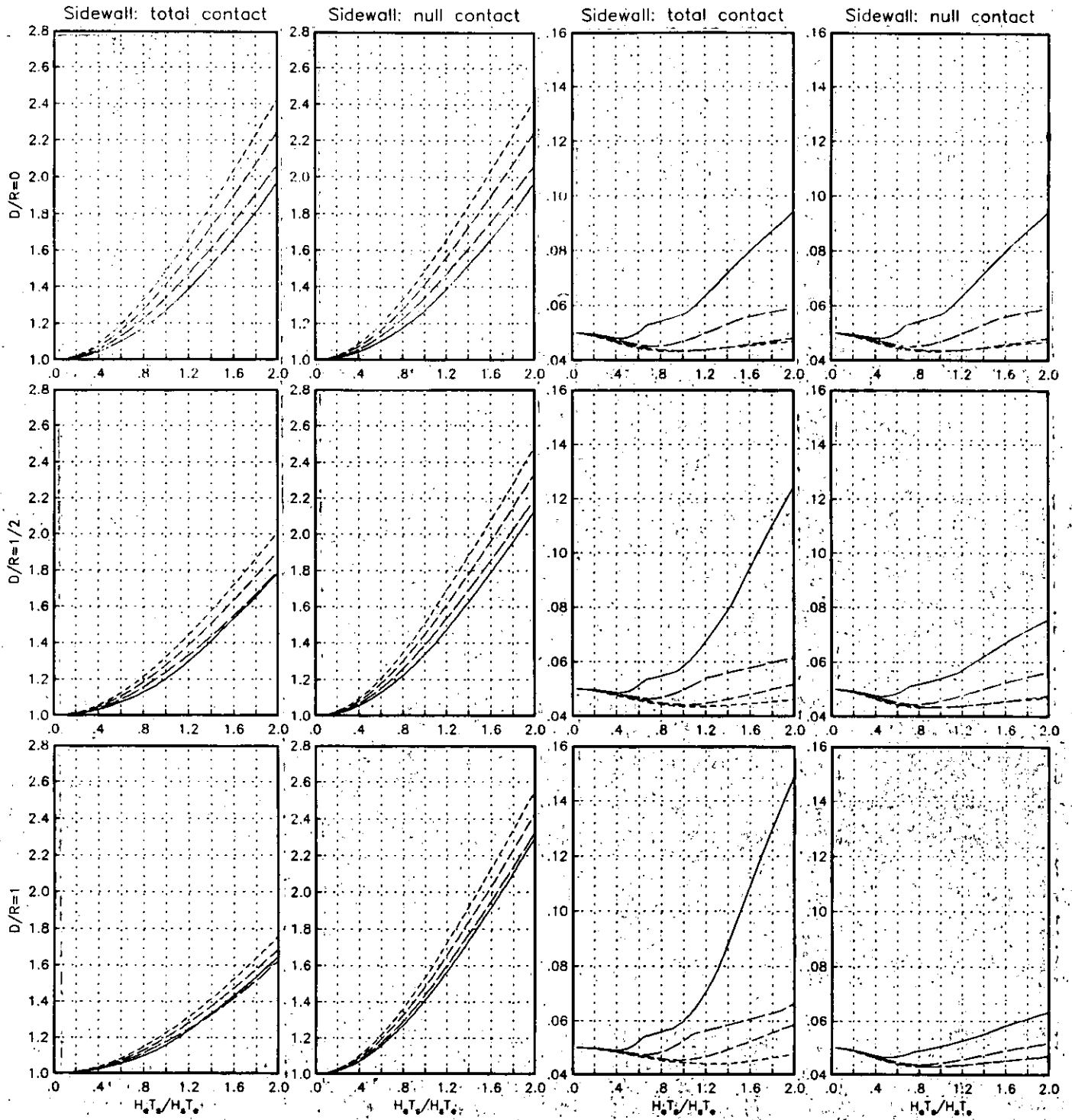


Fig 2.3 Effective periods and dampings for $v_s = 0.45$ and $H_s/R = 4$

Effective periods

Effective dampings

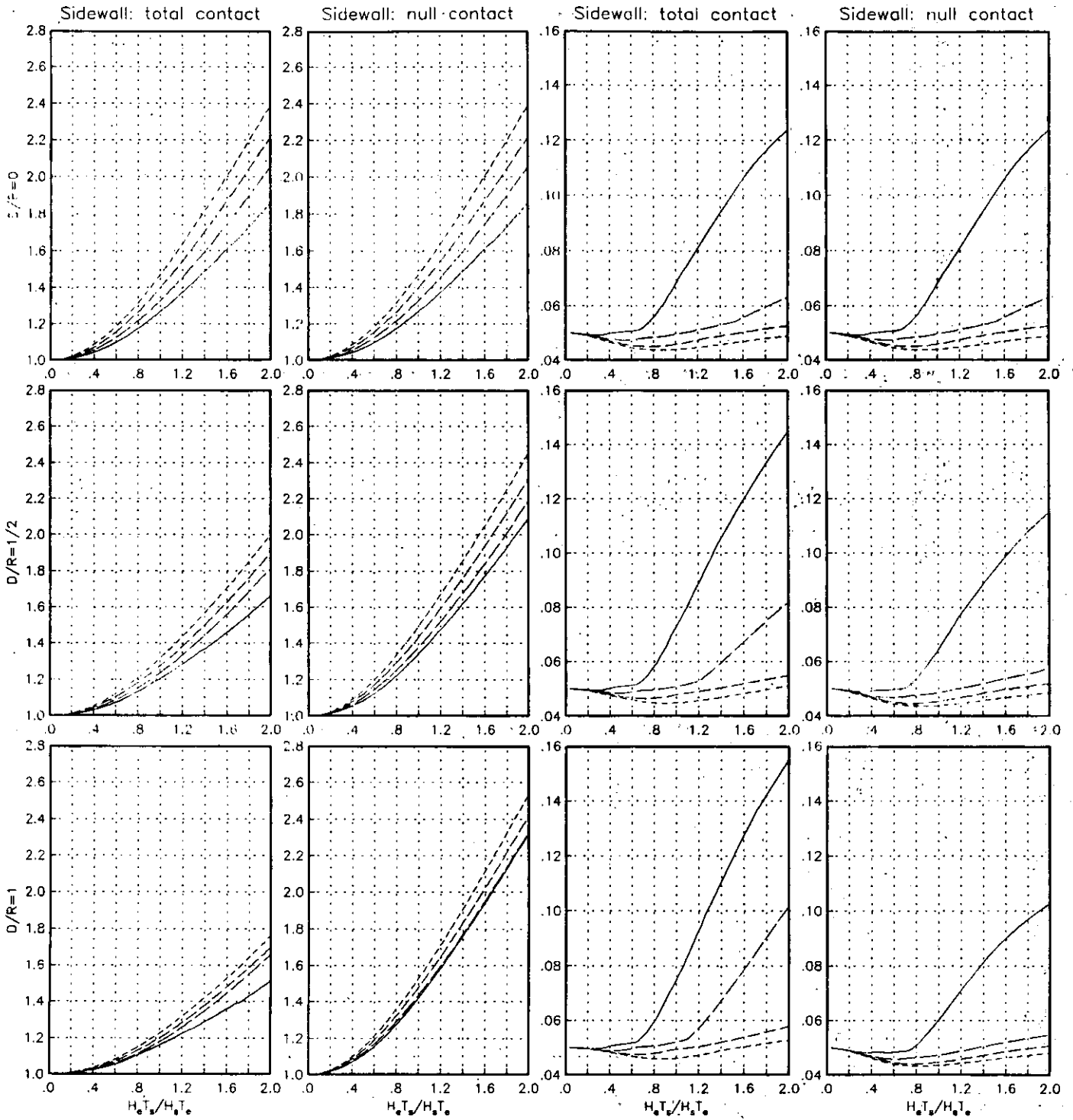


Fig.2.4 Effective periods and dampings for $v_g = 0.45$ and $H_s/R = 6$

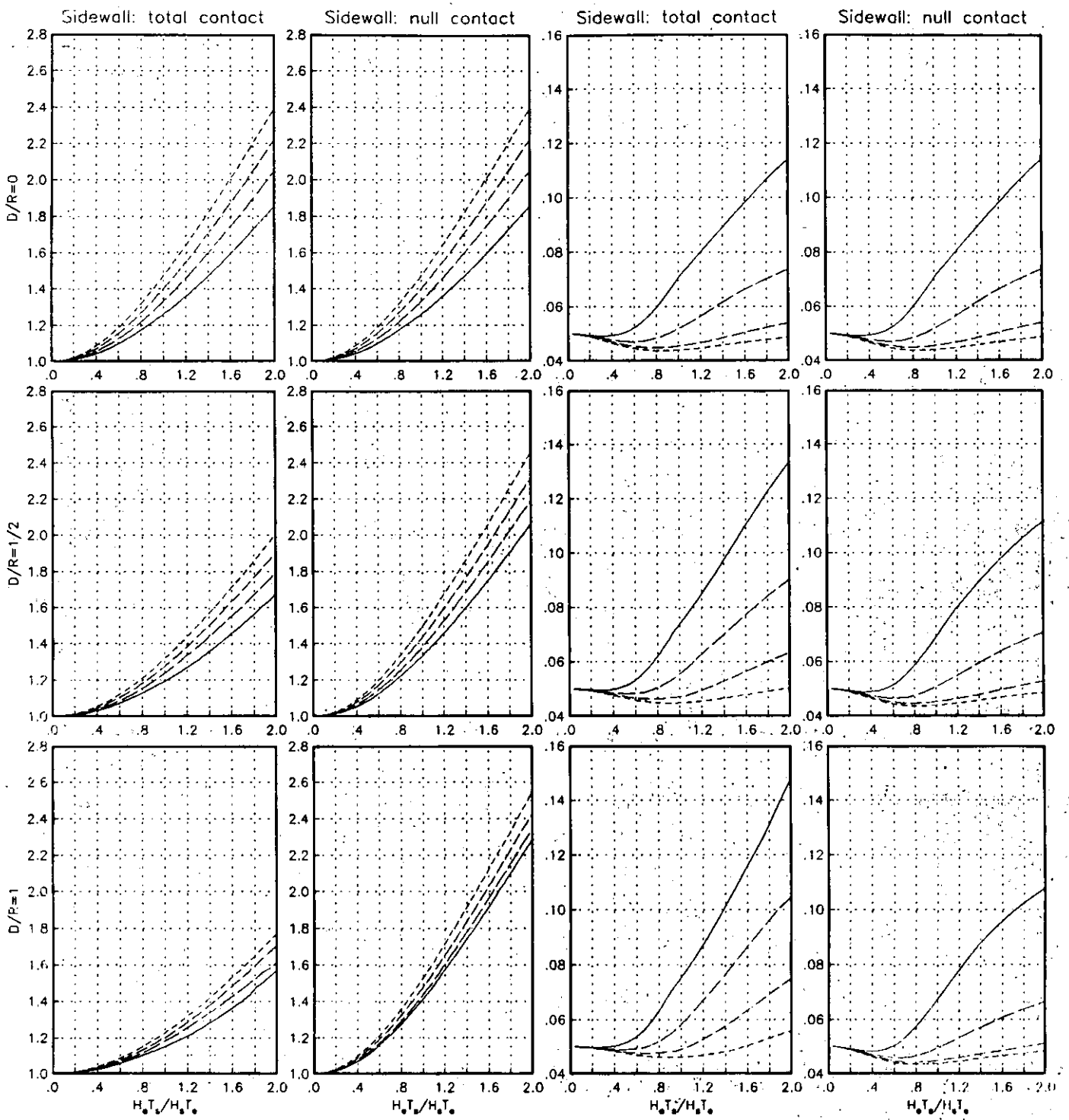


Fig 2.5 Effective periods and dampings for $v_s = 0.45$ and $H_s/R = 8$

Effective periods

Effective dampings

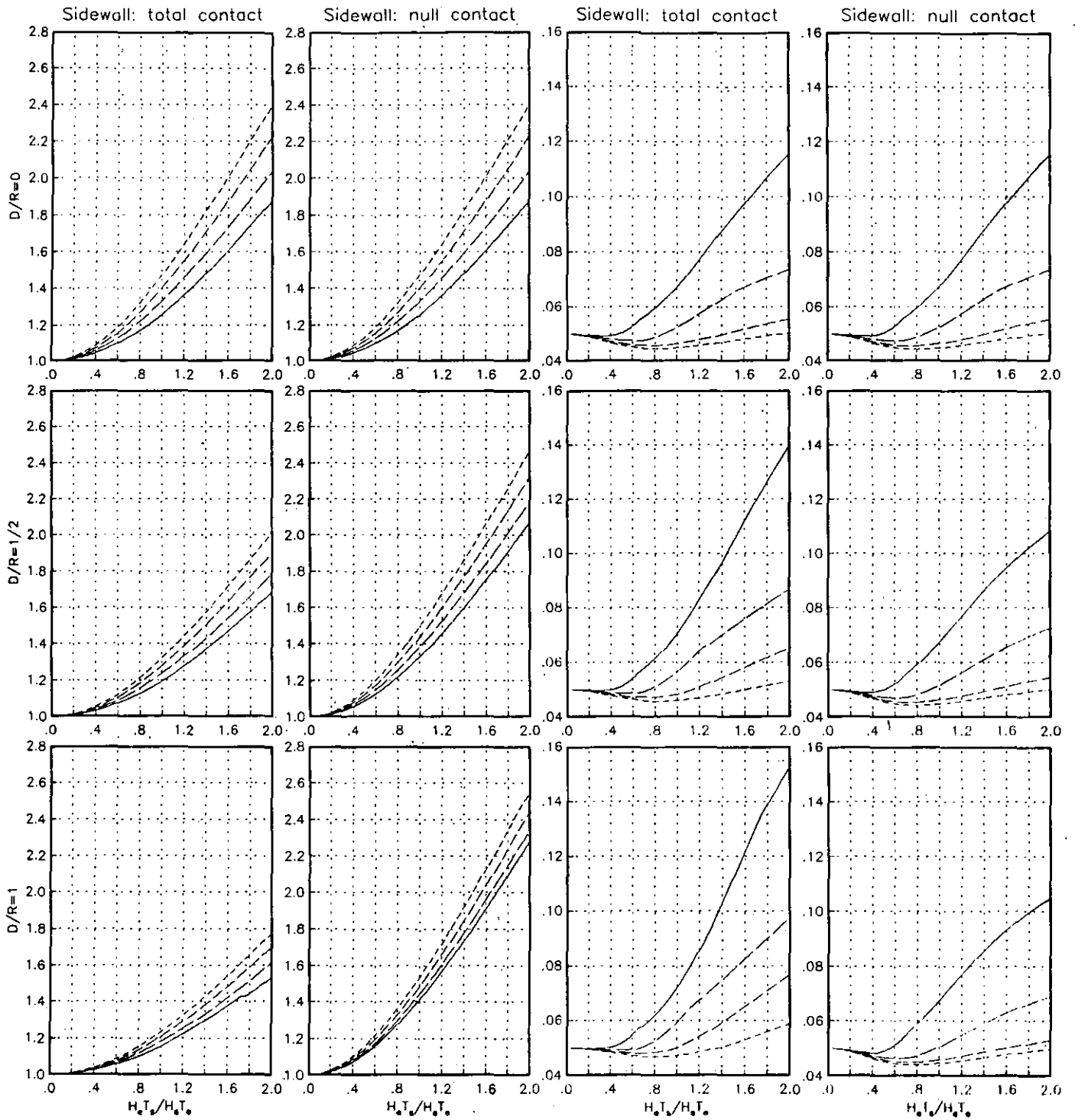


Fig 2.6 Effective periods and dampings for $v_s = 0.45$ and $H_s/R = 10$

Effective periods

Effective dampings

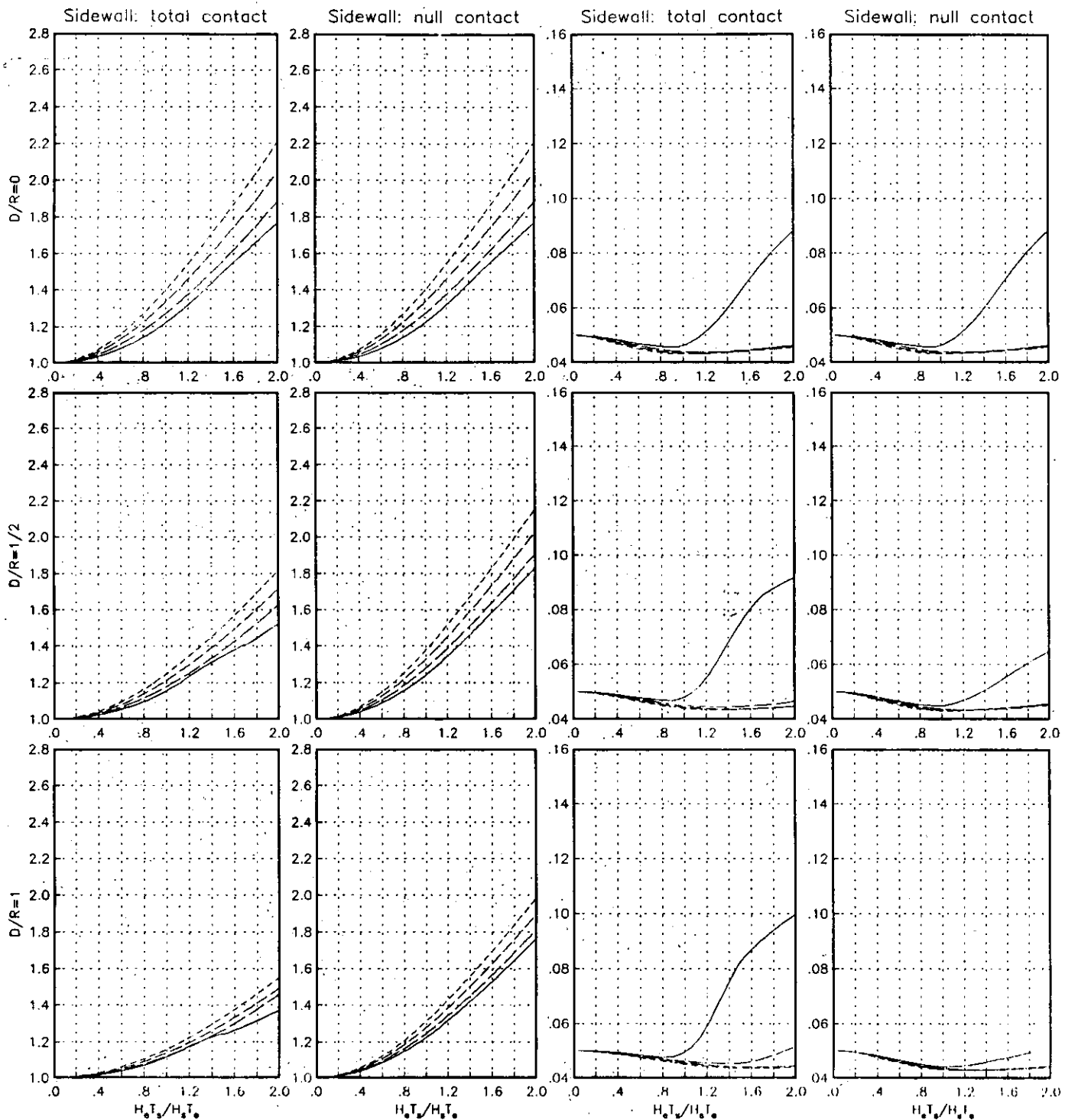


Fig 3.1 Effective periods and dampings for $v_s = 1/2$ and $H_s/R = 2$

Effective periods

Effective dampings

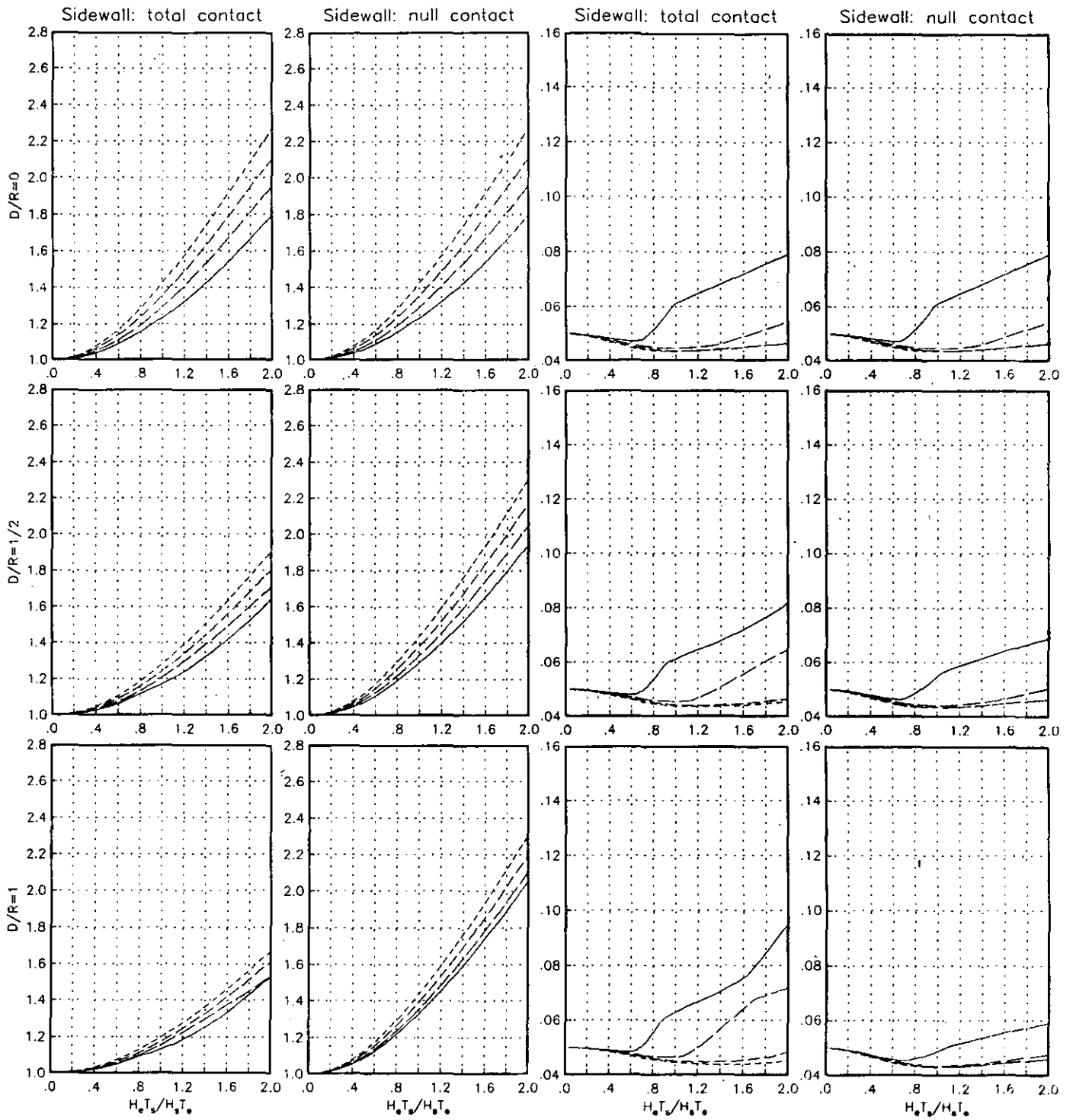


Fig 3.2 Effective periods and dampings for $v_s = 1/2$ and $H_s/R = 3$

Effective periods

Effective dampings

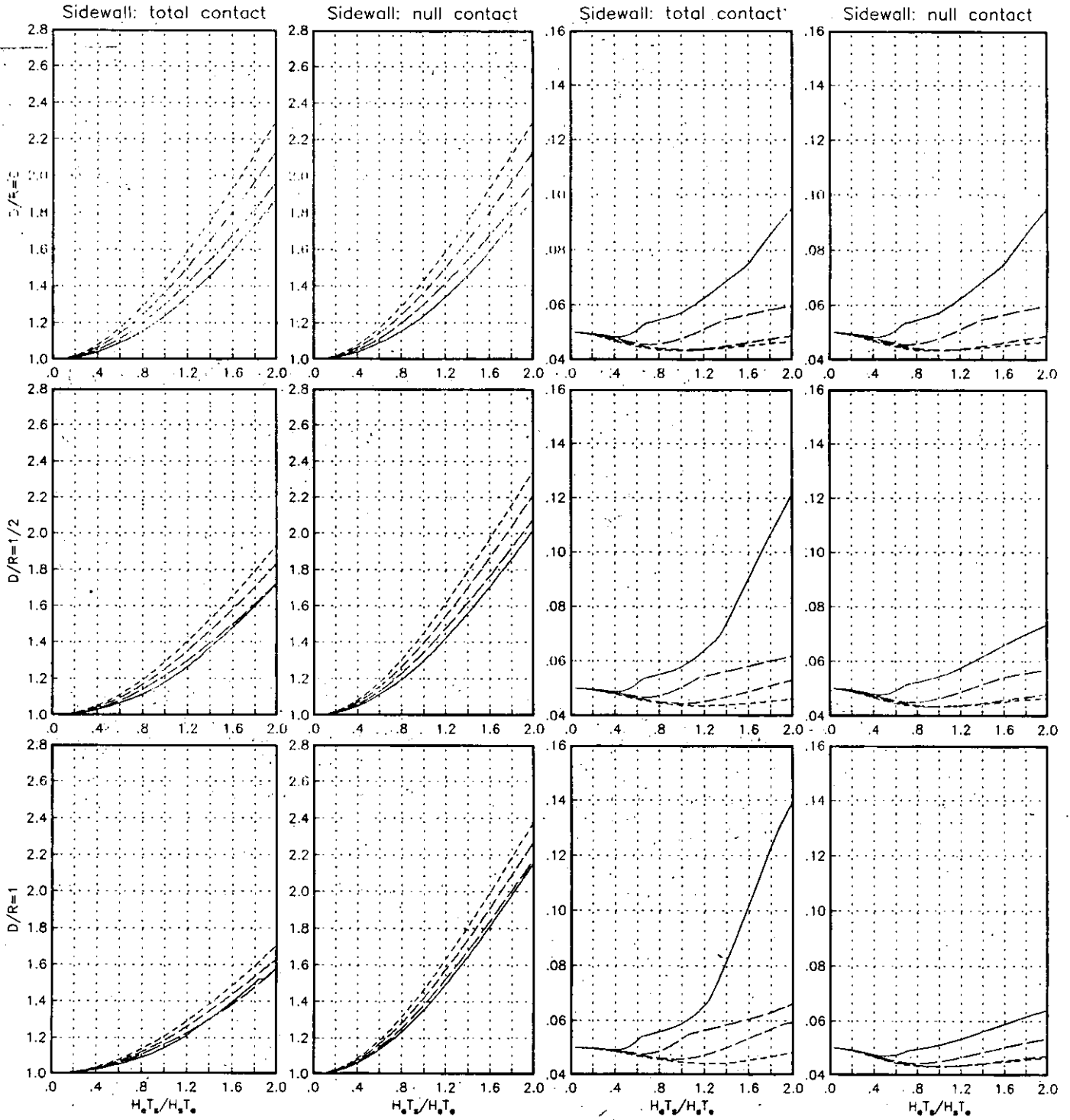


Fig 3.3 Effective periods and dampings for $\nu_b = 1/2$ and $H_b/R = 4$

Effective periods

Effective dampings

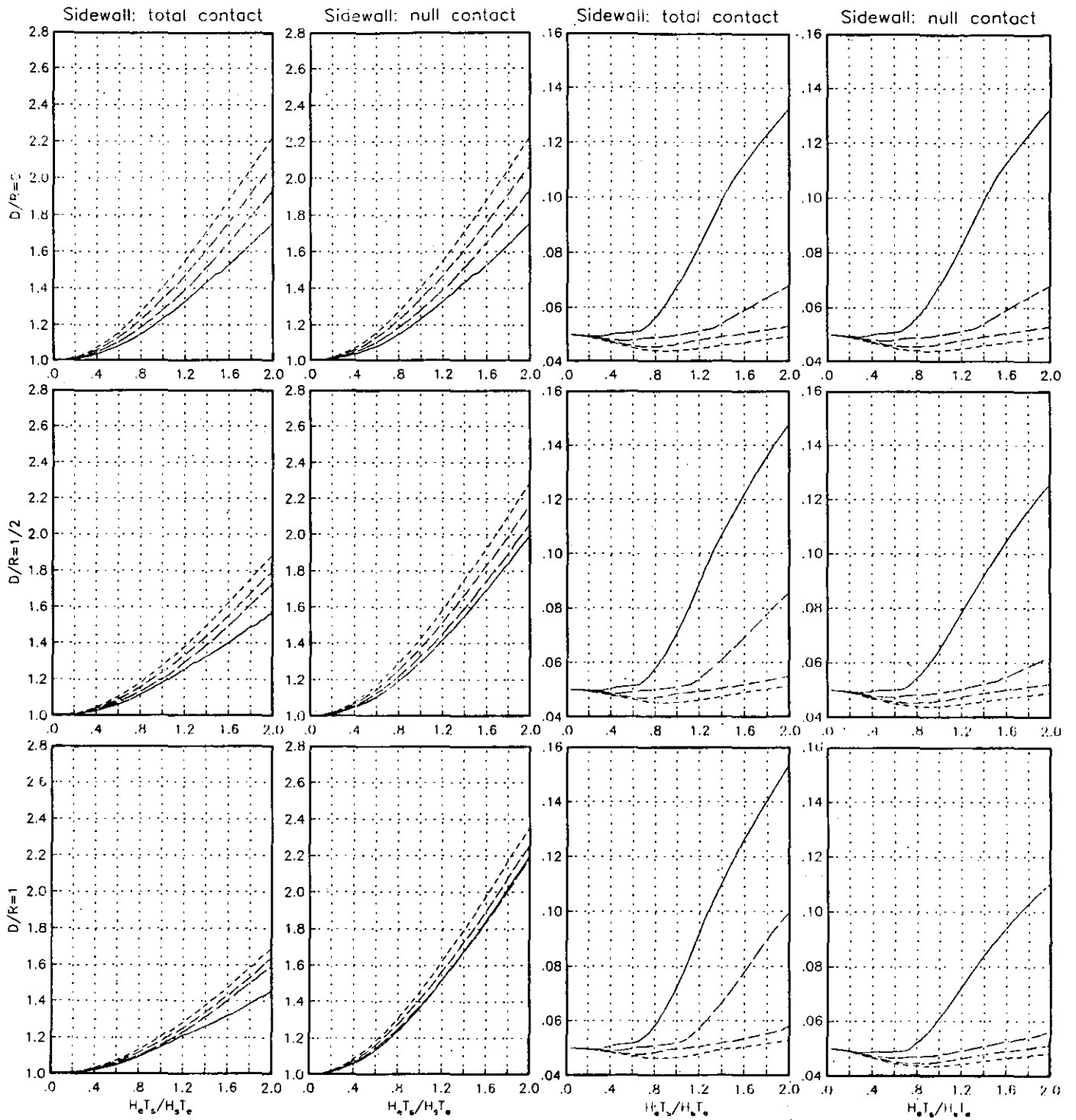


Fig 3.4 Effective periods and dampings for $v_s = 1/2$ and $H_s/R = 6$

Effective periods

Effective dampings

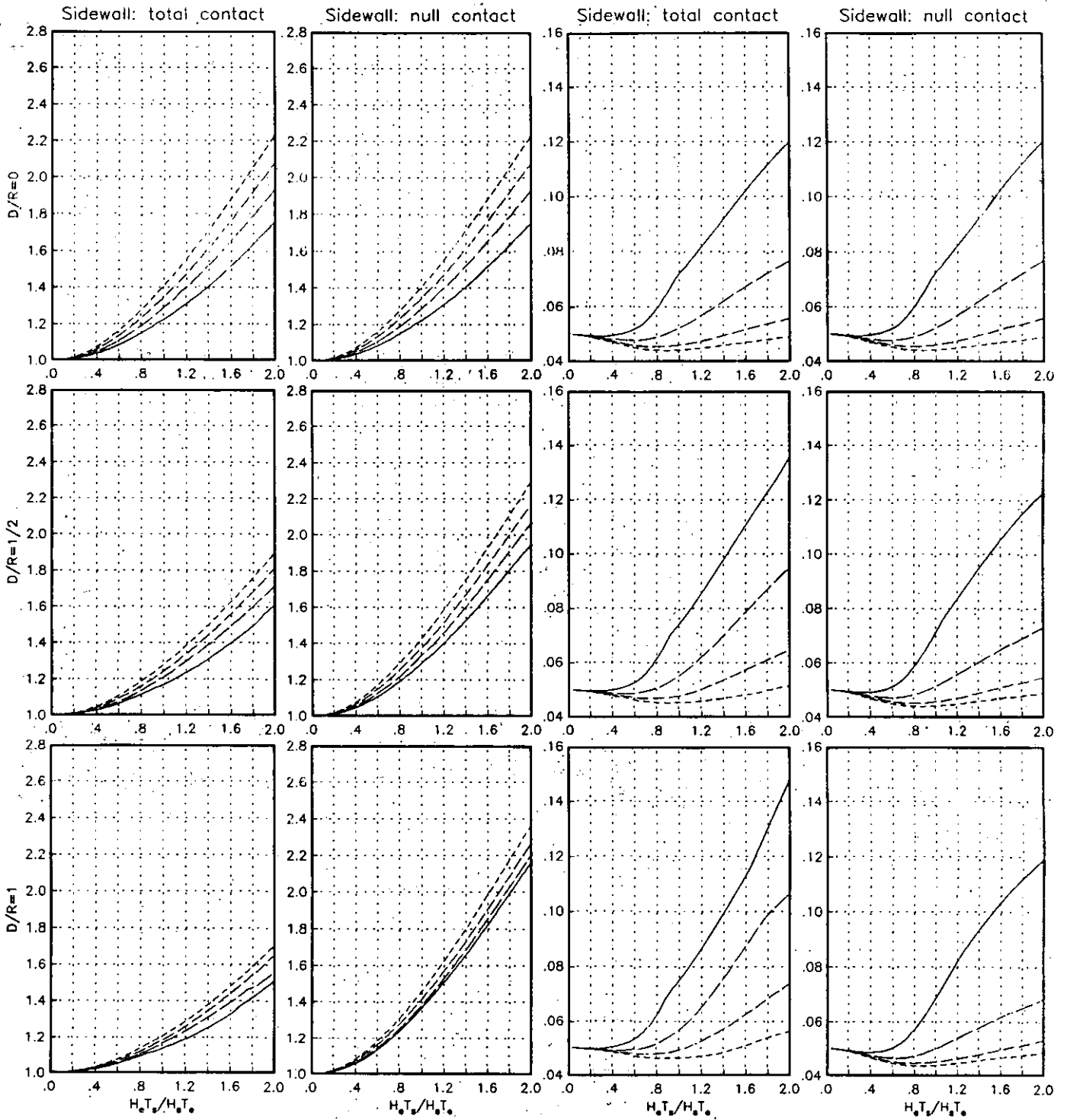


Fig 3.5 Effective periods and dampings for $v_g = 1/2$ and $H_1/R = 8$

Effective periods

Effective dampings

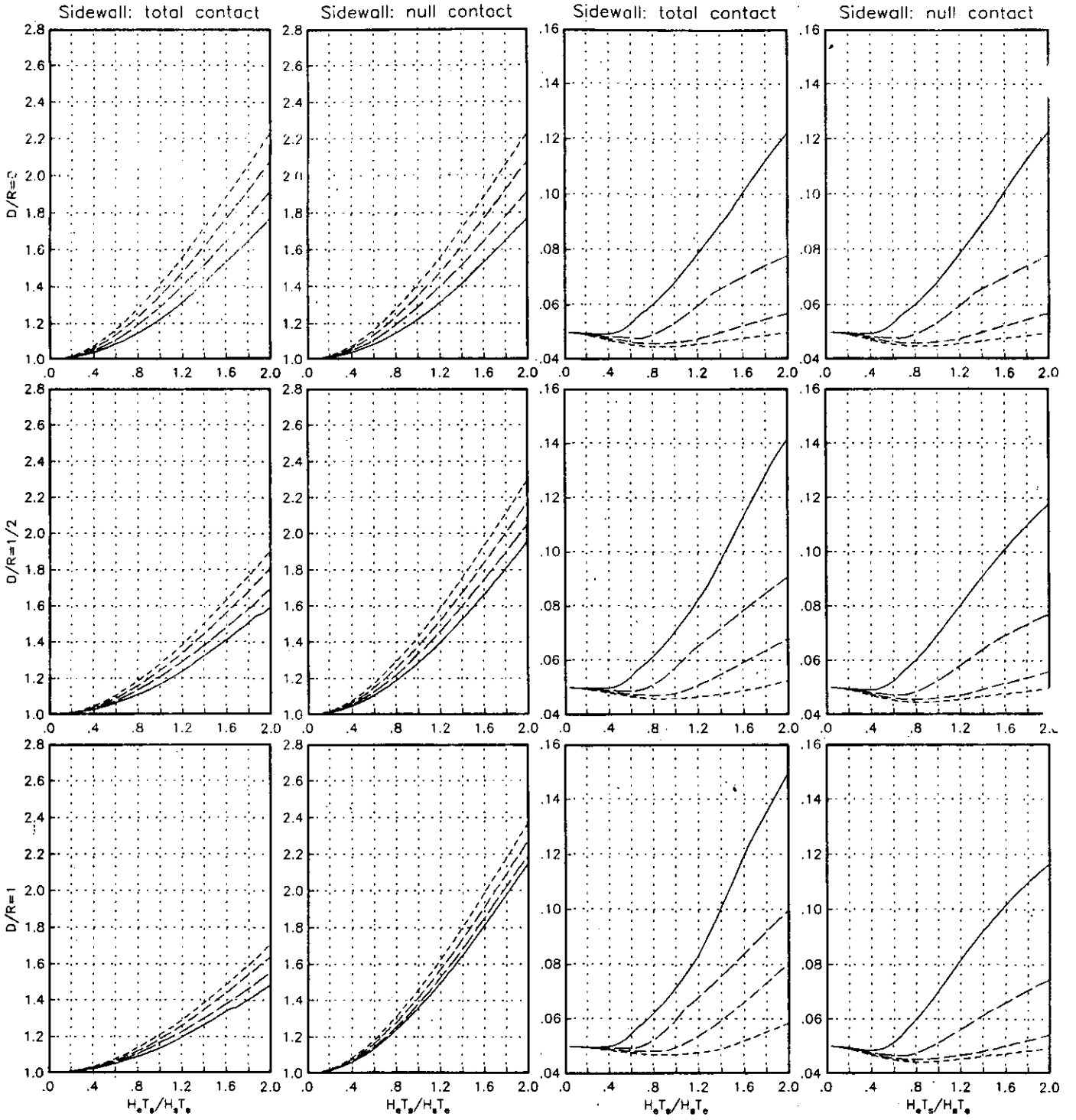


Fig 3.6 Effective periods and dampings for $\nu_s = 1/2$ and $H_s/R = 10$



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

XX CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SIMICA

**MODULO IV
DISEÑO SIMICO DE CIMENTACIONES**

INTERACCION DINAMICA SUELO - ESTRUCTURA EN EL VALLE DE MEXICO.

**ING. JAVIER AVILES.
ING. HECTOR RAUL ACUILAR
ING. LUIS EDUARDO PEREZ-ROCHA.**

1 9 9 4

INTERACCION DINAMICA SUELO-ESTRUCTURA EN EL VALLE DE MEXICO

Javier Avilés¹, Héctor Raúl Aguilar² y Luis Eduardo Pérez-Rocha³

RESUMEN

Se presentan dos procedimientos aproximados para representar los efectos de interacción suelo-estructura en el periodo y amortiguamiento. En primer lugar, se plantea el concepto de espectros de respuesta con interacción, en función del periodo y amortiguamiento de la estructura con base rígida, con objeto de evaluar la aplicabilidad del enfoque tradicional de espectros de respuesta sin interacción, en función del periodo y amortiguamiento efectivos de la estructura con base flexible. Posteriormente, se plantea el concepto de contornos de respuesta con interacción a fin de representar los efectos de sitio e interacción suelo-estructura simultáneamente, en términos del periodo dominante del sitio y el periodo fundamental de la estructura. Se muestra que a partir de los contornos de respuesta con interacción se pueden conocer los espectros de respuesta con interacción para cada sitio.

Asimismo, para diferentes configuraciones de sitio y estructura representativas de sistemas suelo-estructura típicos del valle de México, se calculan espectros y contornos de respuesta con interacción que permiten, por un lado, verificar la validez del enfoque tradicional de interacción y, por otro, predecir el escenario de interacción que tendría lugar en el valle de México ante un temblor característico postulado en terreno firme. Los resultados de un análisis paramétrico muestran la influencia de los parámetros característicos definidos por la profundidad del depósito de suelo, el enterramiento de la cimentación y la esbeltez de la estructura, los cuales controlan los efectos de interacción suelo-estructura.

¹ Investigador, Instituto de Investigaciones Eléctricas

² Asistente de Investigador, Centro de Investigación Sísmica AC, FJBS

³ Investigador, Centro de Investigación Sísmica AC, FJBS

I. INTRODUCCION

El problema de interacción suelo-estructura en la ciudad de México ha adquirido relevancia en los últimos años como resultado, principalmente, de los efectos producidos en las estructuras por los sismos de septiembre de 1985. Con base en la importancia de los fenómenos observados, se ha concluido que la interacción entre la estructura y el suelo no puede despreciarse en el diseño sísmico de estructuras desplantadas en depósitos de suelo blando.

Se sabe que el periodo fundamental de la estructura interactuando con el suelo siempre se incrementa, porque el sistema suelo-estructura tiene una flexibilidad mayor que la de la estructura supuesta con base rígida. También se sabe que el amortiguamiento del sistema generalmente se incrementa, porque existe una disipación adicional de energía producto de los amortiguamientos material y geométrico del suelo. Se estima que la ductilidad del sistema se reduce, según se infiere del comportamiento de una estructura de un grado de libertad con comportamiento elastoplástico cuya ductilidad es función decreciente del alargamiento del periodo por interacción.

Las modificaciones por interacción del periodo fundamental, el amortiguamiento y la ductilidad pueden dar lugar a respuestas estructurales mayores o menores, dependiendo de la posición de los periodos resonantes del espectro de respuesta y los niveles de amortiguamiento y ductilidad.

Las recomendaciones actuales para tener en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura son aún muy limitadas. En efecto, las normas vigentes sólo consideran la influencia de la interacción inercial en el periodo fundamental, pero no se estipulan criterios para considerar la influencia de ella en el amortiguamiento y la ductilidad; tampoco se especifican criterios para cuantificar los efectos de la interacción cinemática. En general, se carece de modelos de interacción

suelo-estructura completos que permitan estudiar los diferentes aspectos del fenómeno y sus implicaciones en la respuesta estructural, a fin de generar criterios de diseño racionales.

El objetivo de este trabajo es presentar dos procedimientos aproximados para representar los efectos de la interacción inercial en el periodo y amortiguamiento, así como aplicarlos a diferentes configuraciones de sitio y estructura representativas de sistemas suelo-estructura típicos del valle de México, a fin de conocer la influencia de los parámetros característicos dominantes.

Por un lado, se plantea un enfoque alternativo para representar los efectos de interacción suelo-estructura utilizando el concepto de espectro de respuesta con interacción. El enfoque tradicional que emplea el concepto de periodo y amortiguamiento efectivos, se basa en que las funciones de transferencia del sistema real y el oscilador equivalente concuerdan en rigor sólo en la frecuencia de resonancia. En consecuencia, aunque los componentes de excitación con frecuencia semejante a la resonante son los que producen la mayor respuesta, se pueden tener diferencias significativas cuando las frecuencias dominantes de la excitación sean muy diferentes de la resonante. Por ello, con objeto de evaluar la aplicabilidad del enfoque tradicional, se establecen correlaciones entre los espectros de respuesta con interacción obtenidos a partir del sistema real y el oscilador equivalente.

Por otro lado, se plantea un enfoque nuevo para representar los efectos de sitio e interacción suelo-estructura simultáneamente, en términos del periodo fundamental de la estructura y el periodo dominante del sitio. Para ello, se presenta una forma de expresar la respuesta estructural mediante contornos de respuesta con interacción, los cuales son aplicables a configuraciones de sitio y estructura con periodos variables. Postulando como movimiento de control al temblor del 19 de septiembre de 1985 registrado en la estación CU de terreno firme, se realiza un análisis paramétrico que cubre la mayor parte de casos de interés práctico; los parámetros característicos considerados son la

profundidad del depósito de suelo, el enterramiento de la cimentación y la esbeltez de la estructura, los cuales controlan los efectos de interacción suelo-estructura.

II. ESPECTROS DE RESPUESTA CON INTERACCION

Representación de los efectos de interacción suelo-estructura

Para representar los efectos de la interacción inercial entre el suelo y la estructura se puede recurrir a dos formas basadas en el concepto de espectro de respuesta con interacción. Para ello es necesario conocer, por un lado, el oscilador real con base flexible caracterizado con el periodo y amortiguamiento del modo fundamental de la estructura con base rígida y, por otro, el oscilador equivalente con base rígida caracterizado con el periodo y amortiguamiento efectivos de la estructura con base flexible. Ambos osciladores se muestran en las figs 1 y 2, respectivamente. T_0 y ζ_0 son el periodo y amortiguamiento de la estructura con base rígida, mientras que \tilde{T}_0 y $\tilde{\zeta}_0$ son el periodo y amortiguamiento del sistema suelo-estructura. M_0 y H_0 son la masa y altura efectivas de la estructura con base rígida vibrando en su modo fundamental (Avilés et al, 1992).

Además, M_c expresa la masa de la cimentación, J_c el momento de inercia de la masa del cimiento con respecto al eje de rotación de su base y D la profundidad de desplante de la cimentación con radio equivalente R ; a su vez, K_h y C_h representan la rigidez y el amortiguamiento del suelo en el modo de traslación de la cimentación, K_r y C_r la rigidez y el amortiguamiento del suelo en el modo de rotación de la cimentación y $K_{hr} = K_{rh}$ y $C_{hr} = C_{rh}$ la rigidez y el amortiguamiento del suelo acoplados, los cuales son función de la frecuencia de excitación (Avilés y Pérez-Rocha, 1992).

El periodo y amortiguamiento efectivos representan los parámetros dinámicos de un oscilador equivalente con base rígida cuyo cortante basal resonante es igual al que se desarrolla en el oscilador real con

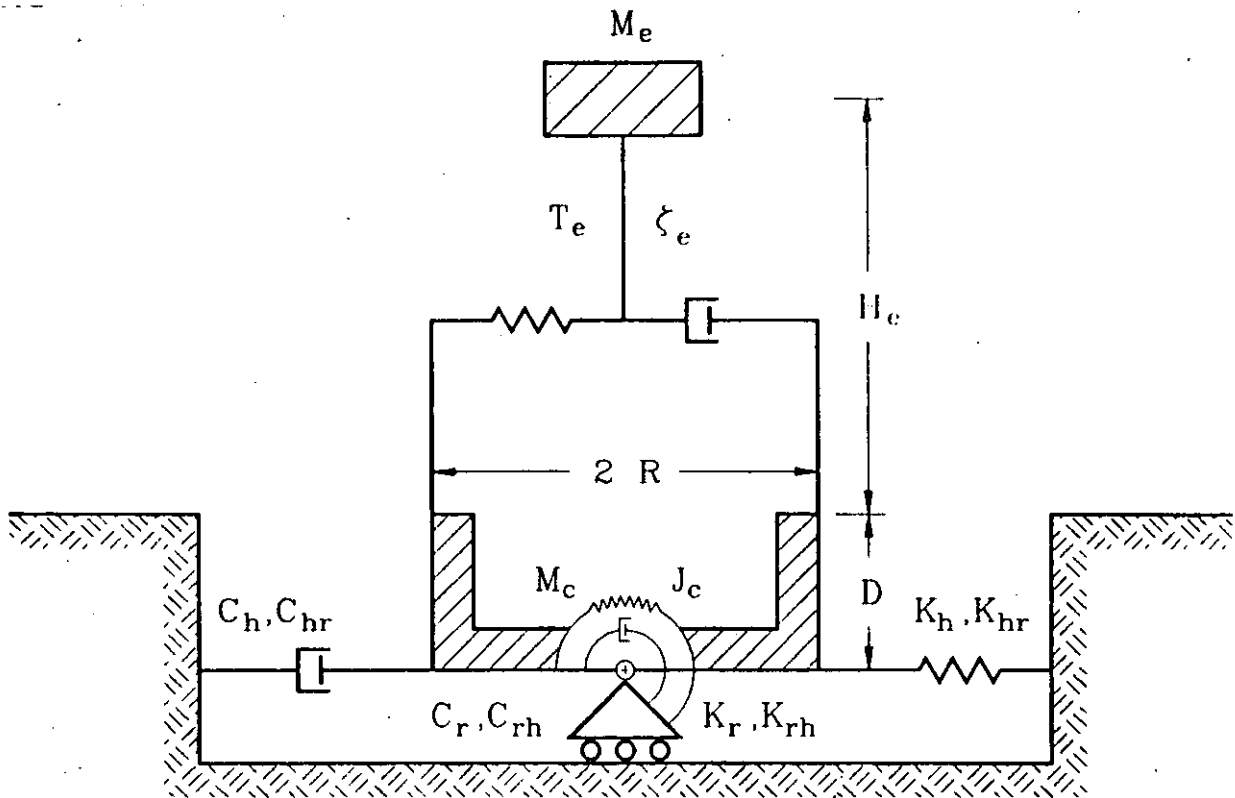


Fig. 1 Oscilador real con base flexible

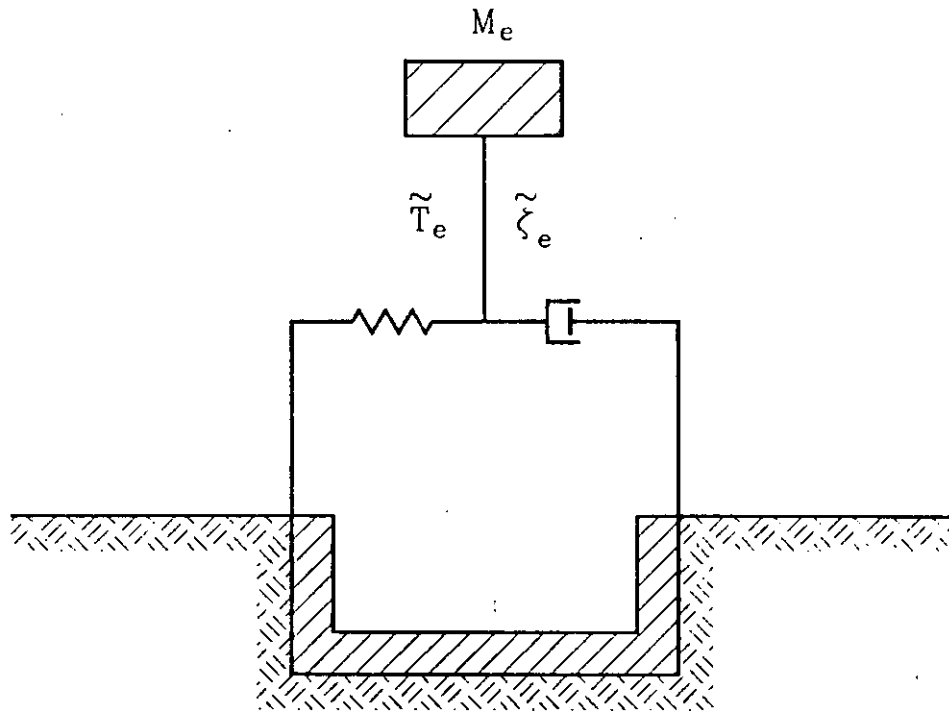


Fig. 2 Oscilador equivalente con base rigida

base flexible, para excitación armónica estacionaria de la base. De acuerdo con esta analogía, las pseudoaceleraciones máximas y las frecuencias naturales asociadas de ambos osciladores son idénticas.

Ahora bien, las dos formas que existen para representar los efectos de la interacción inercial entre el suelo y la estructura son una rigurosa y otra aproximada, las cuales consisten en la generación de espectros de respuesta con interacción calculados a partir del oscilador real con base flexible y el oscilador equivalente con base rígida, respectivamente.

Oscilador real con base flexible

Dado un temblor característico para un sitio específico, se entiende como espectro de respuesta con interacción riguroso la curva de respuestas máximas del oscilador real con base flexible en función del periodo fundamental de la estructura supuesta con base indeformable. De acuerdo con esta definición, el cálculo de dicho espectro de respuesta se realiza en los siguientes pasos:

1. El depósito de suelo estratificado del sitio se idealiza mediante un estrato equivalente con base indeformable, a partir del cual se determinan los resortes y amortiguadores equivalentes del suelo (Avilés y Pérez-Rocha, 1992) que definen las rigideces dinámicas de la cimentación.
2. En el dominio de la frecuencia, se plantean las ecuaciones de equilibrio dinámico del oscilador apoyado sobre los resortes y amortiguadores equivalentes del suelo, esto es:

$$\left[\mathbf{K}_b + i \omega \mathbf{C}_b - \omega^2 \mathbf{M}_b \right] \mathbf{X}_b = - \ddot{\mathbf{X}}_0 \mathbf{M}_0 \quad (1)$$

donde ω es la frecuencia de excitación y $\mathbf{X}_b = \{X_e, X_c, \Phi_c\}^T$ el vector de coordenadas generalizadas del sistema suelo-estructura, siendo X_e la deformación de la estructura, X_c el desplazamiento de la base de la cimentación relativo al movimiento de campo libre $\ddot{\mathbf{X}}_0$ y Φ_c la

rotación de la cimentación. El vector de cargas y las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez del sistema suelo-estructura tienen las siguientes formas (Avilés et al 1992):

$$M_o = \left\{ \begin{array}{c} M_o \\ M_o + M_c \\ M_o (H_o + D) + M_c D/2 \end{array} \right\} \quad (2)$$

$$M_s = \begin{bmatrix} M_o & M_o & M_o (H_o + D) \\ M_o & M_o + M_c & M_o (H_o + D) + M_c D/2 \\ M_o (H_o + D) & M_o (H_o + D) + M_c D/2 & M_o (H_o + D)^2 + J_c \end{bmatrix} \quad (3)$$

$$C_s = \begin{bmatrix} C_e & 0 & 0 \\ 0 & C_h & C_{hr} \\ 0 & C_{rh} & C_r \end{bmatrix} \quad (4)$$

$$K_s = \begin{bmatrix} K_o & 0 & 0 \\ 0 & K_h & K_{hr} \\ 0 & K_{rh} & K_r \end{bmatrix} \quad (5)$$

3. Resolviendo la ec 1, se determina la función de transferencia para la pseudoaceleración de la estructura con base flexible como el cociente $\omega_e^2 X_e / \ddot{X}_o$, siendo ω_e la frecuencia fundamental de la estructura supuesta con base indeformable.
4. Conocidas las amplitudes de la función de transferencia del sistema suelo-estructura, así como el espectro de amplitudes de Fourier de la excitación, se determina la ordenada correspondiente del espectro de respuesta con interacción utilizando para ello la teoría de vibraciones casuales (Boore, 1983).

Oscilador equivalente con base rígida

Dado un temblor característico para un sitio específico, se entiende como espectro de respuesta con interacción aproximado la curva de respuestas máximas del oscilador equivalente con base rígida en función del periodo fundamental de la estructura supuesta con base indeformable.

De acuerdo con esta definición, el cálculo de dicho espectro de respuesta se realiza en los siguientes pasos:

1. Se determinan de manera aproximada el periodo y amortiguamiento efectivos del sistema suelo-estructura, despreciando para ello la masa de la cimentación y el momento de inercia de dicha masa, así como el acoplamiento en la rigidez dinámica de la cimentación. Estos parámetros efectivos pueden obtenerse igualando las partes real e imaginaria de la pseudoaceleración en resonancia del oscilador real con base flexible con las correspondientes del oscilador equivalente con base rígida (Avilés et al 1992), lo cual conduce a:

$$\tilde{T}_e = \left(T_e^2 + T_h^2 + T_r^2 \right)^{1/2} \quad (6)$$

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left(\frac{T_e}{\tilde{T}_e} \right)^3 + \frac{\zeta_h}{1 + 2\zeta_h^2} \left(\frac{T_h}{\tilde{T}_e} \right)^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left(\frac{T_r}{\tilde{T}_e} \right)^2 \quad (7)$$

donde T_h y T_r son los periodos naturales que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera trasladarse o girar, respectivamente, es decir:

$$T_h = 2\pi \left(\frac{M_e}{K_h} \right)^{1/2} \quad (8)$$

$$T_r = 2\pi \left(\frac{M_e (H_e + D)^2}{K_r} \right)^{1/2} \quad (9)$$

en tanto que ζ_h y ζ_r son los amortiguamientos viscosos del suelo en los modos de traslación y rotación de la cimentación, respectivamente, esto es:

$$\zeta_h = \frac{\pi C_h}{\tilde{T}_e K_h} \quad (10)$$

$$\zeta_r = \frac{\pi C_r}{\dot{f}_o K_r} \quad (11)$$

2. Conocidos el periodo y amortiguamiento efectivos del sistema suelo-estructura que caracterizan al oscilador equivalente con base rígida, se determina la ordenada correspondiente del espectro de respuesta con interacción como el valor del espectro de respuesta sin interacción para dichos periodo y amortiguamiento, utilizando para ello la teoría de vibraciones casuales (Boore, 1983).

Parámetros característicos de la interacción suelo-estructura

Los efectos de interacción suelo-estructura dependen de varios parámetros característicos tanto del suelo como de la estructura, los cuales se definen adimensionalmente como sigue:

1. Relación de masas de la cimentación entre la estructura: $\tilde{m} = \frac{M_c}{M_e}$
2. Relación de momentos de inercia de masa de la cimentación entre la estructura: $\tilde{j} = \frac{J_c}{M_e (H_o + D)^2}$
3. Densidad relativa de la estructura respecto al suelo: $\tilde{\rho} = \frac{M_e}{\rho_s \pi R^2 H_o}$
4. Coeficientes de amortiguamiento del suelo y la estructura: ζ_s y ζ_e
5. Relación de Poisson del suelo: ν_s
6. Profundidad relativa del depósito de suelo: $\tilde{h}_s = \frac{H_s}{R}$
7. Profundidad de desplante relativa de la cimentación: $\tilde{d} = \frac{D}{R}$
8. Relación de esbeltez de la estructura: $\tilde{h}_e = \frac{H_e}{R}$

Algunos de los parámetros característicos no son fundamentales, puesto que no controlan el fenómeno de interacción entre el suelo y la estructura. Los valores de tales parámetros conviene fijarlos de manera que sean representativos de aquéllos que se encuentran en la práctica. De acuerdo con esto, se consideraron $\tilde{m} = 0.2$, $\tilde{j} = 0.05$ y $\tilde{\rho} = 0.15$ como valores adecuados.

Otros parámetros característicos sí son determinantes; sin embargo, también se fijaron por tratarse de estructuras y suelos típicos del valle de México. De esta forma, se consideraron $\zeta_s = \zeta_e = 0.05$ y $\nu_s = 0.49$ como valores representativos.

Los parámetros característicos que se consideraron variables son la profundidad del depósito de suelo, el enterramiento de la cimentación y la esbeltez de la estructura, ya que gobiernan los efectos de interacción suelo-estructura. Con objeto de cubrir la mayor parte de casos reales se tomaron $\tilde{h}_s = 3, 4, 5, 7$ y 10 , $\tilde{d} = 0, 1/2$ y 1 , y $\tilde{h}_e = 1, 3$ y 5 .

Resultados

En la fig 3 se muestran espectros de respuesta con interacción calculados rigurosa (—) y aproximadamente (---), para el sitio SCT cuya estratigrafía se idealiza con un estrato equivalente que se caracteriza con el periodo dominante $T_s = 2$ s y la velocidad efectiva $\beta_s = 80$ m/s. Como excitación se utiliza el componente EW del temblor del 19 de septiembre de 1985 registrado en la estación SCT.

Puede observarse que los efectos de interacción más pronunciados se presentan para $\tilde{h}_s = 3$ y $\tilde{d} = 0$. Estos se reducen a medida que se incrementa la profundidad del depósito de suelo y el enterramiento de la cimentación, de suerte que para $\tilde{h}_s = 10$ y $\tilde{d} = 1$ son casi despreciables, esto es, los picos resonantes prácticamente coinciden en posición y amplitud con el pico resonante del espectro de respuesta sin interacción. Independientemente de la profundidad del depósito de suelo

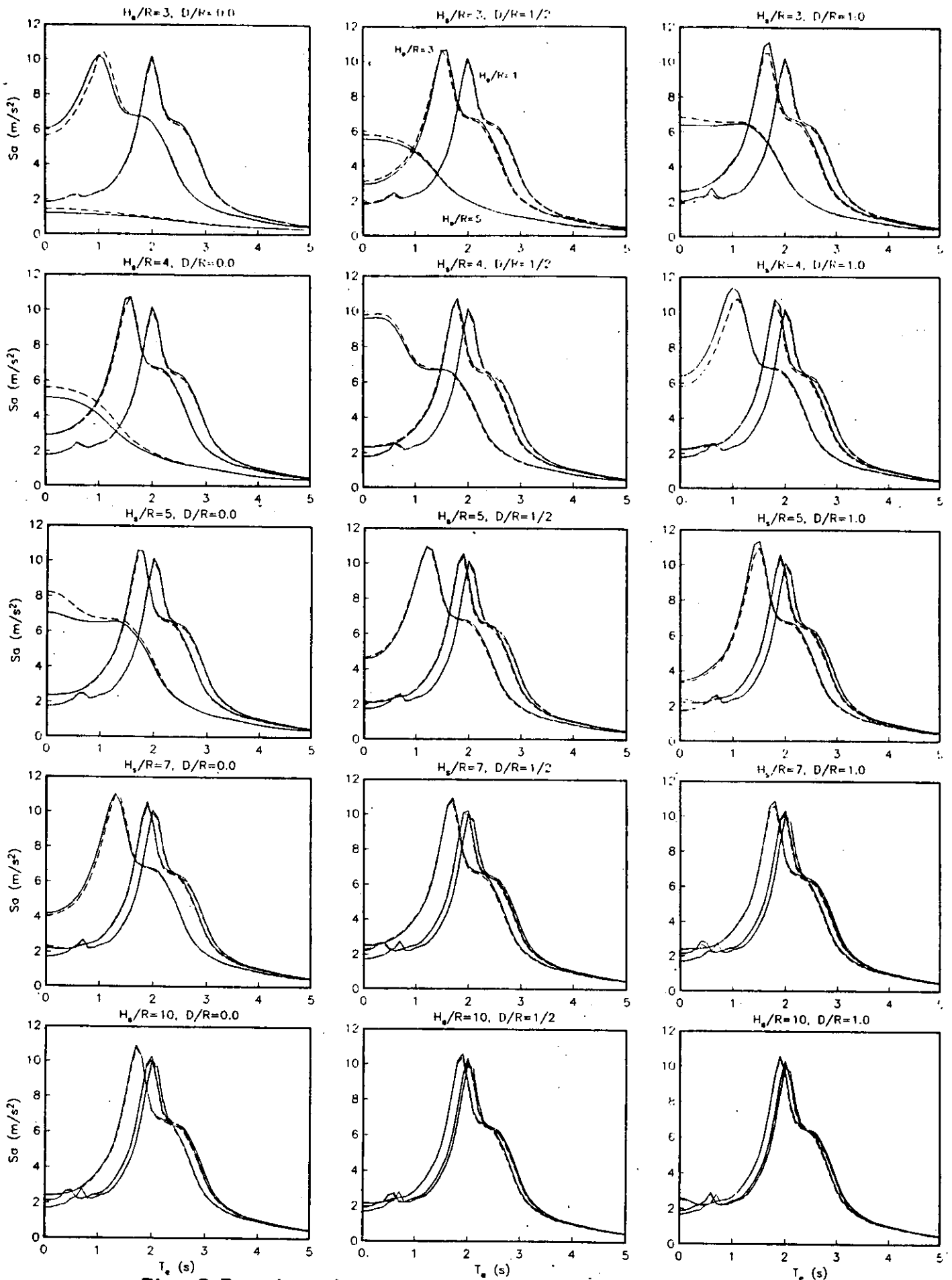


Fig. 3 Espectros de respuesta con interacción para el sitio SCT

y el enterramiento de la cimentación, los efectos de interacción crecen con la esbeltez de la estructura, siendo este crecimiento más acentuado cuando se reduce \tilde{h}_s que cuando se reduce \tilde{d} . En conclusión, el caso de mayor interacción se tiene con $\tilde{h}_s = 3$, $\tilde{d} = 0$ y $\tilde{h}_o = 5$, en tanto que la situación de menor interacción se presenta para $\tilde{h}_s = 10$, $\tilde{d} = 1$ y $\tilde{h}_o = 1$.

En la fig 4 se muestran espectros de respuesta con interacción calculados rigurosa (—) y aproximadamente (---), para el sitio CAO cuya estratigrafía se idealiza con un estrato equivalente que se caracteriza con el periodo dominante $T_s = 3.5$ s y la velocidad efectiva $\beta_s = 64$ m/s. Como excitación se utiliza el componente EW del temblor del 19 de septiembre de 1985 registrado en la estación CAO.

Los efectos de interacción en el sitio CAO, debidos a la influencia de la profundidad del depósito de suelo, el enterramiento de la cimentación y la esbeltez de la estructura, son similares a los que se presentan en el sitio SCT. Adicionalmente, en ambos sitios pude observarse que los espectros de respuesta con interacción tienden a ensancharse a medida que los efectos de interacción son más pronunciados. Sus picos resonantes se amplifican o atenúan con respecto al pico resonante del espectro de respuesta sin interacción debido a la modificación del amortiguamiento, a la vez que siempre se corren a la izquierda de dicho pico como consecuencia del alargamiento del periodo. Sus ordenadas para periodo cero siempre son mayores que la ordenada correspondiente del espectro de respuesta sin interacción, ya que representan la aceleración de un sistema suelo-estructura en el que la estructura es rígida pero el suelo es flexible.

Cuando no se tiene en cuenta la interacción entre el suelo y la estructura, los espectros de respuesta para un sitio dado dependen exclusivamente del nivel de amortiguamiento de la estructura. Sin embargo, al considerar dicha interacción crece significativamente el número de parámetros de los que dependen tales curvas de respuestas máximas. Por esta razón y en vista de que el comportamiento de los espectros de respuesta con interacción calculados rigurosa y aproximadamente es muy similar, se concluye que el enfoque tradicional

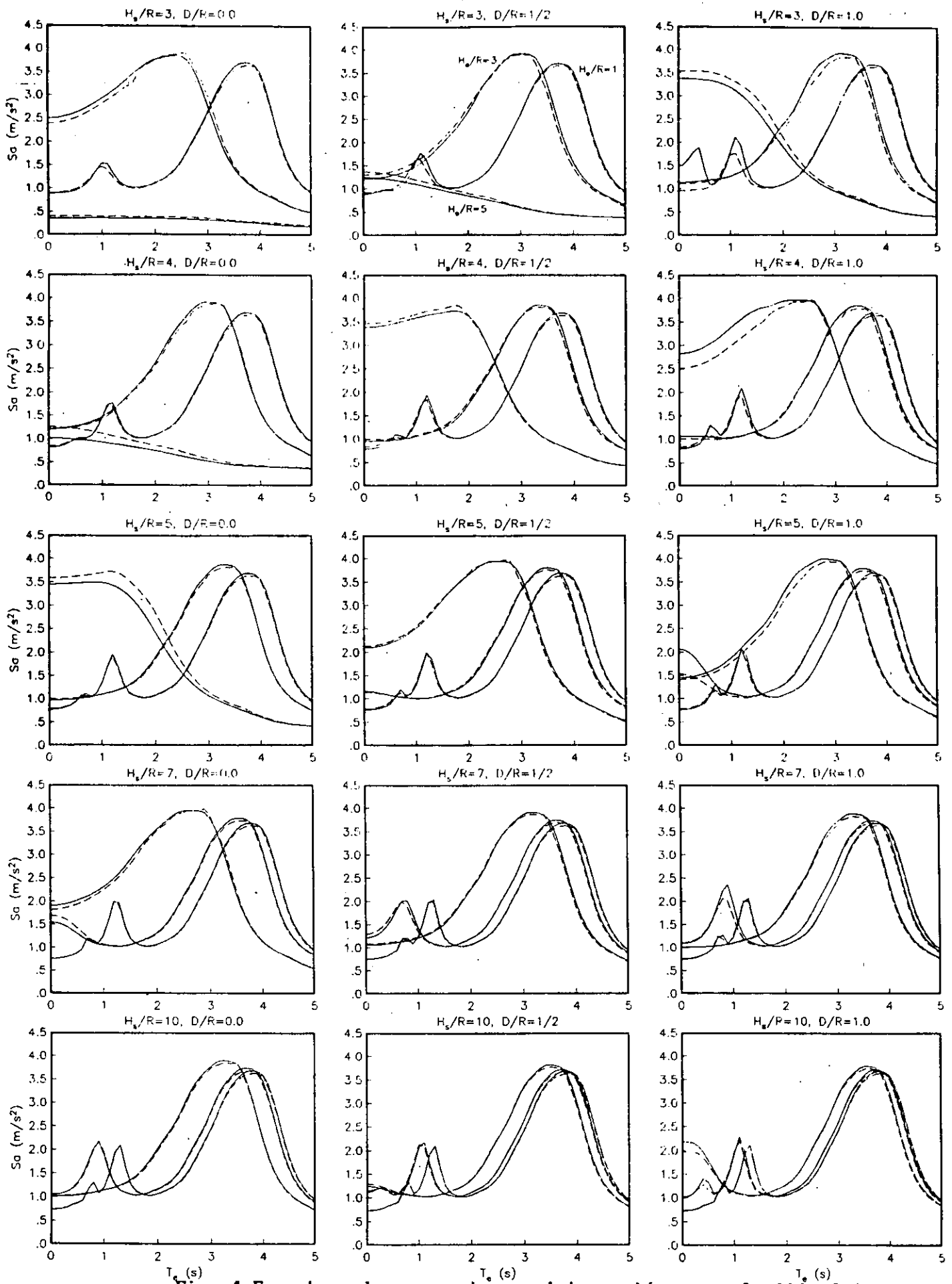


Fig. 4 Espectros de respuesta con interacción para el sitio CAO

consistente en determinar el periodo y amortiguamiento efectivos de sistemas suelo-estructura y con ellos utilizar espectros de respuesta sin interacción, resulta adecuado para fines prácticos.

III. CONTORNOS DE RESPUESTA CON INTERACCION

Representación de los efectos de sitio e interacción suelo-estructura

En la respuesta sísmica de estructuras intervienen varios factores que tienen que ver con la fuente, el trayecto, el sitio y la estructura misma. Con objeto de acotar el problema, supóngase que se tiene el temblor característico de diseño en condiciones de terreno firme, es decir, los efectos de fuente y trayecto se conocen implícitamente. Sólo falta considerar explícitamente los efectos de sitio e interacción suelo-estructura, a fin de determinar la respuesta estructural. En estas condiciones, lo que procede es obtener espectros de respuesta con interacción para cada sitio de interés a partir del movimiento de control en el afloramiento de la roca basal, la estratigrafía del sitio y el oscilador real con base flexible.

En términos generales, el espectro de respuesta con interacción para un sitio específico es aplicable a cualquier estructura pero no puede aplicarse en cualquier sitio. Por tal razón, parece conveniente representar los efectos de sitio e interacción suelo-estructura considerando simultáneamente el periodo fundamental de la estructura y el periodo dominante del sitio, de suerte que no exista restricción alguna cualquiera que sea la estructura y el sitio.

Para llevar a cabo lo anterior, se encontró que una forma adecuada de representar los efectos de sitio e interacción suelo-estructura consiste en la determinación de curvas de isoaceleración referidas a dos ejes ortogonales correspondientes a los periodos de vibración de la estructura y el sitio. A estas curvas de respuestas máximas de un oscilador elemental sobre un manto simple en función del periodo fundamental de la estructura y el periodo dominante del sitio, se les ha

definido como contornos de respuesta con interacción.

Asumiendo que el modelo para considerar los efectos de sitio e interacción suelo-estructura es el que se muestra en la fig 5, el cálculo de contornos de respuesta con interacción se realiza en los siguientes pasos:

1. Se toma como movimiento de control a un temblor característico en el afloramiento de la roca basal, calculándose su espectro de amplitudes de Fourier $|F_t(\omega)|$.
2. A partir de las propiedades del estrato equivalente con base deformable, se determina la función de transferencia del suelo ante la incidencia normal de ondas de cortante, como (Newmark y Rosenblueth, 1971)

$$H_s(\omega) = \frac{1}{\cos(k_s H_s) + i p \sin(k_s H_s)} \quad (12)$$

en donde

$$p = \frac{\rho_s \beta_s}{\rho_o \beta_o} \quad (13)$$

es la relación de impedancias entre el estrato y la roca basal; $k_s = \omega/\beta_s$ es el número de onda de cortante del estrato y $\rho_{o,s}$, $\beta_{o,s}$ son la densidad y la velocidad de corte del suelo, respectivamente, ya sea del estrato (índice s) o la roca basal (índice o). La base del estrato debe considerarse flexible para tener en cuenta la presencia del amortiguamiento geométrico, producto de la irradiación de ondas hacia la roca basal; el amortiguamiento material de tipo histerético se introduce reemplazando a $\beta_{o,s}$ por $\beta_{o,s}(1+i\zeta_{o,s})$.

3. A partir de las propiedades del oscilador equivalente con base rígida, se determina la función de transferencia de la estructura como (Clough y Penzien, 1975)

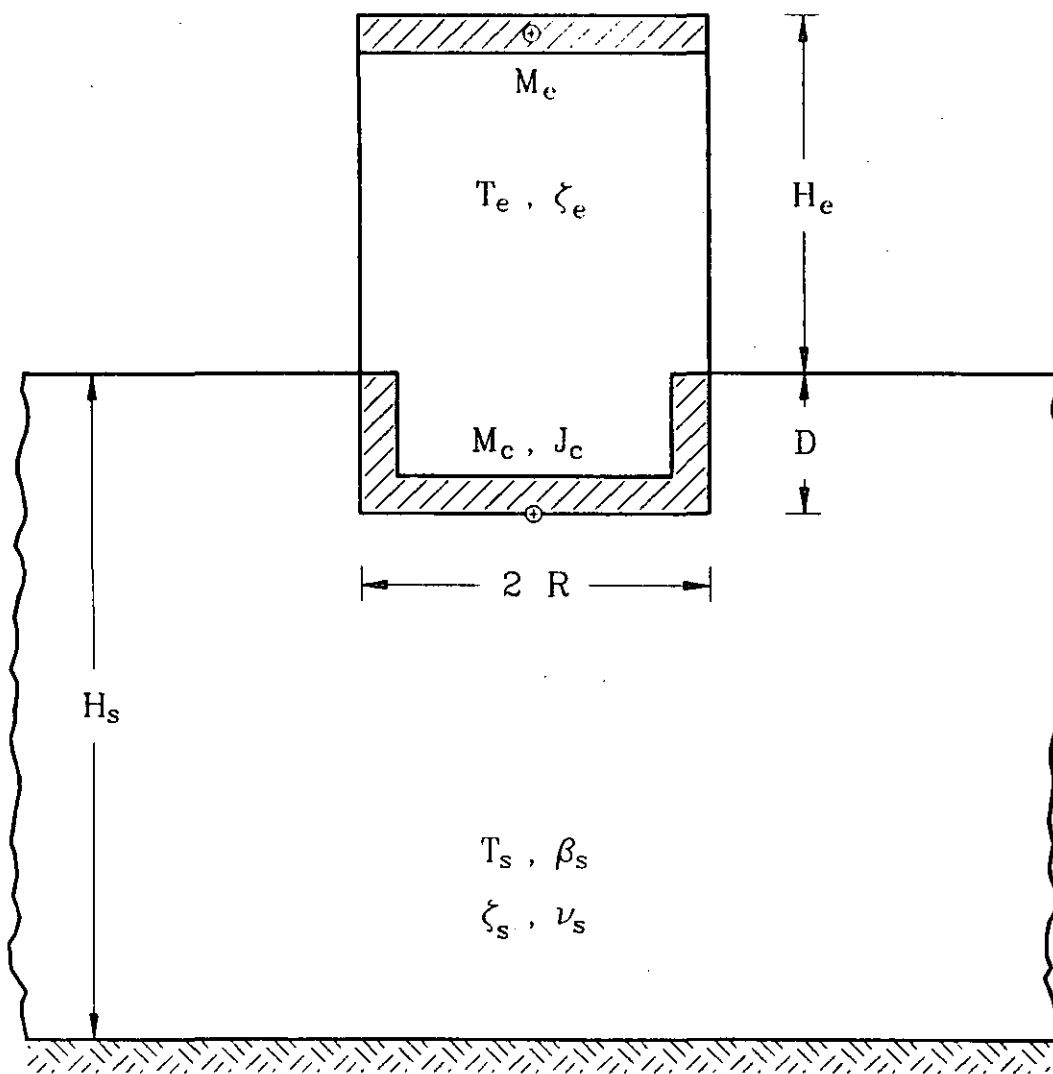


Fig. 5 Modelo para los efectos de sitio e interacción suelo-estructura

$$H_o(\omega) = \left[\frac{\omega^2}{\tilde{\omega}_o^2} - 1 - i 2 \tilde{\zeta}_o \frac{\omega}{\tilde{\omega}_o} \right]^{-1} \quad (14)$$

en donde $\tilde{\omega}_o = 2\pi/\tilde{T}_o$, siendo \tilde{T}_o y $\tilde{\zeta}_o$ el periodo y amortiguamiento efectivos definidos por las ecs 6 y 7, respectivamente.

4. Conocidos el espectro de amplitudes de Fourier de la excitación así como las funciones de transferencia del suelo y la estructura, se obtiene el espectro de amplitudes de Fourier de la respuesta estructural mediante

$$|F_o(\omega)| = |F_t(\omega)| |H_s(\omega)| |H_o(\omega)| \quad (15)$$

5. Finalmente, con base en el espectro de amplitudes de Fourier de la respuesta estructural y la duración del movimiento en el sitio de interés, dada por

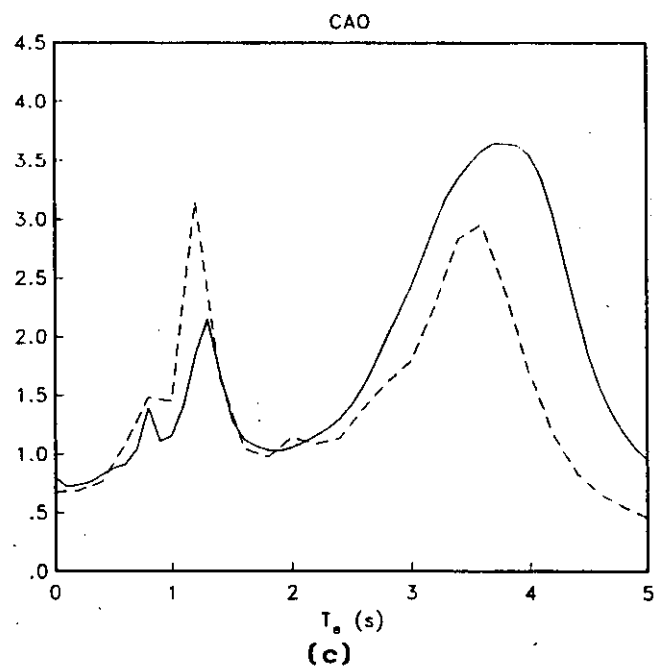
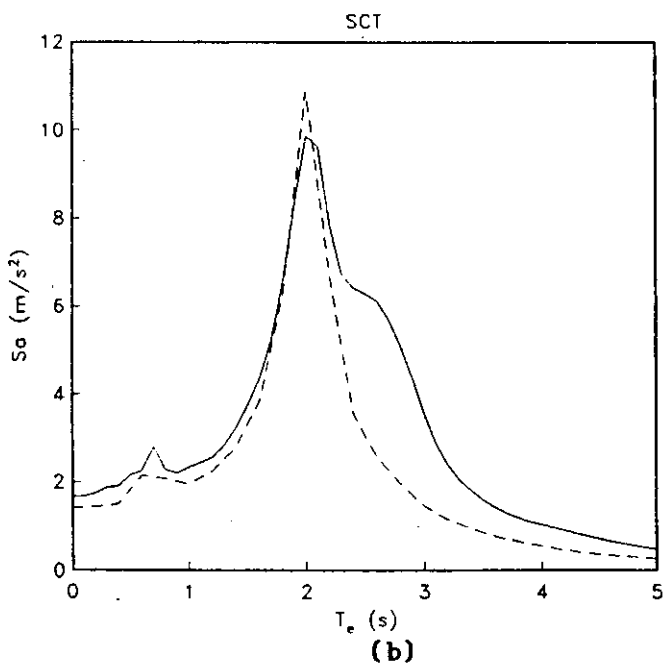
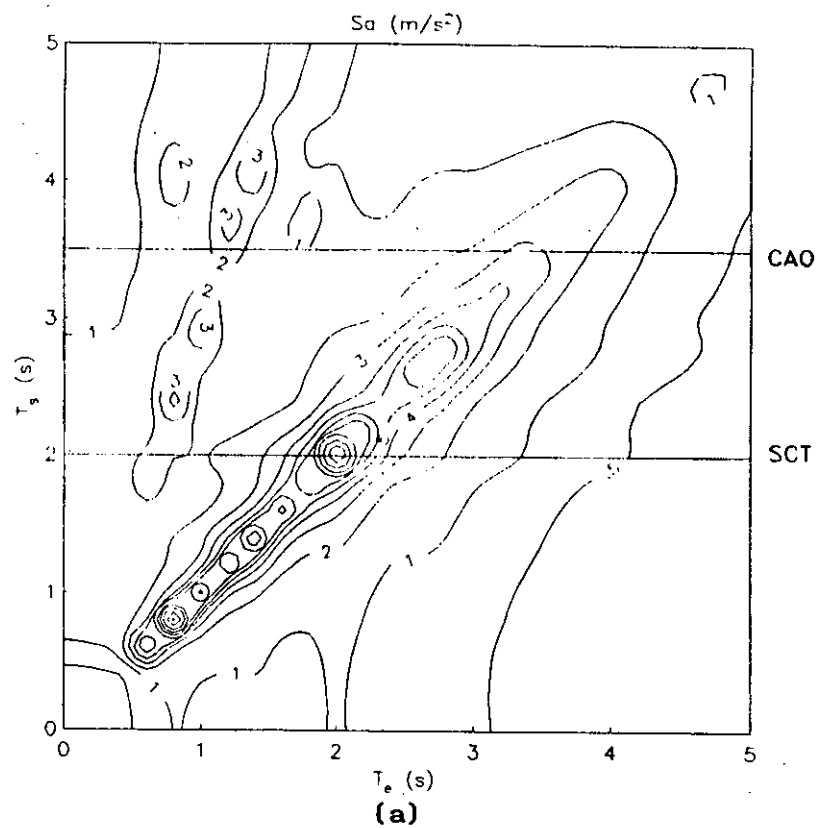
$$D_s = D_o + \frac{0.2 T_s}{\zeta_s} \quad (16)$$

siendo D_o la duración del movimiento en roca basal y $T_s = 4H_s/\beta_s$ el periodo dominante del sitio, se calculan los valores esperados de las respuestas máximas mediante la teoría de vibraciones aleatorias (Boore, 1983; Boore y Joyner, 1984), que a la vez representan las cotas de los contornos de respuesta con interacción.

Resultados

Los efectos de sitio dependen de dos parámetros característicos: la relación de impedancias p entre el estrato y la roca basal y el periodo dominante T_s del sitio. Los valores de los parámetros característicos de la interacción suelo-estructura son análogos a los adoptados anteriormente.

Por lo que se refiere al movimiento de control, la excitación



Espectros observados in situ (———)
 Espectros inferidos con contornos (-----)

Fig. 6 Contornos y espectros de respuesta sin interacción

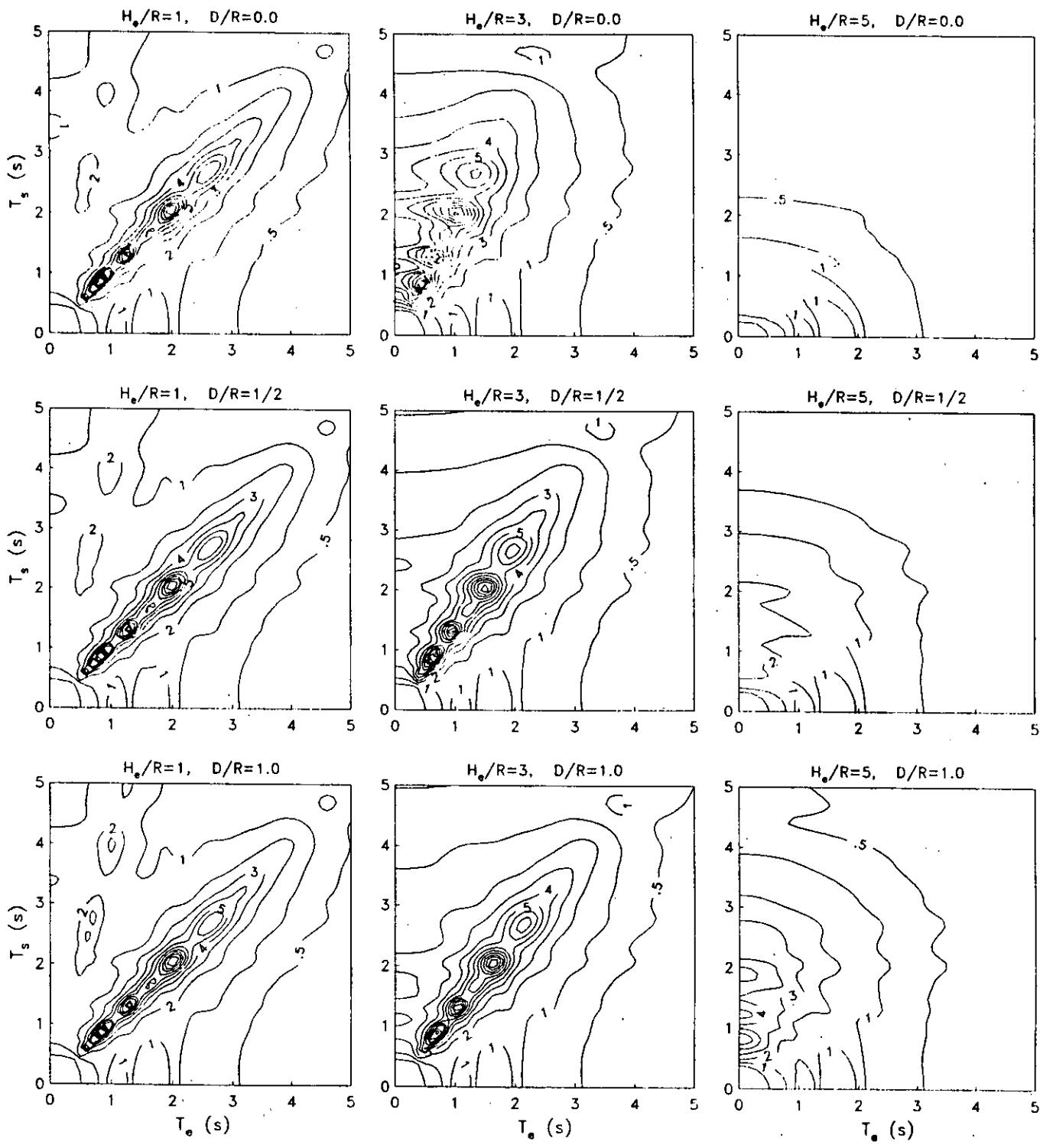


Fig. 7 Contornos de respuesta con interacción (m/s^2) para $H_s/R = 3$

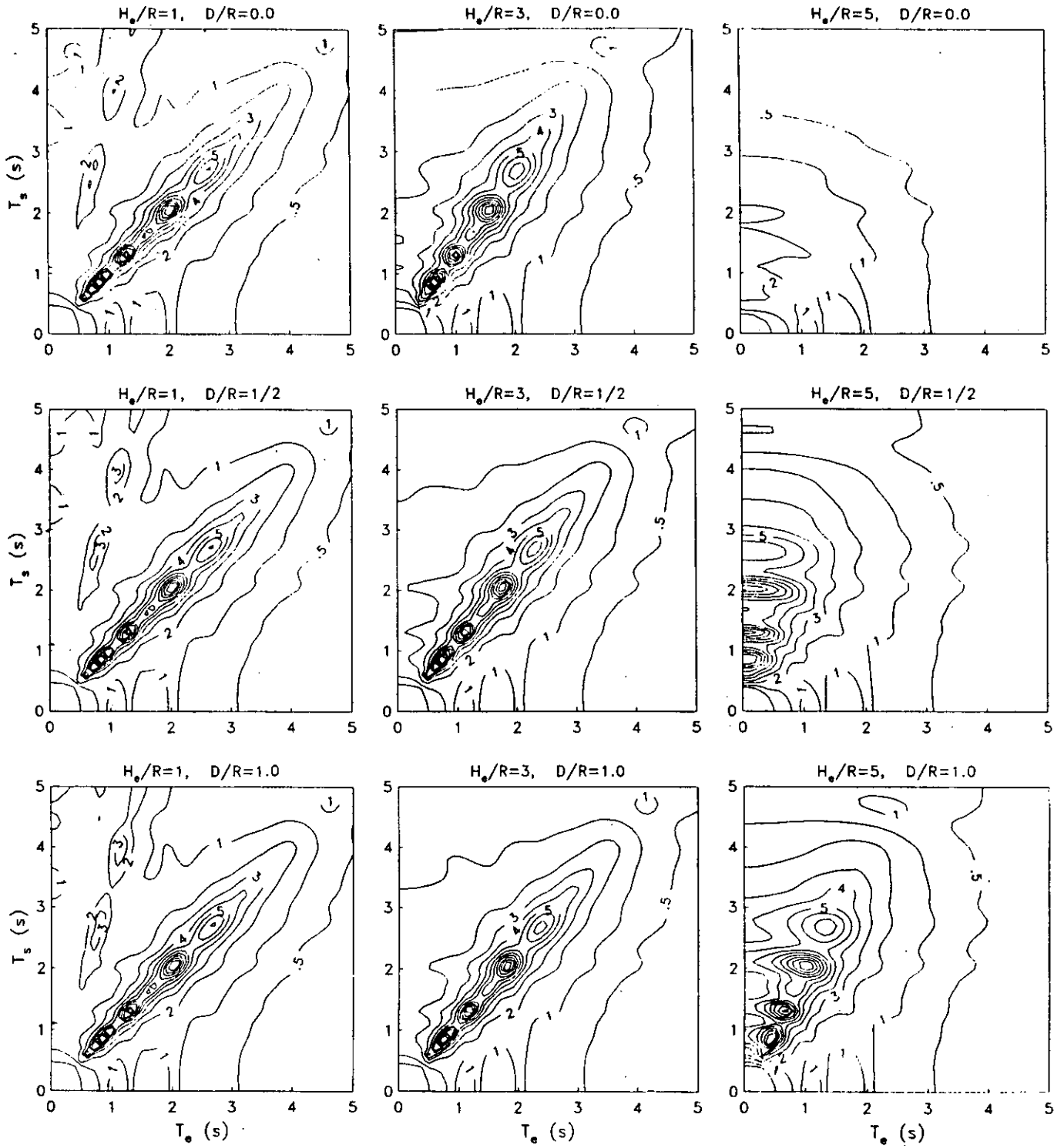


Fig. 8 Contornos de respuesta con interacción (m/s^2) para $H_s/R = 4$

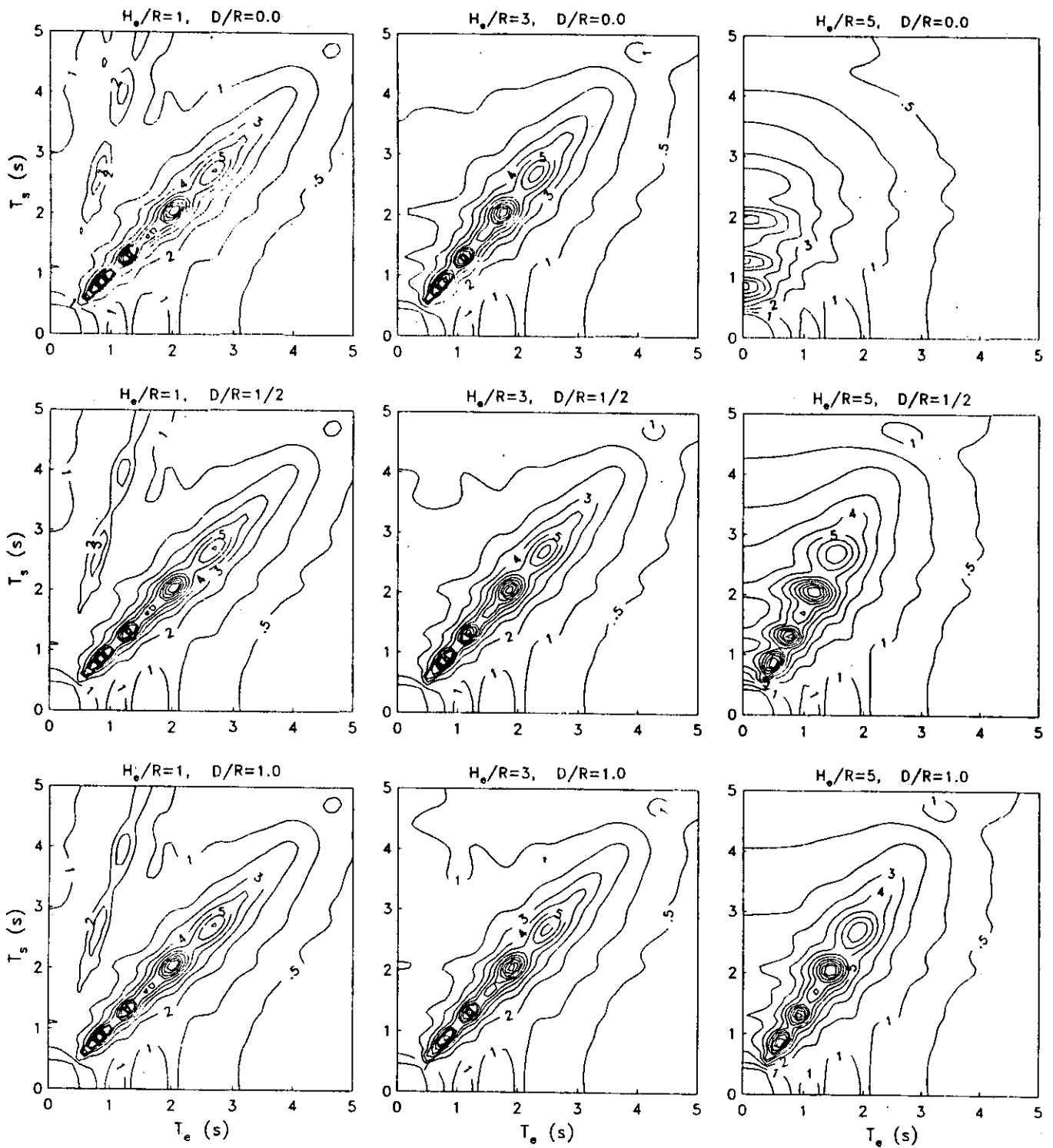


Fig. 9 Contornos de respuesta con interacción (m/s^2) para $H_s/R = 5$

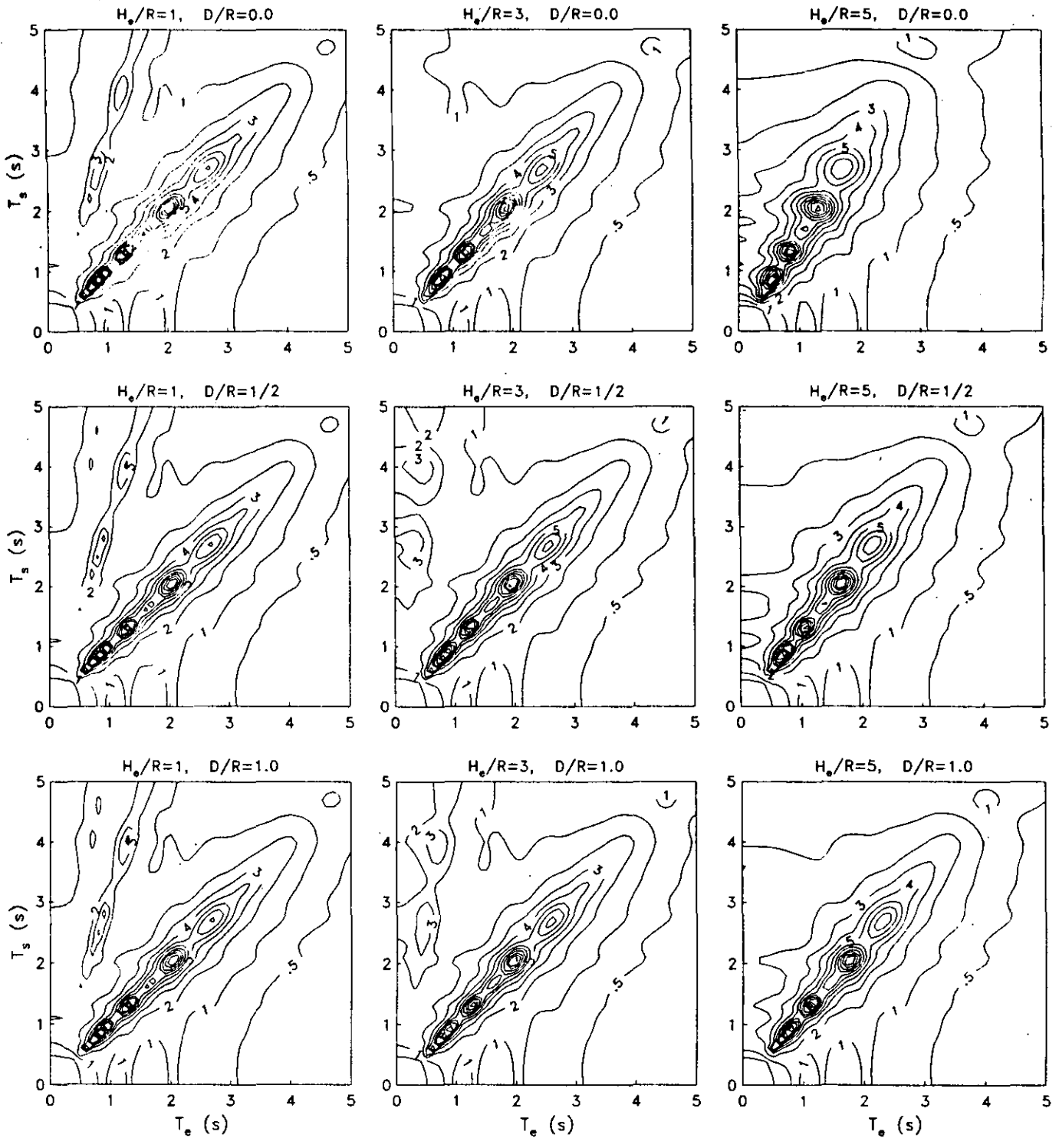


Fig. 10 Contornos de respuesta con interacción (m/s^2) para $H_0/R = 7$

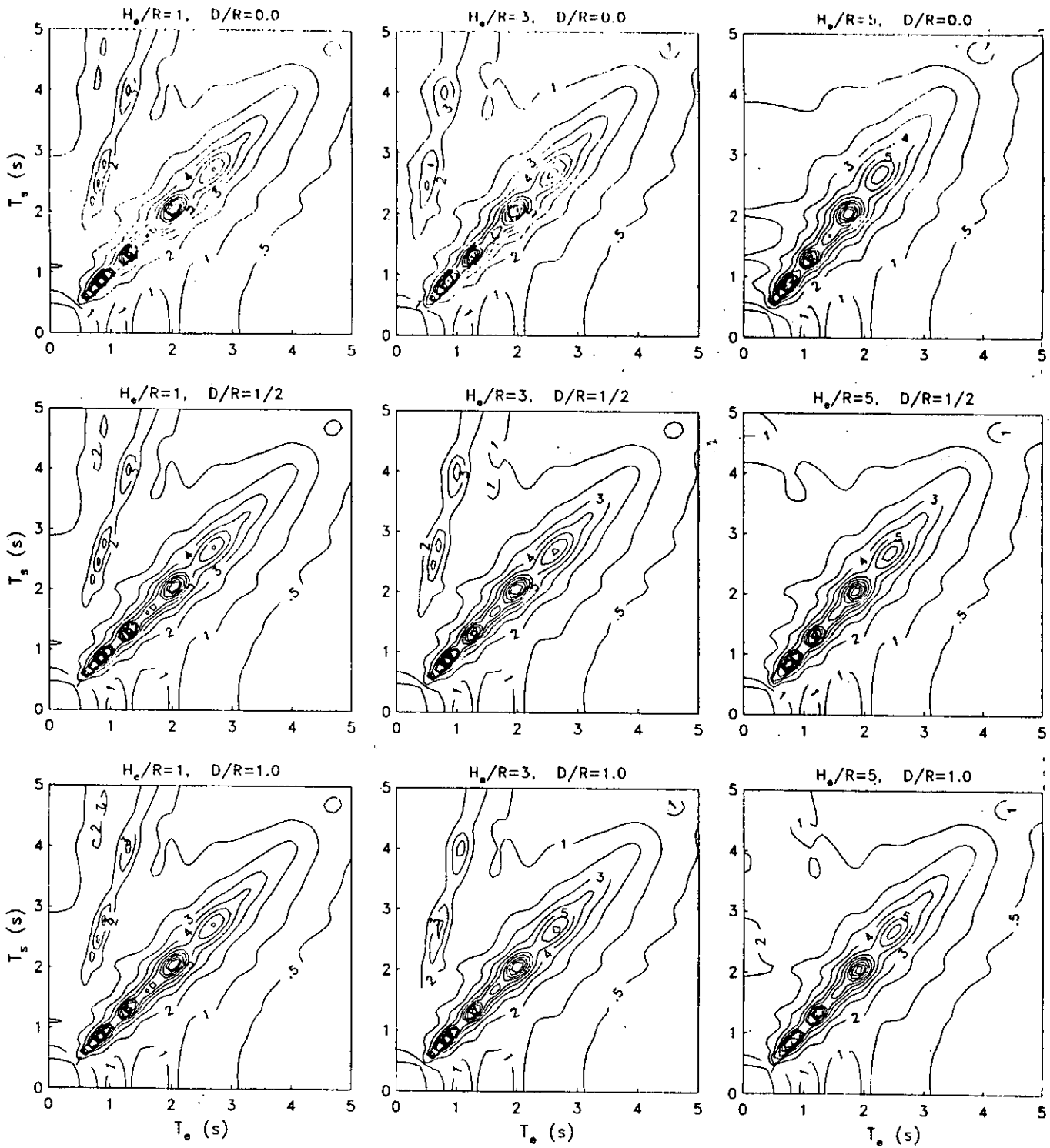


Fig. 11 Contornos de respuesta con interacción (m/s²) para H_g/R = 10

configuración de sitio y estructura definida por los valores de \tilde{h}_s , \tilde{d} y \tilde{h}_o . Sin embargo, se pueden señalar algunas tendencias generales debidas a los efectos de interacción. Como consecuencia del alargamiento del periodo, las respuestas resonantes asociadas al modo fundamental del sitio se presentan a lo largo de rectas con pendiente mayor que uno, esto es, cuando el periodo fundamental de la estructura es menor que el periodo dominante del sitio; cuanto mayor es la pendiente de estas rectas mayores son los efectos de interacción en el periodo. Debido a la modificación del amortiguamiento, las respuestas con interacción se amplifican o atenúan con respecto a las respuestas sin interacción. Los efectos de interacción se intensifican a medida que aumenta la esbeltez de la estructura y disminuye la profundidad del depósito de suelo y el enterramiento de la cimentación, de suerte que para $\tilde{h}_s = 3$, $\tilde{d} = 0$ y $\tilde{h}_o = 5$ se presenta el caso de mayor interacción, mientras que la situación de menor interacción se tiene con $\tilde{h}_s = 10$, $\tilde{d} = 1$ y $\tilde{h}_o = 1$.

IV. CONCLUSIONES

Se han presentado dos procedimientos aproximados para representar los efectos de interacción suelo-estructura en el periodo y amortiguamiento, los cuales se han aplicado a diferentes configuraciones de sitio y estructura representativas de sistemas suelo-estructura típicos del valle de México.

Por un lado, se determinaron espectros de respuesta con interacción a partir del oscilador real con base flexible y el oscilador equivalente con base rígida. Se encontró que ambos enfoques producen resultados similares por lo que, para fines prácticos, resulta adecuado utilizar espectros de respuesta sin interacción en función del periodo y amortiguamiento efectivos del oscilador equivalente con base rígida.

Por otro lado, se determinaron contornos de respuesta con interacción que permiten predecir las respuestas máximas de sistemas suelo-estructura que ocurrirían en el valle de México ante un temblor característico postulado en terreno firme. En general, se encontró que

los efectos de interacción se intensifican a medida que aumenta la esbeltez de la estructura y disminuye la profundidad del depósito de suelo y el enterramiento de la cimentación.

V. REFERENCIAS

1. Avilés J y Pérez-Rocha E (1992), "Resortes y amortiguadores equivalentes del suelo", *Boletín del Centro de Investigación Sísmica*, Fundación Javier Barros Sierra, Vol. 2, No. 1, pp. 22-81.
2. Avilés J, Pérez-Rocha E y Aguilar R (1992), "Periodos y amortiguamientos efectivos de sistemas suelo-estructura", *Boletín del Centro de Investigación Sísmica*, Fundación Javier Barros Sierra, Vol. 2, No. 2, pp. 17-62.
3. Boore J (1983), "Stochastic simulation of high-frequency ground motions based on seismological models of the radiated spectra", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 73, pp. 1865-1894.
4. Boore J y Joyner W (1984), "A note on the use of random vibration theory to predict peak amplitudes of transient signals", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 74, pp. 2035-2039.
5. Clough R y Penzien J (1975), *Dynamics of Structures*, McGraw-Hill, Inc., Nueva York.
6. Newmark N y Rosenblueth E (1971), *Fundamentals of Earthquake Engineering*, Prentice-Hall, Inc., Nueva Jersey.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

XX CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

**MODULO IV
DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES**

**CAP. VII DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL
NORMAS COMPLEMENTARIAS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES**

**DR. GABRIEL ALVINET GUICHARD
MANUEL MENDOZA LOPEZ**



Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal

Organo del Gobierno del Distrito Federal

QUINTA EPOCA No. 40

MEXICO, D.F., 12 DE NOVIEMBRE DE 1987

I N D I C E

DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL

**ACUERDO POR EL QUE SE EXPIDEN LAS NORMAS TECNICAS
COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION
DE CIMENTACIONES**

**NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO
Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES**

Las presiones que se producen para esta velocidad se modificarán tomando en cuenta la importancia de la construcción, las características del flujo del viento en el sitio donde se ubica la estructura y la altura sobre el nivel del terreno a la que se encuentra ubicada el área expuesta al viento.

La forma de realizar tales modificaciones y los procedimientos para el cálculo de las presiones que se producen en distintas porciones del edificio se establecerán en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento.

CAPITULO VIII

DISEÑO DE CIMENTACIONES

ARTICULO 217.- En este Capítulo se disponen los requisitos mínimos para el diseño y construcción de cimentaciones. Requisitos adicionales relativos a los métodos de diseño y construcción y a ciertos tipos específicos de cimentación se fijarán en las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento.

ARTICULO 218.- Toda construcción se soportará por medio de una cimentación apropiada.

Las construcciones no podrán en ningún caso desplantarse sobre tierra vegetal, suelos o rellenos sueltos o desechos. Solo será aceptable cimentar sobre terreno natural competente o rellenos artificiales que no incluyan materiales degradables y hayan sido adecuadamente compactados.

El suelo de cimentación deberá protegerse contra deterioro por intemperismo, arrastre por flujo de aguas superficiales o subterráneas y secado local por la operación de calderas o equipos similares.

ARTICULO 219.- Para fines de este Título, el Distrito Federal se divide en tres zonas con las siguientes características generales:

Zona I.- Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta Zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas y de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena;

Zona II.- Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos are-

nosos y limoarenosos intercalados con capas de arcilla lacustre: el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros, y

Zona III.- Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

La zona a que corresponda un predio se determinará a partir de las investigaciones que se realicen en el subsuelo del predio objeto de estudio, tal y como lo establezcan -

las Normas Técnicas Complementarias. En caso de construcciones ligeras o medianas, cuyas características se definan en dichas Normas, podrá determinarse la zona mediante el mapa incluido en las mismas, si el predio está dentro de la porción zonificada; los predios ubicados a menos de 200 m de las fronteras entre dos de las zonas antes descritas se supondrán ubicados en la más desfavorable.

ARTICULO 220.- La investigación del subsuelo del sitio mediante exploración de campo y pruebas de laboratorio deberá ser suficiente para definir de manera confiable los parámetros de diseño de la cimentación, la variación de los mismos en la planta del predio y los procedimientos de construcción. Además deberá ser tal que permita definir:

I.- En la zona I a que se refiere el artículo 219 del Reglamento, si existen en ubicaciones de interés materiales sueltos superficiales, grietas, oquedades naturales o galerías de minas, y en caso afirmativo su apropiado tratamiento, y

II.- En las zonas II y III del artículo mencionado en la fracción anterior, la existencia de restos arqueológicos, cimentaciones antiguas, grietas, variaciones fuertes de estratigrafía, historia de carga del predio o cualquier otro factor que pueda originar asentamientos diferenciales de importancia, de modo que todo ello pueda tomarse en cuenta en el diseño.

ARTICULO 221.- Deberán investigarse el tipo y las condiciones de cimentación de las construcciones colindantes en materia de estabilidad, hundimientos, emersiones, agrietamientos del suelo y desplomes, y tomarse en cuenta en el diseño y construcción de la cimentación en proyecto.

Asimismo, se investigarán la localización y las características de las obras subterráneas cercanas, existentes o proyectadas, pertenecientes a la red de transporte colectivo, de drenaje y de otros servicios públicos, con objeto de verificar que la construcción no cause daños a tales instalaciones ni sea afectada por ellas.

ARTICULO 222.- En las zonas II y III señaladas en el artículo 219 de este Reglamento, se tomará en cuenta la evolución futura del proceso de hundimiento regional que afectará a gran parte del Distrito Federal y se preverán sus efectos a corto y largo plazo sobre el comportamiento de la cimentación en proyecto.

ARTICULO 223.- La revisión de la seguridad de las cimentaciones, consistirá, de acuerdo con el artículo 222 de este Reglamento, en comparar la resistencia y las deformaciones máximas aceptables del suelo con las fuerzas y deformaciones inducidas por las acciones de diseño. Las acciones serán afectadas por los factores de carga y las resistencias por los factores de resistencia especificados en las Normas Técnicas Complementarias.

ARTICULO 224.- En el diseño de toda cimentación, se considerarán los siguientes estados límite, además de los correspondientes a los miembros de la estructura:

I.- De falla:

- a) Flotación;
- b) Desplazamiento plástico local o general del suelo bajo la cimentación, y
- c) Falla estructural de pilotes, pilas u otros elementos de la cimentación.

II.- De servicio:

- a) Movimiento vertical medio, asentamiento o emersión, con respecto al nivel del terreno circundante;
- b) Inclinación media, y
- c) Deformación diferencial.

En cada uno de estos movimientos, se considerarán el componente inmediato bajo carga estática, el accidental, principalmente por sismo, y el diferido, por consolidación, y la combinación de los tres. El valor esperado de cada uno de tales movimientos deberá ajustarse a lo dispuesto por las Normas Técnicas Complementarias, para no causar daños intolerables a la propia cimentación, a la superestructura y sus instalaciones, a los elementos no estructurales y acabados, a las construcciones vecinas ni a los servicios públicos.

ARTICULO 225.- En el diseño de las cimentaciones se considerarán las acciones señaladas en los Capítulos IV a VII de este Título, así como el peso propio de los elementos estructurales de la cimentación, las descargas de los edificios, los efectos del hundimiento regional sobre

la cimentación, incluyendo la fricción negativa, los pesos y empujes laterales de los rellenos y lastres que graviten sobre los elementos de la subestructura, la aceleración de la masa de suelo deslizante cuando se incluya sismo, y toda otra acción que se genere sobre la propia cimentación o en su vecindad.

La magnitud de las acciones sobre la cimentación provenientes de la estructura será el resultado directo del análisis de ésta. Para fines de diseño de la cimentación, la fijación de todas las acciones pertinentes será responsabilidad conjunta de los diseñadores de la superestructura y de la cimentación.

En el análisis de los estados límite de falla o servicio, se tomará en cuenta la subpresión del agua, que debe cuantificarse conservadoramente atendiendo a la evolución de la misma durante la vida útil de la estructura. La acción de dicha subpresión se tomará con un factor de carga unitario.

ARTICULO 226.- La seguridad de las cimentaciones contra los estados límite de falla se evaluará en términos de la capacidad de carga neta, es decir, del máximo incremento de esfuerzo que pueda soportar el suelo al nivel de desplante.

La capacidad de carga de los suelos de cimentación se calculará por métodos analíticos o empíricos suficientemente apoyados en evidencias experimentales o se determinará con pruebas de carga. La capacidad de carga de la base de cualquier cimentación se calculará a partir de las resistencias medias de cada uno de los estratos afectados por el mecanismo de falla más crítico. En el cálculo se tomará en cuenta la interacción entre las diferentes partes de la cimentación y entre ésta y las cimentaciones vecinas.

Cuando en el subsuelo del sitio o en su vecindad existan rellenos sueltos, galerías, grietas u otras ocurrencias, éstas deberán tratarse apropiadamente o bien considerarse en el análisis de estabilidad de la cimentación.

ARTICULO 227.- Los esfuerzos o deformaciones en las fronteras suelo-estructura necesarios para el diseño estructural de la cimentación, incluyendo presiones de contacto y empujes laterales, deberán fijarse tomando en cuenta las propiedades de la estructura y las de los suelos de apoyo. Con base en simplificaciones e hipótesis conservadoras se determinará la distribución de esfuerzos compatibles con la deformabilidad y resistencia del suelo y de la subestructura para las diferentes combinaciones de solicitaciones a corto y largo plazos, o mediante un estudio explícito de interacción suelo-estructura.

ARTICULO 228.- En el diseño de las excavaciones se considerarán los siguientes estados límite:

I.- De falla: colapso de los taludes o de las paredes de la excavación o del sistema de soporte de las mismas, falla de los cimientos de las construcciones adyacentes y falla de fondo de la excavación por corte o por subpresión en estratos subyacentes, y

II.- De servicio: movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en los alrededores. Los valores esperados de tales movimientos deberán ser suficientemente reducidos para no causar daños a las construcciones e instalaciones adyacentes ni a los servicios públicos. Además, la recuperación por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables para las estructuras que se desplanten en el sitio.

Para realizar la excavación, se podrán usar pozos de bombeo con objeto de reducir las filtraciones y mejorar la estabilidad. Sin embargo, la duración del bombeo deberá ser tan corta como sea posible y se tomarán las precauciones necesarias para que sus efectos queden prácticamente circunscritos al área de trabajo. En este caso, para la evaluación de los estados límite de servicio a considerar en el diseño de la excavación, se tomarán en cuenta los movimientos del terreno debidos al bombeo.

Los análisis de estabilidad se realizarán con base en las acciones aplicables señaladas en los Capítulos IV a VII de este Título, considerándose las sobrecargas que puedan actuar en la vía pública y otras zonas próximas a la excavación.

ARTICULO 229.- Los muros de contención exteriores contruidos para dar estabilidad a desniveles del terreno, deberán diseñarse de tal forma que no se rebasen los siguientes estados límite de falla: volteo, desplazamiento del muro, falla de la cimentación del mismo o del talud que lo soporta, o bien rotura estructural. Además, se revisarán los estados límite de servicio, como asentamiento, giro o deformación excesiva del muro. Los empujes se estimarán tomando en cuenta la flexibilidad del muro, el tipo de relleno y el método de colocación del mismo. Los muros incluirán un sistema de drenaje adecuado que limite el desarrollo de empujes superiores a los de diseño por efecto de presión del agua.

Los empujes debidos a sollicitaciones sísmicas se calcularán de acuerdo con el criterio definido en el Capítulo VI de este Título.

ARTICULO 230.- Como parte del estudio de mecánica de suelos, se deberá fijar el procedimiento constructivo de las cimentaciones, excavaciones y muros de contención que asegure el cumplimiento de las hipótesis de diseño y garantice la seguridad durante y después de la construcción. Dicho procedimiento deberá ser tal que se eviten daños a las estructuras e instalaciones vecinas por vibraciones o desplazamiento vertical u horizontal del suelo.

Cualquier cambio significativo que deba hacerse al procedimiento de construcción especificado en el estudio geotécnico se analizará con base en la información contenida en dicho estudio.

ARTICULO 231.- La memoria de diseño incluirá una justificación del tipo de cimentación proyectado y de los procedimientos de construcción especificados así como una descripción explícita de los métodos de análisis usados y del comportamiento previsto para cada uno de los estados límite indicados en los artículos 224, 228 y 229 de este Reglamento. Se anexarán los resultados de las exploraciones, sondeos, pruebas de laboratorio y otras determinaciones y análisis, así como las magnitudes de las acciones consideradas en el diseño, la interacción considerada con las cimentaciones de los inmuebles colindantes y la distancia, en su caso, que se deje entre estas cimentaciones y la que se proyecta.

En el caso de edificios cimentados en terrenos con problemas especiales, y en particular los que se localicen en terrenos agrietados, sobre taludes, o donde existan rellenos o antiguas minas subterráneas, se agregará a la memoria una descripción de estas condiciones y cómo éstas se tomaron en cuenta para diseñar la cimentación.

ARTICULO 232.- En las edificaciones del Grupo A y subgrupo B1 a que se refiere el artículo 174 de este Reglamento, deberán hacerse nivelaciones durante la construcción y hasta que los movimientos diferidos se estabilicen, a fin de observar el comportamiento de las excavaciones y cimentaciones y prevenir daños a la propia construcción, a las construcciones vecinas y a los servicios públicos. Será obligación del propietario o poseedor de la edificación, proporcionar copia de los resultados de estas mediciones así como de los planos, memorias de cálculo y otros documentos sobre el diseño de la cimentación a los diseñadores de edificios que se construyan en predios contiguos.

CAPITULO IX

CONSTRUCCIONES DAÑADAS

ARTICULO 233.- Todo propietario o poseedor de un inmueble tiene obligación de denunciar ante el Departamento los daños de que tenga conocimiento que se presenten en dicho inmueble, como los que pueden ser debidos a efectos del sismo, viento, explosión, incendio, hundimiento, peso propio de la construcción y de las cargas adicionales que obran sobre ellas, o a deterioro de los materiales.

**NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES**

INDICE

Acuerdo por el que se expiden las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones	5
---	---

NORMAS TECNICAS:

1. INTRODUCCION	7
2. INVESTIGACION DEL SUBSUELO.	7
2.1 Reconocimiento del sitio	7
2.2 Exploraciones	7
2.3 Determinación de propiedades.	8
2.4 Investigación del hundimiento regional	10
3. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES	11
3.1 Acciones de diseño	12
3.2 Factores de carga y de resistencia.	13
3.3 Verificación de la seguridad de cimentaciones someras (zapatas y losas)	13
3.3.1 Estados limite de falla	13
3.3.2 Estados limite de servicio	15
3.4 Cimentaciones compensadas	15
3.4.1 Estados limite de falla	16
3.4.2 Estados limite de servicio	16
3.4.3 Presiones sobre muros exteriores de la subestructura	16
3.5 Cimentaciones con pilotes de fricción	16
3.5.1 Estados limite de falla	16
3.5.2 Estados limite de servicio	17
3.6 Cimentaciones con pilotes de punta o pilas	17
3.6.1 Estados limite de falla	17
3.6.2 Estados limite de servicio	18
3.7 Pruebas de carga en pilotes	19
3.8 Cimentaciones especiales	19

4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACION	19
5. ANALISIS Y DISEÑO DE EXCAVACIONES	19
5.1 Estados límite de falla	19
5.2 Estados límite de servicio	21
6. MUROS DE CONTENCION	21
6.1 Estados límite de falla	21
6.2 Estados límite de servicio	22
7. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.	22
7.1 Procedimiento constructivo de cimentaciones.	22
7.1.1 Cimentaciones de contacto	22
7.1.2 Cimentaciones con pilotes o pilas	22
7.2 Excavaciones.	23
7.2.1 Consideraciones generales	23
7.2.2 Control del flujo de agua	24
7.2.3 Tablestacas y muros colados en el lugar	24
7.2.4 Secuencia de excavación	25
8. OBSERVACION DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION	25
Comentarios al capítulo de cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y a las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones	25
1. INTRODUCCION	25
2. INVESTIGACION DEL SUBSUELO	25
3. REVISION DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES	25
4. DISEÑO DE EXCAVACIONES Y MUROS DE CONTENCION	26
5. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	26
6. REFERENCIAS	26

Acuerdo por el que se expiden las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones

RAMON AGUIRRE VELAZQUEZ, Jefe del Departamento del Distrito Federal, con fundamento en lo dispuesto por los artículos 5o., 15, 16 y 44 de la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal; 1o., 3o. y 20 de la Ley Orgánica del Departamento del Distrito Federal; 1o., 4o. y 5o. fracción XXVI de su Reglamento Interior; 1o., 173 y Décimo Transitorio del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, y

CONSIDERANDO

Que es un deber esencial del Estado, otorgar y brindar a los gobernados, los servicios de seguridad en la utilización de las edificaciones e instalaciones que conforman el Distrito Federal;

Que en los términos de los artículos 1o., 173 y Décimo Transitorio del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, corresponde al Departamento del Distrito Federal, establecer los requisitos técnicos a que deberán sujetarse las edificaciones e instalaciones que se realicen en el Distrito Federal, a fin de que satisfagan las condiciones mínimas de seguridad, higiene, comodidad e integración al contexto urbano, para asegurar su habitabilidad y funcionalidad debidas, he tenido a bien expedir el siguiente

ACUERDO

PRIMERO.—Se expiden las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, mismas que entrarán en vigor mediante su publicación en la *Gaceta Oficial* del Departamento del Distrito Federal.

SEGUNDO.—Las Unidades Administrativas y Órganos Desconcentrados del Departamento del Distrito Federal, de conformidad con las atribuciones que les confiere el Reglamento Interior del propio Departamento, vigilarán el cumplimiento de las presentes Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

TRANSITORIO

UNICO.—El presente Acuerdo y las Normas Técnicas Complementarias que autoriza, entrarán en vigor al día siguiente de su publicación en la *Gaceta Oficial* del Departamento del Distrito Federal.

México, D.F., a 28 de septiembre de 1987.—Rúbrica.

NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

1. INTRODUCCION

Las presentes normas tienen por objeto fijar criterios y métodos de diseño y construcción de cimentaciones que permitan cumplir los requisitos definidos en el Capítulo VIII del Título Sexto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. El uso de criterios o métodos diferentes de los que aquí se presentan requerirá la aprobación del Departamento del Distrito Federal.

2. INVESTIGACION DEL SUBSUELO

2.1 Reconocimiento del sitio

En la Fig. 1 se muestran las porciones del Distrito Federal cuyo subsuelo se conoce aproximadamente en cuanto a la zonificación definida en el artículo 219 del Reglamento. En caso de discrepancia entre el mapa y los resultados de exploraciones directas del subsuelo se adoptarán estos últimos para los fines de dicho artículo.

En la porción de la zona I no cubierta por derrames basálticos, los estudios se iniciarán con un reconocimiento detallado del lugar donde se localice el predio, así como de las barrancas, cañadas o cortes cercanos al mismo, para investigar la existencia de bocas de antiguas minas o de capas de arena, grava y materiales puniticos que hubieran podido ser objeto de explotación subterránea en el pasado. El reconocimiento deberá complementarse con los datos que proporcionen habitantes del lugar y la observación del comportamiento del terreno y de las construcciones existentes así como el análisis de fotografías aéreas antiguas. Se determinará en particular si el predio fue usado en el pasado como depósito de desechos o fue nivelado con rellenos colocados sin compactación. Se prestará asimismo atención a la posibilidad de que el suelo natural esté constituido por depósitos de arena en estado suelto o por materiales finos cuya estructura sea inestable en presencia de agua o bajo carga. En los suelos firmes se buscarán evidencias de grietas que pudieran dar lugar a inestabilidad del suelo de cimentación, principalmente, en laderas abruptas. Se prestará también atención a la posibilidad de erosión diferencial en taludes o cortes debida a variaciones del grado de cimentación de los materiales que los constituyen. En las zonas de derrames basálticos, además de localizar los materiales volcánicos elásticos sueltos y las grietas superficiales que suelen estar asociados a estas formaciones, se buscarán evidencias de oquedades subterráneas de grandes dimensiones dentro de la lava. Se tomará en cuenta que, en

ciertas áreas del Distrito Federal, los derrames basálticos yacen sobre materiales arcillosos compresibles.

En la zona II la exploración del subsuelo se planeará tomando en cuenta que suele haber irregularidades en el contacto entre diversas formaciones así como variaciones importantes en el espesor de suelos compresibles.

En las zonas II y III, además de obtener datos completos sobre las construcciones vecinas existentes, se revisará, como lo especifica el Artículo 220, la historia de cargas soportadas previamente por el suelo del predio y áreas circundantes. Se buscarán evidencias de rellenos superficiales recientes o antiguos. Por otra parte, se investigará si existen antecedentes de grietas profundas en el predio o de cimentaciones que hayan sido abandonadas al demoler construcciones anteriores.

2.2 Exploraciones

Las investigaciones mínimas del subsuelo a realizar para cumplimiento del Artículo 220 del Reglamento serán las que se indican en la Tabla I. No obstante, la observancia del número y tipo de investigaciones indicadas en esta tabla no liberará al responsable de la obra de la obligación de realizar todos los estudios adicionales necesarios para definir adecuadamente las condiciones del subsuelo. Las investigaciones requeridas en el caso de problemas especiales serán generalmente muy superiores a las indicadas en la Tabla I.

Para la aplicación de la Tabla I, se tomará en cuenta lo siguiente:

- a) Se entenderá por peso unitario medio de una estructura la suma de la carga muerta y de la carga viva con intensidad media al nivel de apoyo de la subestructura, dividida entre el área de la proyección en planta de dicha subestructura. En edificios formados por cuerpos con estructuras desligadas, cada cuerpo deberá considerarse separadamente.
- b) El número mínimo de exploraciones a realizar (pozos a cielo abierto o sondeos según lo especifica la Tabla I) será de uno por cada 80 m o fracción del perímetro o envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción en las zonas I y II, y de una por cada 120 m o fracción de dicho perímetro en la zona III. La profundidad de las exploraciones dependerá del tipo de cimentación y de las condiciones del

subsuelo pero no será inferior a dos metros bajo el nivel de desplante, salvo si se encuentra roca sana y libre de accidentes geológicos o irregularidades a profundidad menor. Los sondeos que se realicen con el propósito de explorar el espesor de los materiales compresibles en las zonas II y III deberán, además, penetrar el estrato incompresible y, en su caso, las capas compresibles subyacentes si se pretende apoyar pilotes o pilas en dicho estrato.

c) Los procedimientos para localizar galerías de minas y otras oquedades deberán ser directos, es decir basados en observaciones y mediciones en las cavidades o en sondeos. Los métodos indirectos solamente se emplearán como apoyo de las investigaciones directas.

d) Los sondeos a realizar podrán ser de los tipos indicados a continuación:

— Sondeos con recuperación continua de muestras alteradas mediante la herramienta de penetración estándar. Servirán para evaluar la consistencia o capacidad de los materiales superficiales de la Zona I y de los estratos resistentes de las Zonas II y III. También se emplearán en las arcillas blandas de las zonas II y III con objeto de obtener un perfil continuo del contenido de agua. No será aceptable realizar pruebas mecánicas usando especímenes obtenidos en dichos sondeos.

— Sondeos mixtos con recuperación alternada de muestras inalteradas y alteradas en las zonas II y III. Sólo las primeras serán aceptables para determinar propiedades mecánicas. Las profundidades de muestreo inalterado se definirán a partir de perfiles de contenido de agua, determinados previamente mediante sondeos con recuperación de muestras alteradas, o bien con los de resistencias de punta obtenidos con sondeos de penetración de cono.

— Sondeos de verificación estratigráfica, sin recuperación de muestras, recurriendo a la penetración de un cono mecánico o eléctrico u otro dispositivo similar con objeto de extender los resultados del estudio a un área mayor.

— Sondeos con equipo rotatorio y muestreadores de barril. Se usarán en los materiales firmes y rocas de la Zona I a fin de recuperar núcleos para clasificación y para ensayos mecánicos,

siempre que el diámetro de los mismos sea suficiente.

— Sondeos de percusión o con equipo tricónico. Serán aceptables para identificar tipos de material o descubrir oquedades.

2.3 Determinación de propiedades

Las propiedades índice relevantes de las muestras alteradas e inalteradas se determinarán siguiendo procedimientos generalmente aceptados para este tipo de pruebas. El número de ensayos realizados deberá ser suficiente para poder clasificar con precisión el suelo de cada estrato. En materiales arcillosos se harán por lo menos tres determinaciones de contenido de agua por cada metro de exploración y en cada estrato individual identificable.

Las propiedades mecánicas (resistencia y deformabilidad al esfuerzo cortante y compresibilidad) e hidráulicas (permeabilidad) de los suelos se determinarán, en su caso, mediante procedimientos aceptados de laboratorio o campo. Las muestras de materiales cohesivos ensayadas serán siempre de tipo inalterado. Para determinar la compresibilidad, se recurrirá a pruebas de consolidación unidimensional y para la resistencia al esfuerzo cortante, a las pruebas que mejor representen las condiciones de drenaje y variación de cargas que se desea evaluar. Cuando se requiera, las pruebas se conducirán de modo que permitan determinar la influencia de la saturación, de las cargas cíclicas y de otros factores significativos sobre las propiedades mecánicas estáticas y dinámicas de los materiales ensayados. Se realizarán por lo menos dos series de pruebas de resistencia y de consolidación en cada estrato identificado de interés para el análisis de la estabilidad o de los movimientos de la construcción.

Será aceptable la estimación de propiedades mecánicas basadas en los resultados de penetración de cono, veleta, o algún otro ensayo de campo, si sus resultados se han correlacionado confiablemente con los de pruebas convencionales para los suelos de que se trate.

A fin de especificar y controlar la compactación de los materiales cohesivos empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Proctor estándar. En el caso de materiales compactados con equipo muy pesado, se recurrirá a la prueba Proctor modificada o a otra prueba equivalente. La especificación y control de compactación de materiales no cohesivos se basarán en el concepto de compacidad relativa.

2.4 Investigación del hundimiento regional

A menos que existan datos publicados suficientes respecto al fenómeno de hundimiento en el área de interés, en edificaciones de los grupos A y B₁ (véase Art. 174, Cap. I, Título Sexto) esta investigación deberá hacerse por observación directa mediante piezómetros y bancos de nivel colocados con suficiente anticipación al inicio de la obra, a diferentes profundidades y hasta los estratos profundos.

TABLA I

REQUISITOS MINIMOS PARA LA INVESTIGACION DEL SUBSUELO

A. CONSTRUCCIONES LIGERAS O MEDIANAS DE POCA EXTENSION Y CON EXCAVACIONES SOMERAS

Son de esta categoría las edificaciones que cumplen los siguientes tres requisitos:

Peso unitario medio de la estructura $w \leq 5 \text{ t/m}^2$

Perímetro de la construcción $P \leq 80 \text{ m}$ en las Zonas

I y II, o

$P \leq 120 \text{ m}$ en la Zona

III

Profundidad de desplante $D_t \leq 2.5 \text{ m}$

ZONA I

1. Detección por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades.

2. Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.

3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 8 t/m^2 , el valor

recomendado deberá justificarse a partir de resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

ZONA II

1. Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.

2. Pozos a cielo abierto o sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante.

3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 5 t/m^2 , bajo zapatas o de 2 t/m^2 bajo cimentación a base de losa continua, el valor recomendado deberá justificarse a partir de resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

ZONA III

1. Inspección superficial detallada para detección de rellenos sueltos y grietas.

2. Pozos a cielo abierto complementados con exploración más profunda para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.

3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 4 t/m^2 bajo zapatas o de 1.5 t/m^2 bajo cimentaciones a base de losa general, el valor recomendado deberá justificarse a partir de resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

B. CONSTRUCCIONES PESADAS, EXTENSAS O CON EXCAVACIONES PROFUNDAS

Son de esta categoría las edificaciones que tienen al menos una de las siguientes características:

Peso unitario medio de la estructura $w > 5 t/m^2$

Perímetro de la construcción $P > 80$ m en las Zonas I y II, o

$P > 120$ m en la Zona III

Profundidad de desplante $D_r > 2.5$ m

ZONA I

1. Detección, por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades.

2. Sondeos o pozos profundos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. La profundidad de la exploración con respecto al nivel de desplante será al menos igual al ancho en planta del elemento de cimentación, pero deberá abarcar todos los estratos sueltos o compresibles que puedan afectar el comportamiento de la cimentación del edificio.

ZONA II

1. Inspección superficial detallada después de limpieza y despulve del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.

2. Sondeos con recuperación de muestras inalteradas para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante. Los sondeos permitirán obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es homogéneo o definir sus variaciones dentro del área estudiada.

3. En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados arriba del nivel máximo de excavación.

ZONA III

1. Inspección superficial detallada para detección de rellenos sueltos y grietas.

2. Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales y definir la profundidad de desplante. Los sondeos permitirán obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de todos los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar la homogeneidad del subsuelo en el predio o definir sus variaciones dentro del área estudiada.

3. En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo.

3. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES

La revisión de la seguridad de una cimentación ante estados límite de falla consistirá, de acuerdo con los Artículos 193 y 223 del Reglamento, en comparar la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño, afectando la capacidad de carga neta de la cimentación con un factor de resistencia y las acciones de diseño con sus respectivos factores de carga.

La revisión de la cimentación ante estados límite de servicio se hará tomando en cuenta los límites indicados en la Tabla II.

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

a) *Movimientos verticales (hundimiento o emersión)*

<i>Concepto</i>	<i>Límite</i>	
Valor medio en el predio	Construcciones aisladas	30 cm**
Asentamiento	Construcciones colindantes	15 cm
Velocidad del componente diferido	Emersión	30 cm** 1 cm/semana

b) *Inclinación media*

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

c) *Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas*

<i>Tipo de estructura</i>	<i>Variable que se limita</i>	<i>Límite</i>
Marcos de acero	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.006
Marcos de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.004
Muros de carga de ladrillo recocido o bloque de cemento	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.002
Muros con acabados muy sensibles, como yeso, piedra ornamental, etc.	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.001 Se tolerarán valores mayores en la medida en que la deformación ocurra antes de colocar los acabados o éstos se encuentren desligados de los muros
Paneles móviles o muros con acabados poco sensibles, como mampostería con juntas secas	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.004
Tuberías de concreto con juntas	Cambios de pendiente en las juntas	0.015

* Comprende la suma de movimientos debido a todas las combinaciones de carga que se especifican en el Reglamento y las Normas Técnicas Complementarias. Los valores de la tabla son sólo límites máximos y en cada caso habrá que revisar que no se cause ninguno de los daños mencionados en el artículo 224 del Reglamento.

** En construcciones aisladas será aceptable un valor mayor si se toma en cuenta explícitamente en el diseño estructural de los pilotes y de sus conexiones con la subestructura.

3.1 *Acciones de diseño*

De acuerdo con el Artículo 188 del Reglamento, las combinaciones de acciones a considerar en el diseño de cimentaciones serán las siguientes:

Primer tipo de combinación:

Acciones permanentes más acciones variables (Art. 186) incluyendo la carga viva. Con este tipo de combina-

ción se revisarán tanto los estados límite de servicio como los de falla. Las acciones variables se considerarán con su intensidad media para fines de cálculos de asentamientos u otros movimientos a largo plazo. Para la revisión de estados límite de falla, se considerará la acción variable más desfavorable con su intensidad máxima y las acciones restantes con intensidad instantánea.

Segundo tipo de combinación:

Acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales (viento o sismo). Con esta combinación se revisarán los estados límite de falla y los estados límite de servicio asociados a deformaciones transitorias y permanentes del suelo bajo carga accidental. Entre las acciones debidas a sismo, se incluirá la fuerza de inercia que obra en la masa de suelo potencialmente deslizante que subyace al cimiento de la construcción.

Además de las acciones anteriores, se considerarán las otras señaladas en el artículo 225 del Reglamento.

En el caso de cimentaciones profundas en las zonas II y III se incluirá entre las acciones la fricción negativa que puede desarrollarse sobre el fuste de los pilotes o pilas por consolidación del terreno circundante. Para estimar esta acción, se considerará que el máximo esfuerzo cortante que puede desarrollarse en el contacto suelo-pilote es igual a la cohesión del suelo determinada en prueba triaxial no consolidada-no drenada bajo presión de confinamiento representativa de las condiciones del suelo. Se calcularán y tomarán explícitamente en cuenta en el diseño las excentricidades que presente la resultante de las diversas combinaciones de acciones anteriores respecto al centroide del área de cimentación (momento de volteo).

3.2 Factores de carga y de resistencia

Los factores de carga que deberán aplicarse a las acciones para el diseño de cimentaciones serán los indicados en el Artículo 194, Cap. III de este Título. Para estados límite de servicio el factor de carga será unitario en todas las acciones. Para estados límite de falla se aplicarán factores de carga de 1.1 a la fricción negativa, al peso propio del suelo, a los empujes laterales de éste y a la aceleración de las masas de suelo deslizantes bajo acción sísmica.

Los factores de resistencia relativos a la capacidad de carga de cimentaciones serán los siguientes para todos los estados límite de falla:

1. 0.35 para la capacidad de carga en la base de zapatas de cualquier tipo en la zona I, las zapatas de colindancia desplantadas a menos de 5 m de profundidad en las zonas II y III y de los pilotes y pilas apoyados en un estrato resistente.

2. 0.7 (1 - s/2), en que s es la relación entre los máximos de la sollicitación sísmica y la sollicitación total que actúan sobre el pilote, para la capacidad de carga por

adherencia de los pilotes de fricción ante la combinación de acciones que incluya las sollicitaciones sísmicas.

3. 0.70 para los otros casos.

Los factores de resistencia se aplicarán a la capacidad de carga neta de las cimentaciones.

3.3 Verificación de la seguridad de cimentaciones someras (zapatas y losas)

3.3.1 Estados límite de falla

Para cimentaciones someras desplantadas en suelos sensiblemente homogéneos, se verificará el cumplimiento de las desigualdades siguientes para las distintas combinaciones posibles de acciones verticales.

Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos:

$$\sum QF_v/A < c_u N_c F_R + p_v \quad (1)$$

Para cimentaciones desplantadas en suelos friccionantes:

$$\sum QF_v/A < [p_v(N_q - 1) + \gamma BN_\gamma/2] F_R + p_v \quad (2)$$

donde

$\sum QF_v$, suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada por su respectivo factor de carga

A, área del cimiento, m²

p_v , presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, t/m²

\bar{p}_v , presión vertical efectiva a la misma profundidad, t/m²

γ , peso volumétrico del suelo, t/m³

c_u , cohesión aparente, t/m², determinada en ensaye triaxial UU

B, ancho de la cimentación, m

N_c , coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_q = 5.14(1 + 0.25D_t/B + 0.25B/L),$$

para $D_t/B < 2$ y $B/L < 1$.

donde D_t es la profundidad de desplante en m

En caso de que D_t/B y B/L no cumplan las desigualdades anteriores, dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y 1, respectivamente.

N_q , coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_q = \exp[\pi \tan \phi] \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

donde ϕ es el ángulo de fricción interna del material, que se define más adelante.

El coeficiente N_q se multiplicará por $1 + (B/L) \tan \phi$ para cimientos rectangulares y por $1 + \tan \phi$ para zapatas circulares o cuadradas.

N_γ , coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

El coeficiente N_γ se multiplicará por $1 - 0.4(B/L)$ para cimientos rectangulares y por 0.6 para cimientos circulares o cuadrados.

F_R , factor de resistencia especificado en el inciso 3.2 de las presentes normas.

Al emplear las relaciones anteriores se tomará en cuenta lo siguiente:

a) El parámetro ϕ estará dado por:

$$\phi = \text{Ang} \tan(\alpha \tan \phi^*) \quad (3)$$

donde ϕ^* es el ángulo con la horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla en la prueba de resistencia que se considere más representativa del comportamiento del suelo en las condiciones de trabajo.

Para suelos arenosos con compacidad relativa menor de 70%, el coeficiente α será igual a 0.67. En cualquier otro caso, será igual a 1.

b) La posición del nivel freático considerada para la evaluación de las propiedades mecánicas del suelo y de su peso volumétrico deberá ser la más desfavorable durante

la vida útil de la estructura. En caso de que el ancho B de la cimentación sea mayor que la profundidad Z del manto freático bajo el nivel de desplante de la misma, el peso volumétrico a considerar en la ec 2 será:

$$\gamma = \gamma' + (Z/B) (\gamma_m - \gamma') \quad (4)$$

donde

γ' , peso volumétrico sumergido, t/m^3 .

γ_m , peso volumétrico total del suelo arriba del nivel freático, t/m^3 .

c) En el caso de combinaciones de cargas (en particular las que incluyen sollicitaciones sísmicas) que den lugar a resultantes excéntricas actuando a una distancia e del eje longitudinal del cimiento, el ancho efectivo del cimiento deberá considerarse igual a:

$$B' = B - 2e \quad (5)$$

Un criterio análogo se aplicará en la dirección longitudinal del cimiento para tomar en cuenta la excentricidad respectiva.

d) En el caso de cimentaciones sobre taludes, se verificará la estabilidad de la cimentación y del talud recurriendo a un método de análisis límite, considerando mecanismos de falla compatibles con el perfil de suelos y, en su caso, con el agrietamiento existente. En esta verificación, el momento o las fuerzas resistentes serán afectados por el factor de resistencia especificado en el apartado 1 del inciso 3.2.

e) En el caso de cimentaciones desplantadas en el subsuelo estratificado o agrietado para el cual no sea aplicable el mecanismo de falla implícito en las ecs 1 y 2, se verificará la estabilidad de la cimentación recurriendo a un método de análisis límite de los diversos mecanismos de falla compatibles con el perfil estratigráfico. Además de la falla global, se estudiarán las posibles fallas locales, es decir aquellas que pueden afectar solamente una parte del suelo que soporta el cimiento, y la posible extrusión de estratos muy blandos. En las verificaciones anteriores, el momento o la fuerza resistentes serán afectados por el factor de resistencia que señala el apartado 1 del inciso 3.2.

f) No deberán cimentarse estructuras sobre zapatas aisladas en depósitos de limos no plásticos o arenas finas

en estado suelto o saturado, susceptibles de presentar pérdida total o parcial de resistencia por licuación o de deformaciones volumétricas importantes bajo sollicitaciones sísmicas. Asimismo, deberán tomarse en cuenta las pérdidas de resistencia ocasionadas por las vibraciones de maquinaria en la vecindad de las cimentaciones desplantadas en suelos no cohesivos de compactidad baja o media. Para condiciones severas de vibración, el factor de resistencia a considerar en las ecs 1 y 2 deberá tomarse igual a la mitad del admisible para condiciones estáticas, a menos que se demuestre a satisfacción del Departamento que es aplicable otro valor.

g) En caso de que se compruebe la existencia de galerías, grietas, cavernas u otras oquedades, éstas se considerarán en el cálculo de capacidad de carga. En su caso, deberán mejorarse las condiciones de estabilidad adoptándose una o varias de las siguientes medidas:

Tratamiento por medio de rellenos compactados, inyecciones, etc.

Demolición o refuerzo de bóvedas.

Desplante bajo el piso de las cavidades.

3.3.2 Estados límite de servicio

Los asentamientos instantáneos de las cimentaciones bajo sollicitaciones estáticas se calcularán en primera aproximación usando los resultados de la teoría de la elasticidad, previa estimación de los parámetros elásticos del terreno, a partir de la experiencia local o de pruebas directas o indirectas. Cuando el subsuelo esté constituido por estratos horizontales de características elásticas diferentes, se podrá desprestigiar la influencia de las distintas rigideces de los estratos en la distribución de esfuerzos. El desplazamiento horizontal y el giro transitorios de la cimentación bajo las fuerzas cortantes y el momento de volteo sísmicos se calcularán cuando proceda, como se indica en el Art 203 del capítulo de diseño sísmico. La magnitud de las deformaciones permanentes que pueden presentarse bajo cargas accidentales cíclicas se podrá estimar a partir de los resultados de pruebas de laboratorio representativas del fenómeno.

Los asentamientos diferidos se calcularán por medio de la relación:

$$\Delta H = \sum_0^H [\Delta e / (1 + e_0)] \Delta z \quad (6)$$

donde

ΔH asentamiento de un estrato de espesor H

e_0 relación de vacíos inicial.

Δe variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo vertical Δp inducido a la profundidad z por la carga superficial. Esta variación se estimará a partir de una prueba de consolidación unidimensional realizada con material representativo del existente a esa profundidad.

Δz espesores de estratos elementales en los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes.

Los incrementos de presión vertical Δp inducidos por la carga superficial se calcularán con la teoría de la elasticidad a partir de las presiones transmitidas por la subestructura al suelo. Estas presiones se estimarán considerando hipótesis extremas de repartición de cargas o a partir de un análisis de la interacción estática suelo-estructura.

Para evaluar los movimientos diferenciales de la cimentación y los inducidos en construcciones vecinas, los asentamientos diferidos se calcularán en distintos puntos dentro y fuera del área cargada.

3.4 Cimentaciones compensadas

Se entiende por cimentaciones compensadas aquellas en las que se busca minimizar el incremento neto de carga aplicado al subsuelo mediante excavación del terreno y uso de un cajón desplantado a cierta profundidad. Según que el incremento neto de carga aplicado al suelo en la base del cajón resulte positivo, nulo o negativo, la cimentación se denomina parcialmente compensada, compensada o sobrecompensada, respectivamente.

Para el cálculo del incremento de carga transmitido por este tipo de cimentación y la revisión de los estados límite de servicio, el peso de la estructura a considerar será: la suma de la carga muerta más la carga viva con intensidad media, menos el peso total del suelo excavado. Esta combinación será afectada con un factor de carga unitario.

La porción de las celdas del cajón de cimentación que esté por debajo del nivel freático y que no constituya un espacio funcionalmente útil, deberá considerarse como llena de agua y el peso de ésta deberá sumarse al de la subestructura.

3.4.1 Estados límite de falla

La estabilidad de las cimentaciones compensadas se verificará como lo señala el inciso 3.3.1. Se comprobará además que no pueda ocurrir flotación de la cimentación durante ni después de la construcción. Para esto se adoptará una posición conservadora del nivel freático.

Se prestará especial atención a la revisión de la posibilidad de falla local o generalizada del suelo bajo la combinación de carga que incluya el efecto de sismo.

3.4.2 Estados límite de servicio

Para este tipo de cimentación se calcularán:

- Los movimientos instantáneos debidos a la carga total transmitida al suelo por la cimentación.
- Las deformaciones transitorias y permanentes del suelo de cimentación bajo cargas sísmicas.
- Los movimientos diferidos debidos al incremento neto de carga en el contacto cimentación-suelo.

Los movimientos instantáneos y los debidos a sismo se calcularán en la forma indicada en 3.3.2. El cálculo de los movimientos diferidos se llevará a cabo en la forma indicada en dicho inciso tomando en cuenta, además, la interacción con el hundimiento regional. En la zona III y en presencia de consolidación regional la sobrecompensación no será superior a 1.5 t/m², a menos que se demuestre que un valor mayor no dará lugar a una emersión inaceptable ni a daños a construcciones vecinas o servicios públicos.

3.4.3 Presiones sobre muros exteriores de la subestructura

En los muros de retención perimetrales se considerarán empujes horizontales a largo plazo no inferiores a los del agua y el suelo en estado de reposo, adicionando los debidos a sobrecargas en la superficie del terreno y a cimientos vecinos. La presión horizontal efectiva transmitida por el suelo en estado de reposo se considerará por lo menos igual a 60% de la presión vertical actuante a la misma profundidad. Las presiones horizontales atribuibles a sobrecarga podrán estimarse por medio de la teoría de elasticidad.

En caso de que el diseño considere absorber fuerzas horizontales por contacto lateral entre subestructura y suelo, la resistencia del suelo considerada no deberá ser

superior al empuje pasivo afectado de un factor de resistencia de 0.35, siempre que el suelo circundante esté constituido por materiales naturales o por rellenos bien compactados. Los muros perimetrales y elementos estructurales que transmitan dicho empuje deberán diseñarse expresamente para esa sollicitación.

Se tomarán medidas para que, entre las cimentaciones de estructuras contiguas, no se desarrolle fricción que pueda dañar a alguna de las dos como consecuencia de posibles movimientos relativos.

3.5 Cimentaciones con pilotes de fricción

Los pilotes de fricción, es decir aquellos que transmiten cargas al suelo principalmente a lo largo de su superficie lateral, podrán usarse como complemento de un sistema de cimentación parcialmente compensado para reducir asentamientos transfiriendo parte de la carga de la cimentación a estratos más profundos.

3.5.1 Estados límite de falla

Para comprobar la estabilidad de las cimentaciones con pilotes de fricción, se verificará, para la cimentación en su conjunto, para cada uno de los diversos grupos de pilotes y para cada pilote individual, el cumplimiento de la desigualdad siguiente para las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas:

$$\sum Q F_c < R \quad (7)$$

donde

$\sum Q F_c$ suma de los incrementos netos de carga debidos a las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectadas de sus correspondientes factores de carga. Las acciones incluirán el peso propio de los pilotes o pilas y el efecto de la fricción negativa que pudiera desarrollarse sobre el fuste de los mismos o sobre su envolvente.

R capacidad de carga del sistema constituido por pilotes de fricción más losa o zapatas de cimentación, que se considerará igual al mayor de los dos valores siguientes:

- Capacidad de carga del sistema suelo-zapatas o suelo-losa de cimentación, despreciando el efecto de los pilotes. Si este es el valor que rige, la losa o

zapatas y las contratraves deberán diseñarse estructuralmente para soportar las presiones de contacto suelo-zapata o suelo-losa máximas calculadas, más la concentración de carga correspondiente a la capacidad de carga total de cada pilote dada por la ec. 8 con $F_R = 1.0$. En este caso la capacidad de carga suelo-losa o suelo-zapata se calculará como lo señala el inciso 3.3.

b) Capacidad de carga del sistema suelo-pilotes de fricción que se considerará igual a la suma de las capacidades de carga de punta de los pilotes individuales más el menor de los siguientes valores:

- Suma de las capacidades de adherencia de los pilotes individuales.
- Capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del conjunto de pilotes.
- Suma de las capacidades de adherencia de los diversos subgrupos de pilotes en que pueda subdividirse la cimentación.

La capacidad de carga por punta de una cimentación de pilotes de fricción siempre se considerará igual a la suma de las capacidades de carga individuales por punta de los pilotes, calculadas con la ec. 9.

En la estimación de la capacidad de carga bajo cargas excéntricas se despreciará la capacidad de carga de los pilotes sometidos a tensión, salvo que se hayan diseñado y construido especialmente para este fin.

La capacidad de carga por adherencia lateral de un pilote de fricción individual bajo esfuerzos de compresión se calculará como:

$$C_t = A_L f F_R \quad (8)$$

donde

$F_R = 0.7 (1 - s/2)$, factor de resistencia

s relación entre los máximos de la sollicitación sísmica y la sollicitación total que actúan sobre el pilote

C_t capacidad por adherencia, t

A_L área lateral del pilote, m^2

f adherencia lateral media pilote-suelo, t/m^2

Para los suelos cohesivos blandos de las zonas II y III la adherencia pilote-suelo se considerará igual a la cohe-

sión media del suelo. La cohesión se determinará con pruebas triaxiales no consolidadas-no drenadas.

Para calcular la capacidad de adherencia del grupo de pilotes, o de los subgrupos de pilotes en los que se pueda subdividir la cimentación, también será aplicable la ec 8 considerando el grupo o los subgrupos como pilas de diámetro igual al de la envolvente del grupo o subgrupo.

3.5.2 Estados límite de servicio

Los asentamientos o emersiones de cimentaciones con pilotes de fricción bajo cargas estáticas se estimarán considerando la penetración de los mismos y las deformaciones del suelo de apoyo bajo las cargas actuantes en ellos, así como la fricción negativa y la interacción con el hundimiento regional. En el cálculo de los movimientos anteriores se tomarán explícitamente en cuenta las excentricidades de carga.

El desplazamiento horizontal y el giro transitorio de la cimentación bajo la fuerza cortante y el momento de volteo sísmicos se calcularán, cuando proceda, como se indica en el Art. 203, Capítulo VI de diseño sísmico. Las deformaciones permanentes bajo la combinación de carga que incluya el efecto del sismo se podrán estimar a partir de los resultados de pruebas de laboratorio representativas del fenómeno, y serán mínimas (ver Tabla II, RCDF). Para el cálculo de estas deformaciones, se considerará que la carga máxima soportada por los pilotes en condiciones sísmicas es la definida por la ec 8.

3.6 Cimentaciones con pilotes de punta o pilas

Los pilotes de punta son los que transmiten la mayor parte de la carga a un estrato resistente por medio de su punta. Generalmente, se llaman pilas a los elementos de más de 80 cm de diámetro colados en perforación previa.

3.6.1 Estados límite de falla

Se verificará el cumplimiento de la desigualdad 7, siendo R la suma de las capacidades de carga individuales o de grupos o la global del conjunto de pilotes, cual sea menor.

La capacidad de carga de pilotes de punta o pilas se calculará como sigue:

-- Para suelos cohesivos:

$$C_p = [c_u N_c^* F_R + p_v] A_p \quad (9)$$

--- Para suelos friccionantes:

$$C_p = [\bar{p}_v N_q^* F_R + p_v] A_p \quad (10)$$

donde

- C_p capacidad por punta, t
- A_p área transversal de la pila o del pilote, en m^2
- p_v presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes, t/m^2
- \bar{p}_v presión vertical efectiva a la misma profundidad, en t/m^2
- c_u cohesión aparente, en t/m^2 , determinada en ensaye triaxial UU
- N_c^* coeficiente de capacidad de carga definido en la tabla siguiente:

ϕ_u	0°	5°	10°
N_c^*	7	9	13

- ϕ_u ángulo de fricción aparente, en grados
- N_q^* coeficiente de capacidad de carga definido por

$$N_q^* = N_{min} + I_w(N_{max} - N_{min}) / [4B \tan(45^\circ + \phi/2)]$$

cuando $I_w/B \leq 4 \tan(45^\circ + \phi/2)$, o bien

$$N_q^* = N_{max}$$

cuando $I_w/B > 4 \tan(45^\circ + \phi/2)$

ϕ	20°	25°	30°	35°	40°
N_{max}	12.5	26	55	132	350
N_{min}	7	11.5	20	39	78

- L_w longitud empotrada del pilote o pila en el estrato resistente, m
- B ancho o diámetro de los pilotes, m
- ϕ ángulo de fricción interna, en grados, con la definición del apartado (a) del subinciso 3.3.1

F_R factor de resistencia igual a 0.35

En el caso de pilotes o pilas de más de 0.5 m de diámetro, la capacidad así calculada deberá corregirse para tomar en cuenta el efecto de escala en la forma siguiente:

--- Para suelos friccionantes, multiplicar la capacidad calculada por el factor:

$$F_{re} = [(B + 0.5)/2B]^n \quad (11)$$

donde

- B diámetro de la base del pilote o pila en metros (> 0.5 m)
- n exponente igual a 1 para suelo suelto, 2 para suelo medianamente denso y 3 para suelo denso
- Para suelos cohesivos firmes fisurados se multiplicará por el mismo factor de la ec 11 con exponente $n = 1$. Para pilas coladas en suelos cohesivos del mismo tipo se multiplicará por:

$$F_{re} = (B + 1)/(2B + 1) \quad (12)$$

--- También podrá utilizarse como alternativa a la ecuación 10, una expresión basada en la resistencia a la penetración de cono o a la de penetración estándar, corregida por efecto de escala, como lo indica la expresión 11.

La contribución del suelo bajo la losa de la subestructura y de la subpresión a la capacidad de carga de un sistema de cimentación a base de pilotes de punta deberá despreciarse en todos los casos.

Además de la capacidad de carga vertical, se revisará la capacidad del suelo para resistir los esfuerzos horizontales inducidos por los pilotes sometidos a fuerzas horizontales, así como la capacidad estructural de los pilotes para transmitir dichas solicitaciones horizontales.

3.6.2 Estados límite de servicio

Los asentamientos de este tipo de cimentación se calcularán tomando en cuenta la deformación propia de los pilotes bajo las diferentes acciones a las que se encuentran sometidos, incluyendo la fricción negativa, y la de los estratos localizados abajo del nivel de apoyo de las puntas. Al calcular la emersión debida al hundimiento regional se tomará en cuenta la consolidación previsible del estrato localizado entre la punta y la cabeza de los pilotes durante la vida de la estructura.

3.7 Pruebas de carga en pilotes

Las estimaciones analíticas de la capacidad de carga de pilotes de fricción o de punta se verificarán mediante pruebas de carga si hay incertidumbres excesivas sobre las propiedades de los suelos involucrados y la edificación es de los grupos A o B₁. Los pilotes ensayados se llevarán a la falla o hasta 1.5 veces la capacidad de carga calculada.

3.8 Cimentaciones especiales

Cuando se pretenda utilizar dispositivos especiales de cimentación, deberá solicitarse la aprobación expresa del Departamento del Distrito Federal. Para ello se presentarán los resultados de los estudios y ensayos a que se hubieran sometido dichos dispositivos. Los sistemas propuestos deberán proporcionar una seguridad equivalente a la de las cimentaciones tradicionales calculadas de acuerdo con las presentes normas, en particular ante sollicitaciones sísmicas.

4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACION

Los elementos mecánicos (presiones de contacto, empujes laterales, etc.) requeridos para el diseño estructural de la cimentación deberán determinarse para cada combinación de acciones señaladas en 3.1.

Las presiones de contacto consideradas deberán ser tales que las deformaciones diferenciales del suelo calculadas con ellas coincidan aproximadamente con las del sistema subestructura-superestructura. Para determinar distribuciones de este tipo, será aceptable suponer que el medio es elástico y continuo, y usar las soluciones analíticas existentes o métodos numéricos. Será aceptable cualquier distribución que satisfaga las condiciones siguientes:

- que exista equilibrio local y general entre las presiones de contacto y las fuerzas internas en la subestructura y las fuerzas y momentos transmitidos a ésta por la superestructura.
- que los hundimientos diferenciales instantáneos más los diferidos calculados con las presiones de contacto consideradas sean aceptables en términos de las presentes normas.
- que las deformaciones diferenciales instantáneas más las diferidas del sistema subestructura-superestructura sean aceptables en términos de las presentes normas.

Los pilotes y sus conexiones se diseñarán para poder resistir los esfuerzos resultantes de las acciones verticales y horizontales consideradas en el diseño de la cimentación y los que se presenten durante el proceso de transporte e hincado. Los pilotes deberán poder resistir estructuralmente la carga que corresponde a su capacidad de carga última con factor de resistencia unitario.

En el caso de cimentaciones sobre pilotes de punta en las zonas II y III, se tomará en cuenta que, por la consolidación regional, los pilotes pueden perder el confinamiento lateral en su parte superior en una altura igual a la magnitud de la consolidación regional entre la punta del pilote y su parte superior. La subestructura deberá diseñarse para trabajar estructuralmente tanto con soporte como sin él, en este último caso apoyada sólo en los pilotes.

5. ANALISIS Y DISEÑO DE EXCAVACIONES

En el diseño de excavaciones se considerarán, de acuerdo con el Artículo 228, Cap. VIII del Reglamento, los siguientes estados límite:

- a) De falla: colapso de los taludes o paredes libres o ademas de la excavación, falla de los cimientos de las construcciones colindantes y falla de fondo de la excavación por corte o por subpresión en estratos subyacentes.
- b) De servicio: movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en los alrededores.

5.1 Estados límite de falla

La verificación de la seguridad respecto a los estados límite de falla incluirá la revisión de la estabilidad de los taludes o paredes de la excavación con o sin ademes y del fondo de la misma. El factor de resistencia será de 0.6; sin embargo, si la falla de los taludes, ademes o fondo de la excavación no implica daños a los servicios públicos, a las instalaciones o a las construcciones adyacentes, el factor de resistencia será de 0.7. La sobrecarga uniforme mínima a considerar en la vía pública y zonas próximas a la excavación será de 1.5 t/m² con factor de carga unitario.

a) Taludes

La seguridad y estabilidad de excavaciones sin soporte se revisará tomando en cuenta la influencia de las con-

diciones de presión del agua en el subsuelo así como la profundidad de excavación, la inclinación de los taludes, el riesgo de agrietamiento en la proximidad de la corona y la presencia de grietas u otras discontinuidades.

Para el análisis de estabilidad de taludes se usará un método de equilibrio límite considerando superficies de falla cinemáticamente posibles. Se incluirá la presencia de sobrecargas en la orilla de la excavación. También se considerarán mecanismos de extrusión de estratos blandos confinados verticalmente por capas más resistentes.

b) Falla por subpresión en estratos permeables

En el caso de suelos sin cohesión, se analizará la estabilidad del fondo de la excavación por flujo del agua. Para reducir el peligro de fallas de este tipo, el agua freática deberá controlarse y extraerse de la excavación por bombeo desde cárcamos, pozos punta o pozos de alivio con nivel dinámico sustancialmente inferior al fondo de la excavación.

Cuando una excavación se realice en una capa impermeable de espesor h , la cual a su vez descansa sobre un estrato permeable, debe considerarse que la presión del agua en este estrato podría levantar el fondo de la excavación, no obstante el bombeo superficial. El espesor mínimo h del estrato impermeable que debe tenerse para evitar inestabilidad de fondo se considerará igual a:

$$h > (\gamma_w/\gamma_m)h_w \quad (13)$$

donde

h espesor de la capa impermeable

h_w altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable

γ_w peso volumétrico del agua

γ_m peso volumétrico del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable.

Cuando el espesor h sea insuficiente para asegurar la estabilidad, será necesario reducir la carga hidráulica del estrato permeable por medio de pozos de alivio.

c) Estabilidad de excavaciones adernadas

En caso de usarse para soportar las paredes de la excavación, elementos estructurales como tablestacas o mu-

ros colados en el lugar, se revisará la estabilidad de estos elementos por deslizamiento general de una masa de suelo que incluya el elemento, por falla de fondo, y por falla estructural de los troqueles o de los elementos que éstos soportan.

La revisión de la estabilidad general se realizará por un método de análisis límite. Se evaluará el empotramiento y el momento resistente mínimo del elemento estructural requerido para garantizar la estabilidad.

La posibilidad de falla de fondo por cortante en arcillas blandas a firmes se analizará verificando que:

$$p_v + \sum q F_c < c_u N_c F_r \quad (14)$$

donde

c_u cohesión aparente del material bajo el fondo de la excavación, en condiciones no drenadas, t/m^2

N_c coeficiente de capacidad de carga definido en 3.3.1 y que depende de la geometría de la excavación. En este caso, B será el ancho de la excavación, L su longitud y D_f su profundidad

p_v presión vertical total actuante en el suelo, a la profundidad de excavación, t/m^2

$q F_c$ sobrecargas superficiales afectadas de sus respectivos factores de carga, t/m^2

F_r factor de resistencia igual a 0.5. Si la falla no afecta a servicios públicos, instalaciones o construcciones adyacentes, el factor de resistencia será de 0.7.

Los empujes a los que se encuentran sometidos los puntales se estimarán a partir de una envolvente de distribución de presiones determinada a partir de la experiencia local. En arcillas, la distribución de presiones se definirá en función del tipo de arcilla, de su grado de fisuramiento y de su reducción de resistencia con el tiempo. Cuando el nivel freático exista a poca profundidad, los empujes considerados sobre los troqueles serán por lo menos iguales a los producidos por el agua. El diseño de los troqueles también deberá tomar en cuenta el efecto de las sobrecargas debidas al tráfico en la vía pública, al equipo de construcción, a las estructuras adyacentes y

a cualquier otra carga que deban soportar las paredes de la excavación durante el período de construcción, afectadas de un factor de carga de 1.1.

d) Estabilidad de estructuras vecinas

De ser necesario, las estructuras adyacentes a las excavaciones deberán reforzarse o recimentarse. El soporte requerido dependerá del tipo de suelo y de la magnitud y localización de las cargas con respecto a la excavación.

5.2 Estados límite de servicio

Los valores esperados de los movimientos verticales y horizontales en el área de excavación y sus alrededores deberán ser suficientemente pequeños para que no causen daños a las construcciones e instalaciones adyacentes ni a los servicios públicos. Además, la recuperación por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables en el edificio que se construye.

a) Expansiones instantáneas y diferidas por descarga

Para estimar la magnitud de los movimientos verticales inmediatos por descarga en el área de excavación y en los alrededores, se recurrirá a la teoría de la elasticidad. Los movimientos diferidos se estimarán mediante la ec. 6 a partir de decrementos de esfuerzo vertical calculados mediante la teoría de la elasticidad.

En caso de excavaciones ademadas, se buscará reducir la magnitud de los movimientos instantáneos acortando la altura no soportada entre troqueles o efectuando la excavación en zanjas de ancho reducido.

b) Asentamiento del terreno natural adyacente a las excavaciones

En el caso de cortes ademados en arcillas blandas o firmes, se tomará en cuenta que los asentamientos superficiales asociados a estas excavaciones dependen del grado de cedencia lateral que se permita en los elementos de soporte. Estos movimientos horizontales y verticales deberán medirse en forma continua durante la construcción para poder tomar oportunamente medidas de seguridad adicionales, en caso necesario.

6. MUROS DE CONTENCION

Las presentes normas se aplicarán a los muros de gravedad (de mampostería, tabique o concreto simple), cuya estabilidad se debe a su peso propio, así como a los mu-

ros de concreto reforzado, con o sin anclas o contrafuertes, y que utilizan la acción de voladizo para retener la masa de suelo.

Las fuerzas actuantes sobre un muro de contención se considerarán por unidad de longitud. Las acciones a tomar en cuenta, según el tipo de muro serán: el peso propio del muro, el empuje de tierras, la fricción entre muro y suelo de relleno, el empuje hidrostático o las fuerzas de filtración, las sobrecargas en la superficie del relleno y las fuerzas sísmicas.

Para el análisis de los muros de contención se revisarán los siguientes estados límite: de falla (volteo o deslizamiento del muro, falla de la cimentación del mismo y rotura estructural) y de servicio (asentamiento, giro o deformación excesiva del muro).

6.1 Estados límite de falla

Siempre deberá dotarse a los muros de retención de un drenaje adecuado, dejando un filtro atrás del muro con lloraderos y/o tubos perforados.

Para muros de menos de 6 m de altura, será aceptable estimar los empujes actuantes en forma simplificada con base en el método semiempírico de Terzaghi, siempre que se satisfagan los requisitos de drenaje. En caso de tener una sobrecarga uniformemente repartida sobre el relleno, esta carga adicional se podrá incluir como peso equivalente de material de relleno.

En el caso de muros que excedan la altura especificada en el párrafo anterior, se realizará un estudio de estabilidad detallado, tomando en cuenta los efectos que se indican a continuación:

— Restricciones del movimiento del muro

Los empujes sobre muros de retención podrán considerarse de tipo activo solamente cuando haya posibilidad de deformación suficiente por flexión o giro alrededor de la base. En caso contrario, y en particular cuando se trate de muros perimetrales de cimentación en contacto con rellenos, los empujes considerados deberán ser por lo menos el del suelo en estado de reposo más los debidos al equipo de compactación del relleno, a las estructuras colindantes y a otros factores que pudieran ser significativos.

— Tipo de relleno

Los rellenos no incluirán materiales degradables ni excesivamente compresibles y deberán compactarse de modo

que sus cambios volumétricos por peso propio, por saturación y por las acciones externas a que estarán sometidos, no causen daños intolerables a los pavimentos ni a las instalaciones o estructuras alojadas en ellos o colocadas sobre los mismos.

--- Compactación del relleno

Para especificar y controlar en el campo la compactación de los materiales cohesivos empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Proctor estándar, debiendo vigilarse el espesor y humedad de las capas colocadas. En el caso de materiales no cohesivos, el control se basará en el concepto de compactación relativa. Estos rellenos se compactarán con procedimientos que eviten el desarrollo de empujes superiores a los considerados en el diseño.

— Base del muro

La base del muro deberá desplantarse cuando menos a 1 m bajo la superficie del terreno enfrente del muro y abajo de la zona de cambios volumétricos estacionales. La estabilidad contra deslizamiento deberá ser garantizada sin tomar en cuenta el empuje pasivo actuando sobre el pie del muro. Si no es suficiente la resistencia al desplazamiento, se deberá pilotear el muro, profundizar o ampliar la base del mismo.

La capacidad de carga permisible en la base del muro se podrá revisar por los métodos indicados para cimentaciones superficiales.

6.2 Estados límite de servicio

Cuando el suelo de cimentación sea compresible, deberá calcularse el asentamiento y estimarse la inclinación de los muros por deformaciones instantáneas y diferidas del suelo.

7. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

El procedimiento constructivo de las cimentaciones, excavaciones y muros de contención deberá asegurar el cumplimiento de las hipótesis de diseño, garantizar la seguridad durante la construcción y evitar daños a servicios públicos y edificaciones vecinas.

7.1 Procedimiento constructivo de cimentaciones

7.1.1 Cimentaciones de contacto

El desplante de cualquier cimentación se hará a la profundidad señalada en el estudio de mecánica de suelos.

Sin embargo, deberá tenerse en cuenta cualquier discrepancia entre las características del suelo encontradas a esta profundidad y las consideradas en el proyecto, para que de ser necesario, se hagan los ajustes correspondientes. Se tomarán todas las medidas necesarias para evitar que en la superficie de apoyo de la cimentación se presente alteración del suelo durante la construcción por saturación o remoldeo. Las superficies de desplante estarán libres de cuerpos extraños o sueltos.

En el caso de elementos de cimentación de concreto reforzado se aplicarán procedimientos de construcción que garanticen el recubrimiento requerido para proteger el acero de refuerzo. Se tomarán las medidas necesarias para evitar que el propio suelo o cualquier líquido o gas contenido en él puedan atacar el concreto o el acero. Asimismo, en el momento del colado se evitará que el concreto se mezcle o contamine con partículas de suelo o con agua freática, que puedan afectar sus características de resistencia o durabilidad.

7.1.2 Cimentaciones con pilotes o pilas

La colocación de pilotes y pilas se ajustará al proyecto correspondiente, verificando que la profundidad de desplante, el número y el espaciamiento de estos elementos correspondan a lo señalado en los planos estructurales. Los procedimientos para la instalación de pilotes y pilas deberán garantizar que no se ocasionen daños a las estructuras e instalaciones vecinas por vibraciones o desplazamiento vertical y horizontal del suelo. Cada tramo de pilote y las juntas entre ellos deben diseñarse y realizarse de modo tal que resistan las fuerzas de compresión y tensión y los momentos flexionantes que resulten del análisis.

a) Pilas o pilotes colados en el lugar

Para este tipo de cimentaciones profundas, el estudio de mecánica de suelos deberá definir si la perforación previa será estable en forma natural o si por el contrario se requerirá estabilizarla con lodo común o bentonítico o con ademe. Antes del colado se procederá a la inspección directa o indirecta del fondo de la perforación para verificar que las características del estrato de apoyo son satisfactorias y que todos los azolves han sido removidos. El colado se realizará por procedimientos que eviten la segregación del concreto y la contaminación del mismo con el lodo estabilizador de la perforación o con derrumbes de las paredes de la excavación. Se llevará un registro de la localización de los pilotes o pilas, las dimensiones relevantes de las perforaciones, las fechas de per-

foración y de colado, la profundidad y los espesores de los estratos y las características del material de apoyo.

Cuando se usen pilas con ampliación de base (campana), ésta deberá tener una altura mínima de 15 cm en su parte exterior y una inclinación mínima de 60 grados con la horizontal en su frontera superior.

Otros aspectos a los que deberá prestarse atención son el método y equipo para la eliminación de azolves, la duración del colado, así como el recubrimiento y la separación mínima del acero de refuerzo con relación al tamaño del agregado.

b) Pilotes hincados a percusión

El estudio de mecánica de suelo deberá definir si se requiere perforación previa para facilitar la hinca o para minimizar el desplazamiento de los suelos blandos. Se indicará en tal caso el diámetro de la perforación y su profundidad, y si es necesaria la estabilización con lodo común o bentonítico.

Antes de proceder al hincado, se verificará la verticalidad de los tramos de pilotes y, en su caso, la de las perforaciones previas. La desviación de la vertical del pilote no deberá ser mayor de 3/100 de su longitud para pilotes con capacidad de carga por punta y de 6/100 en los otros casos.

El equipo de hincado se especificará con base en dos condiciones: que su energía no sea menor de 0.3 kg-m por cada kilogramo de peso del pilote y que el peso del martillo golpeador no sea menor de 30% del peso del pilote. Además, se especificarán el tipo y espesor de los materiales de amortiguamiento de la cabeza y del seguidor. El equipo de hincado podrá también definirse a partir de un análisis dinámico basado en la ecuación de onda.

La posición final de la cabeza de los pilotes no deberá diferir respecto a la de proyecto en más de 20 cm ni de la cuarta parte del ancho del elemento estructural que se apoye en ella.

Al hincar cada pilote se llevará un registro de su ubicación en la planta de cimentación, su longitud y dimensiones transversales, la fecha de colocación, el nivel del terreno antes de la hinca y el nivel de la cabeza inmediatamente después de la hinca. Además se incluirá el tipo de material empleado para la protección de la cabeza del pilote, el peso del martinete y su altura de caída,

la energía de hincado por golpe, el número de golpes por metro de penetración y la penetración correspondiente a los últimos diez golpes.

En el caso de pilotes hincados a través de un manto compresible hasta un estrato resistente, se verificará mediante nivelaciones si hay emersión de cada pilote inducida por el hincado de los pilotes adyacentes, y en caso afirmativo los pilotes afectados se rehincarán hasta la elevación especificada.

Los métodos usados para la hinca de pilotes deberán ser tales que no reduzcan la capacidad estructural de éstos. Si un pilote se rompe o daña estructuralmente durante la hinca, o si, por excesiva resistencia a la penetración, queda a una profundidad menor que la especificada, se extraerá la parte superior del mismo de modo que la distancia entre el nivel de desplante de la subestructura y el nivel superior del pilote abandonado sea por lo menos de 3 m. En tal caso, se revisará el diseño de la subestructura y se instalarán pilotes sustitutos.

c) Pruebas de carga en pilotes

En caso de realizarse pruebas de carga, se llevará registro por lo menos de los datos siguientes:

- Condiciones del subsuelo en el lugar de la prueba
- Descripción del pilote y datos obtenidos durante la instalación del mismo.
- Descripción del sistema de carga y del método de prueba.
- Tabla de cargas y deformaciones durante las etapas de carga y descarga del pilote.
- Representación gráfica de la curva asentamientos-tiempo para cada incremento de carga.
- Observaciones e incidentes durante la instalación del pilote y la prueba.

7.2 Excavaciones

7.2.1 Consideraciones generales

Cuando las separaciones con las colindancias lo permitan, las excavaciones se delimitarán con taludes perimetrales cuya pendiente se evaluará a partir de un análisis de estabilidad de acuerdo con el inciso 5 de las presentes normas.

Si por el contrario, existen restricciones de espacio y no son aceptables taludes verticales debido a las características del subsuelo, se recurrirá a un sistema de soporte a base de ademes, tablestacas o muros colados en el lugar apuntalados o retenidos con anclas. En todos los casos deberá lograrse un control adecuado del nivel freático, si éste se halla por encima de la máxima profundidad excavada y seguirse una secuencia de excavación que minimice los movimientos de las construcciones vecinas.

7.2.2 Control del flujo de agua

Cuando la construcción de la cimentación requiera el abatimiento del nivel freático, se extraerá el agua del predio mediante bombeo, siempre que se tomen precauciones para limitar los efectos indeseables del mismo en el propio predio y en los colindantes.

Se escogerá el sistema de bombeo más adecuado de acuerdo con el tipo de suelo. El gasto y el abastecimiento provocado por el bombeo se calcularán mediante las teorías de flujo de agua en suelos. El diseño del sistema de bombeo incluirá la selección del número, ubicación, diámetro y profundidad de los pozos; del tipo, diámetro y ranurado de los ademes, y del espesor y composición granulométrica del filtro. Asimismo, se especificará la capacidad mínima de las bombas y la posición del nivel dinámico en los pozos en las diversas etapas de la excavación.

En el caso de materiales compresibles se tomará en cuenta la sobrecarga inducida en el terreno por las fuerzas de filtración y se calcularán los asentamientos correspondientes. Si los asentamientos calculados resultan excesivos, se recurrirá a procedimientos alternos que minimicen el abatimiento piezométrico. Deberá considerarse la conveniencia de reinyectar el agua bombeada en la periferia de la excavación.

Cualquiera que sea el tipo de instalación de bombeo que se elija, su capacidad garantizará la extracción de un gasto por lo menos 1.5 veces superior al estimado. Además deberá asegurarse el funcionamiento ininterrumpido de todo el sistema.

En suelos de muy baja permeabilidad, como las arcillas lacustres de las zonas II y III, el nivel piezométrico se abate espontáneamente al tiempo que se realiza la excavación, por lo que no es necesario realizar bombeo previo, salvo para evitar presiones excesivas en estratos permeables intercalados. En este caso, más que abatir el nivel freático, el bombeo tendrá como objetivo:

- a) Dar una dirección favorable a las fuerzas de filtración, o
- b) Preservar el estado de esfuerzos del suelo, e
- c) Interceptar las filtraciones provenientes de lentes permeables.

En todos los casos será necesario un sistema de bombeo que desaloje el agua de uno o varios cárcamos en los que se recolecten los escurrimientos de agua superficial.

7.2.3 Tablestacas y muros colados en el lugar

Para reducir los problemas de filtraciones de agua hacia la excavación y los daños a construcciones vecinas, se podrán usar tablestacas hincadas en la periferia de la excavación o muros colados in situ (muro Milán). Las tablestacas o muros deberán prolongarse hasta una profundidad suficiente para interceptar el flujo debido a los principales estratos permeables que pueden dificultar la realización de la excavación. El cálculo de los empujes sobre los puntales que sostengan estos elementos se hará por los métodos indicados en el inciso 5. El sistema de apuntalamiento podrá también ser de anclas horizontales o muros perpendiculares colados en el lugar.

7.2.4 Secuencia de excavación

El procedimiento de excavación deberá asegurar que no se rebasen los estados límite de servicio (movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en la zona circundante).

De ser necesario, la excavación se realizará por etapas, según un programa que se incluirá en la memoria de diseño, señalando además las precauciones que deban tomarse para que no resulten afectadas las construcciones de los predios vecinos o los servicios públicos; estas precauciones se consignarán debidamente en los planos.

Al efectuar la excavación por etapas, para limitar las expansiones del fondo a valores compatibles con el comportamiento de la propia estructura o de edificios e instalaciones colindantes, se adoptará una secuencia simétrica. Se restringirá la excavación a zanjas de pequeñas dimensiones en las que se construirá y lastrará la cimentación antes de excavar otras áreas.

Para reducir la magnitud de las expansiones instantáneas será aceptable, asimismo, recurrir a pilotes de fricción hincados previamente a la excavación y capaces de absorber los esfuerzos de tensión que pueda generar la expansión del terreno.

8. OBSERVACION DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION

Durante la construcción, se realizarán todas las mediciones requeridas para conocer si ocurre cualquier movimiento imprevisto del suelo que pueda ocasionar daños a la propia construcción, a las edificaciones vecinas y a los servicios públicos.

En las edificaciones con peso unitario medio mayor de 5 t/m^2 o que requieran una excavación de más de 2.5 m de profundidad, y en las que especifique el Departamento, será obligatorio realizar nivelaciones después de la construcción, cada mes durante los primeros meses y cada seis meses durante un periodo mínimo de cinco años para verificar el comportamiento previsto de las cimentaciones y sus alrededores. Posteriormente a este periodo, será obligación realizar las mediciones que señala el Artículo 232 del Reglamento por lo menos cada cinco años o cada vez que se detecte algún cambio en el comportamiento de la cimentación, en particular a raíz de un sismo.

COMENTARIOS AL CAPITULO DE CIMENTACIONES DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL Y A LAS NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

1. INTRODUCCION

El diseño y construcción de cimentaciones en el Distrito Federal presentan dificultades muy superiores a las que son usuales en otras ciudades. El diseñador debe estar familiarizado con las peculiaridades geotécnicas y sísmicas del Valle de México. Para ello, es indispensable que, además de contar con los conocimientos básicos de mecánica de suelos (Refs. 1 y 4) estudie con detenimiento la información de las Refs. 2 a 9. Para una introducción concisa al tema, se recomienda la lectura de la Ref. 10. Los comentarios que se presentan a continuación, así como la aplicación de los criterios señalados en las referencias indicadas no tienen carácter normativo.

2. INVESTIGACION DEL SUBSUELO

En las Refs. 11 y 12 se discuten métodos a seguir para la realización de los diferentes tipos de sondeos.

La problemática de las áreas minadas de la zona I y una metodología para detectar y tomar en cuenta en el diseño las cavernas se exponen en la Ref. 6.

En la Ref. 13 se presentan los procedimientos a seguir para realizar los principales ensayos de laboratorio.

Es recomendable que los materiales se clasifiquen con base en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (Ref. 14).

Para la investigación de las condiciones de hundimiento regional, es de utilidad consultar la información publicada en forma periódica por la Comisión de Aguas del Valle de México (Ref. 15). Es necesario tener cuidado en la extrapolación de las tendencias observadas durante las décadas pasadas, pues el hundimiento parece haber presentado variaciones de velocidad importantes en los últimos años (Ref. 16).

3. REVISION DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES

El diseño de cimentaciones en suelos y en rocas para condiciones especiales no contempladas en el Reglamento puede realizarse por los procedimientos detallados en las Refs. 17 y 18 respectivamente.

Una discusión de los parámetros del suelo a tomar en cuenta y los métodos para el cálculo de movimientos inmediatos se presenta en la Ref. 19.

En la Ref. 3 se trata el problema de la interacción estática suelo-estructura. En la Ref. 20 se proporciona un método simplificado para tomarla en cuenta.

Resultados relativos a las características dinámicas de las arcillas del Valle de México han sido publicados en las Refs. 3 y 21. El comportamiento de diversos tipos de cimentación durante los sismos de 1985 se describe en la Ref. 9. En las Refs. 3, 22 y 23 se proponen métodos para el cálculo de los asentamientos de una cimentación sobre pilotes de fricción.

Para el análisis de la capacidad de carga de pilotes ante cargas laterales, se pueden consultar las refs. 17 y 20.

Mediciones de la magnitud de la fricción negativa en las arcillas del Valle de México se presentan en las Refs. 2, 3 y 24.

Los efectos de escala que pueden presentarse en pilas de gran diámetro se analizan en la Ref. 25.

Existen numerosas soluciones teóricas diferentes para los valores de los coeficientes de capacidad de carga de pilotes de punta o pilas. Se ha incluido en el inciso 3.6 una solución que toma en cuenta la longitud empotrada de pilotes en el estrato resistente. Deberá definirse con precaución el ángulo ϕ de diseño, ya que tiene gran incidencia en los coeficientes de capacidad de carga.

Los diferentes tipos de cimentaciones especiales comunes (de control, penetrantes, etc.) se describen en las Refs. 26 y 27.

4. DISEÑO DE EXCAVACIONES Y MUROS DE CONTENCIÓN

Los diversos métodos de análisis de estabilidad de excavaciones y muros de contención se describen en la Ref. 28.

Problemas y comportamientos a corto plazo característicos de excavaciones en la zona III se presentan en la Ref. 29.

Los efectos del tiempo sobre la estabilidad de taludes en arcillas del Valle de México se analizan en la Ref. 30.

El diseño del sistema de soporte a base de tablestacas se discute en la Ref. 3. En la Ref. 11 se detalla el análisis de la estabilidad de los muros colados en el lugar. En la Ref. 31 se dan resultados de mediciones de campo en muros de contención colados in situ.

5. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Para una evaluación de los diversos procedimientos de construcción de cimentaciones profundas, se pueden consultar las Refs. 32 y 33.

Una evaluación de la utilidad y limitaciones del bombeo para realizar excavaciones en las arcillas del Valle, se presenta en la Ref. 34.

6. REFERENCIAS

1. Terzaghi, K. y Peck, R.B., 1967, *Soil mechanics in engineering practice*, John Wiley.
2. Marsal, R.J. y Mazari M., 1959, El subsuelo de la Ciudad de México, *Contribución al 1er. Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos* (Ciudad de México), UNAM, reeditado (español-inglés) en 1969.
3. Zeevaert, L., 1972, *Foundation engineering for difficult subsoil conditions*, Van Nostrand Reinhold Co., New York, USA.
4. Reséndiz, D., Springall, G., Rodríguez, J.M. y Esquivel R., 1970; "Información reciente sobre las características del subsuelo y la práctica de la ingeniería de cimentaciones en la Ciudad de México". *Memorias de la Quinta Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*, publicadas por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
5. Nabor Carrillo, El hundimiento de la Ciudad de México y Proyecto Texcoco, Secretaría de Hacienda y Crédito Público, México, 1969, difusión por parte de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
6. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1976, *Cimentaciones en zonas minadas de la Ciudad de México*, Memoria del simposio celebrado el 12 de marzo de 1976.
7. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1978, *El subsuelo y la ingeniería de cimentaciones en el área urbana del Valle de México*, Memoria del simposio celebrado el 10 de marzo de 1978.
8. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1986, *Simposio Los sismos de 1985: Casos de Mecánica de Suelos*, Memoria del simposio celebrado en la Ciudad de México el 5 de septiembre de 1986.
9. Auvinet, G. y Mendoza, M.J. "Comportamiento de diversos tipos de cimentación en la zona lacustre de la Ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre de 1985", *Ref. 8*.
10. Marsal, R.J., 1986, Notas sobre el diseño y construcción de cimentaciones en el Distrito Federal, *Publicación de la Comisión Federal de Electricidad No. 61*.
11. Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, Departamento del Distrito Federal, 1986, "Manual de estudios geotécnicos. Solución subterránea en cajón; *Estudio para la tipificación del metro de la Ciudad de México D-08*".
12. Petróleos Mexicanos, 1974, "Exploración y muestreo de suelos para proyecto de cimentaciones", Norma Núm. 2.214.05, publicada por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
13. SARH, 1970, Manual de mecánica de suelos.
14. Juárez-Badillo, E. y Rico, A., 1967, *Mecánica de suelos*, LIMUSA.

15. Comisión de Aguas del Valle de México. SARH, *Boletines de Mecánica de Suelos*, Números 1 a 8.
16. Botas, G. y Téllez, J.B., 1985, "Asentamientos regionales en la Ciudad de México", *Memoria del simposio sobre la Mecánica de Suelos y la Geohidrología*, celebrado en la Ciudad de México, publicación de la SMMS y la AGM.
17. Comisión Federal de Electricidad, 1981, *Manual de diseño de obras civiles*, capítulo B.2.4, Cimentaciones en suelos.
18. Comisión Federal de Electricidad, 1981, *Manual de diseño de obras civiles*, capítulo B.3.3, Cimentaciones en rocas.
19. Reséndiz, D., Nieto, J.A., Figueroa, J., 1967, "The elastic properties of saturated clays from field and laboratory measurements", *Memoria del Tercer Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*, pp. 443-466, Caracas, Venezuela.
20. Comisión Federal de Electricidad, 1981, *Manual de diseño de obras civiles*, capítulo C.2.2, Diseño estructural de cimentaciones.
21. Romo, M.P. y Jaime, A., 1986, "Características dinámicas de las arcillas del Valle de México y análisis de respuesta sísmica del suelo. Primera etapa", *Informe del Instituto de Ingeniería*, UNAM.
22. Reséndiz, D. y Auvinet, G., 1973, "Analysis of pile foundations in consolidating soils", *Serie del Instituto de Ingeniería*, E7, UNAM.
23. León, J.L., y Reséndiz, D., 1979, "Método simplificado para calcular asentamientos de pilotes de fricción", *Serie del Instituto de Ingeniería*, No. 420, UNAM.
24. Auvinet, G. y Hanell, J.J., 1978, "Fricción negativa en pilotes: Estado actual del conocimiento", Ref. 7, p. 203.
25. Meyerhof, G.G., "Scale effects on ultimate pile capacity", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 109, 1983, pp. 797-806.
26. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1980, "Reunión conjunta consultores-constructores de cimentaciones profundas", *Memoria del simposio celebrado en la Ciudad de México en septiembre de 1980*.
27. Informe sobre pilotes de control (1987), Formulado por empresas Colinas de Buen, TGC, Tlalli y DIRAC, a solicitud de Teléfonos de México.
28. Comisión Federal de Electricidad, 1981, *Manual de diseño de obras civiles*, capítulo B.2.3, Estructuras de tierra.
29. Reséndiz, D. y Zonana, J., 1969, "La estabilidad a corto plazo de excavaciones a cielo abierto en la arcilla del Valle de México", Ref. 5, p. 203.
30. Alberro, J., 1979, "Estabilite a long terme des excavations dans la ville de Mexico", *Memoria del Simposio Internacional de Mecánica de Suelos*, organizado en Oaxaca, Oax., por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
31. Alberro, J., 1970, "Investigaciones sobre el metropolitano de la Ciudad de México-Mediciones efectuadas en las excavaciones", *Revista Ingeniería*, Julio-Septiembre, Facultad de Ingeniería, UNAM.
32. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1976, "Cimientos profundos colados en sitio", *Memoria de la Reunión Conjunta ADSC-SMMS*, celebrada en la Ciudad de México el 25 de junio de 1976.
33. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1983, *Manual de diseño y construcción de pilas y pilotes*.
34. Reséndiz, D., 1970, "Efectos del bombeo electromotico en las arcillas del Valle de México", Tomo II, pp. 73 a 75, *Memoria de la Quinta Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*, México.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

XX CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

**IV MODULO
DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES**

**CONSIDERACIONES RESPECTO AL DISEÑO DE CIMENTACIONES SOBRE
PILOTES DE FRICCION EN ZONA SISMICAS**

**DR. GABRIEL ALVINET GUICHARD
MANUEL MENDOZA LOPEZ.**

CONSIDERACIONES RESPECTO AL DISEÑO DE CIMENTACIONES SOBRE PILOTES DE FRICCIÓN EN ZONAS SÍSMICAS

G. Auvinet
M. J. Mendoza

Instituto de Ingeniería, UNAM

RESUMEN

Los sismos de Septiembre de 1985 han originado incertidumbres y controversias en cuanto a los criterios a seguir para el diseño de cimentaciones sobre pilotes de fricción en zonas sísmicas, especialmente en presencia de consolidación regional como en el caso de la ciudad de México. Algunas de las incógnitas existentes solamente podrán esclarecerse después de realizar investigaciones teóricas y experimentales que permitan entender y modelar en forma más satisfactoria la interacción suelo-pilotes bajo cargas repetidas. Sin embargo, desde ahora, resulta útil revisar los conocimientos y las prácticas de diseño a la luz de las lecciones dejadas por los sismos. En este trabajo, después de recordar brevemente los objetivos que se persiguen al usar pilotes de fricción y los principios de diseño más comunes, se analizan los diversos tipos de comportamiento inadecuado que se presentaron durante los sismos. Con base en lo anterior se señalan varios aspectos que deben tomarse muy en cuenta en el diseño de estas cimentaciones y se indican los puntos que requieren mayor investigación.

INTRODUCCION

Las cimentaciones sobre pilotes de fricción fueron probablemente las más afectadas por los sismos de 1985. Se presentaron varios casos de desplomes y hundimientos bruscos e inclusive una falla general. Surgió la hipótesis de que lo anterior debía atribuirse a la pérdida de adherencia entre pilote y suelo bajo cargas repetidas. En las normas de construcción de emergencia se redujo drásticamente el factor de resistencia aplicable a esta adherencia. Simultáneamente, se emitieron opiniones discordantes respecto a los principios mismos en los que debe basarse el diseño estático y dinámico de las cimentaciones sobre pilotes de fricción. Es por tanto conveniente revisar el conocimiento actual, tomando en cuenta las experiencias dejadas por los sismos, con objeto de reevaluar los métodos de diseño y de precisar los objetivos de las investigaciones teóricas y experimentales que deben realizarse para esclarecer las incógnitas existentes.

DISEÑO DE LAS CIMENTACIONES SOBRE PILOTES DE FRICCIÓN

Los pilotes de fricción transmiten las cargas estructurales al suelo principalmente a lo largo de su superficie lateral. Se hincan por impactos o a presión o se cuelan en perforaciones previas en estratos con

características mecánicas pobres, sin que su punta se apoye en las capas resistentes subyacentes. Se emplean normalmente cuando el estrato superficial blando tiene un gran espesor que hace antieconómico usar pilotes de punta o cuando la consolidación de este estrato induce fricción negativa sobre los pilotes de punta y provoca su emersión. Esta última condición es común en la zona lacustre de la ciudad de México donde se presenta un fuerte hundimiento regional.

La capacidad de carga última de los pilotes de fricción se calcula a partir de la adherencia máxima que puede desarrollarse en el contacto pilote-suelo. Para suelos arcillosos blandos, esta adherencia se estima comúnmente como:

$$\tau = \alpha c_u \quad (1)$$

donde

- c_u resistencia al corte del suelo en condiciones no drenadas
- α coeficiente función de las características del suelo y del pilote

Sin embargo, varios autores consideran que la adherencia debe estimarse en términos de esfuerzos efectivos:

$$\tau = K \tan \delta \cdot \bar{\sigma}_v \quad (2)$$

donde

- $\bar{\sigma}_v$ presión vertical efectiva a la elevación considerada
- K coeficiente de empuje horizontal
- δ ángulo de fricción pilote-suelo

Las ecs 1 y 2 corresponden a mecanismos de resistencia diferentes. Sin embargo, esta contradicción es solamente aparente puesto que, para suelos normalmente consolidados, c_u es proporcional a $\bar{\sigma}_v$. Se sabe por otra parte que la adherencia depende de los siguientes factores:

- ⊗ forma del pilote; los pilotes cónicos tienen una capacidad de carga mayor que los de sección constante (hasta en 100 %, Blanchet, 1984)
- ⊗ rugosidad y textura del material constitutivo del pilote; los materiales rugosos y drenantes mobilizan mayor adherencia que los lisos e impermeables (Rosenblueth, 1965)
- ⊗ longitud del pilote; la adherencia media disponible tiende a decrecer con esta longitud (Meyerhof, 1976; Cooke, 1979)
- ⊗ procedimiento constructivo; los pilotes hincados mobilizan una adherencia mayor que los colocados en perforaciones previas (Blanchet, 1980).
- ⊗ tiempo transcurrido desde el hincado; la adherencia crece con el tiempo debido a la consolidación del suelo alrededor del pilote (hasta en 60%; Cooke, 1979)
- ⊗ velocidad de carga; la adherencia máxima desarrollada bajo carga sostenida es del orden de 2/3 de la correspondiente a carga estática transitoria, la cual es a su vez menor que la adherencia disponible bajo carga dinámica (Rosenblueth, 1965; Hansbo, 1984). Bea (1980) puso claramente en evidencia este último efecto mediante una recopilación

de resultados de pruebas de carga que se presenta en la Fig 1.

- historia de cargas y deformaciones; al rebasarse el desplazamiento relativo pilote-suelo necesario para movilizar su valor máximo, la adherencia puede sufrir una disminución significativa, especialmente en suelos sensibles. Lo anterior ha sido observado por Marsal en pruebas de extracción de pilotes en las arcillas del Valle de México (Marsal y Mazari, 1959). En pruebas de carga, este efecto parece menos importante como lo muestran los resultados obtenidos por Blanchet (1984) en arcillas de sensibilidad comparable a las de México. Seed (1960) puso en evidencia por su parte una disminución neta de capacidad de carga de pilotes hincados en suelos sensitivos sometidos a ciclos consecutivos de carga. Bea (1980) mostró que las sollicitaciones cíclicas alternadas son las que más reducen la resistencia de un pilote. La carga requerida para llevar un pilote a la falla decrece hasta en 50 % con el número de ciclos aplicados (Fig 2). Si, como es usual, la carga axial se combina con cargas laterales cíclicas, una parte de la disminución de la adherencia es atribuible a la formación de un espacio entre el suelo y la parte superior del fuste del pilote donde se crea una "zona de respuesta no confinada" (Matlock, 1970).

En un estrato en proceso de consolidación, las condiciones de trabajo de los pilotes de fricción son complejas. Experimentos de campo (Auvinet y Hanell, 1981) mostraron que, en ausencia de cargas externas, los pilotes se encuentran sometidos a fricción positiva (ascendente) en su parte inferior y a fricción negativa (descendente) en su parte superior (Fig 3,a). La elevación en la que la fricción cambia de signo se conoce como nivel neutro. A esta profundidad, no hay desplazamiento relativo entre pilote y suelo y ambos descienden a la misma velocidad. Las cargas aplicadas a los pilotes elevan la posición del nivel neutro al movilizar mayor fricción positiva. Si la carga alcanza la capacidad límite de los pilotes, el nivel neutro asciende hasta la parte superior de los mismos y la fricción negativa desaparece (Fig 3,b).

Existen dos tipos principales de diseños de cimentaciones sobre pilotes de fricción cuando prevalecen las condiciones anteriores:

Tipo I - Diseño en términos de capacidad de carga

El número y las dimensiones de los pilotes se escogen de tal forma que sean por sí solos capaces de soportar la carga de la construcción en condiciones estáticas y sísmicas con un factor de seguridad amplio, generalmente mayor que 1.5. Los pilotes trabajan en las condiciones indicadas en la Fig 3,a. La posición del nivel neutro puede determinarse a partir de la siguiente ecuación de equilibrio (Reséndiz y Auvinet, 1973):

$$W + FN = FP + C_p + U \quad (3)$$

donde

W peso de la construcción

U subpresión actuante sobre la subestructura (en su caso)

C_p capacidad de carga por punta de los pilotes

FN fricción negativa sobre la subestructura y la parte superior de los pilotes

FP fricción positiva sobre la parte inferior de los pilotes

Las fricciones negativas y positivas pueden estimarse a partir de la adherencia máxima de acuerdo con las ecuaciones 1 ó 2. Contrariamente a una creencia común, este diseño no permite aprovechar el efecto de compensación (con excepción de la subpresión). En efecto, no existe presión de contacto efectiva entre losa y suelo y la descarga que sufre el terreno por excavación no contribuye a aumentar la capacidad de carga de los pilotes ni a reducir significativamente sus asentamientos. Cuando el nivel neutro se encuentra en posición baja (número grande de pilotes o alta resistencia de la parte inferior del estrato) la fricción negativa induce compresiones internas parásitas en los pilotes. Además, con el tiempo, la cabeza de los pilotes puede emerger por consolidación del suelo localizado entre la superficie y el nivel neutro. Con este diseño, las cargas debidas a sismo deben ser absorbidas por los propios pilotes. Los momentos de volteo inducen cargas verticales sobre los pilotes que suelen calcularse por la regla de la escuadría. Para tomar estas cargas se puede contar con un incremento de adherencia disponible por los efectos de velocidad de carga ya mencionados. Sin embargo, a este efecto se sobrepone la degradación de esta misma adherencia bajo la acción de cargas cíclicas. Parece razonable pensar que estos dos efectos se cancelan en cierta medida (Rosenblueth 1965) pero este punto requiere mayor investigación. Cuando el nivel neutro se encuentra en posición baja, la emersión de los pilotes favorece la aparición de zonas de respuesta no confinada y los hace vulnerables estructuralmente a las fuerzas de cortante debidas al sismo. Esta misma condición aumenta el periodo natural de vibración de la construcción, lo cual puede resultar perjudicial en ciertas condiciones.

Tipo II - Diseño en términos de deformaciones

Los pilotes se utilizan simplemente como complemento de un sistema de cimentación sobre losa corrida o cajón con objeto de reducir los asentamientos de la construcción respecto a la superficie del terreno circundante. Su capacidad de carga es inferior al peso de la construcción por lo que una parte de este peso se transmite al suelo a través de la losa. Este uso de los pilotes de fricción corresponde al concepto de cimentación mixta compensación-pilotes de fricción introducido por Zeevaert (1962) o de pilotes de fluencia desarrollados en Suecia (Hansbo, 1984). Los pilotes están sometidos exclusivamente a fricción positiva (Fig 3,b) por lo que el nivel neutro se encuentra a la profundidad de la losa de cimentación. La ecuación de equilibrio es :

$$W = QL + FP + C_p + U \quad (4)$$

donde

QL fuerza debida a la presión de contacto efectiva entre losa y suelo (la fricción negativa actuando sobre la subestructura puede en este caso despreciarse tomando en cuenta que la parte superior del estrato se encuentra poco afectada por la consolidación).

Esta solución es económica, evita los problemas de fricción negativa y de emersión y permite aprovechar el efecto de compensación. Sin embargo, al igual que las cimentaciones superficiales o compensadas sin pilotes, este tipo de cimentación es sensible a errores de estimación de cargas, a las excentricidades de las mismas y a las variaciones que puedan presentar durante la vida útil de la construcción (pérdida de subpresión por inundación o abatimiento piezométrico, cambio de uso del edificio, etc.).

En efecto, dado que los pilotes trabajan al límite de su capacidad, cualquier incremento de cargas respecto a las de diseño debe ser absorbido por el suelo en contacto con la losa, con las deformaciones y problemas de estabilidad consecuentes. Este es el caso en particular de los incrementos de esfuerzos debidos a momentos de volteo por sismo. Debe además tenerse en cuenta que los pilotes que trabajan al límite son particularmente susceptibles a la degradación de adherencia por carga cíclica. La revisión de capacidad de carga en condiciones sísmicas es delicada puesto que el suelo se encuentra simultáneamente solicitado por los pilotes y la losa. Un método simplificado ha sido propuesto para calcular la capacidad de carga del sistema losa-pilotes bajo momentos de volteo en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1976. La capacidad de carga de la losa se obtiene por las ecuaciones clásicas aplicables a cimentaciones superficiales descontando de la superficie de la losa el área de los pilotes, y sustituyendo el ancho B de la losa por un ancho ficticio $B - 2e$, donde e es la excentricidad de carga bajo el efecto del momento de volteo. La capacidad de carga de los pilotes incluidos dentro de este ancho reducido se suma a la de losa.

Para la revisión de estados límites de servicio, es decir esencialmente para los cálculos de asentamientos o de emersiones, un método aplicable a ambos tipos de diseño y que toma en cuenta explícitamente el hundimiento regional ha sido propuesto por Reséndiz y Auvinet (1973). El método consiste en calcular los esfuerzos inducidos en el suelo para las condiciones indicadas en la Fig 3, con las fórmulas de Mindlin y en estimar las deformaciones correspondientes a partir de resultados de pruebas odométricas.

COMPORTAMIENTO DE CIMENTACIONES SOBRE PILOTES DE FRICCIÓN DURANTE LOS SISMOS DE 1985

En un trabajo anterior (Auvinet y Mendoza, 1986), se presentó una revisión del comportamiento de diferentes tipos de cimentación en la zona lacustre de la ciudad de México que exhibieron comportamiento inadecuado durante los sismos de 1985.

Por lo que se refiere a pilotes de fricción, se pudieron identificar las siguientes características distintivas que contribuyeron a un pobre comportamiento:

- a) Presión media transmitida por la construcción a la cimentación. La existencia de una presión estática alta, en particular al nivel del contacto losa-suelo, genera un estado de esfuerzos previo en el suelo que facilita la aparición de deformaciones permanentes bajo esfuerzos transitorios.

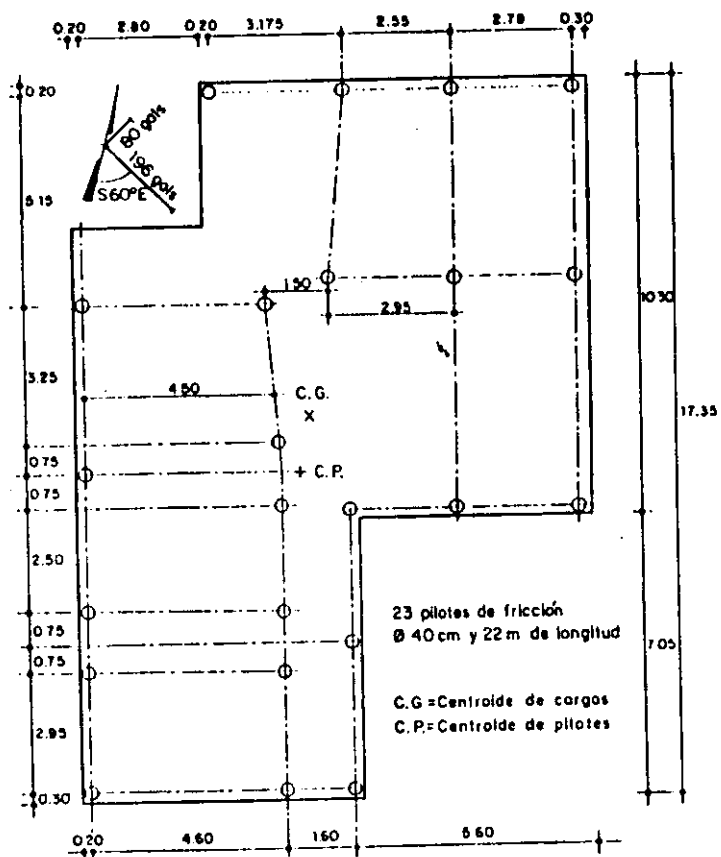


Fig 7. Planta de cimentación del edificio B

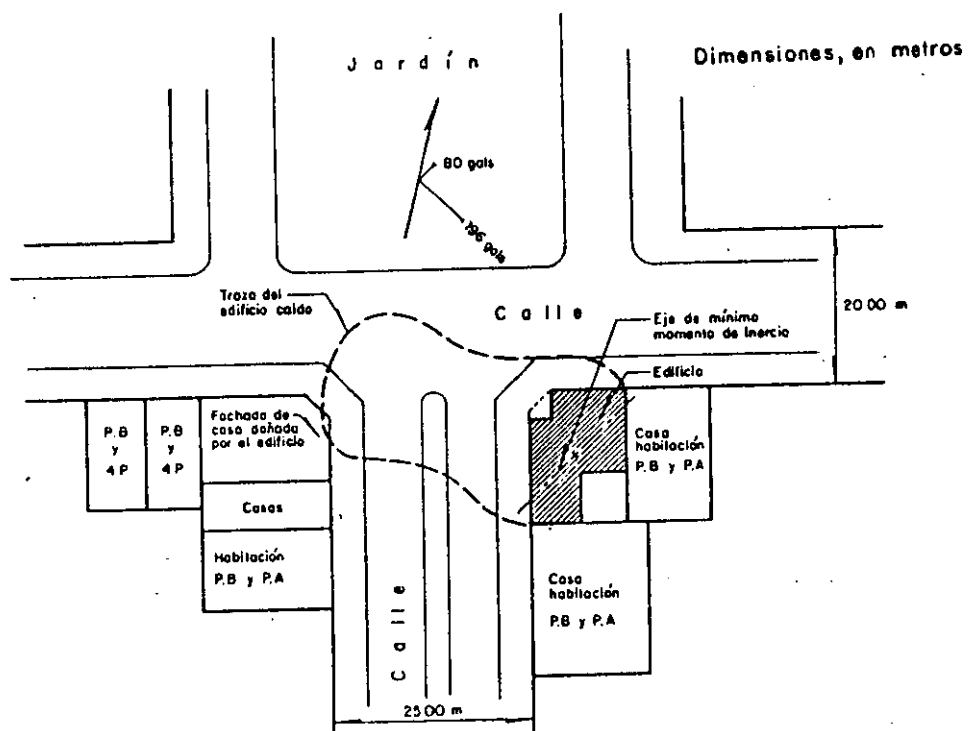
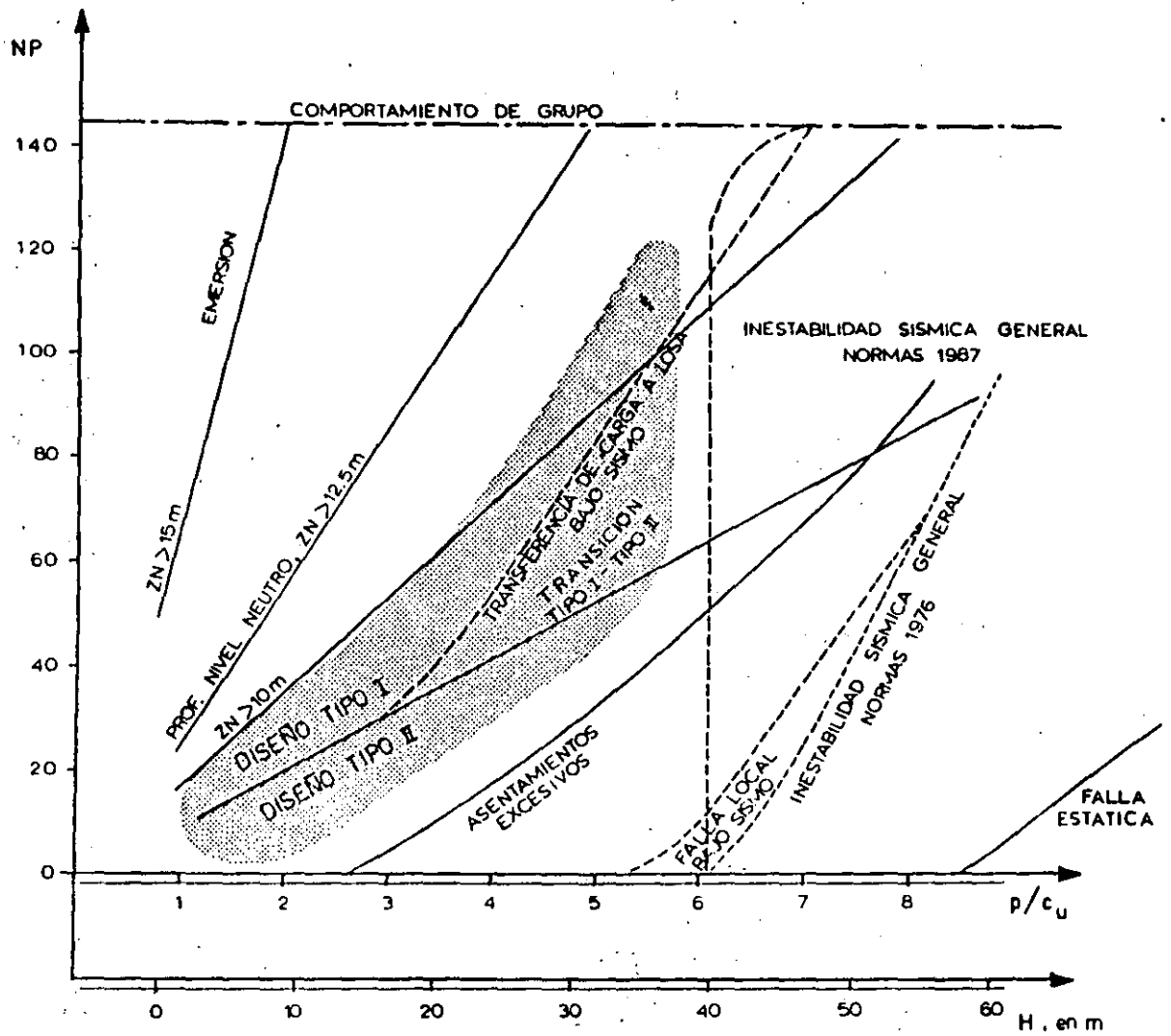


Fig 8. Localización del edificio B



EDIFICIO:
 $B=C=20\text{m}$
 $D_f=5\text{m}$

SUELO:
 $\bar{\sigma}_m = 1.3\text{ t/m}^2$
 $c_u = 2.5\text{ t/m}^2$
 $NAF = 2\text{m}$

PILOTES:
 $w=1.6\text{m}$
 $L=22\text{m}$

COEF. SISMICO:
 $c_s = 0.1$

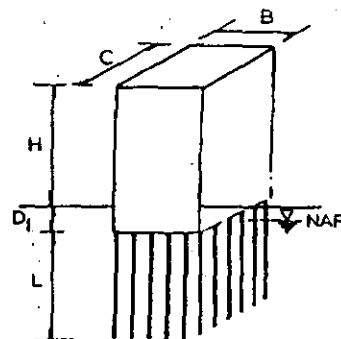


Fig 9. Condiciones de trabajo y límites de comportamiento de cimentaciones en pilotes de fricción



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

XX CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

**IV MODULO
DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES**

**COMPORTAMIENTO DE DIVERSOS TIPOS DE CIMENTACION EN LA ZONA
LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MEXICO DURANTE EL SISMO DEL 19 DE
SEPTIEMBRE 1985**

**DR. CARBIEL ALVINET CHICHARD
MANUEL MENDOZA LOPEZ.**

Comportamiento de diversos tipos de cimentación en la zona lacustre de la Ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre de 1985

Gabriel Auvinet G., Investigador, Instituto de Ingeniería, UNAM
Manuel J. Mendoza L., Investigador, Instituto de Ingeniería, UNAM
(Investigadores Nacionales)

RESUMEN. Se presenta en este trabajo una revisión del comportamiento de los diversos tipos de cimentación que se emplean en la zona lacustre de la Ciudad de México, durante los sismos de septiembre de 1985. Se enfatiza el estudio de edificios con mal comportamiento atribuible a su cimentación, como una manera conveniente de derivar un mejor entendimiento acerca de las causas de tal funcionamiento; las lecciones recibidas del análisis de trece edificios, a la fecha, se exponen en este artículo.

1. INTRODUCCION

Un año después del sismo del 19 de septiembre de 1985, se cuenta con información todavía incompleta pero suficiente para evaluar objetivamente el comportamiento de las cimentaciones de edificios en la zona lacustre de la Ciudad de México.

Es en particular posible tratar de definir con mayor precisión en qué medida los casos de mal comportamiento que se presentaron deben atribuirse respectivamente a la magnitud excepcional del sismo, a errores de diseño, a defectos de construcción, a deficiencias del reglamento de construcciones o a otras causas. En este trabajo se presenta una evaluación del papel de estos diversos factores, basada en la revisión de numerosos casos de mal comportamiento de los diversos tipos de cimentación que se emplean en las zonas de la ciudad que fueron más dañadas.

A partir de los resultados de este estudio, se establecen además diversas conclusiones y sugerencias en cuanto a la evolución deseable de la investigación, reglamentación y práctica de la ingeniería de cimentaciones en la Ciudad de México después de este evento.

2. EL SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 1985

2.1 Características del sismo

El sismo del 19 de septiembre de 1985 presentó varias características que lo hacen excepcional en la historia sísmica documentada de la ciudad; éstas son las siguientes:

- Su magnitud alcanzó el valor extremadamente alto de 8.1 en la escala de Richter (Refs 1 y 2)

- Desde el origen, su espectro de frecuencias se caracterizó por su riqueza en frecuencias bajas (Ref 3). El movimiento fue casi armónico, con período dominante de dos segundos en la zona central de la ciudad, e inclusive con períodos mayores hacia la zona blanda más virgen.
- La intensidad tan alta apreciada en ciertas zonas de la ciudad, aun cuando el epicentro distaba más de 300 km; la intensidad sísmica en la periferia del Valle de México fue de VI (escala de Mercalli modificada), en tanto que en zonas circunscritas del centro de la ciudad alcanzó intensidades entre VIII y IX.
- Los factores de amplificación entre las aceleraciones del terreno en la zona blanda de la ciudad y la zona rocosa de su periferia fueron muy altos.
- La duración de más de dos minutos en un temblor de esta magnitud, no tiene precedente en los registros instrumentales del país.

2.2 Respuesta del subsuelo de la Ciudad de México

El subsuelo del Valle de México se caracterizó por presentar fuertes contrastes de deformabilidad y resistencia. Lo anterior permite definir una zonificación, ahora clásica, en tres zonas (Ref 4):

Zona del lago: Fondo lacustre del valle, integrado por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por estratos areno-limosos y areno-arcillosos de consistencia dura a muy dura y espesores variables de centímetros a varios metros.

- Zona de lomas: Formada por rocas o suelos de origen volcánico, generalmente firmes, que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, con la presencia ocasional de materiales arenosos sueltos o cohesivos relativamente blandos y de grietas y oquedades naturales o artificiales.
- Zona de transición: Constituida por estratos arenosos y limo-arenosos compactos, intercalados con capas de arcilla lacustre altamente compresible; éstas de espesor variable entre decenas de centímetros y pocos metros.

Las características peculiares del sismo y del subsuelo dieron lugar a fenómenos de am-

plificación local que aparecen con mucha claridad en la Fig 1 (Ref 5), donde se representan las aceleraciones máximas registradas en diferentes sitios del valle. En la zona del lago, la casi resonancia entre la frecuencia natural de los estratos blandos y las dominantes del sismo condujo a aceleraciones en la superficie del terreno que, en la dirección con rumbo S60° E, alcanzaron 196 gals (1 gal = 1cm/seg²)

En las Figs 2 y 3 se observan además las diferencias notables que se encontraron entre los acelerogramas medidos en suelos firmes y blandos, respectivamente. En este segundo caso, además de la amplificación se observa que el período dominante es muy largo (próximo a dos segundos).

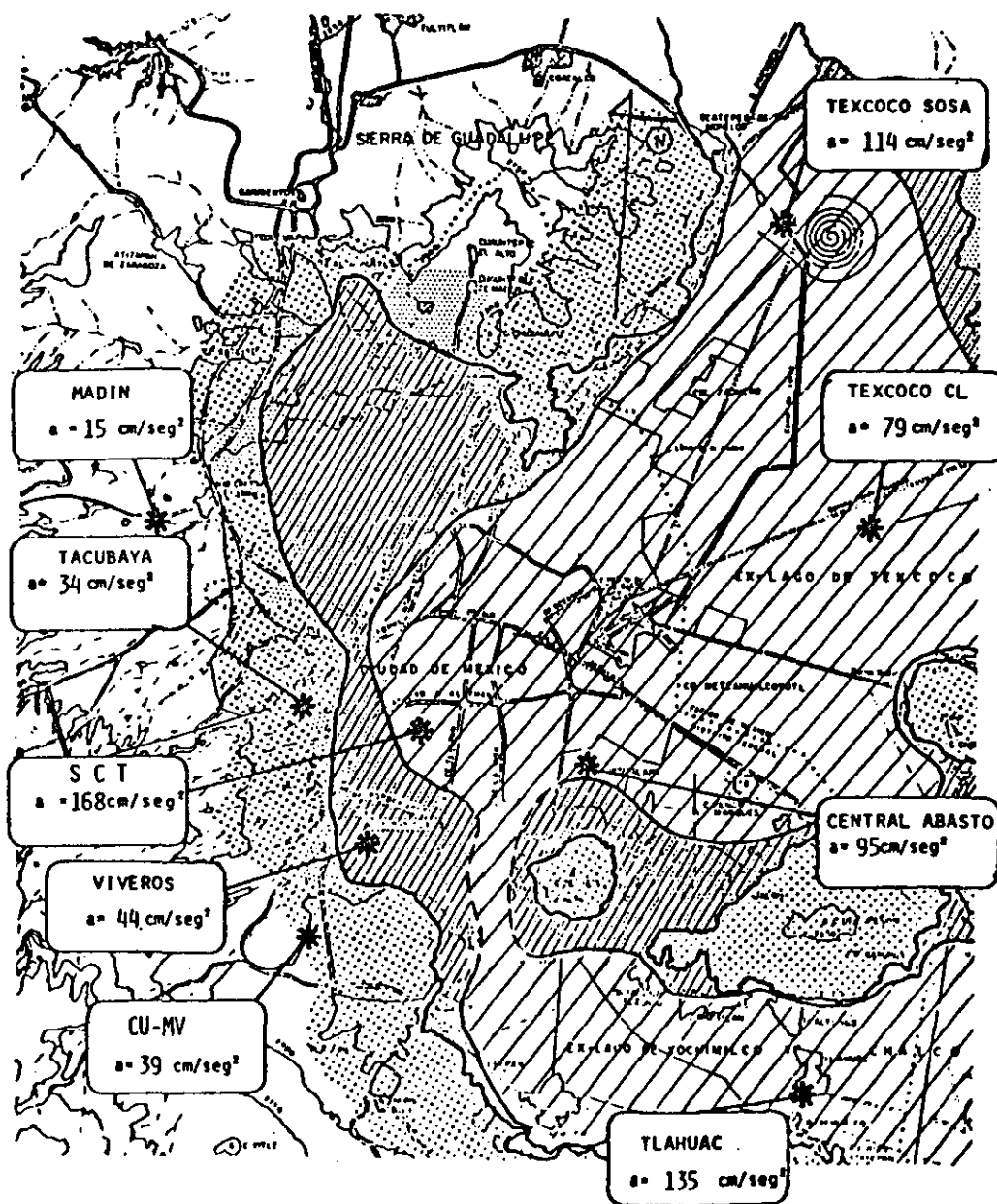


Fig. 1 Aceleraciones máximas registradas en la Ciudad de México

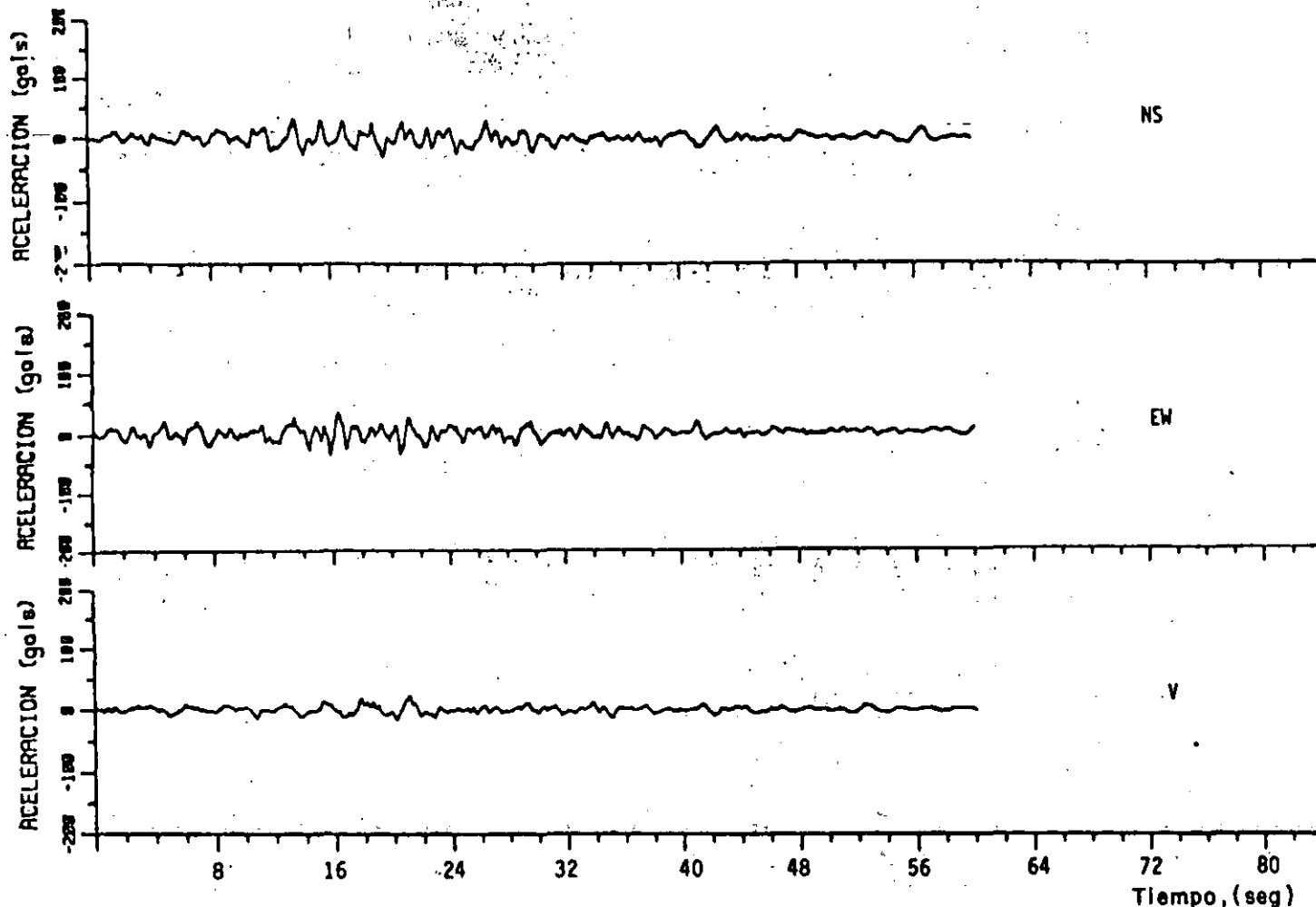


Fig. 2 Acelerogramas registrados en campo libre en la UNAM (Ref 2)

Del procesamiento del acelerograma (Ref 3) en la dirección EW de la Fig 3, se obtuvieron los espectros de respuesta del sismo del 19 de septiembre asociados a la zona con mayores daños; se muestran en la Fig 4. Se incluyen los espectros calculados correspondientes a amortiguamientos del 5% y 10% del crítico, dentro de cuyo intervalo podrían ubicarse los de los edificios estudiados. En esta misma figura se incluye el espectro de diseño para la zona III definido por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, publicado en 1976. Se observa que las construcciones sufrieron aceleraciones que rebasaron ampliamente las especificadas por el reglamento, por lo que las cimentaciones también tuvieron que absorber momentos de volteo y fuerzas cortantes superiores a las aceptadas para diseño antes de este sismo.

2.3 Deformaciones del subsuelo durante el sismo

Por integración de los acelerogramas registrados, como los mostrados en las Figs 2 y 3, se obtuvieron (Ref 3) las gráficas de la historia de velocidades y desplazamientos. En la Fig 5 se muestran tales gráficas para una estación localizada en la zona blanda con ma-

yores daños; destaca el desplazamiento máximo de 21 cm que sufrió la superficie del terreno.

Después del sismo quedaron evidencias claras de estos desplazamientos, en particular por las deformaciones permanentes que se presentaron por interacción entre los elementos largos y rígidos (rieles, guarniciones, banquetas, etc.) y el suelo subyacente (Figs 6 y 7). Así, algunas banquetas largas de concreto se encontraron sometidas a esfuerzos de compresión tan importantes que se presentó su falla por pandeo lo que, en un caso, llegó inclusive a provocar la extracción de un poste de luz (Fig 8.)

Por otra parte, en la zona oriente de la ciudad se presentaron en el suelo grietas de varios metros de profundidad delimitando una de presión con 80 cm de desnivel, semejante a un pequeño graben (Fig 9 y Ref 6). La aparición de estas grietas puede quizá atribuirse a esfuerzos de tensión inducidos en el suelo por el sismo. Sin embargo, conviene recordar que en esta zona abundan las llamadas "grietas de tensión", aparentemente causadas por las presiones hidrostáticas que se generan en el suelo a consecuencia del encharcamiento del



Fig. 6 Extracción de rieles sepultados en pavimentos antiguos



Fig. 8 Compresión entre losas que provocaron la extracción de un poste de luz



Fig. 7 Acción de una losa larga sobre una quarnición

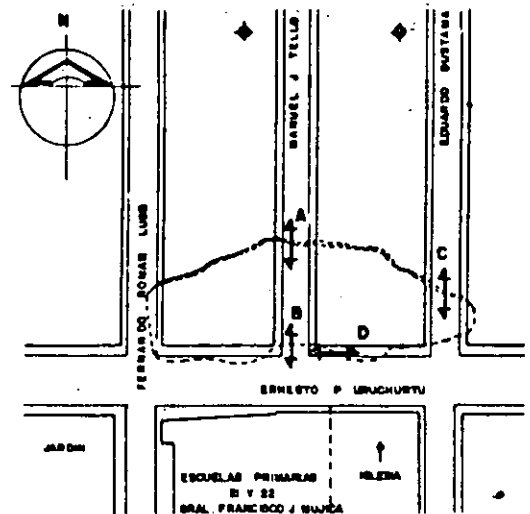


Fig. 9 Depresión de una calle al noreste de la ciudad (Ref 6)

agua de lluvia en la superficie (Ref 7). Es por tanto muy posible que el sismo simplemente haya puesto en evidencia unas grietas preexistentes disimuladas por los rellenos superficiales colocados al urbanizar la zona.

3. COMPORTAMIENTO DE DIFERENTES TIPOS DE CIMENTACION

3.1 Cimentaciones usuales en la Ciudad de México

El diseño de las cimentaciones en la zona céntrica de la Ciudad de México presenta dificultades muy superiores a las usuales en otras ciudades. En efecto, es necesario tomar en cuenta:

- La baja resistencia al esfuerzo cortante de las arcillas.
- Su alta compresibilidad que obliga a limitar las presiones aplicadas al terreno a valores aún más pequeños que los aceptables desde el punto de vista de la resistencia, para evitar asentamientos totales y diferenciales excesivos.
- La existencia de hundimiento regional que provoca la emersión de las cimentaciones apoyadas en estratos resistentes profundos y la sobrecarga de sus pilotes o pilas por fricción negativa.

- La frecuencia e intensidad de los sismos que se presentan en el valle.

Los requerimientos impuestos por las condiciones anteriores hacen que se recurra a una gran variedad de tipos de cimientos, dependiendo de las características de la edificación, que van desde cimentaciones superficiales sobre zapatas, losas continuas o cajones hasta cimentaciones profundas sobre pilotes de punta, de fricción o con sistemas especiales que permiten controlar los asentamientos o emersiones de las cimentaciones. Estos diversos tipos de cimentación se muestran en forma esquemática en la Fig 10.

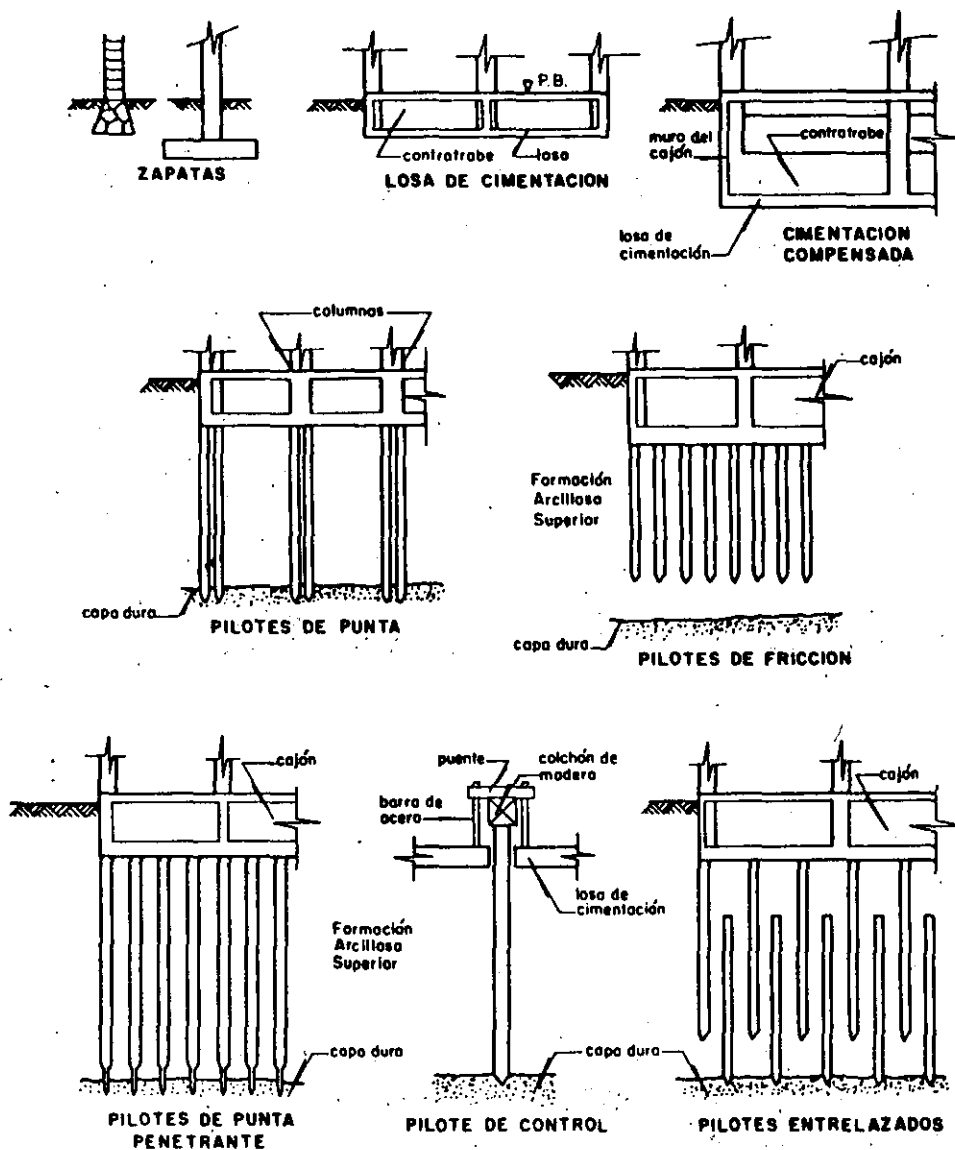


Fig. 10 Tipos de cimentación empleados en la zona lacustre de la Ciudad de México

3.2 Comportamiento de cimentaciones superficiales

Las cimentaciones superficiales de construcciones ligeras sobre zapatas aisladas o corridas tuvieron en general un buen comportamiento durante el sismo. Sólomente se presentaron asentamientos en cimientos superficiales con construcción pobre o apoyados en rellenos sueltos mal compactados.

Sin embargo, fueron numerosos los casos de asentamientos diferenciales inducidos en cimentaciones superficiales por construcciones pesadas vecinas (Fig 11). En general, estos asentamientos ya se habían presentado en condiciones estáticas y se acentuaron notablemente durante el sismo.

Las cimentaciones sobre losas continuas presentaron en algunos casos asentamientos totales y diferenciales muy significativos que condujeron a desplomes importantes de las construcciones; en la Fig 12 se muestra un caso. Por lo menos en un caso estudiado se generó un mecanismo de falla por corte general, que provocó el hundimiento de medio entrepiso de la edificación. Del estudio de los casos se desprende que el mal comportamiento puede asociarse con las circunstancias siguientes:

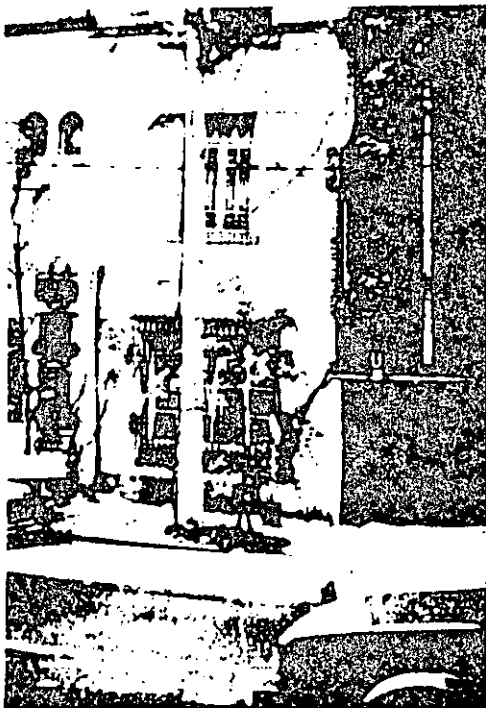


Fig. 11 Asentamientos diferenciales de una construcción ligera provocados por el hundimiento de otra contigua pesada



Fig. 12 Muy fuerte asentamiento y desplome de un edificio sobre una losa de cimentación superficial

- Presión de contacto excesiva que, aun en condiciones estáticas, conducía a asentamientos excesivos y a un factor de seguridad escaso contra falla por corte. Al respecto, conviene recordar que el Reglamento de Construcciones vigente en los años 40's, autorizaba una presión de contacto de 5 t/m^2 , valor que ahora se consideraría totalmente inaceptable.
- Desplomes previos al sismo asociados con la excentricidad de carga de la construcción pero, en mayor grado, con la heterogeneidad del suelo y la realización de excavaciones cercanas con bombeo prolongado.

Estas circunstancias hicieron que las construcciones resultaran particularmente vulnerables al sismo. Por una parte se encontraron sometidas a solicitaciones mayores que las normales por la existencia previa de un momento de volteo estático; por otra parte, el suelo ya solicitado en una proporción alta de su resistencia desarrolló mayores presiones intersticiales, con la pérdida de resistencia y las deformaciones plásticas consecuentes, bajo las cargas cíclicas a las que se vio sometido. En el inciso 4 se revisan estos aspectos en función de resultados recientes de laboratorio.

3.2 Cimentaciones compensadas

Se entiende por cimentaciones compensadas aquéllas en las que se busca minimizar el incremento neto de carga aplicado al suelo, -

mediante un cajón de cimentación desplantado a cierta profundidad. Se busca en particular que la presión inducida en el suelo a cualquier profundidad no rebase la presión de preconsolidación. Según que el incremento de carga en el contacto del suelo con la base del cajón resulte positivo, nulo o negativo, la cimentación se denomina parcialmente compensada, compensada o sobrecompensada, respectivamente.

Los casos de mal comportamiento de cimentaciones de este tipo (Fig 13) se deben en general a circunstancias previas al sismo análogas a las de las cimentaciones superficiales y en particular, a incrementos netos excesivos de presión de contacto al nivel de la losa de cimentación.



Fig. 13 Asentamiento de un edificio con cimentación subcompensada

En muchos casos se encontró que la compensación era solamente parcial, por lo que existían asentamientos previos importantes, especialmente en construcciones con grandes dimensiones en planta. Al respecto conviene hacer notar que los asentamientos debidos a presiones en el contacto losa-suelo crecen rápidamente con el área cargada (son aproximadamente proporcionales a la carga dividida por el perímetro). Las estructuras de grandes dimensiones son por tanto mucho más sensibles a pequeños errores en las estimaciones de las cargas y de la compensación, que las de área pequeña.

La falta de cumplimiento de la condición de coincidencia del centro de gravedad con el centro de reacción tuvo también una gran

importancia en este caso, especialmente para estructuras esbeltas.

La estanquidad deficiente de los cajones de cimentación tuvo también consecuencias desfavorables. En efecto, el peso del agua que inunda parte o la totalidad de la subestructura se suma al peso de la construcción y reduce la compensación en forma significativa. La mayoría de los casos estudiados presentaban este problema. Asimismo, se detectaron varios casos de diseño estructural inadecuado de la subestructura, lo que favoreció la pérdida de estanquidad y contribuyó a la flexibilidad de la superestructura con consecuencias negativas en el comportamiento general del edificio.

3.3 Cimentaciones sobre pilotes de punta

El comportamiento de las cimentaciones sobre pilotes de punta apoyados en la primera o segunda capa resistente fue aparentemente adecuado en la mayor parte de los casos.

Generalmente se observó que el suelo localizado en la periferia de la construcción presentaba después del sismo un asentamiento importante pero sin consecuencias graves para la misma (Fig 14). Lo anterior puede atribuirse a cierta separación entre el grupo de pilotes y el suelo circundante y a la desaparición parcial o total de la fricción negativa, con el consecuente asentamiento del suelo sometido bruscamente a la totalidad de su peso propio.



Fig. 14 Asentamiento del suelo alrededor de un edificio con pilotes de punta

Sin embargo, existen evidencias de que cimentaciones de este tipo presentaron problemas mucho más serios.

En ciertos edificios, los pilotes de la periferia no soportaron estructuralmente las sollicitaciones de flexo-compresión inducidas por el momento de volteo y de la fuerza cortante al nivel de la cimentación; en particular se observaron fallas de la cabeza de los pilotes (Fig 15). El hecho de que este tipo de falla se haya podido observar fue excepcional, ya que la parte inferior de la losa de cimentación era accesible, con lo que se pudo inspeccionar la cabeza de los pilotes; ésto hace sospechar que este problema pudo haberse presentado en otros casos, especialmente en estructuras esbeltas de gran altura. La vulnerabilidad estructural de los pilotes frente a las acciones sísmicas se ve además frecuentemente incrementada por la emersión que se presenta a consecuencia del hundimiento regional; este fenómeno deja la parte superior de los pilotes, e inclusive a la zona de contratabes sin confinamiento.



Fig. 15 Falla en la cabeza de un pilote de punta

También se presentaron desplomes importantes de edificios sobre pilotes de punta (Fig 16) que hacen plausible la hipótesis de que, en algunos casos, los pilotes hayan llegado a penetrar en la capa resistente de apoyo, o bien que éstos se hayan pandeado o colapsado, sobre todo los de madera, ahora en desuso.

3.4 Cimentaciones sobre pilotes de fricción

Los pilotes de fricción, es decir aquéllos -

que transmiten cargas al suelo principalmente a lo largo de su superficie lateral de contacto con el terreno, suelen usarse como complemento de un sistema de cimentación parcialmente compensado para reducir los asentamientos, transfiriendo parte del peso de la construcción a los estratos profundos. Excepcionalmente se usan como sistema principal de cimentación.

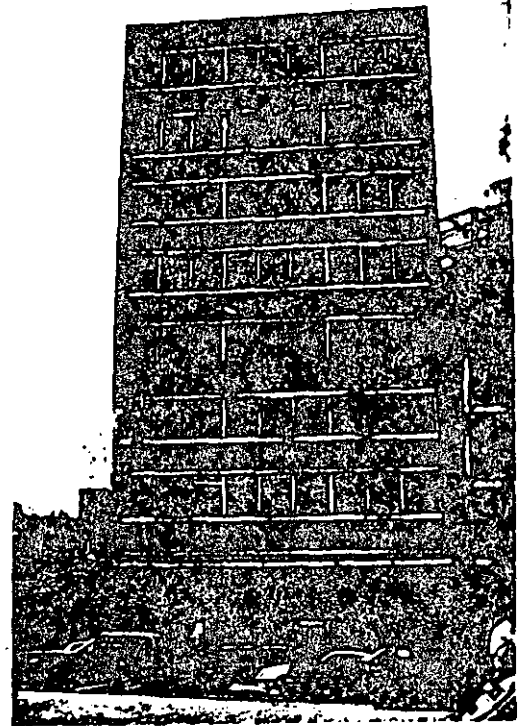


Fig. 16 Desplome y emersión de un edificio con pilotes de punta (obsérvese la separación con el edificio contiguo)

Para este tipo de cimentación fue posible distinguir claramente dos tipos de comportamiento inadecuado; éstos son:

- Hundimiento brusco durante el sismo de construcciones pesadas, generalmente de grandes dimensiones en planta (Fig 17) para las cuales es posible verificar que la presión de contacto losa-suelo era importante, aun suponiendo que los pilotes trabajaban a su capacidad máxima de carga. La interpretación en este caso es la misma que para cimentaciones insuficientemente compensadas.
- Desplomes permanentes (Fig 18) y, en un caso, colapso total (Fig 19) por volcamiento de estructuras esbeltas con insuficiente número de pilotes.

Bajo la acción del sismo, la capacidad de carga de este tipo de estructuras se reduce sensiblemente al concentrarse los esfuerzos e las orillas del área de cimentación por la centricidad asociada al momento de volteo.



Fig. 17 Hundimiento brusco muy considerable de un edificio con pilotes de fricción

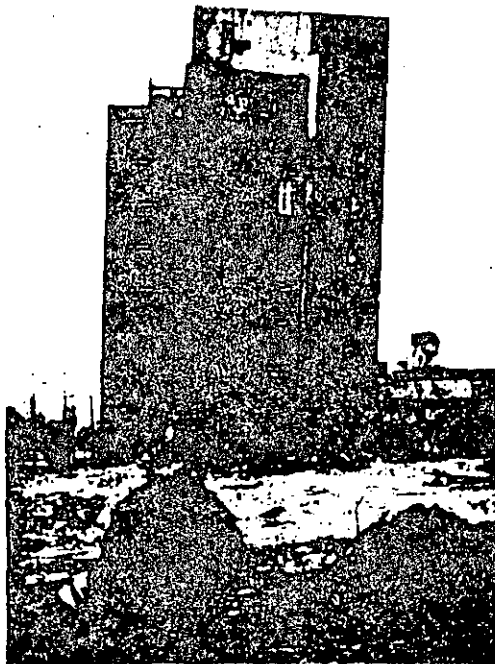


Fig. 18 Edificio desplomado sobre pilotes de fricción

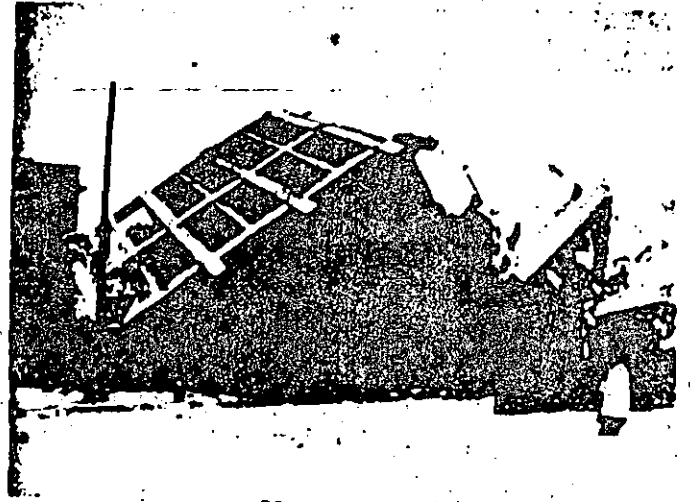


Fig. 19 Colapso de un edificio sobre pilotes de fricción

El conocimiento actual sobre el comportamiento del conjunto cajón de cimentación-pilotes bajo este tipo de solicitaciones se encuentra lejos de ser satisfactorio. Existen dudas respecto a las contribuciones respectivas de losa de cimentación y de los pilotes, en un mecanismo general de falla bajo estas condiciones. Por otra parte, es probable que la adherencia lateral entre pilotes y suelo se haya reducido en forma apreciable durante el sismo por pérdida de resistencia del suelo. Sin embargo, esta hipótesis no fue necesaria para explicar el mal comportamiento de los casos analizados.

3.5 Tipos especiales de cimentación

Las cimentaciones especiales presentaron también casos de mal comportamiento.

Los sistemas con control de carga en la cabeza de los pilotes presentaron con frecuencia deformaciones grandes y, en un número reducido de casos, la falla estructural o el volcamiento de dicho mecanismo. Lo anterior puede atribuirse a múltiples factores entre los cuales destacan la falta de mantenimiento, generadora de concentraciones de carga en ciertos pilotes, los defectos constructivos y la concepción misma de ciertos sistemas que difícilmente permiten absorber la fuerza cortante transmitida a la cimentación por el sismo.

También se encontraron casos de mal comportamiento de cimentaciones con pilotes entrelazados o con pilotes penetrantes, atribuible a factores semejantes a los mencionados para pilotes de fricción y de punta.

4. COMPORTAMIENTO DINAMICO DEL SUBSUELO ARCILLOSO

Con los resultados preliminares de un estudio

reciente (Ref 6) en el que se efectuaron ensayos cíclicos triaxiales y de columna resonante, pudieron explicarse por lo menos parcialmente, las altas amplificaciones que se observaron en los depósitos arcillosos en diferentes sitios de la Ciudad de México. En efecto, se registró una respuesta esencialmente elástica de algunas muestras representativas de arcilla de la ciudad, hasta deformaciones angulares de aproximadamente 0.1%; este comportamiento, aunado a los bajos amortiguamientos medidos (4 a 8%) colaboró a las magnificaciones altas que ocurrieron durante el sismo.

En los ensayos realizados la arcilla acusó un comportamiento inelástico para deformaciones mayores de 0.4%, lo que generó deformaciones permanentes, aun cuando el módulo cortante casi se mantuvo sin cambio con el número de ciclos de carga. Tales deformaciones aumentan, por una parte, conforme crecen los esfuerzos cortantes sostenido y cíclico y el número de ciclos, y por la otra, en la medida que la resistencia cortante del suelo es menor.

Un resultado relevante de este estudio experimental fue que para igual esfuerzo total (suma del sostenido más el cíclico) la deformación plástica aumenta conforme es mayor el esfuerzo sostenido respecto al esfuerzo cíclico. Esta respuesta dinámica de la arcilla es consistente con el comportamiento ya discutido de aquellos edificios, tanto con cimentación superficial como con cajón y pilotes de fricción, que ejercían esfuerzos estáticos altos previamente al sismo. Al combinarse una baja resistencia al corte de la arcilla de la ciudad y esfuerzos cortantes altos por el peso propio de esos edificios, al ocurrir el sismo se generaron esfuerzos cortantes cíclicos adicionales que indujeron deformaciones permanentes, mismas que se manifestaron en asentamientos y desplomes de esos inmuebles.

5. ALGUNAS IMPLICACIONES PARA LA INGENIERIA DE CIMENTACIONES EN EL VALLE DE MEXICO

5.1 Temas de investigación

De lo comentado en los incisos anteriores, se desprende la necesidad de estudiar con mayor detalle las propiedades de las arcillas del valle bajo sollicitaciones dinámicas. Es en particular importante determinar a partir de qué niveles de esfuerzos isotrópicos o anisotrópicos, los incrementos de carga cíclicos dan lugar a deformaciones plásticas y en qué magnitud. Estudios de este tipo están en curso en el Instituto de Ingeniería y en la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería y sus resultados serán de la mayor utilidad; algunos resultados preliminares de estos estudios están ya disponibles (Ref 8). Para integrar lo anterior al diseño de cimentaciones, quedará por definir un procedimiento analítico o numérico sencillo para estimar desplomes y asentamientos bajo una sollicitación sísmica dada. En tal metodología deberán considerarse las propiedades dinámicas

del subsuelo arcilloso, así como su espesor; ello determina la amplificación dinámica de las ondas sísmicas en el estrato blando.

Otro punto que deberá aclararse es la posible pérdida de adherencia que pueden presentar los pilotes de fricción bajo carga cíclica. Las pruebas de carga a escala natural que realizarán próximamente aportarán datos muy valiosos sobre este punto.

También parece necesaria una revisión teórica, y probablemente con modelos físicos, de las condiciones de trabajo conjunto de la losa y de los pilotes de fricción. Resultaría muy deseable instrumentar cimentaciones prototipo con diferentes consideraciones de diseño, con el fin de conocer en esas circunstancias, tanto la presión que toma la losa, como las cargas que transfieren los pilotes.

Asimismo, deben desarrollarse y ponerse en práctica los estudios de interacción dinámica suelo-estructura para una estimación más realista de las sollicitaciones debidas al sismo.

Finalmente, parece necesario emprender un estudio más sistemático de las propiedades de las capas duras del subsuelo del valle, para un diseño más racional de los pilotes que se apoyan en estas capas. El presiómetro de Menard es un dispositivo que parece especialmente bien adaptado a este tipo de estudio.

5.2 Nuevas consideraciones de diseño

Es obvio que en el diseño de cimentaciones el problema del comportamiento dinámico tiene que tomar una importancia que no tenía en estudios tradicionales, en los que la preocupación básica era la de reducir al mínimo los asentamientos y emersiones.

Es claro que por otra parte debe crearse una tradición más generalizada de la nota de cálculo detallada y precisa, que pueda verificarse fácilmente. Los aparentes errores en la estimación del grado de compensación de ciertas cimentaciones muestran que ésta es una necesidad inaplazable.

Es en particular necesario que se preste atención a una revisión sistemática de las diferentes combinaciones de carga definidas en el Reglamento de Construcciones, reglamento que parece haber sido ignorado en muchos casos.

La revisión actual del reglamento de construcciones debería conducir a una mayor aceptación de las normas vigentes, algunas de las cuales serán por otra parte ajustadas en un sentido más conservador.

5.3 Práctica de la construcción de cimentaciones

En la práctica de la construcción de las cimentaciones parece necesario mejorar el control de calidad de las obras, en particular respecto a la construcción de la subestructura

ra y la localización e hincado de los pilotes de acuerdo a lo proyectado. Al respecto, debe fomentarse la participación de los proyectistas en la construcción, con el objeto de ratificar oportunamente las consideraciones hechas para el diseño. Por otra parte, es importante evitar fallas durante las excavaciones que debilitan el suelo en forma irreversible, así como no abusar del bombeo.

El desarrollo de nuevos sistemas de control de carga y de recimentación más resistentes a las solicitaciones sísmicas, resulta también urgente.

La instrumentación más sistemática de los edificios y su seguimiento continuo para tomar oportunamente en su caso las medidas de recimentación requeridas, podrán evitar en el futuro muchos de los tipos de mal comportamiento observados en este sismo.

6. CONCLUSIONES

El sismo del 19 de septiembre de 1985 dejó varias lecciones importantes que habrán de tomarse en cuenta en la práctica de la ingeniería geotécnica en el Valle de México.

- La magnitud de las solicitaciones sísmicas a considerar en el diseño es significativamente mayor que la aceptada antes de este evento.
- Prácticamente todos los tipos de cimentación usuales son vulnerables a los sismos y deben diseñarse tomando en cuenta explícitamente las cargas que éstos les pueden transmitir.
- Un diseño inadecuado desde el punto de vista estático conduce a factores de seguridad bajos y a deformaciones grandes que debilitan las construcciones frente a solicitaciones dinámicas. Los esfuerzos altos existentes en el suelo previamente al sismo favorecen la generación de deformaciones permanentes bajo los incrementos de carga cíclicos que se presentan durante el sismo; bajo estas solicitaciones de carga, en varios casos muy probablemente se sobrepasó la resistencia nodrenada del suelo de apoyo.
- En los casos aquí estudiados con mal comportamiento durante el sismo, se encontraron presiones de la losa de cimentación mayores de 4.0 ton/m^2 , bajo cargas permanentes.
- En diez de los trece edificios estudiados que mostraron mal comportamiento debido a su cimentación, no se satisface la desigualdad entre las fuerzas resistentes y las cargas actuantes que establece el Reglamento de Construcciones 1976, contra un posible estado límite de falla; ello ocurre tanto para cargas permanentes, como para la combinación de cargas permanentes y sísmicas. En dos casos se cumple la desigualdad

para cargas permanentes, pero no para la combinación que incluye las cargas sísmicas.

- Los desplomes previos, frecuentemente asociados a problemas constructivos, tienden a incrementarse durante el sismo debido a las concentraciones de carga que ocurren en las orillas de la cimentación.
- La ausencia o la pérdida por emersión del confinamiento de la parte superior de los pilotes de punta, hace que resulten estructuralmente vulnerables ante los esfuerzos debidos al momento de volteo y a la fuerza cortante en la base generados por el sismo. Además, existe la posibilidad de que los pilotes penetren en la capa dura bajo los incrementos de carga axial a los que se ven sometidos.
- Las cimentaciones de edificios pesados sobre pilotes de fricción tienden a presentar asentamientos bruscos atribuibles a deformaciones plásticas del suelo, altamente solicitado previamente, bajo la combinación del peso del edificio y de los incrementos de carga cíclicos debidos al sismo.
- Las estructuras esbeltas sobre pilotes de fricción pueden presentar desplomes o falla, aun si su diseño estático es aceptable, debido a la reducción considerable de su capacidad de carga ante las excéntricidades de carga generadas por el sismo.
- Las cimentaciones de tipo especial pueden presentar problemas análogos a los anteriores, además de fallas de ciertos tipos de dispositivos de control por mantenimiento inadecuado o por concepción y capacidad estructural deficientes.

Estas observaciones muestran que los casos de mal comportamiento observados en septiembre de 1985 están asociados a una combinación de circunstancias entre las que destaca la intensidad excepcional del sismo, pero en las que deben incluirse también ciertas deficiencias en la práctica del diseño y de la construcción de cimentaciones, así como a la falta de un conocimiento suficiente de las propiedades de los suelos del valle y del comportamiento de ciertos tipos de cimentación en condiciones dinámicas.

De lo anterior se deriva la necesidad de trabajos de investigación básica sobre las propiedades de los suelos blandos del valle y de un nuevo rigor en los diseños y en el control de calidad de la construcción, acompañados de una actitud conservadora que solamente los resultados de los trabajos de investigación podrán atenuar con el tiempo.

7. RECONOCIMIENTOS

Este trabajo se realizó con base en un estudio encargado por el Subcomité de Normas y

Procedimientos de Construcción del Comité de Reconstrucción del Area Metropolitana de la Ciudad de México, mismo que patrocinó el CONACYT y el DDF; los autores expresan su agradecimiento al subcomité y a las instituciones citadas, por el apoyo recibido.

Se agradecen los comentarios del Dr. Miguel P. Romo y del Ing. Alberto Jaime, Coordinador e Investigador, respectivamente, de la Sección de Geotecnia del Instituto de Ingeniería, de la UNAM. Los Sres. Luis A. López F. y Víctor M. Hernández C., becarios del Instituto de Ingeniería, colaboraron en el análisis de la información recabada.

8. REFERENCIAS

1. Prince, J et al, Informes preliminares IPS-10A a IPS-10F, Instituto de Ingeniería, UNAM, Septiembre 1985 a Abril 1986
2. Mendoza, M J. y Prince, J., (1986) *Preliminary report on the earthquake of September 19, 1985, and its effects on structures and foundations in Mexico City*, Geotechnical News, Vol. 4, No. 1, March
3. Mena, E., Carmona, C., Delgado, R., Alcántara, L. y Domínguez, O., (1986) *Catálogo de acelerogramas procesados del sismo del 19 de septiembre de 1985, Parte*
4. Marsal, R. J. y Mazari, M., (1959) *El subsuelo de la Ciudad de México*, Contribución al 1er. Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Facultad de Ingeniería, UNAM
5. Carmona, C., Delgado, R., Alcántara, L. Mena, E. y Domínguez, O., (1986) *Respuesta sísmica observada en el lago de Xochimilco-Chalco durante el sismo de septiembre de 1985*, Informe IPS-10F, Instituto de Ingeniería, UNAM, Abril
6. Moreno, A. y Reyes, L., (1986) *Reporte de dos casos observados a raíz de los sismos del 19 y 20 de septiembre*, Memorias del Simposio, "Los sismos de 1985: Casos de Mecánica de Suelos", SMMS
7. Auvinet, G., (1981) *Agrietamiento en las arcillas del Valle de México*, Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM a la Comisión del Lago de Texcoco, SARH
8. Romo, M. P. y Jaime, A., (1986) *Características dinámicas de las arcillas del Valle de México y análisis de respuesta sísmica del suelo. Primera Etapa*, Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM, Abril

BEHAVIOR OF BUILDING FOUNDATIONS IN MEXICO CITY
DURING THE SEPTEMBER 19, 1985 EARTHQUAKE

by

Manuel J. Mendoza¹

Gabriel Auvinet²

¹ Research Professor, Institute of Engineering, UNAM

² Head, Civil Engineering Department, Graduate Division, Engineering Faculty
and Research Professor, Institute of Engineering, UNAM

During the 1985 earthquake, a number of building foundations in the lacustrine soft soil area of Mexico City presented an inadequate performance. Previous high static contact stresses between the foundation and the supporting subsoil propitiated the appearance of plastic deformations of the soil under seismic cyclic stresses, which led to settlements and tilting of the buildings. Foundations of all kinds showed different degrees of vulnerability to the earthquake, but constructions on friction piles sustained the most severe damages. This can be attributed in some cases to non compliance with the accepted design criteria and current regulations. The main factor was however the pronounced dynamic magnification of seismic movements associated to the quasi coincidence between the natural period of some structures with moderate height on friction piles, and the long period of the subsoil motions, which led to large overturning moments and shear forces at the foundation level.

INTRODUCTION

The design and construction of foundations in the lacustrine soft soil area of Mexico City pose difficult geotechnical problems, due to the low shear strength of the thick clayey deposits, their very high compressibility, the regional subsidence of the valley, and the frequent occurrence of strong earthquakes. The seismic intensities and the damages caused by the September 19, 1985 earthquake in different parts of the Valley of Mexico were closely related to the subsoil conditions at each specific site. The maximum horizontal accelerations recorded by the nine digital strong-motion accelerographs under operation in different parts of the city at the time of the earthquake are shown in Fig. 1 (Mena et al, 1986). As in the 1957 and 1979 earthquakes, the Western portion of the lake zone was the most affected. As pointed out by Seed (1986) this is one of the most conspicuous examples of dynamic amplification of an earthquake by a soft soil deposit. A discussion of the characteristics of the ground motion in different places of the city, as well as of the local soil conditions effects has been presented by Romo and Seed (1987).

Many lessons can be learned from the 1985 earthquake, mainly from the analysis of those building foundations which presented a poor behavior, Instituto de Ingeniería, UNAM, APDO. 70-472, Coyoacán 04510, México, D. F.

including total and differential settlements, permanent tilting, structural damages in some elements of the foundation, and, in one case, total collapse. The objective of this paper is precisely to present information on the characteristics and performance of several building foundations. The main factors which may have led to poor behavior are discussed, on the basis, in this first stage, of simple bearing capacity and settlements analyses.

The evaluation of each case consisted mainly of the following: a) compilation of information (structural and architectural drawings, design calculations, soil mechanics studies, stratigraphical and mechanical properties of the subsoil at the site or in its surroundings, and pre-earthquake behavior records); b) complementary shallow geotechnical investigations; c) assessment of settlements, tilting and other damages by inspection and surveying; d) reanalysis of the building (static loads calculations and modal analyses to estimate seismic shear forces and overturning moments at the foundation level); e) settlement and bearing capacity analysis; and f) review of the design according to the standards set by the 1976-Building Code.

After the earthquake, most structural characteristics and damages of the buildings were apparent, but not so for the foundations. Documentation of each case was a difficult and time-consuming task. Most of the data presented here are based on a study carried out at the National University of Mexico (Auvinet and Mendoza, 1986; Mendoza and Auvinet, 1987) with support provided by Departamento del Distrito Federal (Government of Mexico City).

GEOTECHNICAL ZONATION AND FOUNDATIONS SYSTEMS USED IN THE CITY

According to the new 1987-Building Code, the Mexico City area is divided into three geotechnical zones, as shown in Fig. 1. Zone II corresponds to the lacustrine soft soil formation. This division is similar to the original zonation proposed by Marsal and Mazari (1969), but has been updated with recent information, mainly about the growing Southern part of the city, a soft soil area, which lies on the ancient beds of the Chalco and Xochimilco lakes. Moreover, in Zone III, it has been possible to distinguish areas with lightly preconsolidated soils from those with normally consolidated materials, mainly in the Eastern part of the city (Romo et al, 1988).

The strongest intensities were registered in Zone III. Most of the undesirable foundations behavior cases occurred in the Western part of the city. The reason is simple: very few more than 8-story buildings are built in the Eastern part of the city while many vulnerable buildings (with natural period of vibration similar to the period of the supporting subsoil) are built in the West side.

A new seismic zonation has been included in the 1987 Code, in terms of the observed structural damages in the city, as a measure of local intensity (Iglesias, 1987). New sub-zones within Zone III, with highest seismic coefficients, have been introduced; these sub-zones correspond to areas close to firm subsoil deposits.

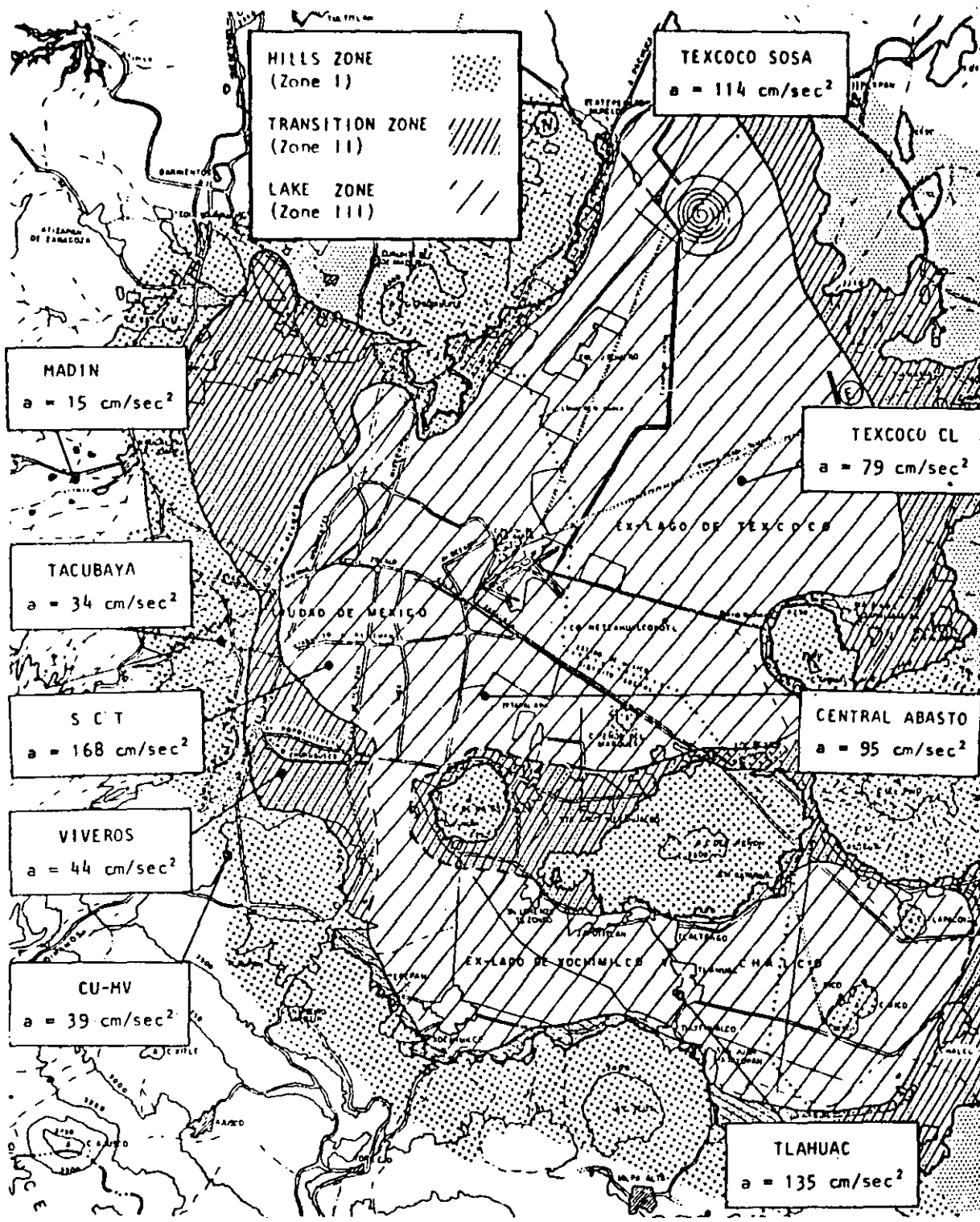


Figure 1 - Geotechnical zonation of Mexico City and maximum recorded accelerations during the earthquake of September 19, 1985.

Depending on weight and dimensions of the buildings and bearing capacity and compressibility of the subsoil, different foundations systems or combination of systems are used in the lacustrine area of the city (Fig 2). Henceforth comments will relate only to buildings founded on Zone III.

GROUND SURFACE MOVEMENTS DURING THE EARTHQUAKE

Significant displacements of the ground surface occurred during the earthquake. From the accelerograms recorded at the parking lot of the office building of the Ministry of Communications and Transportation (Secretaría de Comunicaciones y Transportes, SCT), a maximum displacement amplitude of 21 cm was calculated. These movements led to failures and leakages of public services, such as the primary and secondary water supply pipelines, and the shallow sewerage system. Other signs of the earthquake's violence were the breakage of pavements and sidewalks and the emergence and buckling of old cable-car rails which had been buried for years below the street pavement. These effects should be attributed to incompatibility between the movements of the soft subsoil and those of long and rigid elements.

PERFORMANCE OF BUILDING FOUNDATIONS

FOOTING FOUNDATIONS

The damages to one or two stories old masonry houses founded on shallow footings were generally related to their advanced state of deterioration. In most cases, the earthquake only accentuated a process initiated under the action of permanent loads. From an estimated amount of 38000 houses of this kind in the central sector of the city, fewer than 1 % were hit (Mendoza and Prince, 1986). Many of those damages were due to the settlement of a nearby heavy building. Drag movements of these buildings induced severe diagonal cracking in load-bearing walls of contiguous houses. It can be said that the behavior of shallow footings during the 1985 earthquake was generally satisfactory, with the exception, of course, of those cases with obvious constructive deficiencies.

MAT FOUNDATIONS

Several buildings on mat foundations exhibited very large non uniform settlements leading to tilting of the structure, and in some cases, to an advanced mechanism of general shear failure as the bearing capacity of the soil was exceeded. Deficient behavior of foundations of this type was due to high contact pressure on the soil under permanent loads, load eccentricities, soil heterogeneities, and in some cases to pumping sustained for long time intervals in nearby excavations. The case of a set of three buildings, now demolished (Fig. 3), with excessive settlements and very low safety factors with respect to shear failure, is described below.

Building Ia. This was a six stories building, 18.6 m high, which transferred to the soil an average net pressure of 55 kPa. The original load distribution was uniform and did not present any significant eccentricity. The construction was built around 1950. The foundation was solved by means

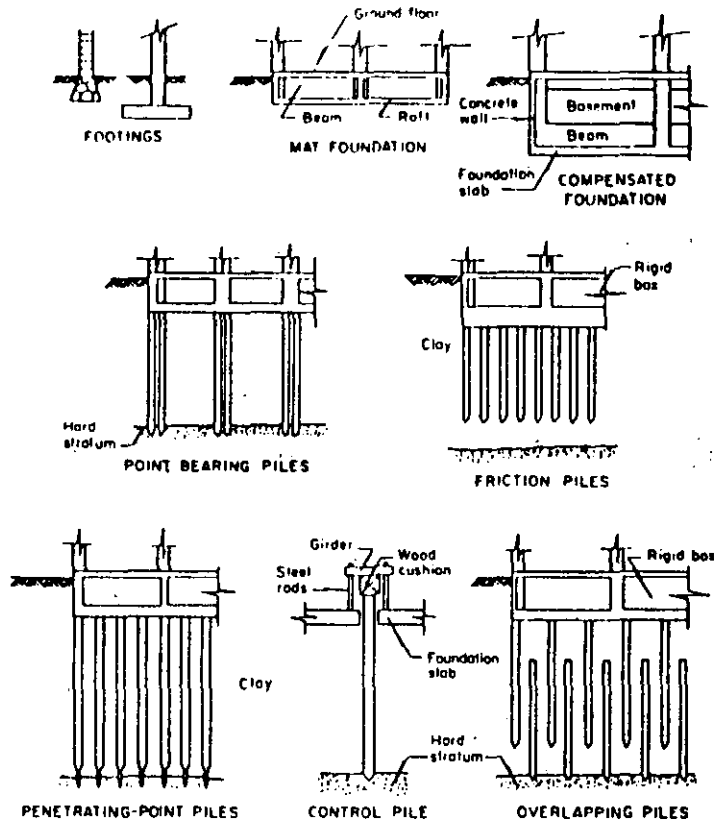


Figure 2 - Types of Foundations used in the soft soil zone of Mexico City.

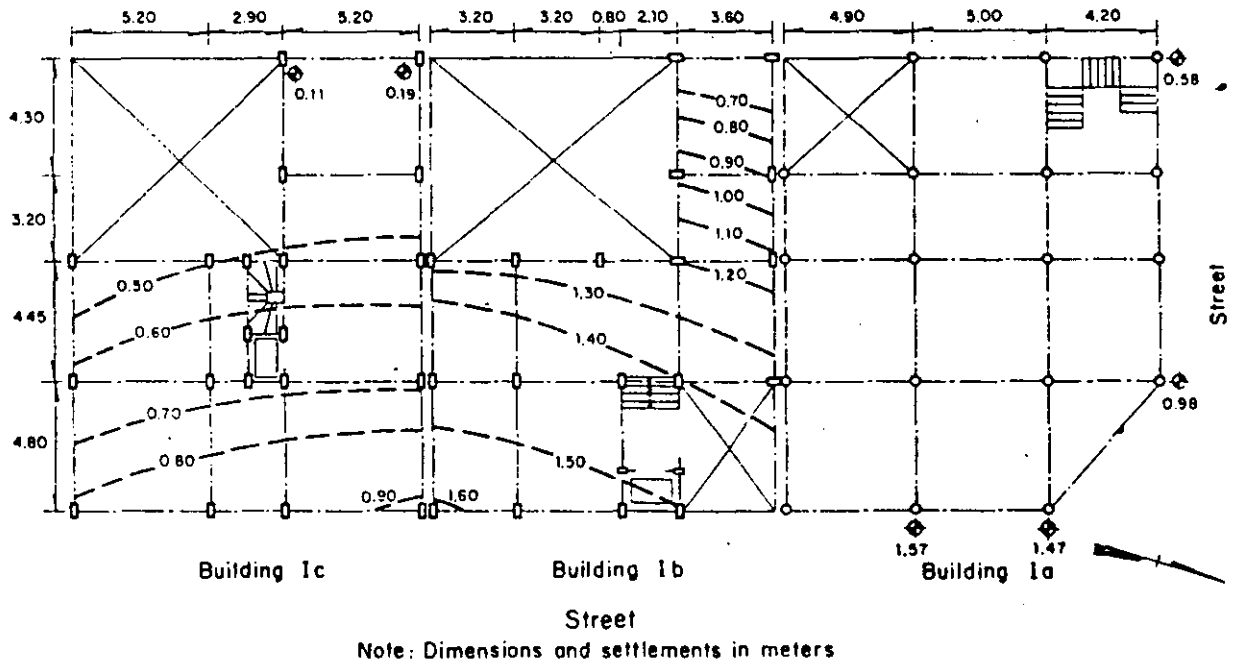


Figure 3 - Plan and outline of settlements in three buildings on mat foundation.

of a raft slab, 0.2 m-thick, lying initially 1.2 m below the sidewalk level.

The stratigraphic profile at the site indicates that below a 4 m-thick superficial fill, a soft clay with natural water content varying between 250 and 380 % is found down to 32 m; its average undrained shear strength is 25 kPa.

Unfortunately, no surveying records were available; however, it can be estimated that a maximum settlement of 0.65 m already existed before the earthquake, and according to some neighbors appreciable tilting towards the East was evident. Moreover, in order to build a telephonic register-box, an excavation had been opened near the building corner, about five years before the earthquake; a shallow pumping well was used and the water table lowered about 2.5 m.

The total maximum settlement measured after the earthquake was 1.57 m, 0.92 m due to the seismic events. The total Eastwards tilting was 5.2 % and increased 2 cm with the low intensity after-shocks in April 1986.

The safety factor against shear failure under permanent loads was lower than 2 and the uniform foreseeable settlement was 0.95 m. Both values are obviously considerably larger than those accepted by the building code. Without doubt, the pumping in the nearby excavation contributed to increase the building tilting.

Building Ib. This construction practically presented a general shear failure during the earthquake, due to inadequate performance of its mat foundation. A sudden settlement of 1.02 m and an Eastwards tilting of 6.3 %, caused bulging of the surrounding ground surface. An upward movement of the street pavement of about 0.2 m was measured in front of the structure; 0.08 to 0.1 m openings of the joints of the hydraulic concrete pavement slabs were also measured. As a consequence of these movements, almost half of the ground floor of the building sunk into the ground (Fig. 4).

The structure of this apartment building was formed with reinforced concrete rectangular columns, massive slabs and beams. The foundation consisted of a raft slab resting at a depth of 1.5 m and transmitting a pressure of 99 kPa to the soil, with an eccentricity of 0.2 m to the South. This high pressure led to a previous settlement of 0.58 m.

Through a simple bearing capacity analysis, the safety factor under static loads was found to be 1.1, which means an imminent shear failure condition. Introducing overturning seismic moments, even those underestimated values specified by the previous building code, the resulting safety factor is indeed lower than unity. These values and the forecasted settlement of more than one meter, should have led to reject the adopted foundation system.

Without doubt, this building reached failure under transient loading. The earthquake action ceased when a shear failure condition along the full sliding surface was generating; it is probable that with some additional cyclic loading, a complete collapse would have occurred.



Figure 4 - Settlement of Building Ib.

COMPENSATED FOUNDATIONS

In this kind of foundation, the weight transmitted by the building to the soil, is partially or totally compensated by the weight of the soil excavated to build the substructure, so that no significant stress increments are induced into the soil. The substructure (Zeevaert, 1972) is generally a hollow monolithic box constituted by reinforced concrete top and bottom slabs, a perimetral retaining wall and a two-dimensional stiffening grid of beams (Fig 2). Part of the box is often employed as a basement.

The causes of poor behavior of these foundations were similar to those for mat foundations. Particularly significant were the instances of previous poor performance due to excessive net pressures transmitted to the soil, which led to large settlements. The superposition of excessive vertical stresses, under the bottom of the slab, with high cyclic shear stresses gave rise to substantial permanent strains, which in turn resulted in large settlements and tilting of the building as a whole. An unforeseen concept adding to the problem in most of the cases studied was the infiltration of water into the hollow foundation box eliminating the benefit of the buoyancy effect and reducing the effectiveness of compensation.

Deficient performances were identified for two types of building: a) slender or long buildings with load eccentricity, and b) heavy constructions with large dimensions in plan. Two case histories are discussed here as

examples of both conditions.

Building II. The first case is a school building (Fig. 5), a long reinforced concrete structure with partially compensated foundation. The supporting soil is a very soft clay; no surficial fill exists in the area. The average applied net pressure was 25 kPa with a uniform distribution along the building, except at the Western end where two cisterns containing 150 kN of water each one, water tanks in the roof and the services area were applying an additional vertical stress of about 30 kPa; this condition was producing transversal as well as longitudinal eccentricities.

No information could be obtained regarding the performance prior to the 1985 earthquake. After this event, significative differential settlements and North-Westwards tilting were appreciated. In the transversal direction, a differential settlement of 0.53 m was measured in the West, and of 0.32 m in the East; in the longitudinal direction, survey leveling gave a differential settlement of 0.26 m. The maximum tilting in the North-Western corner was 0.39 m (2.9%). When the building was demolished, the rotation of the foundation box around the longitudinal axis with respect to the nearby horizontal street, could be clearly seen, as shown in Fig. 6.

Although the safety factor against shear failure under permanent uniform loads was almost 3, the foreseeable settlement of about 0.6 m should have led to reject the kind of foundation adopted. Likewise, the analysis of this case shows that the compensation in terms of global loads is not always convenient, inasmuch as eccentric loads on the slab cannot be considered properly.

Building III. The following case is related to an apartment building which covers an area of 750 m², (Fig. 7). The structure consists of reinforced concrete beams and columns, combined with a system of confined-masonry, load-bearing walls. Its foundation box compensates partially the weight of the building; the net average pressure on the slab was 33 kPa.

The surficial fill in the area is only 1 m thick. The underlying very soft clay was investigated down to 28 m by SPT. N-values were 1 or 2, and at certain depths the SPT sampler penetrated under its own weight.

The building was built in 1971, but two years later an open trench was excavated along the streets on the West and South sides, in order to lay a large diameter sewer. A pumping system was implemented and apparently operated for a long time interval, lowering the water table down to 3 m.

Through careful inspection, it was determined that the movements prior to the 1985 earthquakes in the South-Western corner were as follows: settlement of 0.4 m and tilting with components of 0.2 m to the West and 0.1 m to the South. Few weeks after the earthquake, additional tilting in the same corner was measured, 0.19 m to the West and 0.1 m to the South. The maximum settlement was 0.93 m of which 0.53 m occurred during the earthquake. Looking to the contours of equal settlement in Fig. 7, it is interesting to note the movement of the foundation and structure as a whole, in the same manner as in the Building II case. Considering the compressibility characteristics of the supporting subsoil, a long term

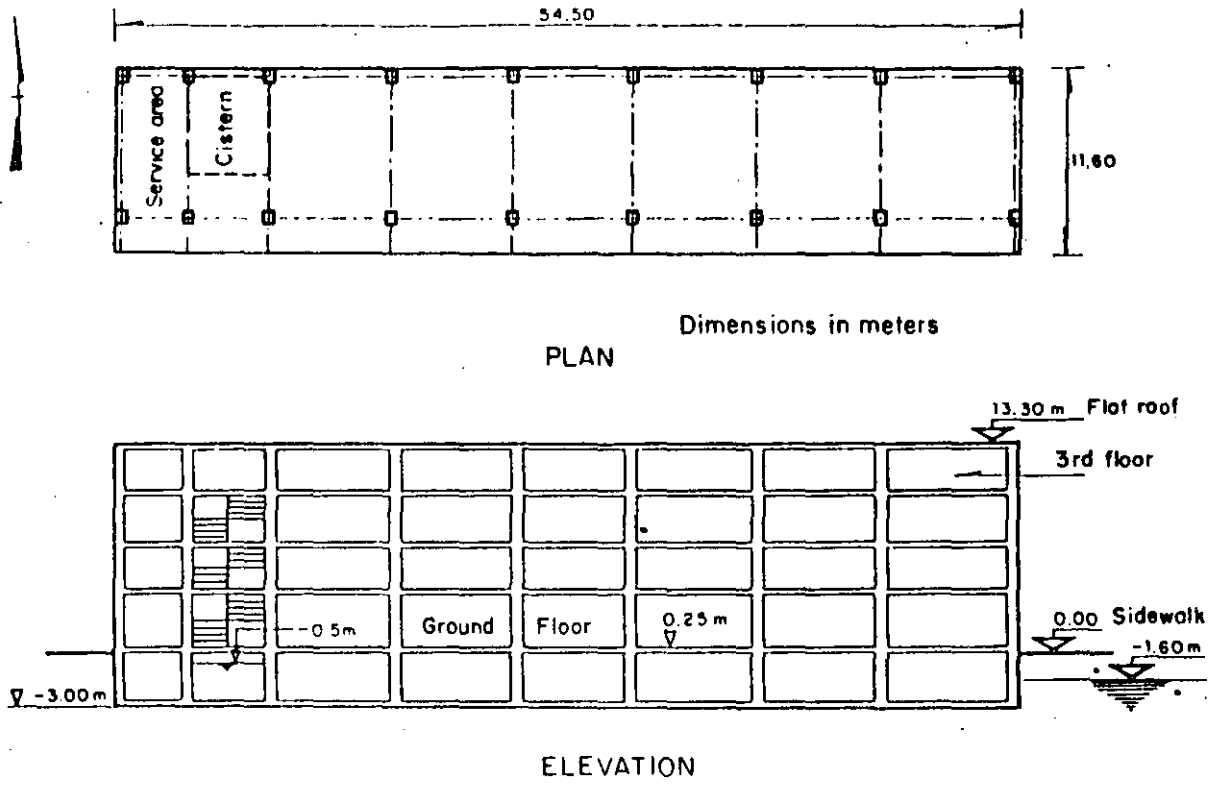
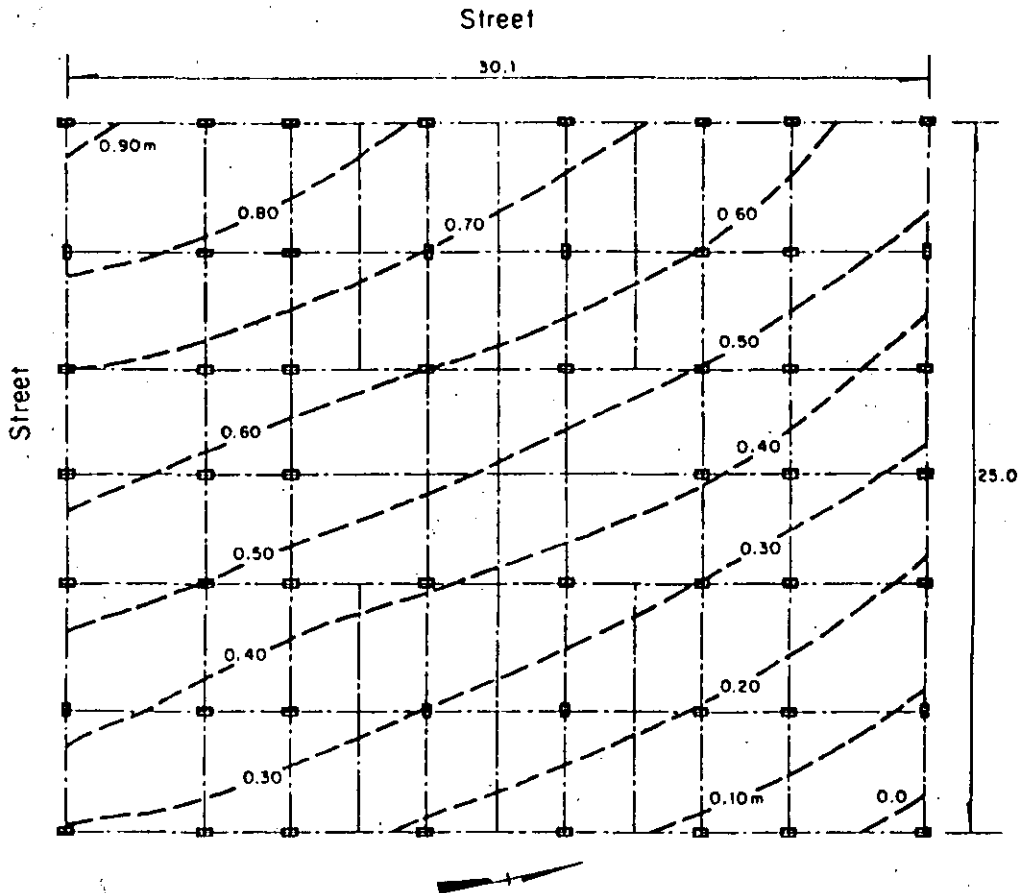


Figure 5 - Plan and elevation of school Building II with a partially compensated foundation



Figure 6 - View of the foundation box of Building II during its demolition

settlement of 0.55 m would be expected; the a posteriori analysis of bearing capacity gives a safety factor of 2.1 under static loads. The above values would not be acceptable by current engineering practice in the city.



Note: Dimensions and settlements in meters

Figure 7 - Plan and outline of settlements of Building III on partially compensated foundation.

The foundation slab applied a high net static pressure on a large area inducing substantial settlements. It is likely that the pumping increased the settlement at the corner of the building and propitiated the tilting. The seismic action produced cyclic stress increments, the highest at the edge of the foundation box, which, added to the permanent ones, led to shear stress levels close to the strength of the supporting subsoil and produced accumulative permanent deformations.

END-BEARING PILES FOUNDATIONS

This kind of foundation has been commonly used for heavy buildings for which spread or compensated foundations are not suitable. Through the time, and due to the regional subsidence, an apparent emersion of the building usually occurs. The performance of these building foundations during the 1985 earthquake was in general satisfactory; however, some cases of structural damages to the piles and possible punching of the hard supporting

layer by the piles have been reported (Auvinet and Mendoza, 1986, Ovando et al, 1988).

FOUNDATIONS ON FRICTION PILES

For medium-height (5 to 15 stories) buildings for which compensation effect is not sufficient to carry the construction weight, use of friction piles has become common. The buildings with this type of foundation have been typically long-period frame structures. Foundations on friction piles were the most affected during the 1985 earthquake. Sudden differential settlements with the consequential tilting, and even a general failure were observed.

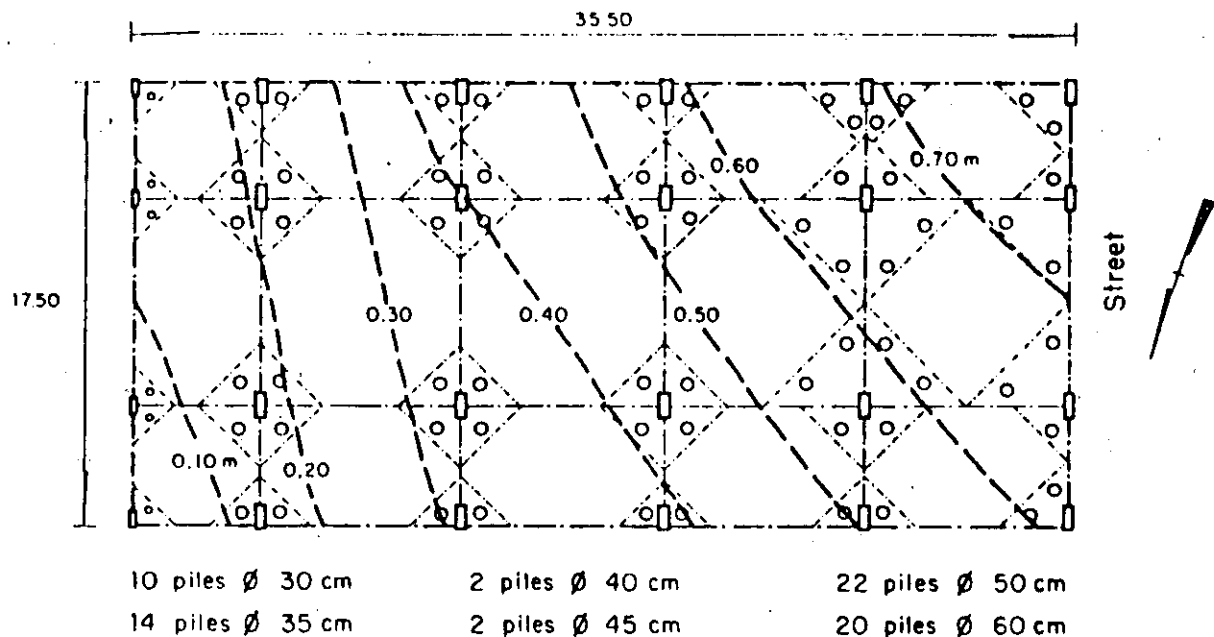
As a matter of fact, many uncertainties about the true performance of these foundations under seismic actions are still debated. Some of the obscure aspects of their behavior are the eventual deterioration of adherence between piles and subsoil under cyclic loading, possibly compensated by an increase in axial capacity of piles under dynamic loading (Bea, 1980), and the load transfer mechanism between piles and foundation slab under seismic conditions, among other factors. As a consequence of this situation, discrepant opinions were expressed, and a conservative criterion had to be adopted in the 1987 Building Code. A review of the present knowledge on the matter, as well as a discussion of design methods for friction pile foundations and their implications have been presented elsewhere (Auvinet and Mendoza, 1987).

As in the case of partially compensated foundations, two forms of deficient behavior can be identified: a) sudden settlement of heavy buildings, with large dimensions in plan, and b) permanent tilting, including one case of rigid body collapse, associated to overturning of slender structure and/or eccentrically loaded foundations. Two case histories exemplifying each condition are documented in what follows.

Building IV. This office building has large dimensions in plan (620 m²) and is a reinforced concrete structure built around 1980, with waffle slabs and rectangular columns. It is founded on a concrete box lying at a depth of 2.3 m (Fig 8) and on 70 circular piles, 28 m long and with different diameters (0.3 to 0.6 m). Rigidity of the foundation slab was increased by a grid of beam casted in open trenches below the slab level.

SPT investigations performed before construction indicate that the upper clayey deposits have a very low shear strength, with the sampler and the drilling bars penetrating under their own weight at depths of 6 and 8.5 m; natural water contents vary from 250 to 350 %. CPT investigations carried out after the earthquake confirmed the low shear strength values (Fig 9).

The sum of permanent and estimated variable (live) loads correspond to an average pressure of 131 kPa, with a maximum value of 176 kPa at the edge of the raft foundation. No precise information on the performance of the building before the earthquake was available, but according to neighbors, it did not show any appreciable tilting. The estimated settlement prior to the 1985 earthquake is 0.25 m, on the street side (facade).



Note: Dimensions and settlements in meters

Figure 8 - Foundation plan and outline of settlements of Building IV.

After the earthquake, tilting components of 0.78 m in the transversal direction and 1.1 m in the longitudinal one were measured, which induced a South-Westernwards tilting of 3.3 %. Lines of equal settlement are presented in Fig 8. The maximum settlement (0.78 m) was measured in the SW-corner; the sudden settlement in that point was 0.5 m. The superstructure suffered very severe damages including failures or large plastic deformations of concrete columns.

Adding the capacity of the slab and the adherence along the total length of the piles, and taking into account the compensation effect due to the soil excavated, a safety factor against shear failure of 2.2 is obtained. The computed long term settlement (Reséndiz and Auvinet, 1973) was 0.48 m.

This case shows that a high average pressure under static loads at the level of the slab foundation, induces a pre-earthquake stress state close to the yielding point of the supporting subsoil; this condition propitiates the occurrence of permanent deformations under seismic cyclic shear stresses. A decisive factor in the performance of buildings, was the presence at the edge of the foundation of a lesser amount of smaller piles. Higher pressures generally occur at the edge of the foundation not only under seismic conditions, but also under permanent loads, due to the stiffness of the box.

Building V. This corner structure covered a small and irregular area of 160 m² (Fig 11); the superstructure consisted of reinforced concrete beams

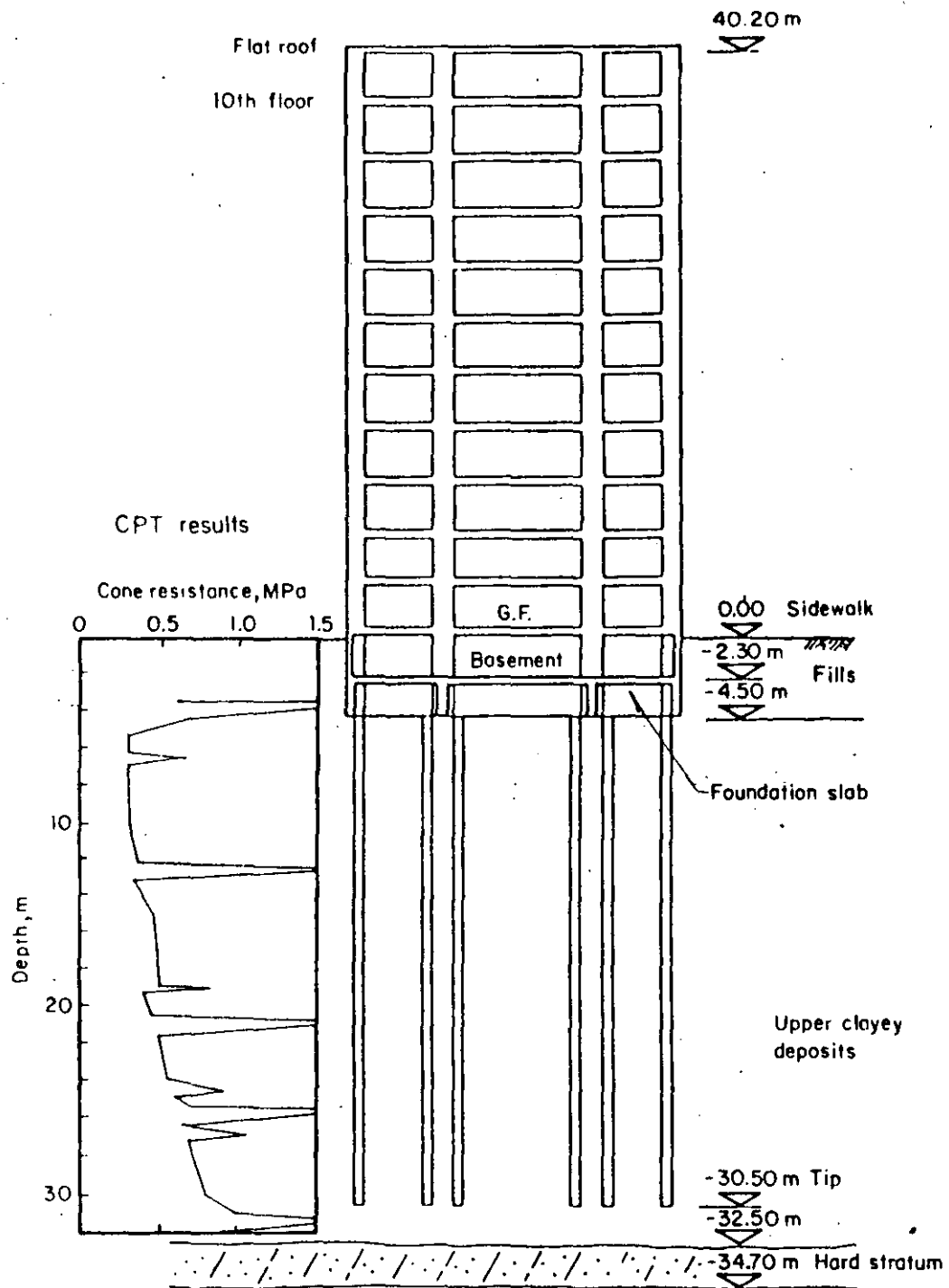


Figure 9 - Elevation of the Building IV including foundation and geotechnical conditions.

and columns, combined with confined-masonry load-bearing walls. Its foundation was of the mixed type, with a partially compensating foundation box and friction piles (Figs 10 and 11). Precast pile segments were jacked into the soil; these ones were linked through a central hole, 0.12 m in diameter, wherein a mortar was casted with 3 # 5 reinforcement bars.

The average pressure at the foundation level was 144 kPa. An eccentricity of 1.4 m existed between the centroid of gravitational loads and that of pile heads. No data on the performance of the building before the earthquake could be obtained. During the earthquake, the superstructure and its foundation as a whole collapsed totally by overturning and fell towards an adjacent street in the North-West direction (Fig 12). Part of the foundation box was displayed over the ground surface, as well as several piles, with their head still connected to the foundation box.

With the same considerations adopted for the analysis of Building IV, a safety factor of 1.7 is obtained for permanent loading. Considering the overturning moment given by a modal analysis and the seismic coefficients of the 1976 Building Code, the safety factor is 1.0. These analyses show that a low or null margin of safety under seismic conditions existed. Moreover, the irregular shape of the building in plan led to the existence of an oblique axis with maximum sensitiveness to overturning moment. Casually, the direction of the maximum horizontal acceleration recorded at SCT, at a distance of 2.5 km, practically coincides with the perpendicular to this axis; this factor may have contributed to the collapse.

It can be considered that the short piles of this foundation were working at their limit capacity under static conditions, and that a significant contact pressure existed at the slab level. The increasing plastic deformations of the soil induced by the seismic cyclic stresses led in turn to higher overturning moments at the base of this slender structure by $p-\delta$ effect, until the bearing capacity of the foundation slab was overcome; the contribution to the overturning capacity of the lateral reactions on the walls of the substructure was probably negligible due to its shallow depth.

It is important to note that it was not necessary to include in the analysis any consideration about a possible degradation of the adherence between piles and soil under cyclic loading to explain the failure. The importance of adherence degradation was probably overemphasized in some evaluations published after the earthquake.

SPECIAL FOUNDATION SYSTEMS

Several special foundation systems are widely used in Mexico City (Fig 2), the most common being probably the "control piles" equipped with a device which allows to regulate the movement of the building with respect to the surrounding area. In several instances, these devices were severely damaged or collapsed. The design of some of these systems should be revised to ensure that they can resist transient vertical loading and shear forces during earthquakes. To be reliable such systems should also be maintenance-free.

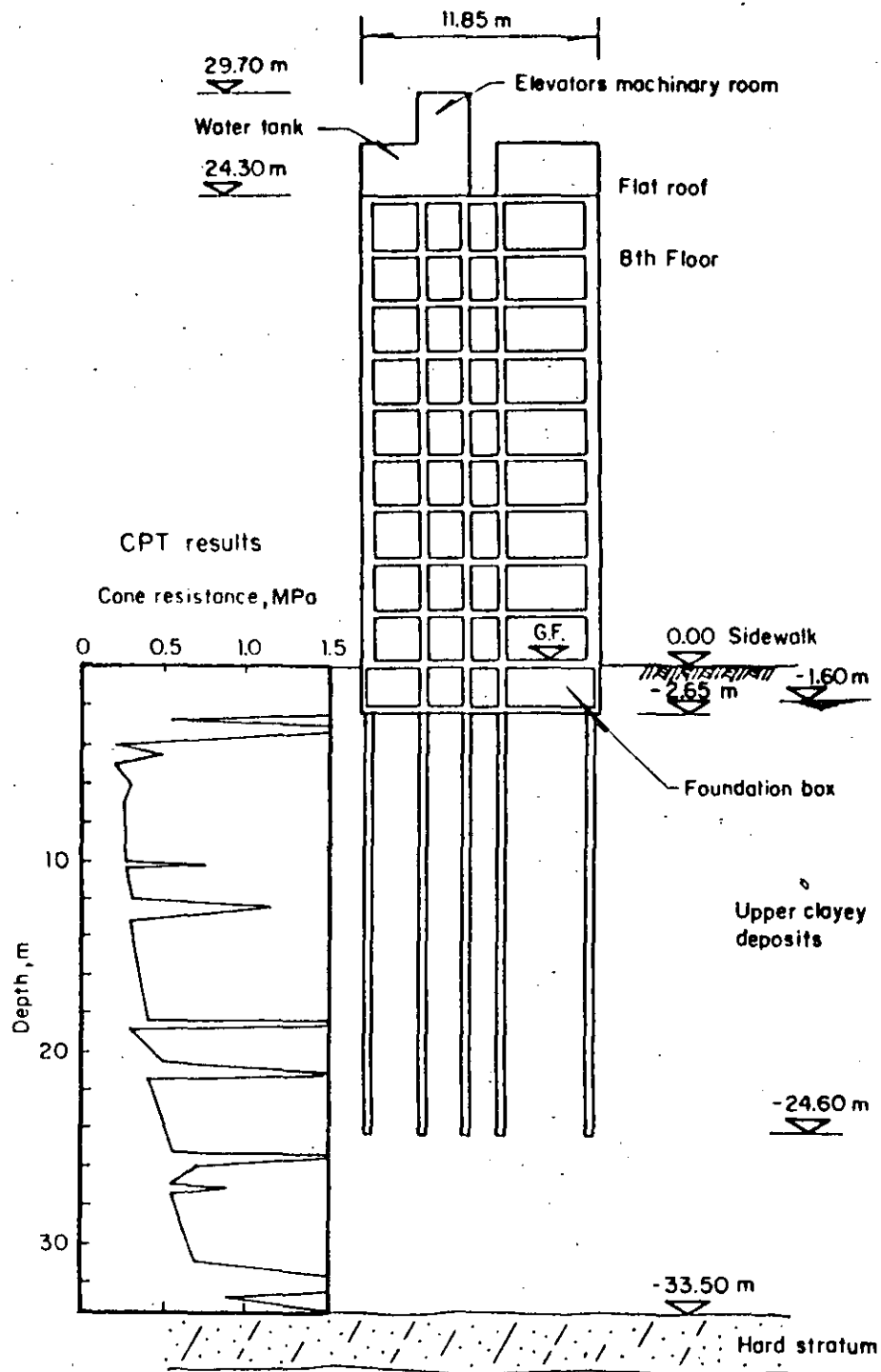


Figure 10 - Elevation of the Building V including foundation and geotechnical conditions.

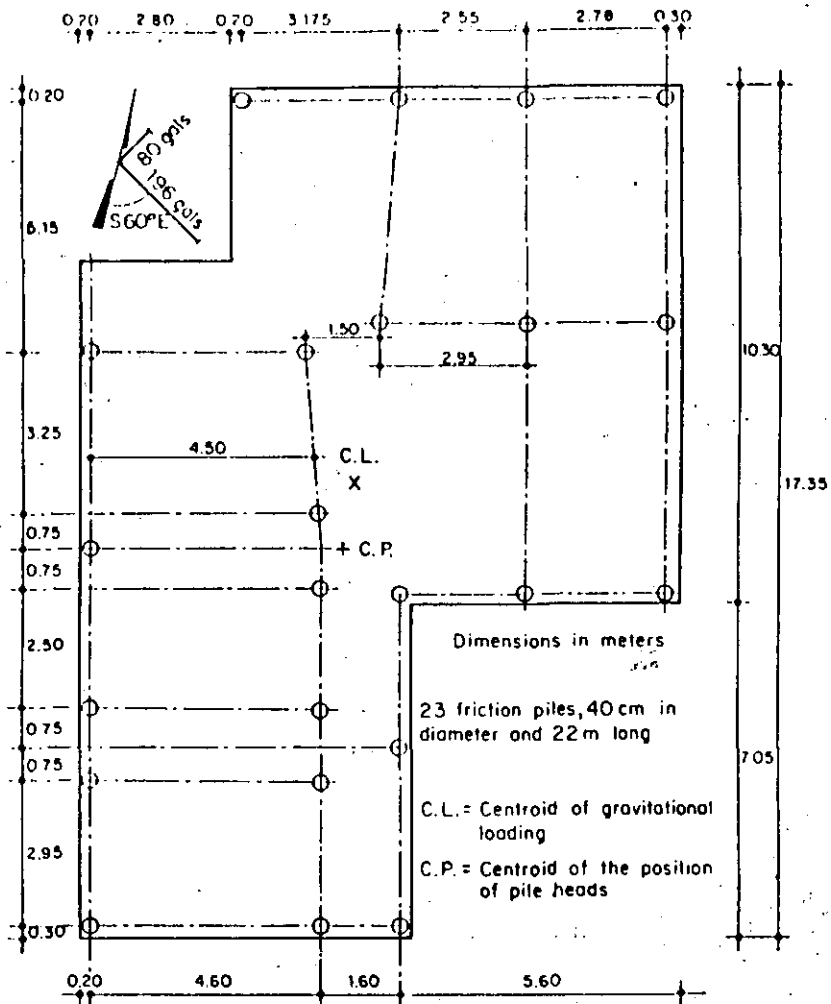


Figure 11 - Foundation plan of Building V.



Figure 12 - View of collapsed Building V.

Problems encountered with other kind of special foundations such as penetrating or overlapping piles were similar to those discussed for friction piles.

FINAL REMARKS

From 330 to 757 buildings (according to different sources) were seriously damaged or collapsed during the 1985 earthquake. In regard to the population of damaged constructions surveyed by the Institute of Engineering of the National University of Mexico immediately after the earthquake, 13 % were attributed to unsatisfactory foundation performance; moreover, approximately 13.5 % of all 9 to 12 stories buildings, most of them on friction piles, were severely damaged in the central sector of the city (Mendoza and Prince, 1986) and 40 % of the total of damaged structures involved failure of one or more of their upper stories (in many cases due to pounding between adjacent structures). The contribution of foundation rocking caused by soil-structure interaction to these damages was probably important; the need to study how the deformations of foundations can affect the overall system response is obvious. Preliminary considerations point out (Reséndiz and Roesset, 1987) that soil-structure interaction could influence significantly the dynamic response of buildings, particularly in the range of 7 to 15 stories. The present Building Code emphasizes the assessment of safety conditions and movements of foundations under seismic loading. Existing analytical procedures should be improved, and simple methods based on the analysis of the interaction developed.

CONCLUSIONS

Inappropriate foundation design from the static point of view leads to low safety factors, large deformations, and stress states close to yielding conditions in the supporting soil. Most of the instances of ill behavior of building foundations in Mexico City during the September 19, 1985 earthquake presented this condition, which propitiated the generation of permanent deformations under the earthquake induced high cyclic shear stress increments.

The main factors associated to inadequate behaviour were accordingly:

- a) high static pressure applied by the bearing foundation slab to the soil; this factor was specially critical for buildings with large dimensions in plan;
- b) intrinsic or generated eccentricities
- c) shape in plan of the foundation, which defines axes with less resistance to overturning moments;
- d) stiffness of box or raft foundations, which leads to stress concentrations in their edges;
- e) shallow depth of the foundation, which reduces the contribution of substructure walls reactions to the overall capacity of the foundation; and
- f) reduced number and length of friction piles, which cannot contribute significantly to the bearing capacity of the foundation under dynamic loading.

Foundations applying net static contact pressures higher than 25 kPa at the slab level should be reviewed carefully, considering its area, shape and eccentricities, as well as the compressibility and shear strength properties

of the subsoil. The contact pressures should be estimated conservatively taking into account possible variations of the piezometric conditions, and even in the permanent and live loads. An explicit evaluation of the design reliability should be performed. A common denominator in many cases of "poor" behavior of building foundations during the 1985 earthquake, was non-compliance with design criteria and regulations generally accepted. Most of them had already shown ill performance under static loads.

The earthquake has shown the need to substantially improve the present knowledge about the behavior of foundations, mainly those including friction piles, subjected to seismic actions. Additional research effort should be dedicated to a) develop analytical procedures to evaluate foundation movements induced by seismic loading, b) study the behavior of soft clay subjected to cyclic stresses; valuable information on this aspect (Jaime, 1988) has recently been published, and c) assess the degradation of adherence in friction piles under seismic loading, but also the increase of capacity due to the high loading rate. Moreover, instrumentation of specific building foundations should also contribute to a better understanding of foundations behavior.

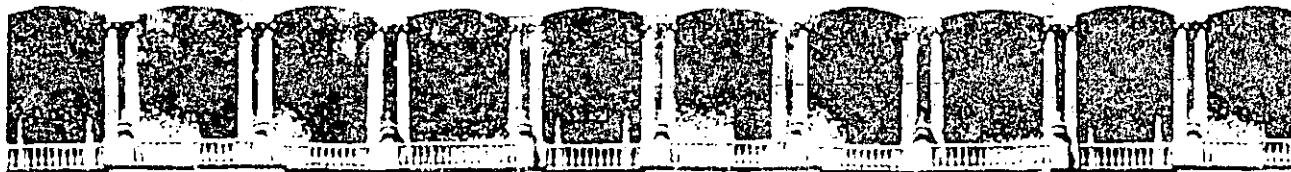
ACKNOWLEDGEMENTS

The study in which this paper is based was supported by DDF (Departamento del Distrito Federal). Some valuable information was provided by Mr. Carlos Aguilar. The authors gratefully acknowledge comments by M. P. Romo and E. Ovando-Shelley.

REFERENCES

- Auvinet, G. and Mendoza, M. J. , 1986, "Comportamiento de Diversos Tipos de Cimentación en la Zona Lacustre de la Ciudad de México Durante el Sismo del 19 de Septiembre de 1985", Proceedings, Symposium " Los Sismos de 1985: Casos de Mecánica de suelos", Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Mexico
- Auvinet, G. and Mendoza, M. J. , 1987, "Consideraciones Respecto al Diseño de Cimentaciones sobre Pilotes de Fricción en Zonas Sísmicas", Proceedings, VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, pp C-239, Querétaro, Mexico
- Bea, R. G. , 1980, "Dynamic Response of Piles in Offshore Platforms", Dynamic Response of Piles Foundations: Analytical Aspects, ASCE National Convention, Hollywood Fl, pp 80-109.
- Building Code and Complementary Technical Norms for the Design and Construction of Foundations, 1976 and 1987, "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y Normas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones" , Official Diary, D.F., Mexico .
- Iglesias, J. , 1987, "Zonificación Sísmica de la Ciudad de México", Proceedings, VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, pp B-127 a B-141, Querétaro, Mexico

- Jaime, A., 1988, "Comportamiento Dinámico de las Arcillas del Valle de México", Doctoral Thesis, Facultad de Ingeniería-UNAM
- Marsal, R. J. and Mazari, M. , 1969, "The Subsoil of Mexico City", Universidad Nacional Autónoma de México, 2nd ed.
- Mena, E., Carmona, C., Delgado, R. et al , 1986, "Catálogo de Acelerogramas Procesados del Sismo del 19 de Septiembre de 1985. Parte I: Ciudad de México", Series del Instituto de Ingeniería-UNAM, No 497, Mexico
- Mendoza, M. J. and Prince, J. , 1986, "Preliminary Report on the Earthquake of September 19, 1985, and its Effects on Structures and Foundations in Mexico City", Geotechnical News, Vol. 4, No 1, pp 20-29, Vancouver, Canada
- Mendoza, M. J. and Auvinet, G. , 1987, "Comportamiento de Cimentaciones de Edificios en la Ciudad de México durante el Sismo del 19 de Septiembre de 1985", Report from I de I-UNAM to DDF, Mexico
- Ovando, E., Mendoza, M. J. and Romo, M. P. , 1988, "Deformability of Mexico City Hard Deposits under Cyclic Loading", Earthquake Spectra, this issue.
- Reséndiz, D. and Auvinet , 1973, "Analysis of Pile Foundations in Consolidating Soils", Proc 8th ICSMFE, Vol 3, Moscow, pp 211-218.
- Romo, M. P. and Seed, H. B. , 1986, "Analytical Modelling of Dynamic Soil Response in the Mexico Earthquake of Sept. 19, 1985", Proc of the Int Conf on the Mexico Earthquake-1985, Mexico City, ASCE, pp 148-162.
- Romo, M. P., Jaime, A. and Reséndiz, N. , 1988, "Soil Characteristics and Clay Properties in the Valley of Mexico", Earthquake Spectra, this issue.
- Seed, H. B. , 1987, "Influence of Local Soil Conditions on Ground Motions and Building Damage during Earthquake", 8th Nabor Carrillo Lecture, Sociedad Mexicana de mecanica de Suelos, Mexico
- Zeevaert, L. , 1972, "Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions", Van Nostrand Reinhold, New York.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

XX CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

**MODULO IV
DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES**

**VARIACION DE LOS COEFICIENTES SISMICOS DE DISEÑO COMO FUNCION
DEL TIEMPO.**

ING. JOSE MANUEL JARA Y EMILIO ROSENBLUETH.

VARIACION DE LOS COEFICIENTES SISMICOS DE DISEÑO

COMO FUNCION DEL TIEMPO

José Manuel Jara^(1,2) y Emilio Rosenblueth⁽¹⁾

Resumen

Cuando los temblores de gran magnitud que se originan en una sola falla geológica rigen el diseño sísmico en determinado lugar, las decisiones son sensibles a la distribución de probabilidades del tiempo entre estos eventos. La carencia de teorías fidedignas y de catálogos suficientemente extensos invalida el tratamiento puramente estadístico para el cálculo de esta distribución. Para suplir esta deficiencia postulamos aquí cuatro posibles densidades de probabilidad como modelos viables y aplicamos un método formal de toma de decisiones que permite elegir el modelo más apropiado.

Adicionalmente, analizamos problemas de dos tipos. En ambos tratamos con estructuras cuyo diseño está gobernado por temblores generados en un proceso no poissoniano. El primer tipo de problema se refiere a estructuras diseñadas de manera supuestamente óptima pero adoptando una distribución de probabilidades simplificada del tiempo entre grandes temblores. El segundo consiste en evaluar la esperanza de la pérdida proveniente de mantener los coeficientes de diseño constantes en un reglamento de construcción que se pretende que esté en vigor durante cierto número de años. El propósito de resolver el primer tipo de problema es disponer de bases para seleccionar el modelo simplificado. El propósito del segundo es guiar en cuanto a la frecuencia con que hayan de cambiarse los coeficientes en un reglamento.

Ilustramos ambos tipos de problema en relación con estructuras sujetas potencialmente a sismos de subducción, sea de una fuente que no ha producido temblores característicos en varios decenios o de una que los originó hace cuatro años.

Asignamos distribuciones lognormales con parámetros inciertos a los tiempos entre temblores característicos, con base en un análisis bayesiano. Tratamos los demás sismos como generados por un proceso de Poisson. Encontramos que las distribuciones lognormal y exponencial con parámetros ajustados para suministrar la respuesta exacta dentro de unos cinco años, así como la adopción de un modelo de Poisson con tasa igual a la tasa media de ocurrencia y esperanza de la magnitud ajustada con la misma finalidad, son adecuadas para el diseño de todas las estructuras que se construyan en los próximos diez años. Sin embargo, el último modelo con la esperanza variable de la magnitud en función del tiempo conduce a pérdidas excesivas.

Se concluye que las pérdidas esperadas que provienen de invariabilidad de los coeficientes reglamentarios de diseño crecen prácticamente con el cuadrado del tiempo durante el cual permanecen constantes los coeficientes y que en algunos casos se justifica modificar los coeficientes de diseño sísmico a intervalos de tiempo menores que diez años.

(1) Centro de Investigación Sísmica

(2) Escuela de Ingeniería Civil, Universidad Michoacana

Abstract

When large-magnitude earthquakes originating at a single geologic fault govern earthquake resistant design at a given site, decisions are sensitive to the probability distribution of the time between such events. Absence of trustworthy theories and of sufficiently long catalogs invalidates purely statistical approaches to calculate this distribution. To overcome this deficiency we here postulate four possible probability densities as viable models and apply a formal model of decision making that allows choosing the most appropriate model.

In addition we analyze two types of problems. In both we deal with structures whose design is governed by earthquakes generated according to a non-Poisson process. The first type of problem concerns structures designed in a supposedly optimum way but adopting a simplified probability distribution of the time between large earthquakes. The second type consists in evaluating the expected loss due to maintaining design coefficients constant in a building code intended to apply during a certain number of years. The purpose in solving the first type of problem is to have bases for selecting the simplified model. The purpose in the second type is to guide in establishing the frequency with building-code coefficients ought to be changed.

We illustrate both types of problem in relation to structures potentially subjected to subduction earthquakes, either from a source that has not generated characteristic earthquakes in several decades or from one that originated them four years ago.

With basis on a bayesian analysis we assign lognormal distribution with uncertain parameters to times between characteristic earthquakes. We treat other earthquakes as though generated by Poisson process. We find that the lognormal and exponential distributions with parameters adjusted to furnish the exact answer some five years hence, as well as adoption of a Poisson model with rate adjusted to the mean occurrence rate and expected magnitude adjusted appropriately, are adequate for the design of all structures to be built during the next ten years. However, the latter model with expected magnitude as a time function leads to excessive losses.

We conclude that expected losses caused by invariability of code design coefficients grow practically with the square of the time during which the coefficients remain constant and that in some cases it is justified to modify earthquake resistant design coefficients at intervals shorter than ten years.

Introducción

A menos que las perturbaciones arriben como generadas por un proceso de Poisson, los parámetros óptimos de diseño dependen del tiempo en que se refuerza o construye una estructura. Los grandes temblores tienden a ocurrir periódicamente. Por ende, las tasas de excedencia que se adopten en diseño deben depender del tiempo transcurrido desde el último gran temblor. Ya que la distribución de probabilidades de los tiempos entre estos sismos ha de basarse parcialmente en datos empíricos, contiene parámetros inciertos. El cálculo de los coeficientes óptimos de diseño es oneroso en estas condiciones. De aquí que sea deseable establecer distribuciones con parámetros fijos, siempre que no conduzcan a errores excesivamente altos.

Empleando datos mundiales y los correspondientes a temblores mexicanos de subducción, Jara y Rosenblueth (1988) hallaron que la distribución más satisfactoria entre las estudiadas era la lognormal. Su periodo de recurrencia tenía coeficiente de variación de 0.22. En la arcilla blanda del valle de México, la amenaza de un terremoto originado en la brecha de Guerrero dominará el diseño hasta que ocurra el próximo evento de esta naturaleza. Teniendo en cuenta también sismos menores, dichos autores concluyeron que era satisfactorio adoptar una distribución lognormal para diseñar las estructuras que se construyeran durante los diez años posteriores a los terremotos de 1985. Señalaron que sería adecuado suponer una tasa constante de riesgo cuando tuvieran importancia comparable los eventos causados por varias fuentes, ya que tales eventos son casi independientes (Grandori, comunicación personal, 1984). El estudio mencionado no reconoció, sin embargo, las incertidumbres que hay en atenuación, en efectos de sitio ni en capacidad estructural.

Cornell y Winsterstein (1988) han señalado que debe ser adecuada la hipótesis de tasa de ocurrencia constante cuando es muy incierto el periodo de ocurrencia de daño o colapso estructural y existen varias fuentes potenciales de temblores potencialmente significativos.

Examinaremos aquí las consecuencias de que los coeficientes de diseño permanezcan en vigor durante varios años. También exploraremos los efectos del tiempo transcurrido desde el último macrosismo y de las incertidumbres en el periodo de recurrencia, atenuación y capacidad estructural, así como de la existencia de varias fuentes potenciales.

Distribución del tiempo entre temblores

El problema se puede resolver mediante la teoría de decisiones estableciendo una función de utilidad que permita cuantificar las pérdidas debidas al uso de alguna distribución en particular, o combinación de distribuciones, con respecto a la combinación de distribuciones que refleja nuestro estado actual de conocimientos.

El criterio de selección se aplica en cualquier decisión de la vida diaria. Supóngase que se hará un viaje en automóvil de la ciudad de México a Cuernavaca transportando mercancía en la cajuela. Para decidir si llevamos llanta de refacción, debemos

considerar la posibilidad que una llanta se reviente en el trayecto y el espacio que la refacción ocuparía en la cajuela. Para tomar una decisión se evalúa la pérdida de tiempo que se tendría al reventarse una llanta y no llevar refacción, así como la pérdida de espacio en la cajuela al llevar la llanta extra sin que se requiera usarla.

En este ejemplo se establecieron dos posibles modelos: en el primero se revienta una llanta en el trayecto y en el segundo no. La función de utilidad debe considerar la pérdida económica al elegir uno u otro, así como la probabilidad de que se realice cada uno de ellos.

Para la elección de la distribución del tiempo entre temblores, los conceptos expuestos se pueden formular como sigue:

1. Se postula un número limitado de posibles modelos de la naturaleza (aquí los modelos difieren entre sí en cuanto a las distribuciones de probabilidad que a ellos se asocian). Cada modelo debe satisfacer las restricciones del problema y debe ser plausible en lo heurístico, atractivo en lo estético y de fácil tratamiento matemático.

Se asigna una probabilidad inicial $p(m_i)$ al modelo i ,

$$i=1, \dots, n, \quad \sum_{i=1}^n p(m_i) = 1.$$

3. Se incorporan los datos estadísticos disponibles z (tiempos entre temblores) y mediante el teorema de Bayes se calcula la probabilidad final, $p(m_i|z)$ de cada modelo.
4. Se calcula la utilidad u_0 que corresponde al diseño óptimo a la luz de nuestro estado actual de conocimiento. Para ello se procede de la siguiente manera: se calcula la utilidad u obtenida de la adopción del vector de posibles decisiones x a la luz de nuestro estado de conocimientos, utilidad dada por

$$u = \sum_{i=1}^n p(m_i|z) w_i \quad (1)$$

donde w_i es la utilidad que resultaría si fuera válido el modelo m_i y se adoptara el diseño definido por un vector al que llamaremos x . El diseño óptimo es el que maximiza a u :

$$u_0 = \max_x u \quad (2)$$

5. Se evalúan las consecuencias de suponer válido cada uno de los n modelos. Con esto se calcula la utilidad u_i^* asociada al vector x_i obtenido de suponer que el i ésimo modelo es el verdadero. Esta utilidad es

$$u_i^* = \max_x (u|m_i, x) \quad (3)$$

6. Llamando u_{1j} a la utilidad asociada a x_1 si fuera válido el modelo m_j , la utilidad dado nuestro estado de conocimientos se calcula como

$$u_j = \sum_{i=1}^n p(m_j | z) u_{1j} \quad (4)$$

7. Se calcula para cada modelo j la pérdida de utilidad que resultaría si se adoptara como válido el modelo j :

$$w_d = u_o - u_j \quad (5)$$

Si hubiéramos de elegir uno de los modelos candidato, nos quedaríamos con aquel que dé la mínima pérdida de utilidad.

De acuerdo con las condiciones expuestas se consideraron los siguientes posibles modelos:

distribución lognormal,

$$p(t) = \frac{1}{t \cdot \sqrt{2 \pi} \sigma} \exp \left[- \frac{(\ln t - \ln m)^2}{2 \sigma^2} \right] \quad (6)$$

donde $me^{\sigma^2/2}$ es la media de la distribución y σ es la desviación estándar de $\ln t$;

distribución gamma,

$$p(t) = \frac{t^{k-1} e^{-\lambda t} \lambda^k}{\Gamma(k)} \quad (7)$$

donde $\sqrt{k/\lambda}$ es la desviación estándar y k/λ es la media de t ;

distribución Weibull,

$$p(t) = \lambda \nu^{-\lambda} t^{\nu-1} e^{-\lambda t^\nu} \quad (8)$$

donde $(1/\lambda)^{1/\nu} \sqrt{\Gamma(2/\nu + 1) - \Gamma^2(1/\nu + 1)}$ es la desviación estándar y $\Gamma(2/\nu + 1)/\lambda^{2/\nu}$ es la media de t ;

distribución gaussiana inversa,

$$p(t) = \left(\frac{\lambda}{\pi t^3} \right) \exp \left[- \frac{1}{2 \mu^2 t} (t - \nu)^2 \right] \quad (9)$$

donde $\sqrt{\mu^3/\lambda}$ es la desviación estándar y μ es la media de t .

La primera distribución ha sido adoptada por Nishenko y Buland (1987); la gamma por Rosenblueth y Ordaz (1987); la Weibull por Rikitake (1982) y recientemente la distribución gaussiana inversa ha ganado aceptación en problemas de diversa índole.

Para elegir la distribución de probabilidad simplificada se recurre al procedimiento descrito con anterioridad, usando las ecuaciones (13) y (16) de acuerdo con Jara y Rosenblueth (1988). Se considera como modelo verdadero la combinación de las cuatro distribuciones de probabilidad con parámetros aleatorios, cada una afectada de la probabilidad de que sea válida.

Utilidades y marco económico

Cuando es la sociedad el sujeto para quien deseamos optimar, supondremos que, localmente, la utilidad se relaciona linealmente con las ganancias y pérdidas monetarias; descontaremos las utilidades futuras para obtener su valor presente multiplicándolas por $\exp(-\gamma t)$ donde t es tiempo y γ una tasa constante de descuento. Tomaremos $\gamma=0.05/\text{año}$. Esto es congruente con la tasa media de las transacciones monetarias de los últimos decenios después de corregir por inflación.

Un estudio de varios edificios de nueve pisos con estructura de concreto reforzado (Vargas y Jara, 1989) dio como costo inicial

$$C = C_0 \max \{1, [1 + c(x - a)^b]\} \quad (10)$$

donde C_0 es una constante, x el coeficiente de cortante basal de diseño, $a=0.05$, $b=1.1$ y $c=1.4$.

Expresaremos la esperanza de la pérdida por sismo como función de la probabilidad de colapso, es decir de la probabilidad de que el coeficiente real de cortante en la base exceda a la resistencia real de una estructura.

La siguiente expresión se basa en estadísticas de pérdidas por temblor en la ciudad de México (Esteve et al, 1988; Ordaz et al, 1989):

$$L = C[1 + 12P_Z(z)]P_Z(z) \quad (11)$$

donde L es la esperanza de la pérdida en el momento en que ocurre un temblor,

$$P_Z(z) = \phi \left[\frac{1}{\sigma_{\ln Z}} \ln \frac{z}{m_Z} \right] \quad (12)$$

es la función de distribución de Z, que suponemos lognormal con mediana m_Z y desviación típica $\sigma_{\ln Z}$, $\phi(\cdot)$ es la función de distribución normal estándar, $z=y/x$, x es el coeficiente basal de diseño y y es el coeficiente basal actuante calculado en las estructuras del tipo que interesa. Y es la aceleración real de respuesta que se asocia al período fundamental de vibración y coeficiente de amortiguamiento de las estructuras, corregido por comportamiento no lineal de estas, interacción suelo-estructura, torsión y multiplicidad de grados de libertad. Con base en la experiencia (Ordaz, et al, 1989) tomamos $m_Z=6.6$ y $\sigma_{\ln Z}=0.82$ para estas estructuras. L incluye las pérdidas sociales esperadas, directas e indirectas, económicas y materiales, lo que la sociedad pierde porque dejan de funcionar, o de funcionar adecuadamente, algunos edificios y el valor que la sociedad asigna a las pérdidas de vida, a las heridas y al sufrimiento. En la ec 11, el término que es lineal en $P_Z(z)$ se encarga de las pérdidas económicas directas.

Si conociéramos t, el valor presente de la esperanza de las pérdidas por sismo en el momento de la construcción sería $D=L \exp [-\gamma(t-t_0)]$ donde t_0 es el tiempo transcurrido entre el temblor característico más reciente y la construcción de la estructura. En virtud de que t es incierto, escribimos

$$D = L \int_t^{\infty} f_T(t) e^{-\gamma(t-t_0)} dt \quad (13)$$

donde

$$f_T(t) = p_T(t)/Q_T(t) \quad (14)$$

es la función de peligro, $p_T(t)$ la función de densidad de T y

$$Q_t(t) = \int_t^{\infty} p_T(\tau) d\tau \quad (15)$$

la probabilidad de que no haya ocurrido un nuevo temblor hasta el instante t_0 .

Algún tiempo después de que sufre colapso o daño una estructura o se la demuele, se la reconstruye o refuerza. Se verá entonces expuesta a temblores adicionales. Los valores presentes de las pérdidas resultantes deben incluirse en D. No obstante, si centramos la atención en los macrosismos, esta contribución es pequeña comparada con los efectos del primer gran temblor que ocurra después de la construcción (Rosenblueth, 1976). Las contribuciones adicionales se tendrán en cuenta en nuestros cálculos.

La x óptima se obtiene resolviendo la igualdad

$$\frac{d}{dx} (C + D) = 0 \quad (16)$$

Sea x_0 este valor. La utilidad óptima es cierta constante menos $C(x_0) + D(x_0)$.

Consideremos una estructura que se construirá en el instante t_s , diseñada óptimamente empleando una distribución simplificada cuyos parámetros se han ajustado para suministrar el mismo diseño óptimo en un tiempo t_0 que el que suministrará el estado actual de nuestro conocimiento. Si el proceso generador de temblores es de Poisson y la distribución de probabilidades de la magnitud de los temblores característicos no depende del tiempo o, si $t_s = t_0$, entonces no hay pérdida de utilidad para ninguna distribución que asignemos al tiempo entre temblores característicos, ni la hay si acudimos al modelo compuesto que sintetiza nuestro estado actual de conocimientos.

El segundo problema se refiere a un reglamento de construcciones que ha de permanecer vigente durante diez años a menos que antes ocurra un macrosismo. Supondremos constante la tasa de construcción de cada tipo de estructura durante este intervalo. Expresaremos las utilidades como su valor presente en el instante t_c en que se aprueba el reglamento, correremos el origen del tiempo en una cantidad t_s y traduciremos las pérdidas a pérdidas presentes en el instante t_s . (Esto conlleva errores insignificantes en vista de lo pequeño de la probabilidad de que ocurra el siguiente macrosismo antes de que se terminen los diez años.) Al resolver este segundo tipo de problema usaremos sólo el modelo compuesto que se asocia a nuestro estado actual de conocimientos.

Supondremos ahora que son despreciables las pérdidas que no pasan de $2.5 \times 10^{-3} C_0$ cuando se deben a la adopción de una distribución simplificada de los tiempos entre temblores característicos.

Estadísticas de temblores

Para nuestro sitio hay una fuente sísmica dominante. Sus eventos característicos ocurren a intervalos aleatorios de tiempo, a los que llamaremos S , que tienen función bimodal de densidad de probabilidades (Jara y Rosenblueth, 1988) (fig 1). Puede verse esta densidad como la suma ponderada de dos densidades unimodales, la primera casi uniforme (Hong, 1988), y la segunda lognormal. La primera distribución interesa en decisiones de emergencia; la segunda es más relevante en diseño estructural; confinaremos nuestra atención a ella. Su función de peligro es como se muestra en la fig 2. El lento decaimiento de $f_T(t)$ para valores elevados de t/ES (ES = esperanza de S) puede ser antintuitivo y volver sospechosa la distribución lognormal (Suzuki y Kiremidjian, 1988). No obstante, nuestra intuición no va lejos en problemas de esta naturaleza, así que de hecho quizá la función de peligro deba descender para valores elevados de t/ES ; intuitivamente así

debería ser para t extremadamente grande. Además, en las aplicaciones que hoy nos interesan no hay ningún caso en que t/ES se acerque a 2.5, así que hoy la cuestión es meramente académica.

Esta distribución posee dos parámetros. Optaremos por que estos sean la mediana m_S y la desviación típica $\sigma_{\ln S}$.

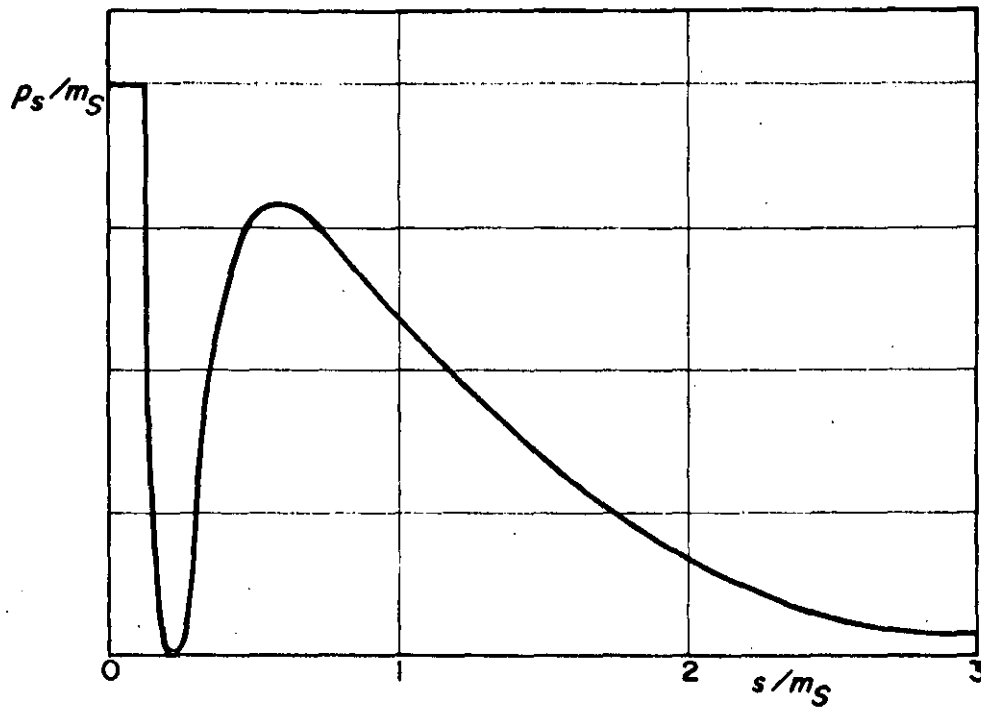


FIG. 1 DENSIDAD DE PROBABILIDAD DE TIEMPOS ENTRE GRANDES TEMBLORES

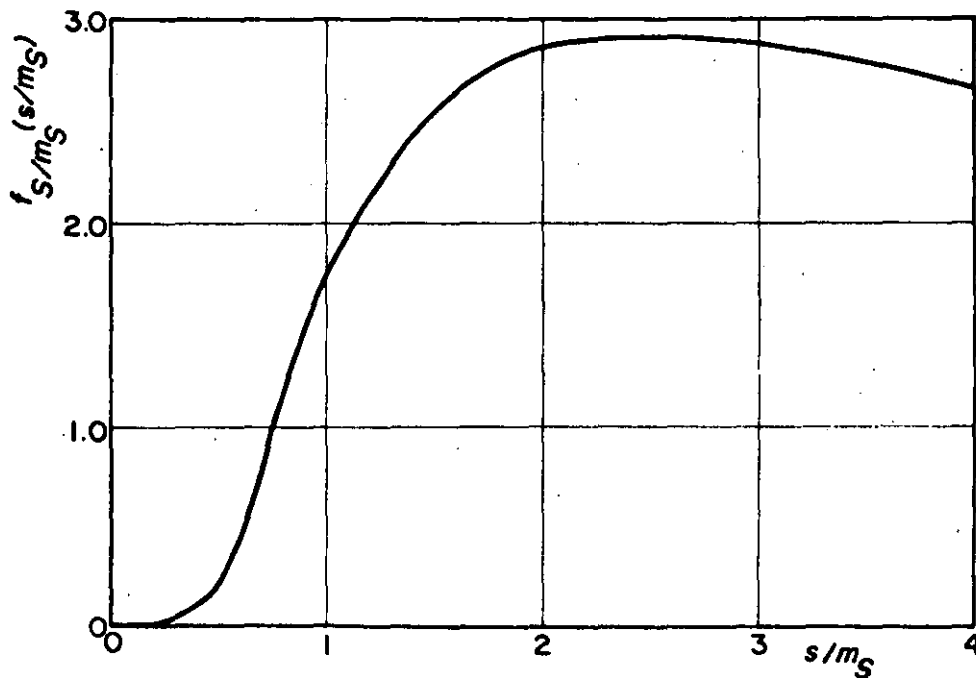


FIG. 2 FUNCION DE PELIGRO DE LA DISTRIBUCION LOGNORMAL CON $\sigma_{\ln S} = 0.39$

Estamos inciertos respecto a las magnitudes de los grandes eventos, su relación con la aceleración máxima del terreno en suelo firme y entre esta aceleración y lo que podemos llamar aceleración espectral efectiva. Para estudiar estas incertidumbres recurriremos a un modelo que incorpore una estimación de la incertidumbre en la relación entre M y Y y de Y con la capacidad estructural real.

Basándose en un análisis de regresión de 16 temblores de subducción Singh et al (1987a) han propuesto la expresión

$$E \log A_0 = 2.404 - 2.976 \log R + 0.429M \quad (17)$$

donde A_0 es la aceleración máxima del terreno, como fracción de la gravedad, en Ciudad Universitaria (dentro del valle de México), R es la distancia más corta en kilómetros desde ese punto al área de ruptura y M es la magnitud calculada a partir de las ondas superficiales. Dados M y R , asignaremos a $E \log A_0$ distribución normal. La desviación típica de la muestra es 0.37.

Hay buenas razones (Singh et al, 1988) en lo que toca a temblores de Michoacán y Guerrero para tomar las amplitudes espectrales de Fourier y las de los espectros de respuesta en el valle proporcionales a las de Ciudad Universitaria (salvo en sitios de arcilla muy blanda, donde puede ser que se presente comportamiento no lineal en escala significativa durante los temblores más grandes). Esto no implica que en todo el valle sean tales amplitudes proporcionales a A_0 , pues cambia el contenido de frecuencias de un temblor a otro dependiendo del mecanismo focal (Singh et al, 1987b).

Según los espectros de respuesta de 1985 en lo que fue el fondo del lago en la ciudad de México, para un periodo natural de 1.2 s y 5 por ciento de amortiguamiento corresponde una relación de medianas de Y y A_0 igual a 5. De acuerdo entonces con la ec 17 encontramos

$$E \log Y = 3.103 - 2.976 \log R + 0.429M \quad (18)$$

y $\sigma_{\ln Y|M,R} = 0.37$, con distribución normal de $\ln Y|M,R$.

Jara y Rosenblueth (1988), al igual que Hong (1988) en un modelo basado en consideraciones físicas, no encontraron correlación entre la magnitud de un temblor característico y el tiempo al siguiente. Mediante un análisis de regresión, Jara y Rosenblueth (1988) establecieron la siguiente relación entre el tiempo desde el último macrosismo y la esperanza de la magnitud del siguiente:

$$E(M_{i+1} | s_{i+1}) = \max(7.5, 5.36 + 1.42 \log s_{i+1}) \quad (19)$$

donde $s_{i+1} = t_{i+1} - t_i$ en años (fig 3). Esta expresión es congruente con los resultados que suministra la simulación en el modelo de Hong. Estamos pues frente a un modelo "de deslizamiento

predecible" (Shimazaki y Nakata, 1980; Kiremidjian y Anagnos, 1984). Se concluyó empíricamente que $\sigma_{M|S}=0.27$.

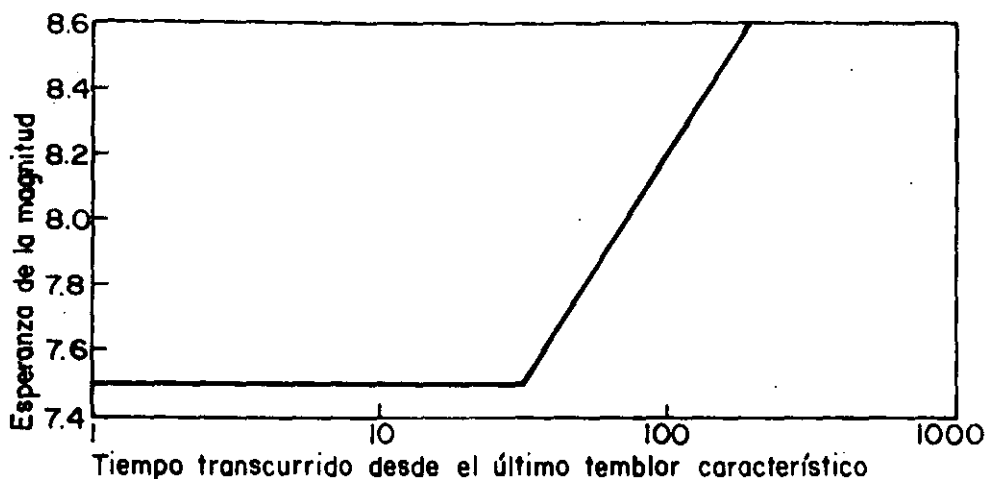


FIG. 3 ESPERANZA DE LA MAGNITUD DEL SEGUNDO MACROSISMO EN UN DOBLETE

Con objeto de fijar un límite inferior a $\sigma_{\ln Z}$ tendremos en cuenta solo las incertidumbres en M y en la relación entre M y A_0 : $\sigma_{\ln Z} > \{[(0.27/2.30)^2 + 0.37^2]^{1/2}\} = 0.4$. Incorporando las incertidumbres en la relación entre A_0 y Y y en X , hallamos que $\sigma_{\ln Z}$ también debe exceder de $(0.4^2 + 0.82^2)^{1/2} = 0.9$, pues las varianzas individuales se obtuvieron exclusivamente de las muestras estadísticas. Como límite superior razonable tomaremos 1.3.

El teorema de Bayes se aplicó dos veces para determinar la distribución de probabilidades de los parámetros de la distribución lognormal de los tiempos entre macrosismos de cada uno de varios segmentos de subducción mexicanos. El primer paso comenzó con una distribución previa bastante difusa de la esperanza y desviación típica de $\ln S$. Esta se basó en datos mundiales sobre temblores de subducción. Los datos estadísticos de la primera actualización correspondieron a la costa mexicana del Pacífico. Los datos de un segmento en particular sirvieron para reactualizar la distribución, cuidando no usar más de una vez cada dato.

Al optimar un reglamento de construcción nos interesan estructuras que se construirán diversos tiempos después de promulgado el documento. Para las que se erigirán poco después de la promulgación, el último dato disponible es que no han ocurrido macrosismos entre el último y dicha fecha. Para las que se construyan más adelante sabemos además que no han ocurrido macrosismos desde que se promulgó el documento hasta que se construyó la estructura. Para estas hay un alargamiento del periodo de retorno de los macrosismos, tanto más pronunciado cuanto menos abundantes sean los datos originales.

Segmentos de Michoacán y de Guerrero

Nos concentraremos en el segmento de Michoacán, que generó los eventos de 1985, y en la brecha de Guerrero, al poniente de Acapulco, que ha estado inactiva desde noviembre de 1911 en lo que a grandes temblores concierne.

En adición a los grandes temblores que estos segmentos generan, para optimar los coeficientes de cortante basal reconoceremos sismos que en la ciudad de México alcanzan intensidades menores. Estos sismos provienen de varias fuentes esencialmente independientes y por tanto valdrá idealizar su arribo como resultado de un proceso de Poisson. Para cada fuente podemos expresar la tasa de excedencia de magnitud propuesta por Cornell y Vanmarcke (1969):

$$\lambda(M) = \lambda(M_1) \begin{bmatrix} e^{-\beta M} & -e^{-\beta M_u} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} e^{-\beta M_1} & -e^{-\beta M_u} \end{bmatrix}^{-1} \quad (20)$$

si $M \leq M_u$, donde M_1 es una magnitud umbral, M_u la magnitud máxima que la fuente en cuestión puede generar y β un parámetro que, para los temblores que nos interesan, puede tomarse igual a 2.4 (Rosenblueth y Ordaz, 1986). Con la hipótesis de que la ec 18 es válida para los temblores de todas las fuentes, encontramos que la tasa de excedencia de x es aproximadamente proporcional a

$$x^{-0.429\beta \ln 10} - y_u^{-0.429\beta \ln 10} = x^{-2.37} - y_u^{-2.37} \quad (21)$$

donde y_u es el valor de Y_u que se asocia a M_u . (La expresión no es exacta debido a la incertidumbre que hay en la relación entre M_u y y_u .) La tasa de excedencia de X por acción de todos los temblores de esta índole provenientes de todas las fuentes es la suma de las tasas de excedencia que corresponden a las fuentes individuales. Suponiendo que $y_u = 0.26$ es la misma para los temblores de todas las fuentes y empleando estadísticas de temblores registrados en la ciudad de México, hallamos que la tasa anual de excedencia de una aceleración espectral efectiva de diseño igual a x veces la gravedad vale

$$\lambda(x) = 3.4 \times 10^{-4} (x^{-2.37} - 0.26^{-2.37}) \quad (22)$$

si $x \leq 0.26$. Según la ec 13 la contribución del próximo de los sismos menores a la esperanza del valor presente de las pérdidas por temblor es

$$D = \frac{\lambda(x)}{\gamma + \lambda(x)} L \quad (23)$$

Introducimos un error insignificante al tomar como aditivas las contribuciones a D de los temblores característicos y de los generados por el proceso de Poisson.

Resultados

Considérese la situación de 1989 en la arcilla blanda de la ciudad de México. El diseño estará gobernado por el peligro que representa el siguiente terremoto originado en la brecha de Guerrero. Para este encontramos $ES=56.5$ años. El valor óptimo de x correspondiente a estructuras que se construyan alrededor de 5 años a partir de hoy (unos 83 años desde el último gran temblor de la brecha) es 0.212 cuando $\sigma_{\ln Z}=1.3$.

Retendremos ahora la dependencia de EM con respecto a S y ajustaremos m_S y $\sigma_{\ln S}$ de una distribución lognormal de manera que $x_0=0.212$ cuando $t_s=5$ años. Obtenemos $m_S=48.0$ años, $\sigma_{\ln S}=0.380$ (equivalentes a $ES=51.6$ años y $v_S=0.39$, donde v denota coeficiente de variación).

Con estos parámetros calculamos x_0 como función del tiempo y hallamos las pérdidas esperadas a que da origen el modelo simplificado. Tales pérdidas, en términos de C_0 , aparecen en la fig 4. Hay un número infinito de combinaciones de los parámetros que anulan la pérdida de utilidad en $t_s=5$ años. Hemos elegido la combinación que minimiza estas pérdidas en el resto del intervalo. Las pérdidas son tan pequeñas, aun comparadas con los honorarios profesionales, que podemos despreciarlas y decir que este modelo es adecuado para diseñar estructuras que se construirán durante los próximos diez años cuando menos.

En seguida repetimos nuestros cálculos empleando una tasa de excedencia fija ajustada de manera que $x_0=0.212$ mientras de nuevo retenemos la relación entre EM y S . La correspondiente tasa de ocurrencia de temblores característicos es 0.061 años⁻¹. Los resultados también se presentan en la fig 4. De nuevo las pérdidas son insignificantes.

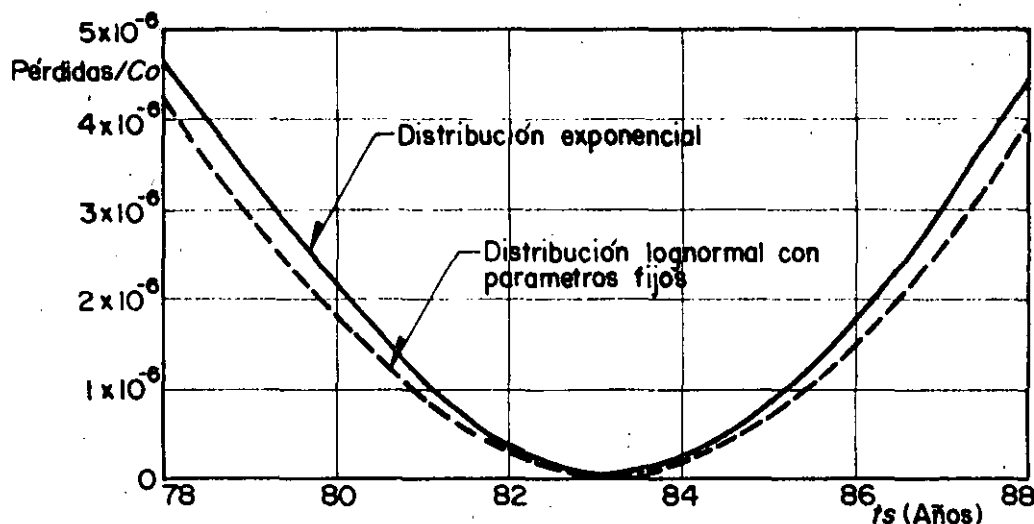


FIG. 4 Guerrero $\sigma_{\ln Z}=1.3$

Estos resultados y otros también de interés aparecen en la tabla 1. Corresponden a la situación descrita pero con $\sigma_{\ln Z}=0.4$ así como 1.3, EM independiente del tiempo (elegida para minimizar

la pérdida de utilidad) así como función de S , tanto distribución lognormal como exponencial de S con parámetros fijos escogidos para anular la pérdida de utilidad en $t_s = 83$ años, y distribución exponencial con $\lambda = 1/ES$. La misma tabla contiene los resultados que se derivan de estas combinaciones de hipótesis bajo la suposición de que no ocurren temblores en la brecha de Guerrero, de manera que los temblores característicos del tramo de Michoacán gobiernan el diseño. Sin embargo, no aparece en la tabla el caso $\sigma_{\ln Z} = 0.4$ ya que arroja $x_0 < 0.05$ y no hay necesidad entonces de diseño sísmico.

Los resultados expuestos indican que tanto una distribución lognormal como una exponencial del tiempo entre grandes eventos, con parámetros fijos, son adecuadas para diseño estructural en un intervalo de al menos diez años, sea que tomemos la magnitud esperada como dependiente del tiempo o como constante, siempre que ajustemos los parámetros de manera que den el diseño óptimo cerca del punto central del intervalo. Sin embargo, a excepción de $\sigma_{\ln Z} = 0.4$ para la brecha de Guerrero, un proceso de Poisson con tasa de ocurrencia igual a la tasa media y EM variable con el tiempo produce pérdidas excesivas.

Al redactar un reglamento óptimo que estará en vigor más de diez años a menos que antes ocurra un gran temblor, suponemos que todas las estructuras que se construirán en ese tiempo se habrán diseñado para el valor de x_0 que encontramos en los párrafos precedentes asociado con $t_0 = 5$ años. Las pérdidas totales esperadas a lo largo de los diez años se consignan en la tabla 2 en términos de ΣC_0 = valor anual de las estructuras de interés que se construyen suponiendo que se las diseña para resistir temblores. Las pérdidas se calcularon empleando distribuciones lognormales con parámetros inciertos para los tiempos entre grandes temblores. Las estructuras analizadas son representativas de todas las que suponemos se construirán durante un año en el suelo blando de la ciudad y que requieran diseño sísmico. Al calcular el costo con coeficientes de diseño constantes, ΣC_0 comprende todas las estructuras diseñadas por sismo, así que asciende a miles de veces el costo de una sola estructura.

Si los coeficientes de diseño son óptimos cerca del punto central del intervalo en que se espera que rija el reglamento, las pérdidas totales esperadas variarán sensiblemente como el cuadrado de ese intervalo. Comparado con los resultados de la tabla 2, es insignificante el costo de producir conjuntos de coeficientes de diseño a intervalos de tiempo mucho más breves que diez años. La pérdida importante de utilidad provendría de la resistencia por parte de la profesión, especialmente por reducción en la credibilidad. Paradójicamente resulta razonable cambiar los coeficientes reglamentarios del orden de cada diez años en las condiciones que vive actualmente la ciudad de México, bajo la amenaza del terremoto de Guerrero, mientras que si el peligro principal yaciera en el temblor de Michoacán el reglamento debería cambiar tal vez cada cuatro o cinco años. La alternativa de que el reglamento especificara coeficientes de diseño como funciones del tiempo no se antoja realista.

Tabla 1 Diseño óptimo de una estructura individual

Fuente de temblores dominantes	$\sigma_{\ln Z}$	Coefficiente óptimo de cortante basal	Tasa óptima de ocurrencia, años ⁻¹	Distribución de probabilidad del tiempo entre eventos	EM	Pérdida máxima de utilidad/ C_0
Guerrero	0.4	0.088	0.059	Lognormal	$f(S)^+$	4.0×10^{-8}
				Exponencial	$f(S)^+$	1.0×10^{-7}
			0.085	8.15	3.4×10^{-4}	
			0.018*	$f(S)^+$	1.5×10^{-3}	
	1.3	0.212	0.081	Lognormal	$f(S)^+$	4.0×10^{-8}
				Exponencial	$f(S)^+$	4.5×10^{-8}
			0.060	8.15	1.4×10^{-4}	
			0.018*	$f(S)^+$	5.1×10^{-2}	
1.3	0.085	0.011	Lognormal	$f(S)^+$	1.5×10^{-3}	
			Exponencial	$f(S)^+$	1.6×10^{-3}	
		0.012	7.50	2.1×10^{-3}		
		0.020*	$f(S)^+$	1.3×10^{-2}		
1.3	0.085	0.020*			2.0×10^{-3}	

*Recíproco del periodo de recurrencia; no óptimo. + Función de S.

Tabla 2 Coeficientes reglamentarios en vigor durante diez años

Fuente de temblores dominantes	$\sigma_{\ln Z}$	Pérdida total de utilidad/ ΣC_0
Guerrero	0.4	1.19×10^{-3}
	1.3	4.23×10^{-4}
Michoacán	1.3	7.05×10^{-3}

En todos los cálculos presentados la esperanza del valor presente de las pérdidas causadas por el ruido de fondo que se origina en el proceso de Poisson asciende como a 5 por ciento del total. Dado que las conclusiones pudieran verse afectadas por esta relación, se repitieron los cálculos duplicando las pérdidas

ocasionadas por el proceso de Poisson. Encontramos que nuestra conclusiones seguían siendo válidas en las nuevas circunstancias, como se muestra para la zona de Guerrero en la tabla 3.

Tabla 3 Pérdidas con el ruido de fondo duplicado

Fuente de temblores dominantes	$\sigma_{\ln Z}$	Coefficiente óptimo de cortante basal	Tasa óptima de ocurrencia, años ⁻¹	Distribución de probabilidades del tiempo entre eventos	EM	Pérdida máxima de utilidad/ C_0
Guerrero	0.4	0.066	0.059	Lognormal	$f(S)^+$	4.7×10^{-8}
				Exponencial	$f(S)^+$	1.1×10^{-7}
					8.15	3.5×10^{-4}
					$f(S)^+$	1.5×10^{-3}
					8.27	4.7×10^{-4}
	1.3	0.212	0.061	Lognormal	$f(S)^+$	4.2×10^{-6}
				Exponencial	$f(S)^+$	4.7×10^{-6}
					8.15	1.4×10^{-4}
					$f(S)^+$	5.2×10^{-2}
					8.84	2.0×10^{-4}

*Recíproco del periodo de recurrencia; no óptimo. + Función de S.

La sensibilidad de nuestros resultados al instante en que se verifica la construcción y a aquel en que se implanta un reglamento será más pronunciada el día en que puedan pronosticarse con mayor precisión los instantes en que ocurrirán los grandes temblores.

Comentarios finales

Hemos examinado la selección de coeficientes de diseño cuando los temblores que gobiernan el diseño son generados por un proceso no poissoniano. Idealizamos los temblores significativos que llegan a un sitio dado como perteneciente a dos grupos. El primero comprende los eventos de intensidad moderada y foco cercano así como los temblores característicos de varios focos distantes. Los tratamos como si fueran generados por un proceso de Poisson. El segundo grupo consiste en temblores característicos intensos generados en una fuente y que tienen tasa de ocurrencia dependiente del tiempo.

Con fines ilustrativos nos concentramos en estructuras construidas sobre la arcilla blanda de la ciudad de México, sujetas a ruido de fondo más ya sea los eventos característicos de la brecha de Guerrero y los del segmento de Michoacán o solamente

a estos últimos. Los tiempos transcurridos (en 1989) desde el último macrosismo son respectivamente 78 y 4 años. Los periodos de recurrencia correspondientes valen 56.5 y 50.0 años. Para cada fuente hemos tomado un límite inferior y uno superior de la desviación típica global, la cual incluye efectos de las incertidumbres en la magnitud y en las relaciones entre magnitud y aceleración máxima del terreno en suelo duro así como entre esta y el coeficiente de cortante basal real y en la capacidad estructural.

Consideramos problemas de dos clases. La primera se refiere a estructuras diseñadas óptimamente, no en acatamiento a un código de construcción. Comparamos los resultados de usar sea una distribución lognormal o una exponencial de los tiempos entre los temblores de gran intensidad, ambas distribuciones con parámetros fijos, en vez de la combinación de cuatro distribuciones de probabilidad con parámetros aleatorios, que representa el estado actual de nuestros conocimientos. Los parámetros de las distribuciones simplificadas se ajustan para que obtengamos los coeficientes correctos de cortante basal en el diseño de estructuras que se construirán dentro de unos cinco años. Con ambas distribuciones simplificadas de probabilidades encontramos que las pérdidas de utilidad son insignificantes cualquiera que sea el momento en que se vaya a construir una estructura dentro de los próximos diez años. Sin embargo, estas pérdidas resultan excesivas para Guerrero y Michoacán con $\sigma_{\ln Z} = 1.3$ si se adoptan las tasas medias de ocurrencia con fines de diseño y la esperanza de la magnitud es variable con el tiempo.

La segunda clase de problema se refiere a un reglamento de construcción que regirá durante cierto número de años a menos que antes ocurra un gran temblor, y entonces el reglamento se modificaría. Examinamos las implicaciones de mantener constantes los coeficientes de diseño durante este lapso. Empleando las mismas estadísticas y parámetros que para la primera clase de problemas, calculamos las pérdidas esperadas con referencia a un reglamento cuyos coeficientes variaran continua y óptimamente en función del momento en que se fuera a construir. Estas pérdidas varían sensiblemente como el cuadrado del tiempo durante el que se espera que esté en vigor el reglamento. Los resultados han de compararse con el costo de implantar este tipo de reglamento y con el de modificarlo más frecuentemente.

En ningún caso se encontró aceptable ignorar el tiempo transcurrido desde el último macrosismo, aun cuando se asignara la máxima incertidumbre a la relación entre magnitud y respuesta estructural referida a la capacidad estructural.

El día en que dispongamos de mejores métodos para pronosticar los tiempos de ocurrencia, la consideración explícita de funciones de peligro dependientes del tiempo cobrará importancia sobresaliente.

Reconocimientos

Este artículo fue patrocinado parcialmente por el Departamento del Distrito Federal y por el Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología. Parte del trabajo se publica abreviadamente en Rosenblueth y Jara (1990); en el presente artículo se extienden un

poco y se aclaran los resultados de dicho trabajo.

Agradecemos a Mario Ordaz sus contribuciones valiosas y crítica constructiva.

Referencias

Cornell, C A y Vanmarcke, E (1969), "The major influences on seismic risk", *Proc IV World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago de Chile, Chile, 69-83

Cornell, C A y Winterstein, S R (1988), "Temporal and magnitude dependence in earthquake recurrence models", *Bull Seism Soc Am*, Vol 78, 1522-37

Esteva, L et al (1988), "Costos probables de daños causados por temblores en construcciones", informe del proyecto 8750, *Instituto de Ingeniería*, UNAM, México

Esteva, L y Ruiz, S E (1989), "Seismic failure rate of multistory frames", *Journal of Structural Engineering ASCE*, Vol 115, 268-84

Hong, H P (1988), "Modelo de generación de temblores de subducción", Tesis de doctorado, *Facultad de Ingeniería*, UNAM, México

Jara, J M y Rosenblueth, E (1988), "Probability distribution of times between characteristic subduction earthquakes", *Earthquake Spectra*, Vol 4, 3, 499-529

Kiremidjian, A y Anagnos, T (1984), "Stochastic slip-predictable model for earthquake occurrence", *Bull Seism Soc Am*, Vol 74, 739-55

Nishenko, S.P. and Buland R.A. (1987) "A generic recurrence time distribution for earthquake forecasting", *Bull Seism Soc Am*, 77, 1382-1399

Ordaz, M, et al (1989), "Riesgo sísmico y espectros de diseño en el estado de Guerrero", *Memorias VII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural y VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Acapulco, México, D40-D56

Rosenblueth, E (1976), "Optimum design for infrequent disturbances", *Journ Struct Div*, ASCE, Vol 102, 1807-1825

Rosenblueth, E y Ordaz, M (1987), "Use of seismic data from similar regions", *Earth Engnrng Struc Dyn*, Vol 15, 619-34

Rikitake, T (1982), "Earthquake Forecasting and Warning", *Center for Academic Publications*, Japan Tokyo

Rosenblueth, E y Jara, J M (1990), "Constant versus time dependent seismic design coefficients", en *Lecture Notes in Engineering*, Springer Verlag, Berlín, 315-27

Shimazaki, K y Nakata, T (1980), "Time predictable recurrence for

large earthquakes", *Geophys Res Lett*, Vol 7, 279-82

Singh, S K et al (1987a), "Empirical prediction of ground motion in Mexico City from coastal earthquakes", *Bull Seism Soc Am*, Vol 77, 1862-67

Singh, S K et al (1987b), "Were the ground motions observed in Mexico City during the 19 September, 1985 earthquake anomalously large due to a path or a directivity effect?", *Memorias VII*

Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Querétaro, México, B32-B39

Singh, S K et al (1988), "A study of amplification of seismic waves in the Valley of Mexico with respect to a hill zone site", *Earthquake Spectra*, Vol 4, 4, 653-74

Suzuki, S y Kiremidjian, A S (1988), "A stochastic ground motion forecast model with geophysical considerations", *The John A Blume Earthquake Engineering Center, Department of Civil Engineering, Stanford University*, Report No 88

Vargas, E y Jara, J M (1989), "Influencia del coeficiente sísmico de diseño en el costo de edificios con marcos de concreto", *Memorias VII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural y VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Acapulco, México, D30-D39

RESORTES Y AMORTIGUADORES EQUIVALENTES DEL SUELO

Javier Avilés^{1,2} y Eduardo Pérez-Rocha^{2,3}

SUMMARY

A set of analytical and numerical solutions to compute impedance functions for embedded foundations in a homogeneous stratum equivalent to a layered soil deposit are presented. These solutions are useful for the determination of effective period and damping of structures interacting with the soil, as well as for the analysis of structures supported on springs and dashpots which depend on frequency, and in general, for the soil-structure interaction problem.

The most significant parameters of a stratified site are the dominant period and the mean shear wave velocity. Then, a layered soil deposit can be replaced by an equivalent stratum with rigid base characterized with these site parameters. The dominant period is determined by using equation 4; and the mean shear wave velocity is obtained by using equations 2 or 3, depending whether the average slowness or velocity criterion, respectively, is assumed. Moreover, the site parameters can be computed rigorously beginning with the eigenvalue problem defined by equation 5.

The impedance functions are defined as the steady state ratio between the applied force (moment) and the result displacement (rotation) in the force direction. The foundation is assumed massless and excited harmonically. The dynamic stiffnesses are complex functions depending on the excitation frequency. Mathematically, the foundation stiffness and damping are expressed by the real and imaginary parts, respectively, of these functions. Physically, they represent the equivalent springs and dashpots of the soil.

The impedance functions are commonly written in terms of the static stiffness K_m^0 , and the stiffness and damping coefficients k_m and c_m , respectively, depending on the normalized frequency η_m , as shown in equation 13. Here, m indicates the vibration mode which could be a translation, a rotation and coupled. The normalization factor $(1 + i2\zeta)$ pretends to isolate the effect of the soil material damping ζ . Thus, this representation allows to assume other damping coefficients.

-
- 1 Instituto de Investigaciones Eléctricas
 - 2 Centro de Investigación Sísmica AC, FJBS
 - 3 Facultad de Ingeniería, UNAM

The static stiffnesses can be computed with equations 17-19, in which H is the deposit depth, D is the foundation depth, and R_h and R_r are the equivalent radii to the real foundation surface with area A and inertial moment I , respectively. The impedance coefficients can be approximated using equations 23-28.

Rigorously, the static stiffness and impedance coefficients can be obtained by means of tables i.j.k for Poisson ratios $\nu = 1/3(i=1)$, $0.45(i=2)$ and $1/2(i=3)$; deposit depths $H/R = 2(j=1)$, $4(j=2)$, $6(j=3)$, $8(j=4)$ and $10(j=5)$; and foundation depths $D/R = 1/4(k=1)$, $1/2(k=2)$ and $3/4(k=3)$. In all cases, a soil damping coefficient $\zeta = 0.05$ was assumed. In spite of this situation, for damping in the range $0.03 \leq \zeta \leq 0.07$ the present impedance coefficients can be still used as a good approximation.

1. INTRODUCCIÓN

En el diseño sísmico de estructuras masivas como las plantas nucleares, o de estructuras de edificios desplantados en depósitos de suelos blandos, se deben tener en cuenta explícitamente los efectos de interacción entre la estructura y el suelo, producto de la flexibilidad de éste. Además, en depósitos estratificados se tienen que considerar los efectos adicionales originados por las formaciones locales.

Es común que el análisis de interacción suelo-estructura se realice sustituyendo el suelo por resortes estáticos así como por amortiguadores viscosos y masas virtuales adheridas a la cimentación, invariantes con la frecuencia de excitación, cuyos valores se definen de modo que la respuesta estacionaria se ajuste a soluciones exactas para un amplio rango de frecuencias (Newmark y Rosenblueth, 1971). Estos parámetros generalmente se calculan para cimentaciones idealizadas como discos apoyados sobre suelo uniforme. Este criterio se puede mejorar al incorporar en la rigidez y amortiguamiento del suelo la influencia de la frecuencia de excitación, así como los efectos de la estratigrafía del sitio y la profundidad de la cimentación. Una manera eficiente de tratar estos aspectos consiste en reemplazar los parámetros mencionados por rigideces dinámicas o funciones de impedancia para cimentaciones embebidas en depósitos de suelo estratificados.

Las soluciones existentes sobre funciones de impedancia están restringidas a modelos viscoelástico lineales. Una forma práctica de tomar en cuenta aproximadamente el comportamiento no lineal del suelo consiste en estimar valores equivalentes de las propiedades mecánicas del suelo con base en las deformaciones causadas por los movimientos sísmicos intensos esperados en el sitio en cuestión.

En este trabajo se presenta un conjunto de soluciones aproximadas y rigurosas para evaluar las rigideces dinámicas de una cimentación enterrada en un estrato equivalente al depósito de suelo original. Estas soluciones son de gran utilidad para la determinación del periodo y amortiguamiento efectivos de sistemas suelo-estructura; lo son también para el análisis sísmico de estructuras cuando se suponen apoyadas sobre resortes y amortiguadores, dependientes de la frecuencia de excitación, en sustitución del suelo.

2. IDEALIZACIÓN DEL SUELO

La rigidez dinámica de una cimentación depende de numerosos factores que tienen que ver con la cimentación misma y con el suelo. Para fines prácticos, esta complejidad se puede reducir si tanto la cimentación como el suelo se idealizan adecuadamente. Los

parámetros dinámicos más relevantes del suelo son el periodo dominante de vibrar del sitio y la velocidad media de propagación del sitio. Como una aproximación, un depósito estratificado horizontalmente se puede reemplazar por un estrato equivalente definido con los parámetros dinámicos del depósito original.

El depósito de suelo considerado se muestra en la Fig. 1. Este yace sobre una base rígida que representa la roca basal cuya profundidad se puede establecer como aquella donde la velocidad de propagación de ondas de cortante β_0 vale al menos 700 m/s. El módulo de rigidez al corte G_0 se relaciona con β_0 mediante la expresión

$$\beta_0 = \sqrt{G_0/\rho_0} \quad (1)$$

donde $\rho_0 = \gamma_0/g$ es la densidad, siendo γ_0 el peso volumétrico y g la aceleración de la gravedad. En consecuencia, la condición para la roca basal implica que $G_0 \geq 85\,000 \text{ t/m}^2$, aceptando un valor medio de $\gamma_0 = 1.7 \text{ t/m}^3$.

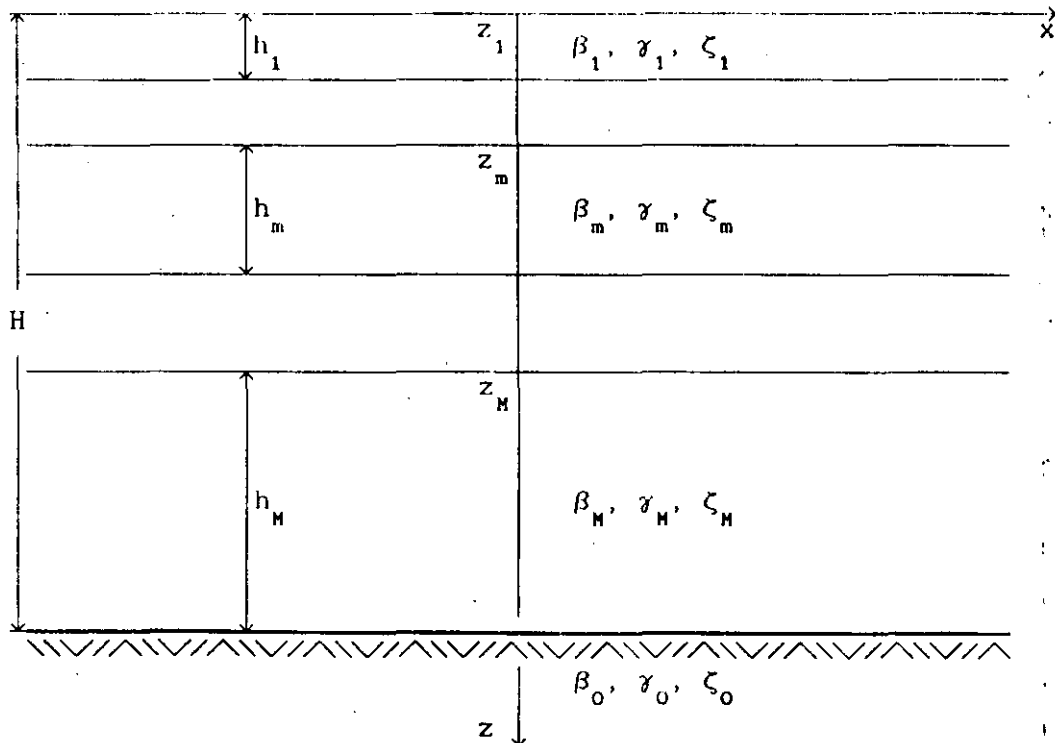


Fig. 1 Depósito estratificado horizontalmente

El estrato equivalente al depósito de suelo se muestra en la Fig. 2. Este se caracteriza con la profundidad H y el periodo fundamental de vibrar T , que son semejantes a los parámetros correspondientes del depósito original, así como con la velocidad de ondas de cortante β , que es función tanto de H como de T , la cual se conoce como la velocidad media de propagación del depósito de suelo y representa la velocidad efectiva de un estrato equivalente con profundidad H y periodo T .

Los valores del peso volumétrico γ y el amortiguamiento ζ del estrato equivalente se pueden fijar como los promedios de los parámetros correspondientes del depósito de suelo. Se estima que esta simplificación es suficiente para el caso de suelos donde el rango de variación de tales parámetros es pequeño, como sucede con la mayoría de suelos que se encuentran en la práctica.

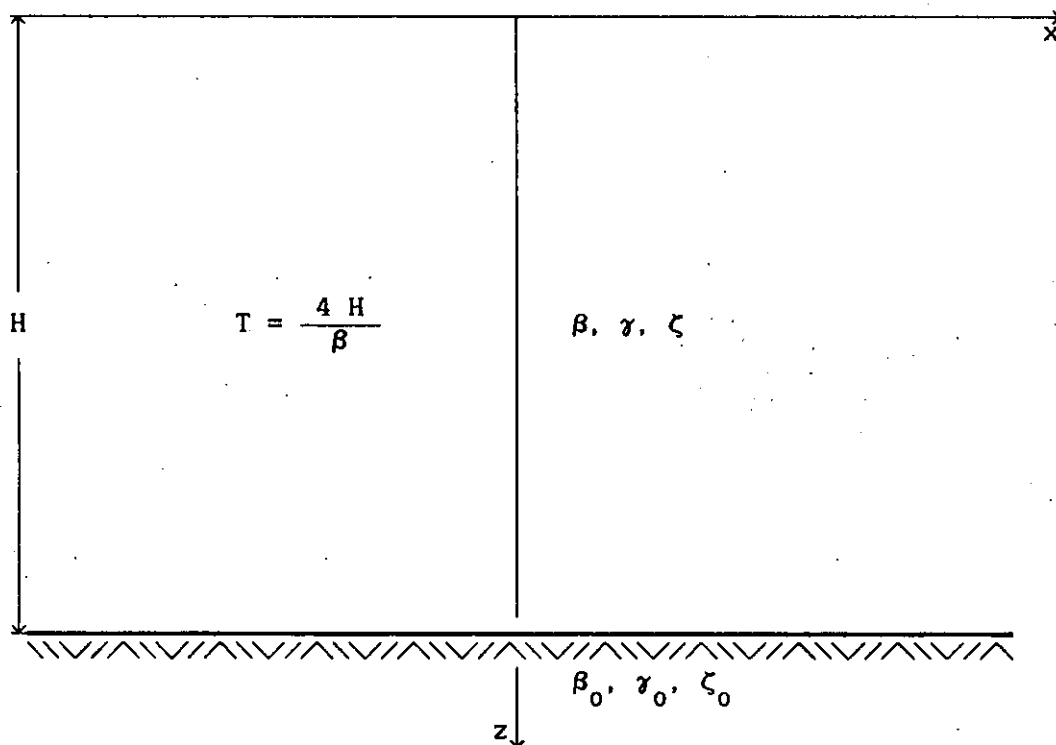


Fig. 2 Estrato equivalente

El periodo dominante de vibración y la velocidad media de propagación del sitio se pueden determinar con técnicas aproximadas. Sin embargo, en sitios especiales donde los contrastes de rigidez entre estratos sean considerablemente grandes se recomienda emplear técnicas rigurosas.

2.1 Determinación aproximada del periodo dominante y la velocidad media del sitio

Una buena aproximación para la velocidad media de propagación del depósito estratificado se puede obtener recurriendo a los conceptos de velocidad y lentitud promedios, entendiéndose como lentitud al recíproco de la velocidad.

Por un lado, la velocidad media de propagación se puede determinar suponiendo que el tiempo que tarda una onda de cortante en recorrer un estrato uniforme de espesor H con una velocidad β es el mismo que necesita para atravesar el depósito estratificado. El tiempo que requiere una onda de cortante para propagarse desde la base hasta la superficie del estrato equivalente es igual a $t_e = H/\beta$, en tanto que el tiempo requerido para atravesar verticalmente el depósito estratificado es igual a $t_d = \sum_{m=1}^n h_m / \beta_m$, siendo h_m y β_m el espesor y la velocidad de propagación del m -ésimo estrato, respectivamente. Igualando los tiempos t_e y t_d se obtiene que la velocidad media de propagación vale

$$\beta = \frac{H}{\sum_{m=1}^n \frac{h_m}{\beta_m}} \quad (2)$$

Por otro lado, cuando las variaciones en velocidad no son muy pronunciadas, la velocidad media de propagación también se puede determinar integrando el perfil de velocidades y dividiéndolo entre la profundidad del depósito para tener su valor medio, lo que conduce a

$$\beta = \frac{\sum_{m=1}^n \beta_m h_m}{H} \quad (3)$$

Las Ecs. 2 y 3 definen la velocidad media de propagación en términos del promedio de lentitudes y velocidades del depósito estratificado, respectivamente. Conocida la velocidad media de propagación, el periodo fundamental de vibrar del depósito estratificado se infiere como una buena aproximación mediante la solución de un manto homogéneo dada por la expresión

$$T = \frac{4 H}{\beta} \quad (4)$$

La velocidad media de propagación obtenida con base en los conceptos de velocidad o lentitud promedios resulta suficientemente aproximada para la mayoría de los sitios. El grado de aproximación y la mejor solución dependen de las características del perfil estratigráfico. Sólo si los contrastes de velocidad entre estratos son muy marcados se debe preferir el concepto de lentitud promedia.

2.2 Determinación rigurosa del periodo dominante y la velocidad media del sitio

Los modos naturales de vibrar de un depósito de suelo modelado con estratos horizontales se pueden determinar fácilmente mediante la técnica del elemento finito. Para esta situación es posible usar hiperelementos que se discretizan solamente en la dirección vertical.

Lysmer y Drake (1972) han desarrollado un método de elemento finito de aplicación práctica para el problema de modos de propagación de un depósito estratificado. Este consiste en discretizar cada estrato del depósito en subestratos cuyos espesores se deben escoger mucho más pequeños que la longitud de onda de cortante en el estrato en cuestión. De esta forma, el número de estratos en el sistema discreto se selecciona generalmente mayor que el número de estratos en el sistema original. Un análisis típico requiere de 10 a 40 estratos. Si el depósito real con M estratos se divide en N subestratos ($N > M$), los modos permanentes (modos naturales de vibración) se encuentran resolviendo un problema de valores característicos de orden N definido por la ecuación homogénea

$$\left[K - \omega_n^2 M \right] Z_n = 0 \quad (5)$$

donde ω_n es la frecuencia y Z_n el modo correspondientes a la n -ésima forma natural de vibración del depósito de suelo. Z_n es un eigenvector que tiene como componentes los desplazamientos modales, perpendiculares al plano $x-z$, de los nodos z_n ($1 \leq n \leq N$). Además, M y K son las matrices de masa y rigidez, respectivamente, del depósito estratificado, las cuales son tridiagonales y tienen la siguiente estructura:

$$\mathbf{K, M} = \left[\begin{array}{cccccc}
 \boxed{\begin{matrix} \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot \end{matrix}} & & & & & \\
 & \boxed{\begin{matrix} \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot \end{matrix}} & & & & \\
 & & \boxed{\begin{matrix} \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot \end{matrix}} & & & \\
 & & & \boxed{\begin{matrix} \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot \end{matrix}} & & \\
 & & & & \boxed{\begin{matrix} \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot \end{matrix}} & \\
 & & & & & \boxed{\begin{matrix} \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot \end{matrix}}
 \end{array} \right] \quad (6)$$

Estas matrices se ensamblan con las matrices de estrato K^n y M^n , que tienen las siguientes formas:

$$K^n = G_n / h_n \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \quad (7)$$

$$M^n = \rho_n h_n \begin{bmatrix} 1/3 & 1/6 \\ 1/6 & 1/3 \end{bmatrix} \quad (8)$$

donde G_n , ρ_n y h_n son el módulo de rigidez, la densidad y el espesor del n-ésimo estrato, respectivamente.

Los elementos de las matrices K, M que se traslapan deben sumarse, los que se localizan fuera de los bloques son cero, y los que caen fuera de la matriz no se consideran ya que el desplazamiento de la base rígida del depósito de suelo está prescrito como nulo.

Una vez resuelto el problema de valores característicos, el periodo fundamental de vibrar del depósito estratificado se obtiene con la relación $T = 2\pi/\omega_1$. Y conocido este periodo, la velocidad media de propagación del depósito de suelo se encuentra a partir de la solución de un manto homogéneo como $\beta = 4H/T$.

3. FUNCIONES DE IMPEDANCIA

Las funciones de impedancia se definen como la relación en estado estacionario entre la fuerza (momento) aplicada y el desplazamiento (rotación) en la dirección de la fuerza para una cimentación rígida carente de masa y excitada armónicamente. Estas funciones son de tipo complejo y dependientes de la frecuencia de excitación. Matemáticamente expresan, la parte real, la rigidez e inercia del suelo y, la imaginaria, el amortiguamiento material por comportamiento histerético y el geométrico por radiación de ondas. Físicamente representan los resortes y amortiguadores equivalentes del suelo.

Los significados matemático y físico de las rigideces dinámicas se pueden ilustrar empleando una analogía con un sistema discreto de un grado de libertad. Para esto, supóngase la ecuación de movimiento de un oscilador simple

$$M \ddot{x} + C \dot{x} + K x = p(t) \quad (9)$$

donde M , C y K son la masa, amortiguamiento y rigidez, respectivamente, p es la fuerza excitadora y x el desplazamiento. Para una excitación armónica $p(t) = P e^{i\omega t}$ se tiene en el estado estacionario una respuesta $x(t) = X e^{i\omega t}$, siendo ω la frecuencia de excitación. Así, la Ec. 9 se reduce a

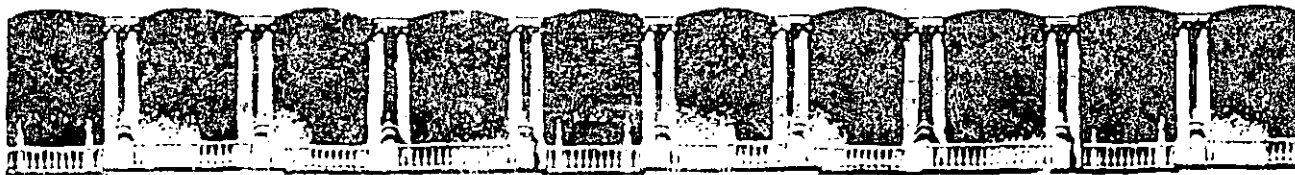
$$(K + i \omega C - \omega^2 M) X = P \quad (10)$$

Por definición, la rigidez dinámica del oscilador es la relación entre la fuerza excitadora y el desplazamiento en estado estacionario, esto es:

$$\tilde{K}(\omega) = \frac{P}{X} = (K - \omega^2 M) + i \omega C \quad (11)$$

Esta expresión muestra que la rigidez dinámica del oscilador es una función compleja dependiente de la frecuencia de excitación. La parte real expresa la rigidez e inercia del sistema, y la parte imaginaria la energía disipada a través de su amortiguamiento.

La función de impedancia se acostumbra presentar en términos de la rigidez estática y coeficientes de impedancia dependientes de la frecuencia de la siguiente manera:



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

XX CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

**MODULO IV
DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES**

**EXTRACCION DE CURVAS DE DISPERSION EN EL DOMINIO $p-w$ CON DATOS
DE REFRACCION SISMICA.**

**ING. JUAN MARTIN GOMEZ GONZALEZ
ING. CARLOS CALDERON MACIAS.**

EXTRACCIÓN DE CURVAS DE DISPERSIÓN EN EL DOMINIO $p-\omega$ CON DATOS DE REFRACCIÓN SÍSMICA

Juan Martín Gómez-González y Carlos Calderón Macías

ABSTRACT

In this work we apply the so called "slant stack" or $p-\tau$ transformation approach to retrieve dispersion curves from shallow seismic refraction data. The idea consists in adding amplitudes along the ray parameter p defined within an energy fan, followed by a Fourier transformation in the τ direction to obtain phase velocities as a function of angular frequency ω . This linear transformation from $X-T$ (offset-arrival time) to $p-\omega$ (ray parameter-angular frequency) leads to study surface wave mode propagation and its results can be correlated with shallow stratigraphy. We apply the method to both synthetic and real data for the sake of illustration.

RESUMEN

En este trabajo aplicamos el método conocido como $p-\tau$ (apilamiento de pendientes o "slant-stack") para obtener la curva de dispersión con datos de refracción sísmica somera. Éste consiste en sumar todas las amplitudes a lo largo de un rayo p y hacer lo mismo para todos los rayos de un abanico de energía definido previamente. Posteriormente se aplica una transformada de Fourier en la dirección de τ para así obtener la frecuencia ω asociada con cada velocidad de fase. En este dominio, p es el parámetro de rayo (recíproco de la velocidad de fase) y ω representa la frecuencia angular. La transformación lineal del dominio $X-T$ al dominio $p-\omega$ (distancia-tiempo de arribo, parámetro de rayo-frecuencia, respectivamente) permite separar modos de propagación de ondas superficiales que ayudan a obtener características de la estratigrafía somera. Aplicamos el método en datos sintéticos y de campo para ilustrar su utilidad.

INTRODUCCIÓN

En la exploración sísmica es común observar que en los registros de campo predominan ondas superficiales en el movimiento. Estas ondas son consideradas como ruido generado por la fuente y generalmente la información que este representa se desecha. Sin embargo, este "ruido" contiene información de las propiedades del medio por el que se propagan estas ondas, aunque para extraer esta información se requieren técnicas más complicadas de procesamiento

Centro de Investigación Sísmica, AC, Carretera al Ajusco 203, Col. Héroes de Padlierna, México, DF 14200.

e interpretación que las que generalmente se utilizan en estudios tradicionales (Gabriels *et al.*, 1987).

Para realizar inversión de ondas superficiales con registros de exploración sísmica se necesita conocer la curva de dispersión de las ondas superficiales registradas en el campo. Esta curva relaciona la velocidad de fase o grupo (según se estudie una forma de onda individual o un paquete de formas de onda) de un modo de propagación dado con la frecuencia, depende de la distribución vertical de velocidades y se obtiene de la parte del registro que contiene ondas superficiales.

Los datos se pueden analizar con dos técnicas: la transformada bidimensional de Fourier o análisis $f-k$ (Benoliel *et al.*, 1987) y la transformada $p-\omega$ o transformada de Radon (Tatham, 1984). En ambos casos existen límites en las frecuencias temporal y espacial de los datos y en las velocidades de fase aparentes. En la transformada $p-\omega$, los límites del filtrado se pueden describir en términos de conocimiento geofísico previo, así como de las características de la señal. Para el caso $f-k$, éstos están dados por los límites de Nyquist. En el espacio $p-\omega$ esto es cierto sólo para la coordenada tiempo, pero para p los límites son más difíciles de definir.

Por otro lado, el paso intermedio entre el dominio $X-T$ y $p-\omega$, que es la transformación $p-\tau$, tiene una interpretación geométrica más sencilla que la transformada bidimensional de Fourier. En lugar de realizar una descomposición de la señal en componentes armónicos, la transformación $p-\tau$ descompone la señal en componentes de ondas planas (Treitel *et al.*, 1981). Así, ya en el dominio $p-\omega$, el reconocimiento de las velocidades de fase es inmediato. Una buena comparación entre varios métodos de transformación $p-\tau$ puede encontrarse en Kappus *et al.* (1990).

Describimos el proceso de obtención de curvas de dispersión aplicado a datos de refracción sísmica somera utilizando la transformación $p-\omega$, donde el parámetro de rayo p corresponde al vector de lentitud y es, de hecho, recíproco de la velocidad de fase C . La aplicación se hace a datos sintéticos y de campo.

ANÁLISIS $p-\omega$

Con la técnica de apilado de pendientes el mapeo de los datos se realiza del dominio $X-T$, en el que son recolectados los datos, al dominio $p-\tau$ para ser analizados e interpretados de manera más sencilla. En éste dominio el eje vertical τ se define como el tiempo de intercepción o componente vertical del tiempo total de viaje. El eje horizontal p se define como el parámetro de rayo que representa el inverso de la velocidad de fase o lentitud. En acuerdo con la ley de Snell el parámetro de rayo es constante a lo largo de la trayectoria de propagación, por lo que cada traza en el dominio $p-\tau$ representa una onda plana.

La transformación $p-\tau$ es lineal e invertible y su utilidad radica en la interpretación geométrica que conduce a una reparametrización de los arribos en términos de sus pendientes y tiempos de intercepción. Inicialmente se realiza un apilamiento sobre los parámetros de rayo en las trayectorias lineales a través

de los datos X-T. Después, se reduce el tiempo original de esta sección en función del rayo y de la distancia fuente-receptor asociados con el mismo; para este fin, el tiempo de intercepción se define como $\tau = T - px$, donde T es el tiempo de viaje desde la fuente hasta el receptor. En seguida, se hace una transformada de Fourier en la dirección de τ para representar los valores en frecuencia (ω) y obtener finalmente una representación de amplitudes en $p-\omega$. Así, la velocidad de fase asociada con cada frecuencia y la curva de dispersión pueden observarse directamente en la gráfica de esta transformación.

La representación del campo de onda continuo observado en el dominio $p-\tau$ puede obtenerse, mediante el uso de la transformada de Radon (Chapman, 1978), como

$$\psi(p, \tau) = \int_{-\infty}^{+\infty} \phi(x, \tau + px) dx, \quad (1)$$

donde ϕ es el campo observado. La versión discreta de la expresión anterior se establece como

$$\Psi(p_i, \tau_j) = \sum_{n=1}^N \phi(x_n, \tau_j + p_i x_n) \Delta x, \quad (2)$$

donde Ψ es la transformada discreta de Radon del campo ϕ , x_n representa la n-ésima traza de la sección, τ_j es el tiempo de intercepción y p_i es el i-ésimo parámetro de rayo. La distancia entre detectores es Δx (muestreo espacial).

Para evitar el enmascaramiento espacial de la señal se requiere que $\Delta x \leq V_{\min}/(2 f_{\max})$, donde V_{\min} es la mínima velocidad de fase del medio y f_{\max} es la frecuencia máxima o frecuencia de Nyquist (Stoffa et al., 1981), y que el parámetro de rayo de Nyquist p_N sea igual a $1/(2 \Delta x f_{\max})$. Se requiere, además, una selección adecuada del valor de muestreo de p para evitar el enmascaramiento en la transformada inversa y garantizar la correcta reconstrucción de la imagen original (esto en caso de realizar alguna estimación espectral en este dominio y regresar a X-T). Para ello, George McMechan (comunicación personal, 1991) sugiere tomar como banda de muestreo para p el intervalo de pendientes de la energía coherente en los datos y el incremento de p tal que el número de rayos sea al menos el mismo que el de las trazas registradas.

En la Figura 1 se muestra esquemáticamente la forma en que se seleccionan los rayos en una sección X-T, de la cual se conocen los muestreos originales Δx y Δt . Nótese que los rayos pasan por el mismo número de nodos en la sección, lo cual evita la necesidad

de interpolar, pero no así en los rayos que no son múltiplos enteros del cociente de los intervalos X y T , situación que ocurre al cubrir totalmente el área de mayor aporte (abanico) de energía de p .

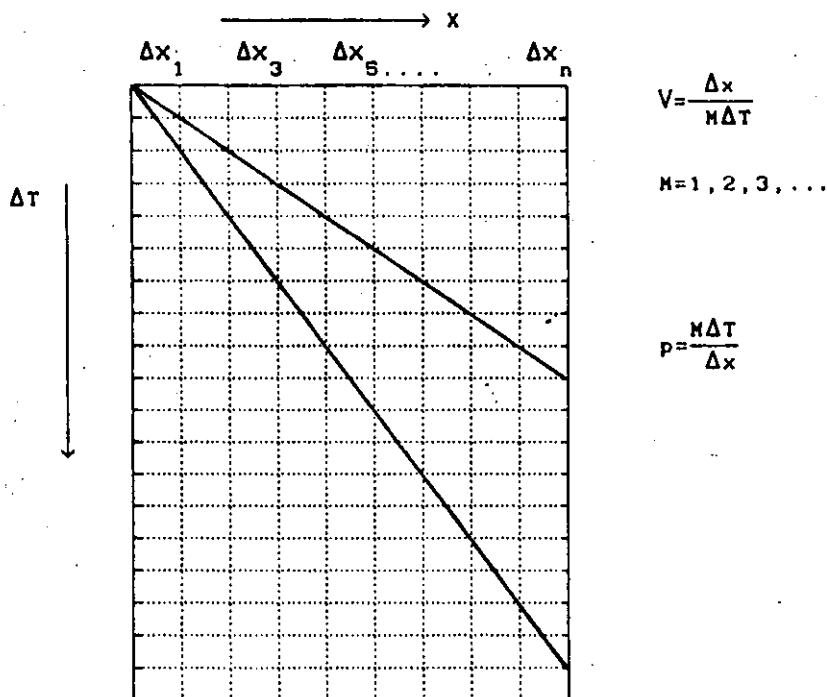


Fig. 1. Representación del parámetro de rayo en función del muestreo en el dominio $X-T$.

Otro método en la extracción de curvas de dispersión en el dominio $p-\omega$ es la transformada de Radon en frecuencia, la cual mapea una sección $X-T$ directamente al dominio $p-\omega$. Este algoritmo aplica un cambio de fase a las frecuencias que contienen la misma energía en cada una de las trazas y así se obtiene una sección en $p-\omega$. Por tanto, no se requiere interpolar las trazas temporal o espacialmente.

Si aplicamos la transformada de Fourier a la ecuación (1) tenemos

$$\Psi(p, f) = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} \exp[-12\pi f \tau] \phi(x, \tau + px) d\tau dx,$$

expresión que al integrarse queda como

$$\Psi(p, f) = \int_{-\infty}^{+\infty} \exp[-12\pi p x] \int_{-\infty}^{+\infty} \exp[-12\pi f u] \phi(x, u) du,$$

donde $\tau + px = u$ y $d\tau = du$ y el campo de onda se representa como

$$\int_{-\infty}^{+\infty} \exp[-i2\pi fu] \phi(x, u) du = \Phi(x, f)$$

y Φ es la transformada de Fourier de ϕ . Finalmente, tendremos una expresión en el dominio de la frecuencia, la cual se define como la transformada directa de Radon

$$\Psi(p, f) = \int_{-\infty}^{+\infty} \exp[i2\pi fp_x] \phi(x, f) dx \quad (f \geq 0) \quad (3)$$

La ecuación anterior en forma discreta es

$$\Psi(k, j) = \begin{cases} \sum_n \phi(n, j) \exp[i2\pi(j\Delta f) p_k x_n] \Delta x & \text{para } |(j\Delta f) p_k| \leq (2\Delta x)^{-1} \\ 0 & \text{para } |(j\Delta f) p_k| > (2\Delta x)^{-1} \end{cases} \quad (4)$$

Aquí, $\phi(n, j)$ es el valor en el dominio de la frecuencia del j -ésimo punto en la n -ésima traza, $\Delta f = 1/N\Delta t$, $p_k = p_{\min} + k\Delta p$, p_{\min} es el inicio de la banda en donde se muestrea el parámetro de rayo p , Δp es el incremento de muestreo para p , $x_n = x_{\min} + n\Delta x$, x_{\min} es la posición del primer detector y Δx es la distancia entre detectores.

APLICACIÓN A DATOS SINTÉTICOS

Los métodos descritos anteriormente dieron resultados iguales, pero como no nos interesa analizar los datos en el dominio p - t utilizamos la transformada de Radon. Para probar el método generamos sismogramas sintéticos para un modelo estratificado (Figura 2) con propagación del modo fundamental de ondas superficiales de Love. Sólo consideramos la propagación en una dirección del estrato.

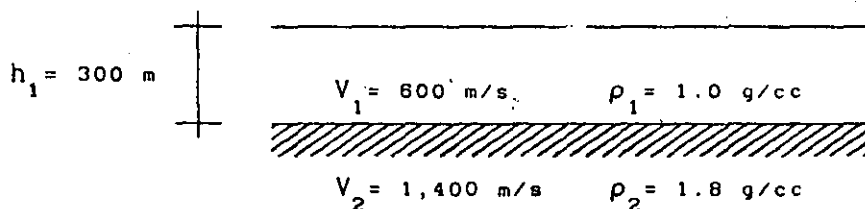


Fig. 2. Modelo de dos capas ante incidencia de ondas de Love. Se indican las velocidades de ondas S, las densidades y el espesor del estrato.

En la Figura 3a se muestra, con base en el modelo de la Figura 2, una sección sísmica de 24 trazas con una distancia entre ellas de 416.667 m que cubren una distancia total de 10 km (el intervalo de muestreo es de 0.1 s). En ella se trazan los rayos mínimo y máximo ($p_{\min} = 0$ y $p_{\max} = 0.0025$ s/m) entre los que se considera el mayor contenido de energía de ondas superficiales.

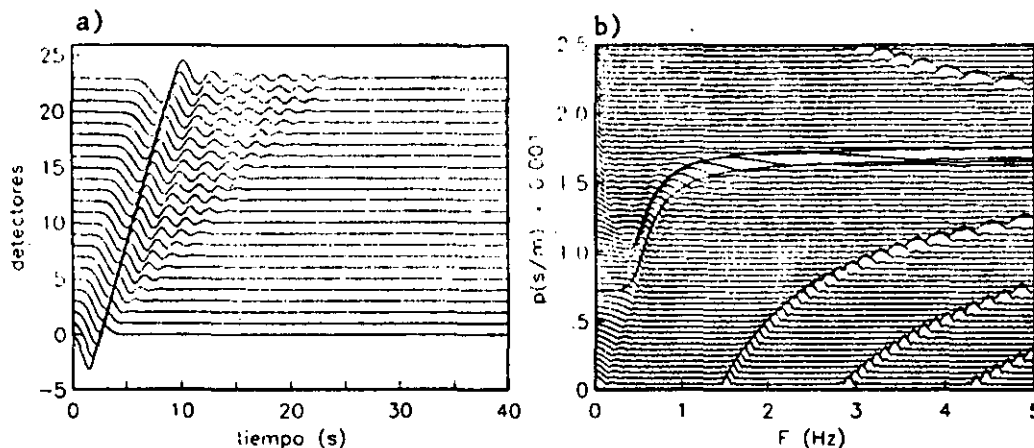


Fig. 3. a) Sección sísmica de 24 trazas del campo de onda de la Fig. 2. b) Representación de los datos en el dominio p - ω mediante 60 rayos. La curva teórica es la continua.

La representación del campo de onda en el dominio p - ω se muestra en la Figura 3b. Los límites de la curva que se observan, que corresponden a la curva de dispersión del modo fundamental de ondas superficiales, se ubican aproximadamente entre 0.0005 y 0.0017 s/m. En ella aparece la curva en función de la lentitud p y la frecuencia f . El inverso de la lentitud mostrada (0.001667 s/m) para una frecuencia de 2 Hz es igual a la velocidad mínima de 600 m/s del modelo. Sin embargo, la lentitud mínima (correspondiente a la velocidad máxima) no está claramente definida. Los eventos de enmascaramiento que se observan en las partes inferior y superior derecha son provocados por la separación que existe entre los detectores.

En la Figura 4a, se duplicó el número de detectores a 48 y la distancia total cubierta a 20 km, conservando únicamente el equiespaciamiento de 416.667 m. Además, se añadieron los dos primeros modos superiores de propagación de ondas de Love. Se observa que al incrementar la longitud del arreglo, la curva del modo fundamental se adelgaza y se define mejor, y al incluir los primeros modos de propagación se puede medir el rayo mínimo $p = 0.000714285$ s/m que equivale a la velocidad máxima del medio ($V_{\max} = 1,400$ m/s). Sin embargo, también se incrementó el enmascaramiento debido a la presencia de los modos superiores. Se observan tripletas de enmascaramiento, donde cada miembro de éstas corresponde al enmascaramiento de cada modo.

Cuando se incrementa el número de detectores ($N_x = 96$, $\Delta x = 208.333$ m) y se conserva la distancia total ($X_{\max} = 20$ km), se reduce el enmascaramiento como efecto de la reducción del equiespaciamiento entre detectores (Figura 4b). Nótese como ahora

aparecen claramente los modos de propagación y el enmascaramiento se ha reducido notablemente (parte inferior derecha).

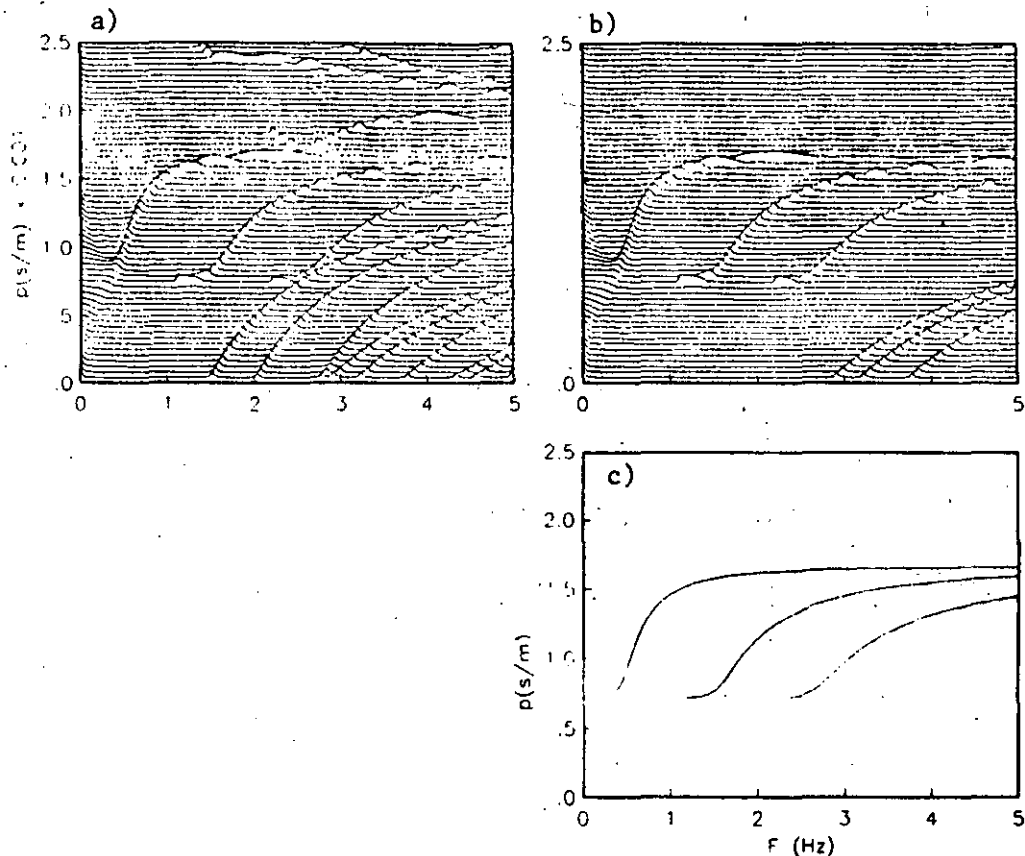


Figura 4. a) Representación p - ω de una sección de 20 Km de longitud con 48 trazas. b) Misma sección pero con 96 trazas en el arreglo de detección. Ambas representaciones corresponden al modelo de la Figura 2. c) Curvas de dispersión reales.

Los valores de las lentitudes máximas en las curvas presentan buena correlación con las velocidades mínimas conocidas a partir de curvas reales. Sin embargo, no es posible definir una velocidad máxima en forma inmediata con la aproximación deseada sin la presencia de modos superiores. En estos ejemplos sintéticos lo más notable es la mejor definición de la curva con el incremento de la distancia y la reducción del enmascaramiento con el incremento de detectores. El hecho de trabajar en el dominio p - ω permite que cada modo de propagación de ondas superficiales sea separado de los otros, aún cuando su presencia no se detecte a simple vista y para determinados objetivos sólo interese el modo fundamental de propagación (McMechan y Yedlin, 1981).

APLICACIÓN A DATOS DE CAMPO

El objetivo de un estudio de refracción sísmica somera es caracterizar las capas más superficiales del subsuelo. Para ello, se supone que las velocidades de los estratos se incrementan con

la profundidad. Así, a medida que las velocidades aumentan y la energía sísmica se propaga, ésta se refracta y regresa a la superficie. La medición de tiempos de arribo en sismogramas permite obtener velocidades de ondas compresionales (ondas P) y de corte (ondas S), así como espesores de la estratigrafía promedio muestreada por el campo sísmico.

La obtención de la curva de dispersión en el dominio $p-\omega$ se encuentra afectada por factores como la distancia fuente-receptor, el tipo de fuente utilizado y la calidad de la información adquirida. Como las primeras trazas se encuentran influidas por efectos de la fuente, los niveles de energía que se registran no permiten realizar adecuadamente un análisis $p-\omega$ debido a que predomina la energía de las primeras trazas. Entonces, el primer paso en el análisis de los datos es una normalización relativa de cada traza del registro.

El análisis en la frecuencia permite seleccionar con un filtro pasa bandas la parte útil del registro, eliminando información que dificulta la identificación de la curva de dispersión. La banda de frecuencia que más interesa estudiar es aquella presente en la mayoría de las trazas. El filtro pasa bandas que se aplica al conjunto de trazas es el filtro de Butterworth definido por

$$|H(\omega)|^2 = \begin{cases} \frac{1.0}{1.0 + (\omega/\omega_H)^{c1}} & \text{para } |\omega| \leq \omega_H \\ \dots\dots\dots(5) \\ 1.0 - \frac{1.0}{1.0 + (\omega/\omega_L)^{c2}} & \text{para } |\omega| \geq \omega_L \end{cases}$$

donde ω_H y ω_L son las frecuencias de corte del filtro para alta y baja frecuencia, respectivamente, y $c1$ y $c2$ los coeficientes que determinan la suavidad en el decaimiento del filtro.

Para mejorar la interpretación de la curva de dispersión presente en datos de campo se requiere suavizar los resultados obtenidos en la transformación $p-\omega$. En el suavizado de los datos se utiliza un algoritmo espectral de promediado para un número finito de muestras. Los datos se segmentan en intervalos que se traslapan y se promedian las n muestras de cada segmento.

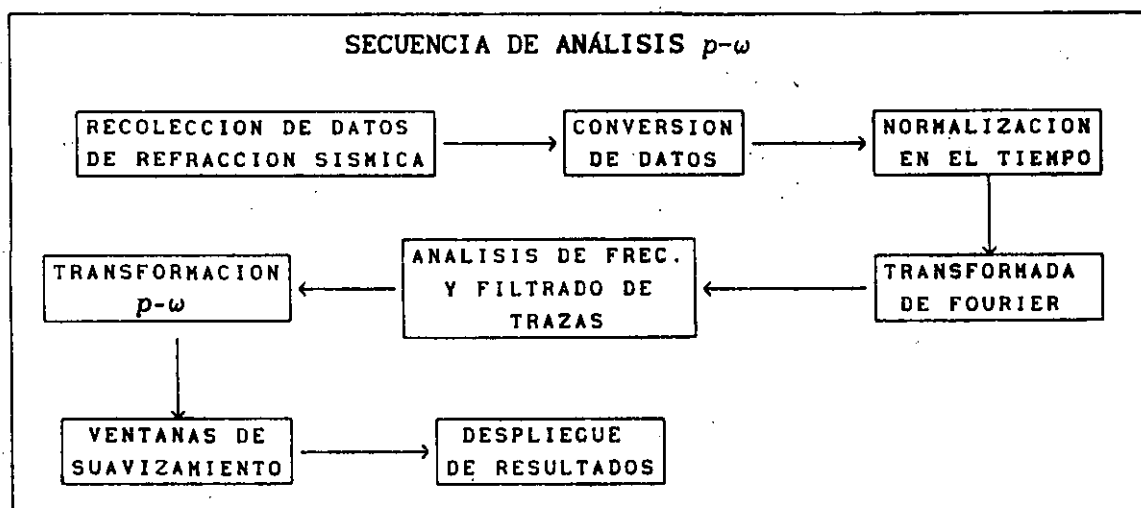
El promediado se puede realizar en segmentos adyacentes (traslape de $n-1$ muestras), segmentos que no se traslapen (traslape 0), o bien segmentos que se traslapen m muestras, donde $m < n$, aplicando una ventana cosenoidal para contrarrestar el efecto del traslape. La ventana tiene como objetivo ponderar el promediado dentro del segmento. Es común, en análisis armónico, utilizar ventanas de Hann y/o de Hamming (Harris, 1978). La ventana de Hamming que utilizamos está definida como

$$W_n = \begin{cases} 0.54 + 0.46 \cos(\pi n/N) & \text{para } |n| = 0, 1, 2, \dots, N, \\ 0 & \text{para } |n| > N. \end{cases} \quad (6)$$

Para nuestro análisis utilizamos el método espectral de Daniell (Marple, 1987) que suaviza fluctuaciones rápidas promediando sobre frecuencias adyacentes. En este caso si $p_k(\omega)$ es el rayo k en la transformación $p-\omega$, el promediado de un segmento de $2M+1$ puntos centrado en la frecuencia i se expresa por

$$\bar{P}(\omega_i) = \frac{1}{2M+1} \sum_{i-M}^{i+M} P(\omega_i) \quad (7)$$

La generalización de este concepto conduce a aplicar un filtro pasa bajas con una respuesta en frecuencia dada por $H(\omega)$, por lo que el suavizado de Daniell también puede expresarse por la



Esquema 1. Secuencia del análisis $p-\omega$.

convolución del espectro de frecuencia con un filtro pasa bajas, quedando (7) como

$$\bar{P}(\omega) = P(\omega) * H(\omega) \quad (8)$$

Finalmente, el esquema 1 muestra el proceso completo de la aplicación del análisis $p-\omega$ a datos de refracción sísmica.

La Figura 5 muestra la posición de la fuente de energía y los detectores colocados en línea recta sobre la superficie del terreno. El tendido de detección consta de 24 geófonos verticales equiespaciados cada 5 m para medir ondas P y de Rayleigh y 12 geófonos horizontales equiespaciados cada 10 m, dispuestos transversalmente al eje del tendido para el caso de ondas S y de Love. Como fuente de energía se utilizó escopeta con distancias fuente-receptor de 5 y 20 m. La variación de la distancia fuente-receptor persigue que los geófonos lejanos registren completamente el arribo de toda la energía liberada (distancia de

5 m) y que los geófonos cercanos no se saturen por el impacto de la fuente (distancia de 20 m).

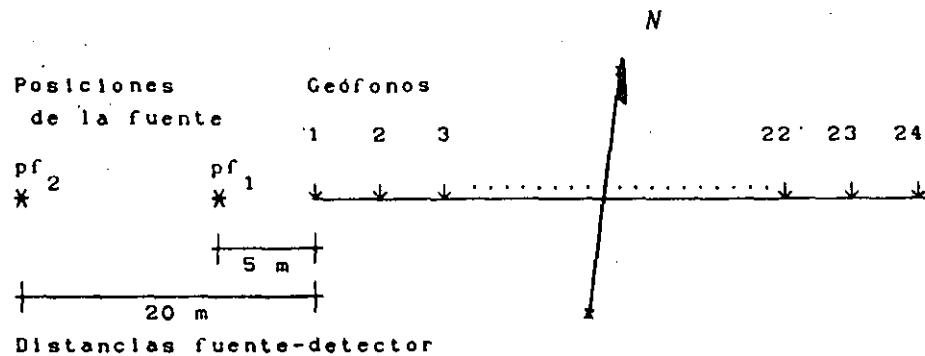


Fig. 5. Ubicación de la fuente y tendido de detección.

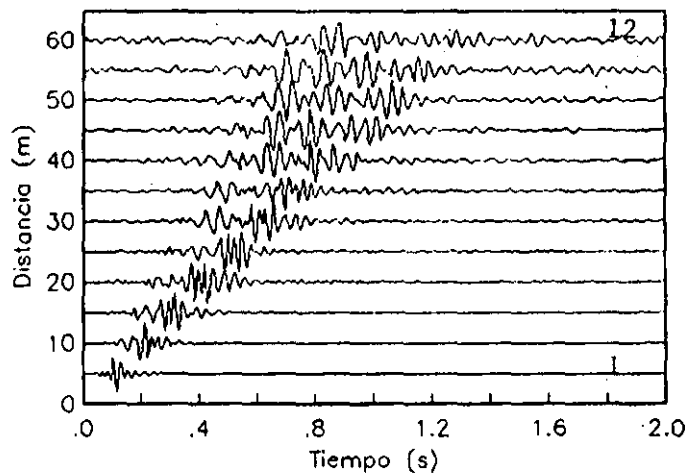


Fig. 6. Registro de campo de 12 trazas para escopeta. Cada traza fue normalizada respecto a sí misma.

Para aplicar el método a datos reales la adquisición de éstos se realizó en el Valle del Silencio, Edo. de México. La ventaja de trabajar en este lugar es que es un valle pequeño y se encuentra libre de ruido ambiental. La Figura 6 corresponde a un tiro directo para detección de ondas P generado con una fuente impulsiva (escopeta), utilizando una distancia fuente-receptor de 5 m y equiespaciamiento, para 24 geófonos verticales, de 5 m.

En los datos se identifica lo que hemos nombrado "abanico" de energía. Este contiene arribos de ondas superficiales de las cuales interesa obtener su curva de dispersión.

La Figura 7 muestra los espectros de Fourier filtrados para las trazas 1, 4, 8 y 12 de la Figura 6 en el intervalo de frecuencias de 10 a 60 Hz. Frecuencias menores que 6 Hz y mayores que 62 Hz complican el análisis p- ω , ya que son frecuencias no presentes en todos los registros y no dan mayor información. La lejanía a la fuente da lugar a la aparición de rizos en los

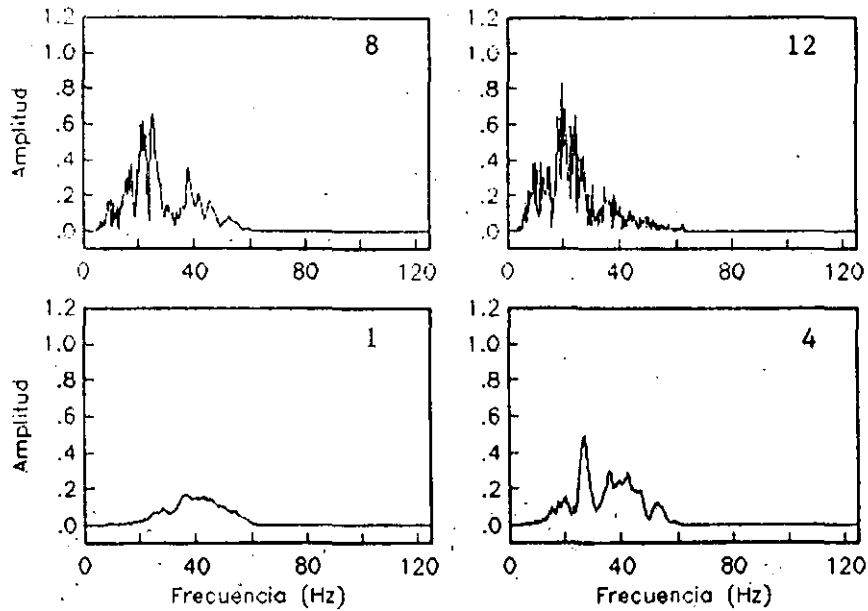


Fig. 7. Espectros de Fourier de las trazas 1, 4, 8 y 12 filtradas dentro de la banda 10-50 Hz.

espectros de Fourier que se interpretan como un aumento en la duración de los registros de la Figura 6.

Para la transformación $p-\omega$ se usan 60 rayos con $p_{min} = 0$ y $p_{max} = 0.03$ s/m y un suavizado con un valor M de 5 puntos (Fig. 8). Se obtiene la curva que se identifica entre las frecuencias 10-55 Hz y entre los rayos $p_1 = 0.008$ s/m y $p_2 = 0.018$ s/m. En la misma gráfica se reconocen y se señalan eventos posibles de enmascaramiento debidos a la longitud del tendido y a la separación entre receptores.

En la Figura 9a, el registro en tiempo corresponde a 24 trazas y la distancia fuente receptor es de 5 m. Para este ejemplo se usan 160 rayos con las mismas velocidades límites del caso anterior. La representación $p-\omega$ se muestra en la Figura 9b. Se observa que una mayor longitud del tendido permite identificar mejor la curva. Sin embargo, el efecto de enmascaramiento persiste al no modificar la separación entre las estaciones.

El enmascaramiento aparece como curvas repetidas y con valores de p cercanos a cero. Estas curvas tienen una forma diferente a la curva real y muestran periodicidad, tal como se observó en los datos sintéticos. Por ello, su reconocimiento en datos reales no es inmediato. Se requieren varios experimentos variando la longitud del arreglo y la distancia entre detectores y/o tener un conocimiento previo de las velocidades mínimas del medio para definir con certeza la curva de dispersión. Turner (1990) manifiesta que estas curvas son diferenciables de los modos superiores e incluso sirven para su identificación. En nuestro caso, no se reconocen modos superiores que permitan obtener, por un lado, la velocidad superior del medio (i.e., mayor profundidad) y, por otro, diferenciar eventos de enmascaramiento de las curvas reales.

Las tazas de muestreo, en tiempo y en espacio, deben ser lo

suficientemente altas para evitar enmascaramiento, por lo que en el futuro será necesario realizar experimentos cambiando los equiespaciamentos.

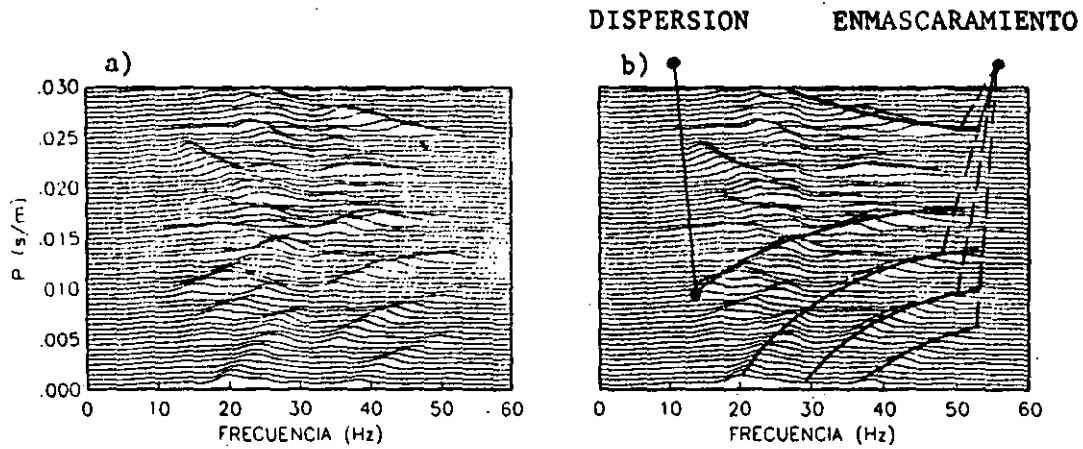


Fig. 8. Representación $p-w$ de la Figura 6. a) Curva resultante del análisis. b) Reconocimiento de los eventos resultantes.

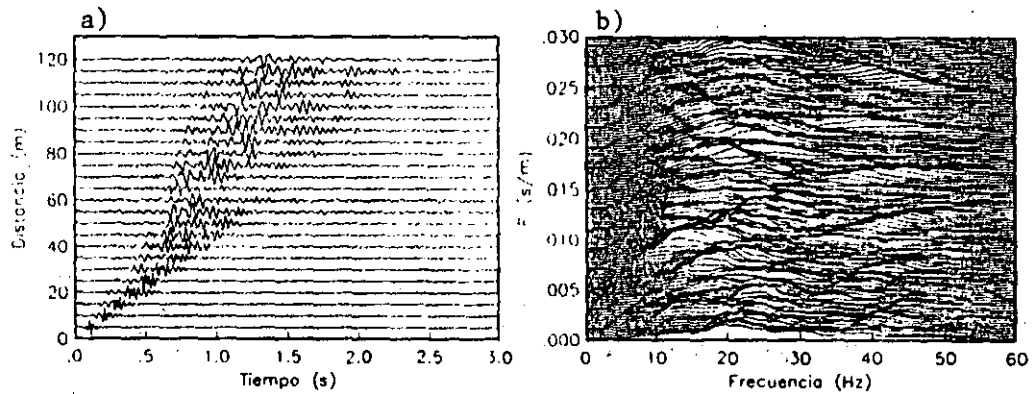


Fig. 9. a) Registro completo de 24 trazas obtenido de la unión de dos registros generados con escopeta y distancia fuente-receptor de 5 m. b) Nótese como se reduce un poco el enmascaramiento y se remarca más la curva de dispersión. Se usan 160 rayos para p y 10 puntos para el suavizado.

CONCLUSIONES

Entre los métodos indirectos para determinar las propiedades geotécnicas de un sitio, destaca el análisis de la dispersión de ondas superficiales porque no requiere de mediciones en pozo y resulta económico. En este trabajo, aplicamos la transformación $p-w$ para extraer curvas de dispersión de ondas superficiales utilizando datos de refracción sísmica sin estudiar sólo los primeros arribos de energía (como comúnmente se hace).

Cada traza en el dominio $p-w$ representa la suma de las trazas

sísmicas a lo largo de diferentes pendientes en el dominio X-T, por lo que la eliminación de ruido aleatorio facilita el reconocimiento de la curva en el nuevo dominio. Si el cálculo se realiza mediante la transformada de Radon, el apilado se hace con un cambio de fase en la frecuencia y la visualización de las velocidades aparentes es inmediata. En este dominio se pueden separar entre sí los modos superiores.

Los datos sintéticos se obtuvieron con un modelo simplificado de un estrato horizontal en el que se consideraron modos de ondas superficiales de Love viajando en el estrato. Al aplicar la transformación $p-\omega$ se obtienen los modos de propagación y se pueden medir directamente las velocidades de fase que definen las velocidades del medio en estudio. En este caso, fue posible determinar la frecuencia máxima de análisis sin efectos de enmascaramiento, los cuales dependen de la separación entre estaciones y de la velocidad mínima del medio (i.e., de la longitud de onda). El cálculo con más de un modo de propagación permitió establecer la velocidad máxima del medio.

En datos reales el análisis resulta más complejo. Es necesario considerar el filtrado de frecuencias, utilizar funciones de suavizamiento y cuidar que los registros contengan esencialmente ondas superficiales. Para los datos reales analizados, el intervalo de frecuencia estudiado, en promedio, es de 10 a 50 Hz. En los experimentos realizados se incrementó la longitud del tendido con lo que se logró una mayor definición en el dominio $p-\omega$, pero no se varió la separación entre detectores. No obstante, fue posible reconocer la curva de dispersión del medio.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen la colaboración de Emilio Vera en este trabajo. Francisco Torres y la compañía GEOELEC hicieron posible la recolección de los datos de refracción, F J Sánchez-Sesma brindó valiosas sugerencias y Sergio Chávez nos motivó a estudiar la transformación $p-\omega$. Este trabajo formó parte del proyecto "Inversión y Modelado de Ondas Superficiales en la Cuenca de México" patrocinado por la Dirección General de Obras del Departamento del Distrito Federal (DDF).

REFERENCIAS

- Benoiel, S D, W A Schneider y R N Shurtleff (1987). Frequency wavenumber approach of the $\tau-p$ transform: some applications in seismic data processing, *Geophys. Prosp.* 35, 517-538.
- Chapman, C H (1978). A new method for computing synthetic seismograms, *Geophys. J. R. astr. Soc.* 54, 481-518.
- Gabriels, P, R Snieder y G Nolet (1987). In situ measurements of shear-wave velocity in sediments with higher-mode Rayleigh waves, *Geophys. Prosp.* 35, 187-196.

- Harris, F (1978). On the use of windows for harmonic analysis with the discrete Fourier transform, *Proc. IEEE* 66, 51-83.
- Kappus, M E, A J Harding y J A Orcutt (1990). A comparison of tau-p transform methods, *Geophysics* 55, 1202-1215.
- Marple, S L (1987). *Digital spectral analysis with applications*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N J.
- McMechan, G A y M J Yedlin (1981). Analysis of dispersive waves by wave field transformation, *Geophysics* 46, 869-874.
- Stoffa, P L, P Buhl, J B Diebold y F Wenzel (1981). Direct mapping of seismic data to the domain of intercept time and ray parameter --A plane-wave decomposition, *Geophysics* 46, 255-267.
- Tatham, R H (1984). Multidimensional filtering of seismic data, *Proc. IEEE* 72, No. 10.
- Treitel, S, P R Gutowski y D E Wagner (1981). Plane-wave decomposition of seismograms, *Geophysics* 47, 1375-1401.
- Turner, M A, (1990). Near-surface velocity reconstruction using surface wave inversion, *Tesis de Maestría*, Univ. de Utah, Salt Lake City, Utah, EUA.

PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DE SISTEMAS SUELO-ESTRUCTURA

Javier Avilés^{1,2}, Eduardo Pérez-Rocha^{2,3} y Raúl Aguilar²

RESUMEN

Usualmente, los efectos de la interacción suelo-estructura considerados en el diseño son los debidos únicamente a la interacción inercial, esto es, el alargamiento del periodo y la modificación del amortiguamiento correspondientes al modo fundamental de vibración de la estructura supuesta con base rígida; el efecto de interacción en la ductilidad suele despreciarse puesto que no se conocen con certidumbre sus implicaciones en la respuesta estructural. Entonces, para fines de aplicación práctica es necesario conocer sólo el periodo y amortiguamiento efectivos de la estructura con base flexible, teniendo en cuenta los parámetros característicos que controlan el fenómeno de interacción.

La mayoría de las soluciones disponibles para determinar el periodo y amortiguamiento efectivos de sistemas suelo-estructura no toman en cuenta el efecto de las formaciones locales y la influencia del enterramiento del cimiento, de modo que ellas son aplicables sólo para suelos homogéneos y cimentaciones superficiales. En adición a estas limitaciones, generalmente se utilizan funciones de impedancia aproximadas en sustitución del suelo, lo cual trae consigo que en estructuras esbeltas se reduzca el amortiguamiento de la estructura supuesta con base rígida; esta situación no llega a ser evidente cuando las rigideces dinámicas se evalúan rigurosamente.

En este trabajo se presentan una solución aproximada así como una rigurosa para obtener el periodo y amortiguamiento efectivos de estructuras desplantadas en depósitos de suelo estratificados, considerando la profundidad de desplante de la cimentación y el grado de

¹Instituto de Investigaciones Eléctricas

²Centro de Investigación Sísmica AC, FJBS

³Facultad de Ingeniería, UNAM

contacto entre el terreno y el cimiento. El suelo se reemplaza por funciones de impedancia exactas, de manera que se utilizan resortes y amortiguadores equivalentes dependientes de la frecuencia de excitación. Aplicando la solución rigurosa se elaboró un compendio de periodos y amortiguamientos efectivos de sistemas suelo-estructura, el cual cubre la mayor parte de situaciones que se encuentran en las aplicaciones prácticas. Estos parámetros efectivos son de gran utilidad cuando se recurre a los métodos estático y dinámico de análisis sísmico para evaluar los efectos de la interacción inercial en el modo fundamental de vibración.

ABSTRACT

Usually, the effects of the soil-structure interaction considered in design are those due to the inertial interaction solely, that is, the period lengthening and the damping modification corresponding to the fundamental mode of vibration of the structure assumed with rigid base; the interaction effect on the ductility is often neglected since its implications on the structural response are not known with certainty. Thus, for purposes of practical application it is necessary to know only the effective period and damping of the structure with flexible base, taking into account the characteristic parameters that control the interaction phenomenon.

Most of the available solutions to determine the effective period and damping of soil-structure systems do not take into account the effect of the local formations and the influence of the foundation embedment, so that they are only applicable to homogeneous soils and surface foundations. In addition to these limitations, approximate impedance functions in replacement of the soil are generally used, which gives as a result that in slender structures the damping of the structure assumed with rigid base is reduced; this situation does not become evident when the dynamic stiffnesses are evaluated rigorously.

In this work an approximated solution as well as a rigorous one are presented for obtaining the effective period and damping of structures rested on layered soil deposits; in both solutions the foundation depth and the degree of contact between the ground and the foundation are considered. The soil is replaced with exact impedance functions, so that equivalent springs and dashpots are used dependent on the excitation frequency. A compendium of effective periods and dampings of soil-structure systems was computed by applying the rigorous solution, which covers most of the situations that are encountered in practical applications. These effective parameters are very useful when used with the static and dynamic methods of seismic analysis to evaluate the effects of the inertial interaction on the fundamental mode of vibration.

1. INTRODUCCION

La interacción dinámica suelo-estructura consiste en un conjunto de efectos cinemáticos e inerciales producidos en la estructura y el suelo como resultado de la flexibilidad de éste ante sollicitaciones dinámicas. La interacción modifica esencialmente los parámetros dinámicos de la estructura así como las características del movimiento del terreno en la vecindad de la cimentación.

El fenómeno de interacción suelo-estructura se puede descomponer en una parte inercial y otra cinemática. El alargamiento del periodo fundamental de vibración, el aumento en amortiguamiento y la reducción en ductilidad de la estructura supuesta con apoyo indeformable son producto de la interacción inercial, debido fundamentalmente a la inercia y elasticidad del sistema suelo-estructura. Por su parte, la interacción cinemática reduce el movimiento de la cimentación e induce torsión y cabeceo en ella por su efecto promediador, a la vez que filtra los componentes de alta frecuencia de la excitación, debido esencialmente a la rigidez y geometría de la cimentación.

Para la mayoría de las estructuras resulta conservador efectuar sólo el análisis de interacción inercial, siempre y cuando los efectos de amplificación de sitio sean considerados al determinar el movimiento sísmico en la superficie del terreno el cual se asigna como la excitación de diseño en la vecindad de la cimentación. En general, esta excitación resulta ser más desfavorable que el movimiento efectivo que se obtiene de un análisis de interacción cinemática.

El periodo fundamental de un sistema suelo-estructura siempre se incrementa porque el conjunto tiene una flexibilidad mayor que la de la estructura desplantada sobre suelo indeformable. El amortiguamiento del sistema generalmente se incrementa porque existe una disipación adicional de energía producto de los amortiguamientos material (comportamiento histerético) y geométrico (radiación de ondas) del suelo. Sin embargo, como la interacción causa aparentemente una pérdida

del amortiguamiento estructural, es posible que se presente una reducción del amortiguamiento del sistema cuando la disipación adicional de energía por el suelo no compense tal pérdida. Por último, se estima que la ductilidad del sistema se reduce, según se infiere del comportamiento de una estructura de un grado de libertad con comportamiento elastoplástico (Rosenblueth y Reséndiz, 1988) cuya ductilidad es función decreciente del alargamiento del periodo por interacción.

Estas modificaciones por interacción del periodo fundamental, el amortiguamiento y la ductilidad pueden dar lugar a respuestas estructurales mayores o menores, dependiendo de la posición de los periodos resonantes del espectro de respuesta y los niveles de amortiguamiento y ductilidad. Usualmente, los criterios de interacción suelo-estructura para fines de diseño consideran los efectos de interacción sólo en el periodo fundamental y el amortiguamiento. A pesar de que se introducen errores del lado de la inseguridad, los efectos de interacción en la ductilidad suelen despreciarse puesto que no se conocen con certidumbre las implicaciones que tienen en la respuesta estructural.

En este trabajo se presentan dos soluciones, una aproximada y otra rigurosa, para calcular el periodo y amortiguamiento efectivos de un sistema suelo-estructura formado por un oscilador equivalente a la estructura con base rígida vibrando en su modo fundamental y por un estrato equivalente al depósito de suelo estratificado. Estas soluciones son de gran utilidad para evaluar los efectos de la interacción inercial en el modo fundamental de la estructura, considerando explícitamente aspectos importantes tales como el enterramiento de la cimentación, la profundidad del depósito de suelo y la variación con la frecuencia de la rigidez dinámica de la cimentación, entre otros. Asimismo, aplicando la solución rigurosa se elaboró un compendio de periodos y amortiguamientos efectivos de sistemas suelo-estructura, el cual cubre la mayor parte de situaciones que se presentan en la práctica.

2. SISTEMA SUELO-ESTRUCTURA

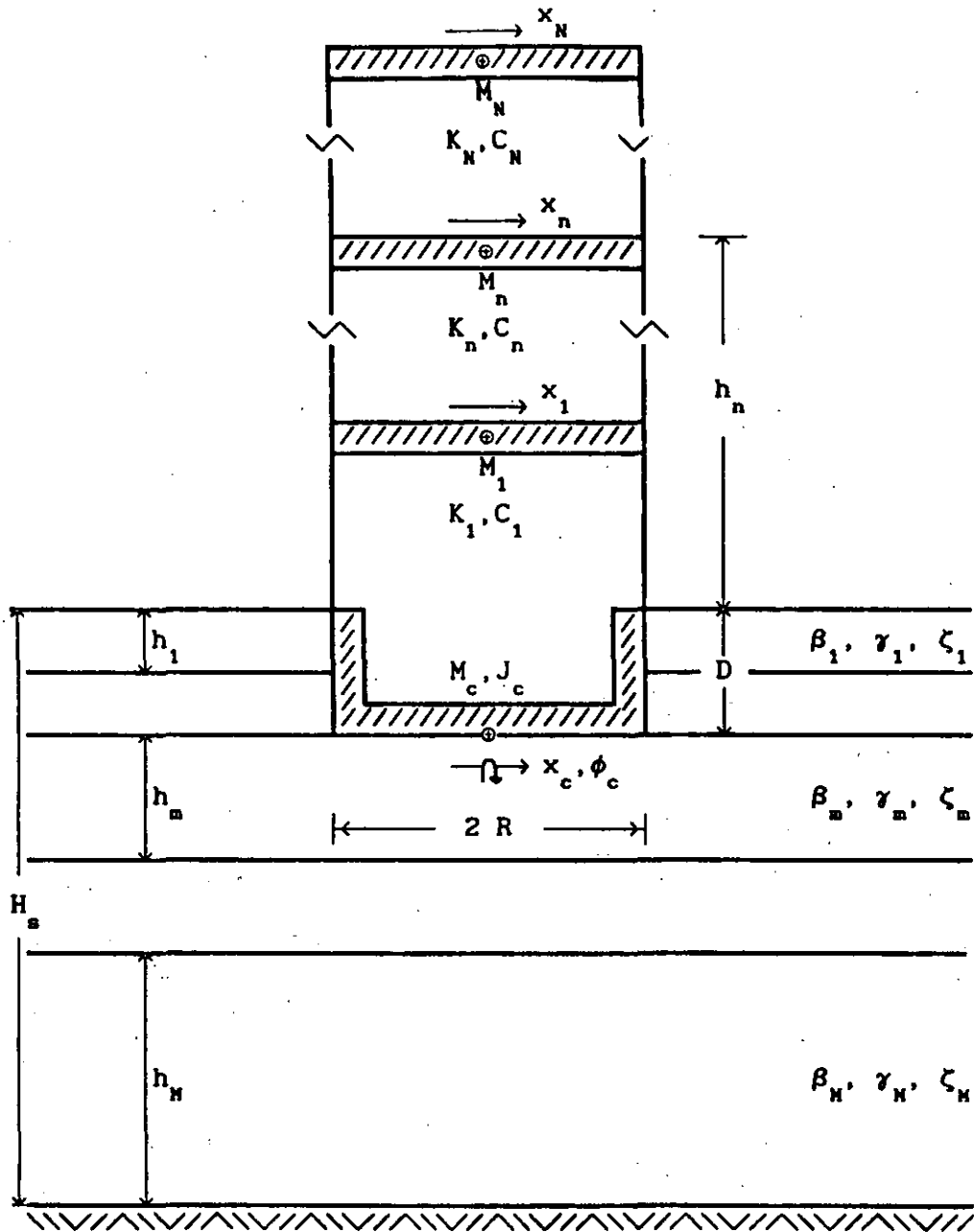


Fig.1 Sistema suelo-estructura

Para estructuras con varios grados de libertad y depósitos de suelo estratificados, el sistema suelo-estructura se puede idealizar adecuadamente como se muestra en la fig.1. Se trata de una estructura

con N grados de libertad en traslación horizontal, apoyada sobre una cimentación superficial infinitamente rígida con dos grados de libertad, uno en traslación horizontal y otro de rotación o cabeceo. La cimentación se desplanta en un depósito de suelo estratificado horizontalmente con M estratos.

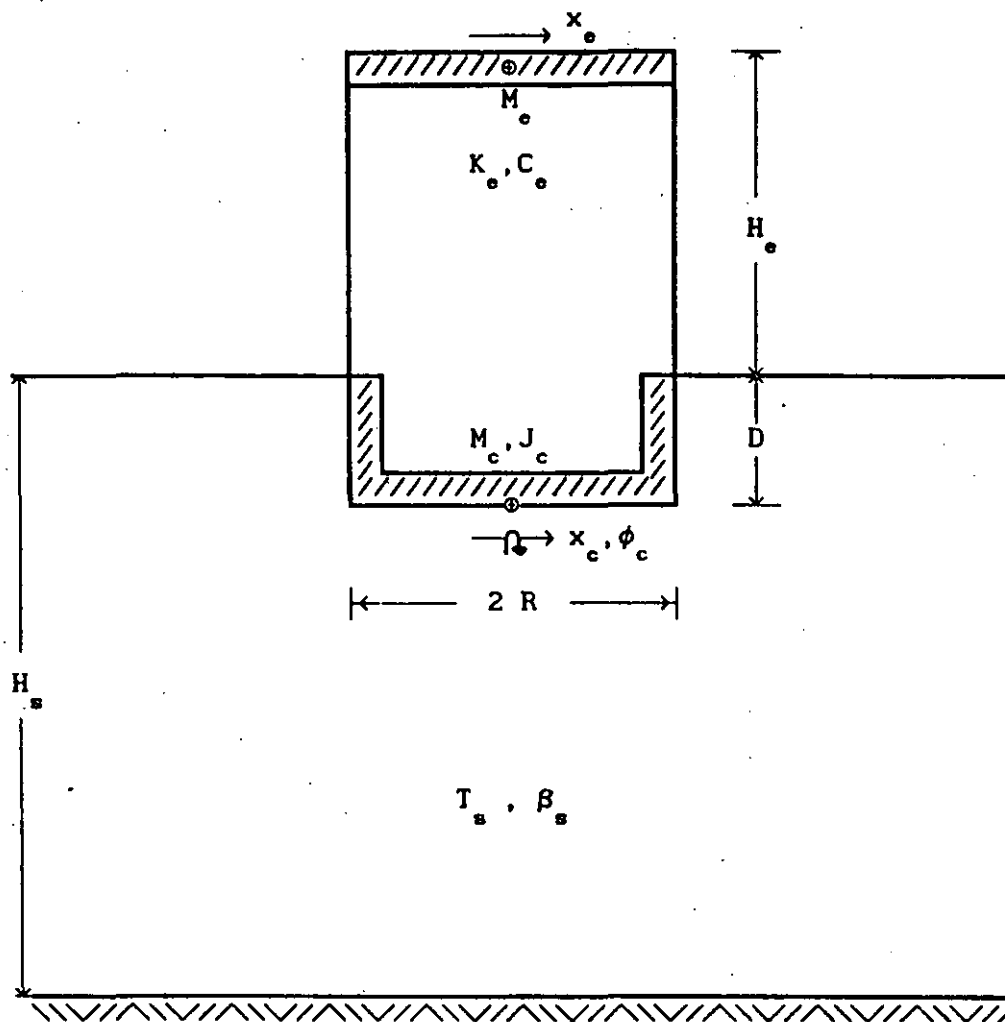


Fig.2 Sistema suelo-estructura equivalente

Si la estructura con varios grados de libertad responde esencialmente como un oscilador elemental en su condición de base rígida y el depósito de suelo estratificado se comporta fundamentalmente como un manto simple, el sistema suelo-estructura se puede reemplazar por el sistema

equivalente que se muestra en la fig.2.

En el sistema equivalente, la estructura y el estrato se deben interpretar como elementos equivalentes a la estructura con varios grados de libertad y el depósito de suelo estratificado, respectivamente, con los que se obtiene igual respuesta ante una perturbación dada. Para ello, la estructura real se caracterizará mediante el periodo y amortiguamiento del modo fundamental de vibración, así como la masa y altura efectivas; en tanto que el depósito original se caracterizará a través del periodo dominante de vibración y la velocidad media de propagación del sitio (Avilés y Pérez-Rocha, 1992).

Los parámetros modales del oscilador elemental se obtienen a partir del periodo y amortiguamiento del modo fundamental de la estructura con base rígida, e igualando el cortante basal y momento de volteo en dicho modo con el cortante basal y momento de volteo del oscilador, lo que conduce a los siguientes parámetros efectivos:

$$M_e = \frac{(Z_1^T M_o J)^2}{Z_1^T M_o Z_1} \quad (1)$$

$$v = 4\pi^2 \frac{M_e}{T_e^2} \quad (2)$$

$$C_e = 4\pi\zeta_e \frac{M_e}{T_e} \quad (3)$$

$$H_e = \frac{Z_1^T M_o H}{Z_1^T M_o J} \quad (4)$$

donde T_e y ζ_e son el periodo y amortiguamiento, respectivamente, del modo fundamental Z_1 de la estructura supuesta con base indeformable, cuya matriz de masa es M_o ; J es un vector formado por unos y H un vector que tiene como componentes las alturas de desplante de cada nivel, es

decir, $H = \{h_1, h_2, \dots, h_N\}^T$. En estas condiciones, M_o se debe interpretar como la masa efectiva de la estructura con base rígida vibrando en su modo fundamental y H_o como la altura del centroide de las fuerzas de inercia correspondientes.

El periodo y amortiguamiento del modo fundamental del sistema equivalente con tres grados de libertad representarán el periodo y amortiguamiento efectivos, \tilde{T}_o y $\tilde{\zeta}_o$, del modo fundamental de la estructura interactuando con el suelo. Estos parámetros efectivos se pueden determinar resolviendo aproximada o rigurosamente la ecuación matricial de equilibrio dinámico del sistema equivalente, la cual resulta ser

$$M_s \ddot{x}_s + C_s \dot{x}_s + K_s x_s = -\ddot{x}_o(t) M_o \quad (5)$$

donde $x_s = \{x_e, x_c, \phi_c\}^T$ es el vector de coordenadas generalizadas del sistema equivalente, siendo x_e la deformación de la estructura, x_c el desplazamiento de la base de la cimentación relativo al movimiento de campo libre x_o y ϕ_c la rotación de la cimentación; t significa tiempo. Además,

$$M_o = \begin{Bmatrix} M_o \\ M_o + M_c \\ M_o (H_o + D) + M_c D/2 \end{Bmatrix} \quad (6)$$

es un vector de carga, mientras que

$$M_s = \begin{bmatrix} M_o & M_o & M_o (H_o + D) \\ M_o & M_o + M_c & M_o (H_o + D) + M_c D/2 \\ M_o (H_o + D) & M_o (H_o + D) + M_c D/2 & M_o (H_o + D)^2 + J_c \end{bmatrix} \quad (7)$$

$$C_s = \begin{bmatrix} C_o & 0 & 0 \\ 0 & C_h & C_{hr} \\ 0 & C_{rh} & C_r \end{bmatrix} \quad (8)$$

$$K_e = \begin{bmatrix} K_c & 0 & 0 \\ 0 & K_h & K_{hr} \\ 0 & K_{rh} & K_r \end{bmatrix} \quad (9)$$

son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez, respectivamente, del sistema equivalente; M_c es la masa de la cimentación, J_c el momento de inercia de dicha masa con respecto al eje de rotación de la base del cimiento y D la profundidad de desplante de la cimentación, K_h y C_h son la rigidez y el amortiguamiento del suelo en el modo de traslación de la cimentación, K_r y C_r la rigidez y el amortiguamiento del suelo en el modo de rotación de la cimentación y $K_{hr} = K_{rh}$ y $C_{hr} = C_{rh}$ la rigidez y el amortiguamiento del suelo acoplados. Estos amortiguamientos y rigideces definen las funciones de impedancia de la cimentación, las cuales dependen de la frecuencia de excitación y representan los resortes y amortiguadores equivalentes del suelo (Avilés y Pérez-Rocha, 1992).

Por las características de su amortiguamiento, el sistema equivalente no posee modos naturales clásicos de vibración sino modos no clásicos, es decir, sus modos naturales de vibración no necesariamente existen en el dominio real sino en el complejo. Por ello y en vista de que las rigideces dinámicas de la cimentación dependen de la frecuencia de excitación, los modos y frecuencias naturales del sistema equivalente no se pueden tratar como un problema estándar de valores característicos lineal.

2.1 Periodos y amortiguamientos efectivos aproximados

Una solución suficientemente aproximada del sistema equivalente se puede obtener al despreciar la masa de la cimentación y el momento de inercia de dicha masa, así como el acoplamiento en la rigidez dinámica de la cimentación. Si se considera que el movimiento de campo libre es armónico, $\ddot{x}_0(t) = \ddot{X}_0 e^{i\omega t}$, en el estado estacionario la respuesta del sistema equivalente se expresa como $x_c(t) = X_c e^{i\omega t}$, $x_r(t) = X_r e^{i\omega t}$ y $\phi_c(t) = \phi_c e^{i\omega t}$. En estas condiciones, la ec.5 se reduce a

$$\left[\begin{array}{ccc} \left[\begin{array}{ccc} K_o & 0 & 0 \\ 0 & K_h & 0 \\ 0 & 0 & K_r \end{array} \right] + 1\omega \left[\begin{array}{ccc} C_o & 0 & 0 \\ 0 & C_h & 0 \\ 0 & 0 & C_r \end{array} \right] - \omega^2 \left[\begin{array}{ccc} M_o & M_o & M_o(H_o+D) \\ M_o & M_o & M_o(H_o+D) \\ M_o(H_o+D) & M_o(H_o+D) & M_o(H_o+D)^2 \end{array} \right] \right] \left\{ \begin{array}{c} X_o \\ X_c \\ \phi_c \end{array} \right\} = - \ddot{X}_o \left\{ \begin{array}{c} M_o \\ M_o \\ M_o(H_o+D) \end{array} \right\} \quad (10)$$

donde ω es la frecuencia de excitación. Dividiendo el primero y segundo renglones de esta ecuación entre $\omega^2 M_o$ y el tercero entre $\omega^2 M_o (H_o+D)$, se llega a

$$\left[\begin{array}{ccc} \omega_o^2/\omega^2(1+12\zeta_o') - 1 & - 1 & - 1 \\ - 1 & \omega_h^2/\omega^2(1+12\zeta_h) - 1 & - 1 \\ - 1 & - 1 & \omega_r^2/\omega^2(1+12\zeta_r) - 1 \end{array} \right] \left\{ \begin{array}{c} X_o \\ X_c \\ (H_o+D)\phi_c \end{array} \right\} = - \frac{\ddot{X}_o}{\omega^2} \left\{ \begin{array}{c} 1 \\ 1 \\ 1 \end{array} \right\} \quad (11)$$

en donde $\zeta_o' = (\omega/\omega_o)\zeta_o$. Además, ω_o es la frecuencia natural de vibración de la estructura supuesta con base indeformable y ω_h y ω_r son las frecuencias naturales de vibración que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera trasladarse o girar, respectivamente; dichas frecuencias están dadas por las siguientes expresiones:

$$\omega_o^2 = \frac{K_o}{M_o} \quad (12)$$

$$\omega_h^2 = \frac{K_h}{M_o} \quad (13)$$

$$\omega_r^2 = \frac{K_r}{M_o(H_o+D)^2} \quad (14)$$

Asimismo, ζ_e es el amortiguamiento viscoso de la estructura con base rígida y ζ_h y ζ_r son los amortiguamientos viscosos del suelo en el modo de traslación y rotación de la cimentación, respectivamente; dichos amortiguamientos están dados por las siguientes expresiones:

$$\zeta_e = \frac{\omega_e C_e}{2 K_e} \quad (15)$$

$$\zeta_h = \frac{\omega C_h}{2 K_h} \quad (16)$$

$$\zeta_r = \frac{\omega C_r}{2 K_r} \quad (17)$$

Ahora bien, resolviendo el sistema de ecuaciones algebraicas dado por la ec.11 se encuentra que la deformación de la estructura puede expresarse de la siguiente forma:

$$\left[1 + 12\zeta_e' - \frac{\omega^2}{\omega_e^2} - \frac{\omega^2}{\omega_h^2} \frac{1 + 12\zeta_e'}{1 + 12\zeta_h} - \frac{\omega^2}{\omega_r^2} \frac{1 + 12\zeta_e'}{1 + 12\zeta_r} \right] \omega_e^2 X_e = - \ddot{X}_0 \quad (18)$$

La frecuencia y el amortiguamiento efectivos de la estructura con base flexible se pueden obtener igualando las partes real e imaginaria de la pseudoaceleración en resonancia del sistema equivalente con las correspondientes de un oscilador de reemplazo cuya frecuencia natural y amortiguamiento son iguales a la frecuencia y el amortiguamiento efectivos (Wolf, 1985).

La pseudoaceleración del oscilador de reemplazo, sujeto al mismo movimiento del terreno \ddot{X}_0 del sistema equivalente, está dada por la expresión (Clough y Penzien, 1975)

$$\tilde{\omega}_e^2 \tilde{X}_e = - \ddot{X}_0 \left[1 - \frac{\omega^2}{\tilde{\omega}_e^2} + 12 \zeta_e \frac{\omega}{\tilde{\omega}_e} \right]^{-1} \quad (19)$$

De acuerdo con la ec.18, si se desprecian los términos de amortiguamiento de segundo orden, la pseudoaceleración del sistema equivalente se reduce a

$$\omega_e^2 \ddot{X}_e = -\ddot{X}_0 \left[1 - \frac{\omega^2}{\omega_e^2} - \frac{\omega^2}{\omega_h^2} - \frac{\omega^2}{\omega_r^2} + 12 \left[\zeta_e' + (\zeta_h - \zeta_e') \frac{\omega^2}{\omega_h^2} + (\zeta_r - \zeta_e') \frac{\omega^2}{\omega_r^2} \right] \right]^{-1} \quad (20)$$

Para la condición de resonancia, $\omega = \tilde{\omega}_e$, la igualación de las partes reales de las ecs.19 y 20 conduce a que la frecuencia efectiva de la estructura con base flexible sea

$$\frac{1}{\tilde{\omega}_e^2} = \frac{1}{\omega_e^2} + \frac{1}{\omega_h^2} + \frac{1}{\omega_r^2} \quad (21)$$

De la misma forma, la igualación de las partes imaginarias conduce a que el amortiguamiento efectivo de la estructura con base flexible sea

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left[\frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_e} \right]^3 + \zeta_h \left[\frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_h} \right]^2 + \zeta_r \left[\frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_r} \right]^2 \quad (22)$$

Los amortiguamientos del suelo para los distintos modos de vibración de la cimentación son más elevados que el amortiguamiento de la estructura, en especial el amortiguamiento en traslación. En consecuencia, el despreciar los términos de amortiguamiento de segundo orden introduce errores significativos en el amortiguamiento, mas no en el periodo del sistema que resulta ser adecuado. Estos errores se traducen en una sobrestimación del amortiguamiento efectivo, la cual crece conforme la rigidez relativa de la estructura respecto al suelo aumenta.

Considerando los términos de amortiguamiento de segundo orden, excepto los correspondientes al amortiguamiento estructural, la pseudoaceleración

del sistema equivalente es entonces igual a

$$\omega_e^2 X_e = -\ddot{X}_0 \left[1 - \frac{\omega^2}{\omega_e^2} - \frac{\omega^2}{\omega_h^2} \frac{1}{1 + 4\zeta_h^2} - \frac{\omega^2}{\omega_r^2} \frac{1}{1 + 4\zeta_r^2} + \right. \\ \left. 12 \left[\zeta_e' + \frac{\omega^2}{\omega_h^2} \frac{\zeta_h - \zeta_e'}{1 + 4\zeta_h^2} + \frac{\omega^2}{\omega_r^2} \frac{\zeta_r - \zeta_e'}{1 + 4\zeta_r^2} \right] \right]^{-1} \quad (23)$$

Procediendo de manera similar a cuando se desprecian los términos de amortiguamiento de segundo orden, se tiene que la frecuencia efectiva de la estructura con base flexible es

$$\frac{1}{\tilde{\omega}_e^2} = \frac{1}{\omega_e^2} + \frac{1}{\omega_h^2} \frac{1}{1 + 4\zeta_h^2} + \frac{1}{\omega_r^2} \frac{1}{1 + 4\zeta_r^2} \quad (24)$$

mientras que el amortiguamiento efectivo de la estructura con base flexible es

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left(\frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_e} \right)^3 + \frac{\zeta_h}{1 + 4\zeta_h^2} \left(\frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_h} \right)^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 4\zeta_r^2} \left(\frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_r} \right)^2 \quad (25)$$

Al considerar los términos de amortiguamiento de segundo orden, el periodo del sistema ya no resulta ser adecuado y el amortiguamiento efectivo se subestima drásticamente; el error que se comete tanto en el periodo como en el amortiguamiento crece con la rigidez relativa de la estructura respecto al suelo.

En vista de lo anterior, a partir de la forma del amortiguamiento efectivo se sugirieron expresiones alternativas a fin de encontrar una aproximación satisfactoria, las cuales fueron calibradas con la solución rigurosa que se presenta en el siguiente inciso. De esta manera, la expresión seleccionada fue

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left(\frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_e} \right)^3 + \frac{\zeta_h}{1 + 2\zeta_h^2} \left(\frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_h} \right)^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left(\frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_r} \right)^2 \quad (26)$$

la cual es suficientemente aproximada para el rango de rigideces relativas de la estructura respecto al suelo que cubre la mayor parte de situaciones de interés práctico.

Cabe destacar que el periodo efectivo del sistema suelo-estructura definido mediante

$$\tilde{T}_e = \left[T_e^2 + T_h^2 + T_r^2 \right]^{1/2} \quad (27)$$

donde $T_h = 2\pi/\omega_h$ y $T_r = 2\pi/\omega_r$, se debe determinar vía aproximaciones sucesivas. Como primera aproximación, el periodo efectivo se puede estimar usando las rigideces estáticas. Si en lugar de éstas se emplean las rigideces dinámicas evaluadas para la frecuencia fundamental ω_e se mejora la aproximación. Es posible obtener una aproximación aún mejor si el periodo efectivo se calcula mediante iteraciones, empezando con ω_e y terminando con la frecuencia efectiva $\tilde{\omega}_e$.

En cambio, el amortiguamiento efectivo del sistema suelo-estructura definido como

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left[\frac{T_e}{\tilde{T}_e} \right]^3 + \frac{\zeta_h}{1 + 2\zeta_h^2} \left[\frac{T_h}{\tilde{T}_e} \right]^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left[\frac{T_r}{\tilde{T}_e} \right]^2 \quad (28)$$

se determina directamente considerando que $\omega = \tilde{\omega}_e$ al calcular los amortiguamientos del suelo ζ_h y ζ_r .

2.2 Periodos y amortiguamientos efectivos rigurosos

Si se considera que el movimiento de campo libre es armónico, $\ddot{x}_0(t) = \ddot{X}_0 e^{i\omega t}$, en el estado estacionario la respuesta del sistema equivalente se expresa como $x_s(t) = X_s e^{i\omega t}$. En consecuencia, la ec.5 se reduce a

$$\left[K_s + i \omega C_s - \omega^2 M_s \right] X_s = - \ddot{X}_0 M_0 \quad (29)$$

En vista de que el sistema equivalente carece de modos naturales clásicos de vibración y las matrices de rigidez y amortiguamiento dependen de la frecuencia de excitación, el periodo y amortiguamiento efectivos del sistema suelo-estructura pueden obtenerse resolviendo directamente la ec.29 a fin de calcular espectros de respuesta en frecuencia como el que se muestra en la fig.3, los cuales tienen como abscisas el periodo de excitación normalizado con respecto al periodo de la estructura con base rígida, T/T_0 , y como ordenadas la pseudoaceleración de la estructura con base flexible normalizada con respecto a la aceleración del terreno, $\omega_s^2 X_s / \ddot{X}_0$. Los espectros de respuesta así obtenidos son realmente las funciones de transferencia del sistema equivalente, definidas por la aceleración total de la estructura con base flexible entre la aceleración del terreno. Las frecuencias y amplificaciones resonantes de estas funciones de transferencia están asociadas con el periodo y amortiguamiento efectivos, respectivamente, de la estructura interactuando con el suelo.

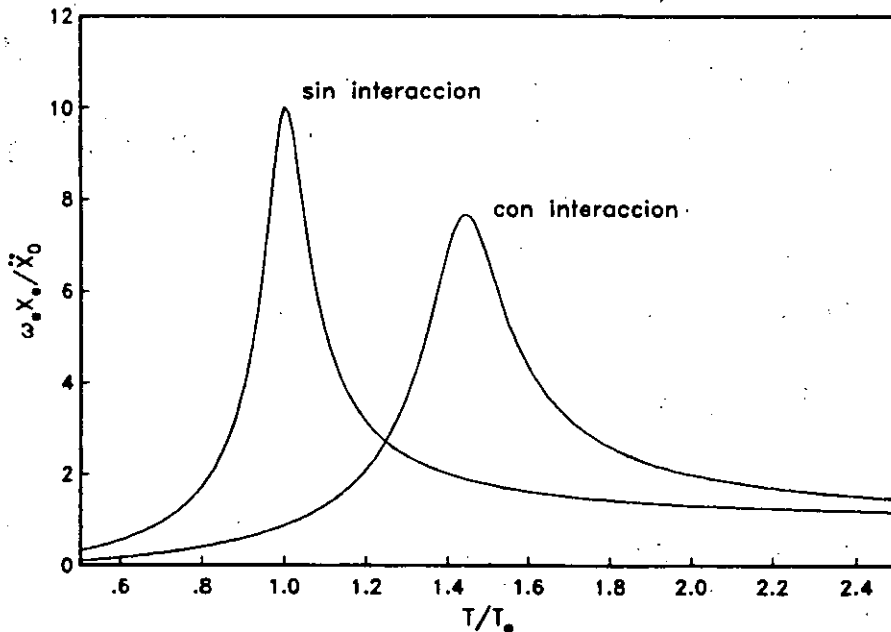


Fig.3 Espectros de respuesta del sistema equivalente con y sin interacción



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

XX CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

**MODULO IV
DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES**

INTERACCION SUELO - ESTRUCTURA EN EL VALLE DE MEXICO 2a. PARTE

ING. JAVIER AVILES.

INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EL VALLE DE MÉXICO: 2a. PARTE

Javier Avilés^{1,2}
L. Eduardo Pérez-Rocha^{2,3}
H. Raúl Aguilar²

CENTRO DE INVESTIGACIÓN SÍSMICA, A C
FUNDACIÓN JAVIER BARROS SIERRA

Junio, 1992

¹Instituto de Investigaciones Eléctricas

²Centro de Investigación Sísmica, A C, Fundación Javier Barros Sierra

³Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México

INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EL VALLE DE MÉXICO: 2a. PARTE

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN
2. ESPECTROS DE RESPUESTA CON INTERACCIÓN
 - 2.1 Representación de los efectos de interacción suelo-estructura
 - 2.2 Oscilador real con base flexible
 - 2.3 Oscilador equivalente con base rígida
 - 2.4 Efectos de la interacción cinemática
 - 2.5 Resultados
3. CONTORNOS DE RESPUESTA CON INTERACCIÓN
 - 3.1 Representación de los efectos de sitio e interacción suelo-estructura
 - 3.2 Resultados
4. REFERENCIAS

APÉNDICE A

Teoría de Vibraciones Casuales

APÉNDICE B

Publicaciones

1. INTRODUCCIÓN

El problema de interacción suelo-estructura en la ciudad de México ha adquirido relevancia en los últimos años como resultado, principalmente, de los efectos producidos en las estructuras por los sismos de septiembre de 1985. Con base en la importancia de los fenómenos observados, se ha concluido que la interacción entre la estructura y el suelo no puede despreciarse en el diseño sísmico de estructuras desplantadas en depósitos de suelos blandos.

Se sabe que el periodo fundamental del sistema suelo-estructura siempre se incrementa porque el conjunto tiene una flexibilidad mayor que la de la estructura supuesta con base rígida. También se sabe que el amortiguamiento del sistema generalmente se incrementa porque existe una disipación adicional de energía producto de los amortiguamientos material y geométrico del suelo. Se estima que la ductilidad del sistema se reduce, según se infiere del comportamiento de una estructura de un grado de libertad con comportamiento elastoplástico cuya ductilidad es función decreciente del alargamiento del periodo por interacción.

Las modificaciones por interacción del periodo fundamental, el amortiguamiento y la ductilidad pueden dar lugar a respuestas estructurales mayores o menores, dependiendo de la posición de los periodos resonantes del espectro de respuesta y los niveles de amortiguamiento y ductilidad.

En el reglamento vigente de construcciones para el Distrito Federal se incluye un apéndice para considerar los efectos de interacción suelo-estructura en el análisis sísmico de edificios. Ese apéndice marca el primer paso en los reglamentos mexicanos para tomar en cuenta explícitamente tales efectos. Por su carácter innovador, las disposiciones de interacción se basaron en modelos simplificados que condujeron a recomendaciones particularmente sencillas. En efecto, las normas actuales solamente consideran la influencia de la interacción en el periodo fundamental.

Está claro que las recomendaciones para tener en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura están aún muy limitadas. Por ejemplo, no se estipulan criterios para considerar la influencia de la interacción inercial en el amortiguamiento y la ductilidad. Tampoco se especifican criterios para cuantificar los efectos de la interacción cinemática. En general, se carece de modelos de interacción suelo-estructura completos que permitan estudiar los diferentes aspectos del fenómeno y sus implicaciones en la respuesta estructural, así como para generar criterios de diseño racionales.

Con objeto de investigar los aspectos del fenómeno de interacción suelo-estructura que conduzca al desarrollo de criterios de interacción con fines de aplicación práctica, en el proyecto "Interacción Suelo-Estructura en el Valle de México: 1a. Parte" se han planteado y tratado los efectos fundamentales relacionados tanto con la interacción cinemática como con la interacción inercial. Por lo que se refiere a esta última, los resultados alcanzados se pueden resumir como sigue:

1. Implementación de soluciones aproximadas (expresiones) y rigurosas (tablas) para valuar las rigideces dinámicas de cimentaciones

superficiales enterradas en depósitos de suelos estratificados horizontalmente (Avilés y Pérez-Rocha, 1992a). Tales soluciones son de utilidad para la determinación del periodo y amortiguamiento efectivos de sistemas suelo-estructura, así como para el análisis sísmico de estructuras que se suponen apoyadas sobre resortes y amortiguadores en sustitución del suelo.

2. Desarrollo de criterios aproximados y rigurosos para la determinación del periodo y amortiguamiento efectivos de estructuras desplantadas en depósitos de suelos blandos. Mediante su aplicación, se ha elaborado un compendio de periodos y amortiguamientos efectivos de utilidad en el diseño por interacción (Avilés y Pérez-Rocha, 1992b).
3. Desarrollo de un modelo equivalente de interacción suelo-estructura a partir del cual se han establecido criterios para la determinación de las fuerzas sísmicas y los desplazamientos de diseño de estructuras con base flexible, aplicando los métodos estático y dinámico de análisis sísmico (Avilés y Pérez-Rocha, 1992c). Los efectos de interacción considerados son el alargamiento del periodo y la modificación del amortiguamiento del modo fundamental.
4. Desarrollo e implementación numérica de un modelo completo de interacción suelo-estructura para sistemas con varios grados de libertad. Este modelo es útil y apropiado para analizar la influencia de la interacción tanto en los modos superiores de vibración como en la ductilidad.

Es evidente que faltan por dilucidar varios aspectos del fenómeno de interacción entre el suelo y la estructura. Con el propósito de tratar aquellos aspectos aún no resueltos completamente o que se encuentran en vías de exploración, se ha planteado el desarrollo del presente proyecto como una continuación del anterior, cuyos objetivos específicos son los siguientes:

1. Explorar un enfoque alternativo para representar los efectos de la interacción suelo-estructura, ya que con el enfoque tradicional los

espectros de respuesta en frecuencia para el sistema suelo-estructura y el oscilador equivalente concuerdan en rigor sólo en la frecuencia de resonancia. En consecuencia, aunque los componentes de excitación con frecuencia semejante a la resonante son los que producen la mayor respuesta, se pueden tener diferencias significativas cuando las frecuencias dominantes de la excitación sean muy diferentes de la resonante. Con objeto de verificar el rango de aplicabilidad del enfoque tradicional, se investigará la correlación existente entre los espectros de respuesta con interacción obtenidos a partir del sistema suelo-estructura y el oscilador equivalente.

2. Explorar la manera de representar los efectos de sitio e interacción suelo-estructura considerando simultáneamente el periodo natural de la estructura y el periodo dominante del sitio. Para ello, se investigará la forma de expresar la respuesta estructural mediante contornos de respuesta con interacción.
3. Estudiar la influencia de la interacción cinemática en los espectros de respuesta con interacción, a fin de cuantificar su importancia con respecto a la interacción inercial y, si es posible, expresarla en términos de esta última.
4. Estudiar los efectos de la interacción inercial en los modos superiores de vibración, a fin de establecer un criterio sobre su importancia. Asimismo, estudiar el efecto de dicha interacción en la ductilidad, y de establecer un criterio sobre la ductilidad efectiva de sistemas suelo-estructura. Para esto, será necesario investigar sobre el concepto de funciones de impedancia en el tiempo, puesto que al tratar con comportamiento no lineal se requiere aplicar integrales de convolución.
5. Revisar las investigaciones relacionadas con el tema de rigideces dinámicas de pilotes, con objeto de seleccionar o en su caso proponer un modelo apropiado para estudiar la interacción suelo-estructura en cimentaciones piloteadas. Por lo menos es necesario contar con expresiones simples y confiables para valuar la

rigidez de un pilote enterrado en un manto equivalente que se caracterice por la velocidad efectiva de propagación y el periodo dominante de vibración del sitio.

En lo que sigue se presentan los resultados de las investigaciones realizadas en relación con el presente proyecto, las conclusiones que se desprenden de dichos resultados y, como posibles extensiones del proyecto, las investigaciones que se recomiendan realizar.

2. ESPECTROS DE RESPUESTA CON INTERACCIÓN

2.1 Representación de los efectos de interacción suelo-estructura

Para representar los efectos de la interacción inercial entre el suelo y la estructura se puede recurrir a dos enfoques basados en el concepto de espectro de respuesta con interacción. Es necesario conocer para ello, por un lado, el oscilador real con base flexible caracterizado con el periodo y amortiguamiento del modo fundamental de la estructura con base rígida, y por otro, el oscilador equivalente con base rígida caracterizado con el periodo y amortiguamiento efectivos de la estructura con base flexible. Ambos osciladores se muestran en las figs. 1 y 2, respectivamente. T_0 y ζ_0 son el periodo y amortiguamiento de la estructura con base rígida, mientras que \tilde{T}_0 y $\tilde{\zeta}_0$ son el periodo y amortiguamiento del sistema suelo-estructura. M_0 y H_0 son la masa y altura efectivas de la estructura con base rígida vibrando en su modo fundamental.

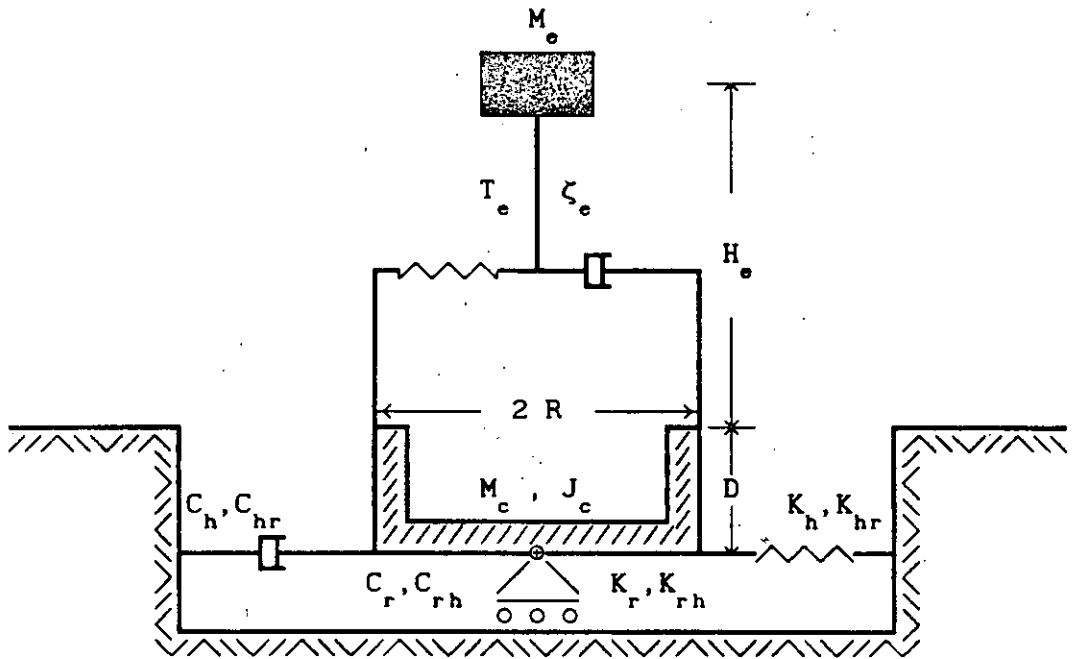


Fig. 1 Oscilador real con base flexible

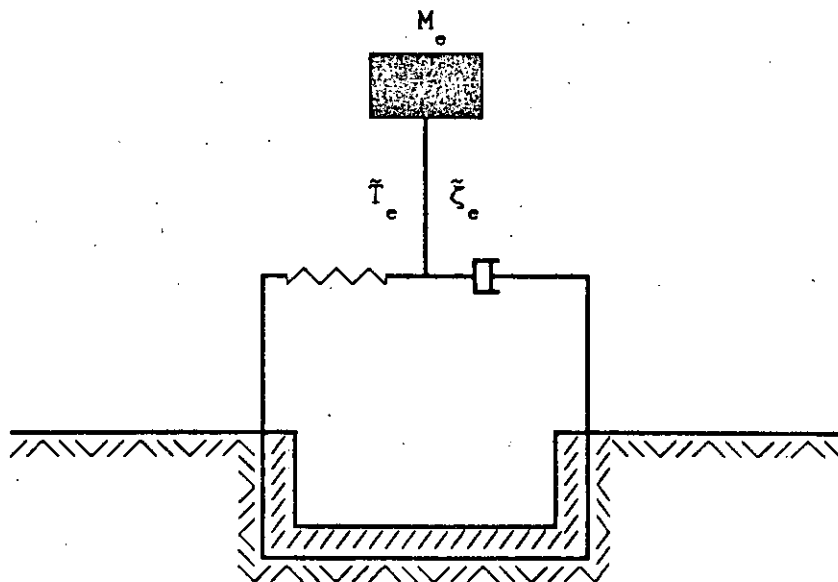


Fig. 2 Oscilador equivalente con base rígida

Además, M_c expresa la masa de la cimentación, J_c el momento de inercia de esta masa con respecto al eje de rotación de la base del cimiento y D la profundidad de desplante de la cimentación con radio equivalente R ; K_h y C_h son la rigidez y el amortiguamiento del suelo, respectivamente, en el modo de traslación de la cimentación, K_r y C_r la rigidez y el amortiguamiento del suelo, respectivamente, en el modo de rotación de la cimentación y $K_{hr} = K_{rh}$ y $C_{hr} = C_{rh}$ la rigidez y el amortiguamiento del suelo acoplados, respectivamente.

El periodo y amortiguamiento efectivos representan los parámetros dinámicos de un oscilador equivalente con base rígida cuyo cortante basal resonante es igual al que se desarrolla en el oscilador real con base flexible, para excitación armónica estacionaria de la base. De acuerdo con esta analogía, las pseudoaceleraciones máximas y las frecuencias naturales asociadas de ambos osciladores deben ser idénticas. Para ello, conocido el espectro de respuesta en frecuencia del sistema suelo-estructura, el periodo efectivo se determina directamente como el periodo de excitación correspondiente a la posición del pico resonante de la función de transferencia, en tanto que el amortiguamiento efectivo se obtiene a partir de la pseudoaceleración correspondiente al pico resonante de la función de transferencia.

En conclusión, las dos formas que existen para representar los efectos de la interacción inercial entre el suelo y la estructura son: una rigurosa y otra aproximada, que consisten en la generación de espectros de respuesta con interacción calculados a partir del oscilador real con base flexible y el oscilador equivalente con base rígida, respectivamente.

2.2 Oscilador real con base flexible

Dado un temblor característico para un sitio específico, se entiende como espectro de respuesta con interacción riguroso la curva de respuestas máximas del oscilador real con base flexible en función del periodo natural de la estructura supuesta con base indeformable. De acuerdo con esta definición, el cálculo del espectro de respuesta

riguroso se realiza en los siguientes pasos:

1. El depósito de suelo se idealiza mediante un estrato simplificado, a partir del cual se determinan los resortes y amortiguadores equivalentes (ref. 1).
2. En el dominio de la frecuencia, se plantean las ecuaciones de equilibrio dinámico del oscilador apoyado sobre los resortes y amortiguadores equivalentes del suelo (ref 2), esto es:

$$\left[K_s + i \omega C_s - \omega^2 M_s \right] X_s = - \ddot{X}_0 M_0 \quad (1)$$

donde ω es la frecuencia de excitación y $X_s = \{X_e, X_c, \phi_c\}^T$ el vector de coordenadas generalizadas del sistema suelo-estructura, siendo X_e la deformación de la estructura, X_c el desplazamiento de la base de la cimentación relativo al movimiento de campo libre \ddot{X}_0 y ϕ_c la rotación de la cimentación. El vector de cargas y las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez del sistema suelo-estructura son:

$$M_0 = \left\{ \begin{array}{c} M_e \\ M_e + M_c \\ M_e (H_e + D) + M_c D/2 \end{array} \right\} \quad (2)$$

$$M_s = \left[\begin{array}{ccc} M_e & M_e & M_e (H_e + D) \\ M_e & M_e + M_c & M_e (H_e + D) + M_c D/2 \\ M_e (H_e + D) & M_e (H_e + D) + M_c D/2 & M_e (H_e + D)^2 + J_c \end{array} \right] \quad (3)$$

$$C_s = \left[\begin{array}{ccc} C_e & 0 & 0 \\ 0 & C_h & C_{hr} \\ 0 & C_{rh} & C_r \end{array} \right] \quad (4)$$

$$K_s = \left[\begin{array}{ccc} K_e & 0 & 0 \\ 0 & K_h & K_{hr} \\ 0 & K_{rh} & K_r \end{array} \right] \quad (5)$$

3. Resolviendo rigurosamente la ec. 1 (ref 2), se determina la función de transferencia para la pseudoaceleración de la estructura con base

flexible como el cociente $\omega_e^2 X_e / \ddot{X}_0$, siendo ω_e la frecuencia natural de la estructura supuesta con base indeformable.

4. Conocidas las amplitudes de la función de transferencia del sistema suelo-estructura, así como el espectro de amplitudes de Fourier de la excitación, se determina el espectro de respuesta con interacción utilizando la teoría de vibraciones casuales (Apéndice A).

Cuando no se tiene en cuenta la interacción entre el suelo y la estructura, los espectros de respuesta dependen exclusivamente del nivel de amortiguamiento de la estructura. Sin embargo, al considerar dicha interacción crece significativamente el número de parámetros de los que dependen los espectros de respuesta. Por tal razón, para fines prácticos se prefiere el enfoque tradicional que consiste en determinar el periodo y amortiguamiento efectivos de sistemas suelo-estructura y con ellos utilizar espectros de respuesta sin interacción.

2.3 Oscilador equivalente con base rígida

Dado un temblor característico para un sitio específico, se entiende como espectro de respuesta con interacción aproximado la curva de respuestas máximas del oscilador equivalente con base rígida en función del periodo natural de la estructura supuesta con base indeformable. De acuerdo con esta definición, el cálculo del espectro de respuesta aproximado se realiza en los siguientes pasos:

1. Idem que en el caso del oscilador real con base flexible.
2. Se determinan aproximadamente el periodo y amortiguamiento efectivos del sistema suelo-estructura (ref 3), esto es:

$$\bar{T}_e = \left[T_o^2 + T_h^2 + T_r^2 \right]^{1/2} \quad (6)$$

$$\bar{\zeta}_e = \zeta_o \left[\frac{T_e}{\bar{T}_e} \right]^3 + \zeta_h \left[\frac{T_h}{\bar{T}_e} \right]^2 + \zeta_r \left[\frac{T_r}{\bar{T}_e} \right]^2 \quad (7)$$

en donde $T_h = 2\pi/\omega_h$ y $T_r = 2\pi/\omega_r$, siendo

$$\omega_h^2 = \frac{K_h}{M_o} \quad (8)$$

$$\omega_r^2 = \frac{K_r}{M_o H_e^2} \quad (9)$$

además,

$$\zeta_h = \frac{\omega C_h}{2K_h} \quad (10)$$

$$\zeta_r = \frac{\omega C_r}{2K_r} \quad (11)$$

4. Conocidos el periodo y amortiguamiento efectivos del sistema suelo-estructura que caracterizan al oscilador equivalente con base rígida, así como el espectro de amplitudes de Fourier de la excitación, se determina el espectro de respuesta con interacción utilizando la teoría de vibraciones casuales (Apéndice A).

En resumen, el espectro de respuesta con interacción aproximado se construye calculando el periodo y amortiguamiento efectivos del sistema suelo-estructura y obteniendo los espectros de respuesta para un oscilador en su condición de base rígida.

2.4 Efectos de la interacción cinemática

Como se sabe, el problema de interacción cinemática está relacionado con la determinación de la excitación efectiva en la base de la cimentación originada por el movimiento sísmico. Tal excitación representa un movimiento ficticio que resulta de superponer el movimiento de campo libre más el campo reflejado por la cimentación que se supone carente de masa y perfectamente rígida.

Los efectos de la interacción cinemática modifican el movimiento de campo libre generando una excitación efectiva que está compuesta tanto

por traslaciones como por rotaciones en la base de la cimentación. En general, las traslaciones sufren una reducción debido a que la variación espacial del movimiento del terreno alrededor de la cimentación es promediada como consecuencia de la rigidez del cimientto; las rotaciones aparecen por la misma razón, puesto que la cimentación al no poder deformarse para seguir los desplazamientos diferenciales en la región de enterramiento tiende a rotar. Además, se presenta un filtrado o eliminación de los componentes de alta frecuencia del movimiento del terreno. Solamente para cimentaciones apoyadas sobre la superficie del suelo y excitaciones definidas por ondas planas que se propagan verticalmente, no ocurre el fenómeno de difracción de la interacción cinemática, y por tanto, la excitación efectiva se reduce al movimiento de campo libre.

Cuando se recurre al análisis paso a paso, la interacción cinemática se puede considerar al analizar la estructura en el dominio de la frecuencia asumiendo que se apoya sobre resortes y amortiguadores equivalentes del suelo y se somete a un movimiento de la base dado por la excitación efectiva. Si se opta por el análisis modal espectral, es necesario conocer espectros de respuesta con interacción tanto inercial como cinemática.

Con base en la teoría de propagación de ondas unidimensional, Kausel et al (1978) investigaron el problema de interacción cinemática en una cimentación circular de radio R enterrada en un estrato con base rígida caracterizado con el periodo dominante de vibración T_s y la velocidad efectiva de propagación β_s del sitio, como se muestra en la fig. 3. Para ello, se realizó un análisis paramétrico donde se variaron el enterramiento relativo de la cimentación D/R y la profundidad relativa del depósito de suelo H_s/R , cubriendo un rango de valores que generalmente se encuentran en la práctica.

Se encontró que la traslación de la cimentación rígida carente de masa es similar al movimiento de campo libre en el nivel de la subrasante, excepto que la función de transferencia de la excitación efectiva es más suave. Asimismo, la rotación de la cimentación se puede relacionar con la seudorrotación debida al movimiento de campo libre, es decir, la

diferencia de desplazamientos entre la superficie libre y la subrasante dividida entre la profundidad de enterramiento.

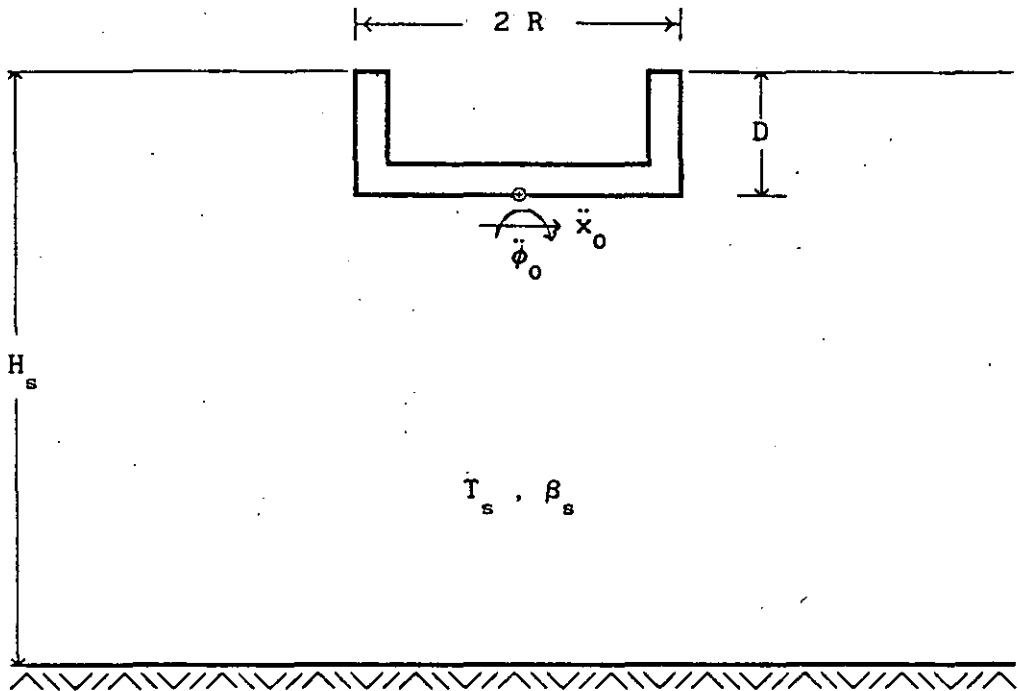


Fig. 3 Excitación efectiva debida a la interacción cinemática

Considerando que el movimiento de control tiene lugar en la superficie libre, se generaron reglas simplificadas para estimar los componentes de la excitación efectiva. Sea $F(\omega)$ la transformada directa de Fourier del temblor característico para el sitio de interés, siendo ω la frecuencia de la transformación. Entonces, la traslación y rotación de la masa rígida carente de masa se pueden aproximar mediante las siguientes expresiones:

$$\ddot{x}_0(t) = \text{IFT} \begin{cases} F(\omega) \left[\cos \left[\frac{\pi f}{2f_e} \right] \right]; & \text{si } f \leq 0.7f_e \\ F(\omega) [0.453]; & \text{si } f > 0.7f_e \end{cases} \quad (12)$$

$$\ddot{\phi}_0(t) = \text{IFT} \begin{cases} F(\omega) \left[\frac{0.257}{R} \left[1 - \cos \left[\frac{\pi f}{2f_e} \right] \right] \right]; & \text{si } f \leq f_e \\ F(\omega) \left[\frac{0.257}{R} \right]; & \text{si } f > f_e \end{cases} \quad (13)$$

donde el operador IFT significa la transformada inversa de Fourier, $f = \omega/2\pi$ es la frecuencia de excitación y $f_e = \beta_s/4D$ es la frecuencia fundamental de vibración asociada a la región de enterramiento. Las expresiones entre paréntesis representan una aproximación a las funciones de transferencia para la traslación y rotación de la cimentación rígida carente de masa. Por ejemplo, para cimentaciones superficiales se tiene que $D = 0$, lo que implica que $f_e = \infty$ y por tanto $\cos 0 = 1$; se concluye así que en este caso no tiene lugar la interacción cinemática.

Ahora bien, para determinar espectros de respuesta con interacción inercial y cinemática es necesario analizar, en el dominio de la frecuencia, el oscilador real con base flexible sometido a la excitación efectiva. Para ello, las ecuaciones de equilibrio dinámico por resolver se expresan matricialmente como

$$\left[K_s + i \omega C_s - \omega^2 M_s \right] X_s = - \ddot{X}_0(\omega) M_0 - \ddot{\Phi}_0(\omega) J_0 \quad (14)$$

donde $\ddot{X}_0(\omega)$ y $\ddot{\Phi}_0(\omega)$ son las transformadas de Fourier de las aceleraciones lineal y rotacional, respectivamente, correspondientes a la excitación efectiva. Adicionalmente, el vector de cargas

$$J_0 = \left\{ \begin{array}{c} M_e (H_e + D) \\ M_e (H_e + D) + M_c D/2 \\ M_e (H_e + D)^2 + J_c \end{array} \right\} \quad (15)$$

es el resultado de la rotación de la base.

Al resolver la ec. 14 se podrá determinar el espectro de Fourier de la respuesta de la estructura con base flexible, definida por la pseudoaceleración $\omega_e^2 X_e$. Y entonces, el espectro de respuesta con interacción inercial y cinemática se podrá obtener directamente o bien mediante la teoría de vibraciones casuales.

2.5 Resultados

Los espectros de respuesta con interacción dependen de numerosos parámetros característicos tanto del suelo como de la estructura, los cuales se definen como sigue:

1. Relación de masas de la cimentación y la estructura: $\tilde{m} = \frac{M_c}{M_o}$
2. Relación de momentos de inercia de masa de la cimentación y la estructura: $\tilde{j} = \frac{J_c}{M_o (H_o + D)^2}$
3. Densidad relativa de la estructura y el suelo: $\tilde{\rho} = \frac{M_o}{\rho_s \pi R^2 H_o}$
4. Coeficientes de amortiguamiento del suelo y la estructura: ζ_s y ζ_o
5. Relación de Poisson del suelo: ν_s
6. Profundidad relativa del depósito de suelo: $\tilde{h}_s = \frac{H_s}{R}$
7. Profundidad de desplante relativa de la cimentación: $\tilde{d} = \frac{D}{R}$
8. Relación de esbeltez de la estructura: $\tilde{h}_o = \frac{H_o}{R}$

Algunos de los parámetros característicos no son fundamentales, puesto que no controlan el fenómeno de interacción entre el suelo y la estructura. Los valores de tales parámetros conviene fijarlos de manera que sean representativos de aquéllos que se encuentran en la práctica. De acuerdo con esto, los resultados que se presentan se calcularon considerando que $\tilde{m} = 0.2$, $\tilde{j} = 0.05$ y $\tilde{\rho} = 0.15$.

Existen parámetros característicos que son determinantes, sin embargo, también se fijaron por tratarse de estructuras típicas en el valle de México. De esta forma, se adoptaron los valores de $\zeta_s = \zeta_o = 0.05$ y de

$\nu = 0.50$ en todos los cálculos (en realidad $\nu = 0.49$ para evitar singularidades numéricas).

Los parámetros característicos que se consideraron variables son la profundidad del depósito de suelo por ser determinante en los efectos de sitio, así como el enterramiento de la cimentación y la esbeltez de la estructura por ser fundamentales en los efectos de interacción suelo-estructura. Con objeto de cubrir la mayor parte de casos reales se tomaron $\tilde{h}_s = 3, 4, 5, 7$ y 10 , $\tilde{d} = 0, 1/2$ y 1 , y $\tilde{h}_e = 1, 2, 3, 4$ y 5 .

En la fig. 4 se presentan resultados para el sitio SCT cuyo estrato equivalente se caracteriza con el periodo dominante $T_s = 2$ s y la velocidad efectiva $\beta_s = 80$ m/s. Como excitación se utiliza el componente EW del temblor del 19 de septiembre de 1985 registrado en la estación SCT. La línea continua muestra espectros con interacción evaluados rigurosamente y la discontinua aproximadamente.

En la fig. 5 se presentan resultados para el sitio CAO cuyo estrato equivalente se caracteriza con el periodo dominante $T_s = 3.5$ s y la velocidad efectiva $\beta_s = 63$ m/s. Como excitación se utiliza el componente EW del temblor del 19 de septiembre de 1985 registrado en la estación CAO. Análogamente a SCT los espectros con interacción rigurosos y aproximados se identifican con líneas continuas y discontinuas, respectivamente.

Las figs. 4 y 5 muestran que el comportamiento entre espectros es muy similar. Se aprecian pequeñas diferencias en las amplitudes; sin embargo, en la mayoría de los casos, las ordenadas espectrales aproximadas sobreestiman a las obtenidas rigurosamente, lo que se traduce en errores por el lado de la seguridad.

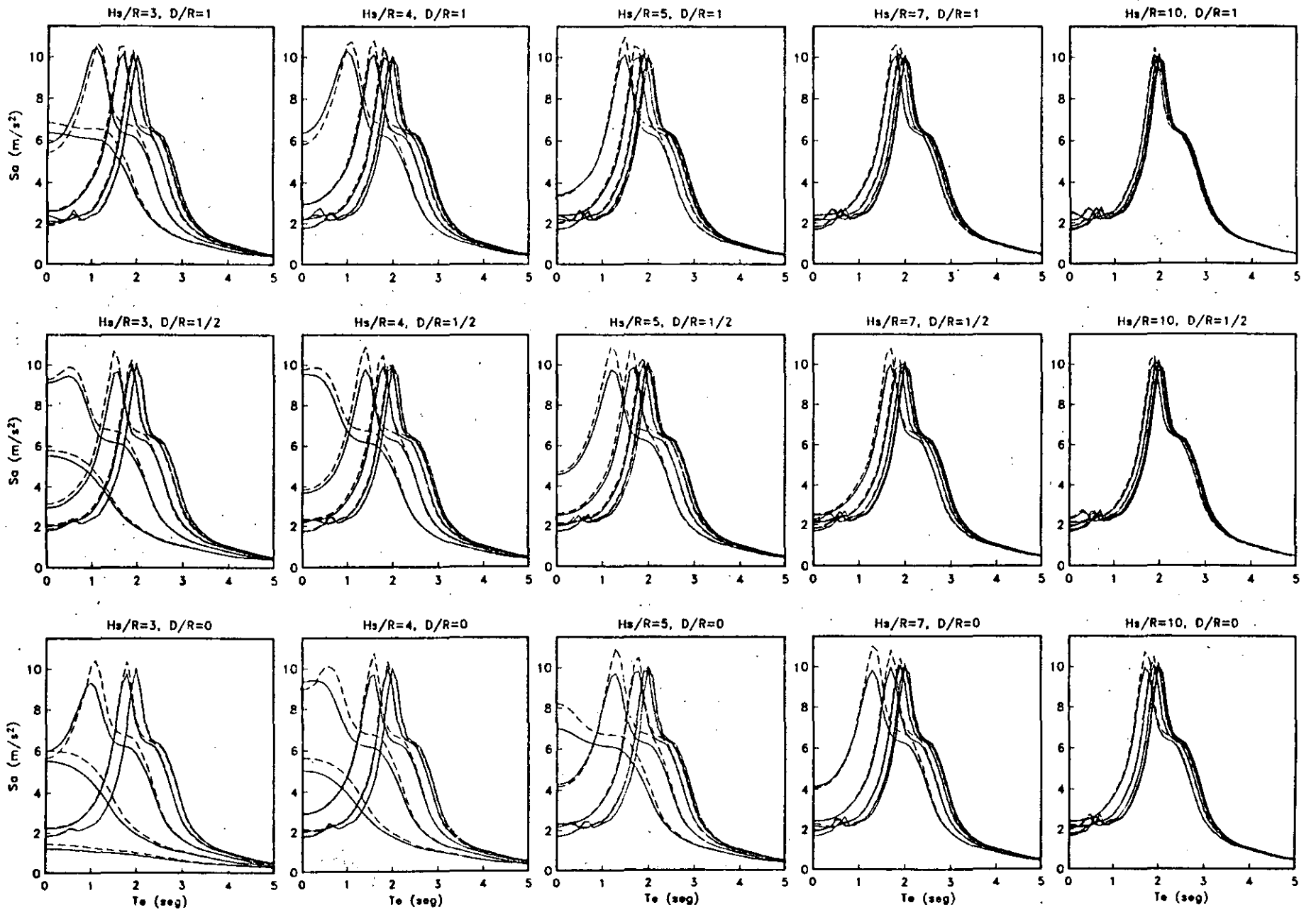


Fig. 4 ESPECTROS DE RESPUESTA CON ISE EN SCT

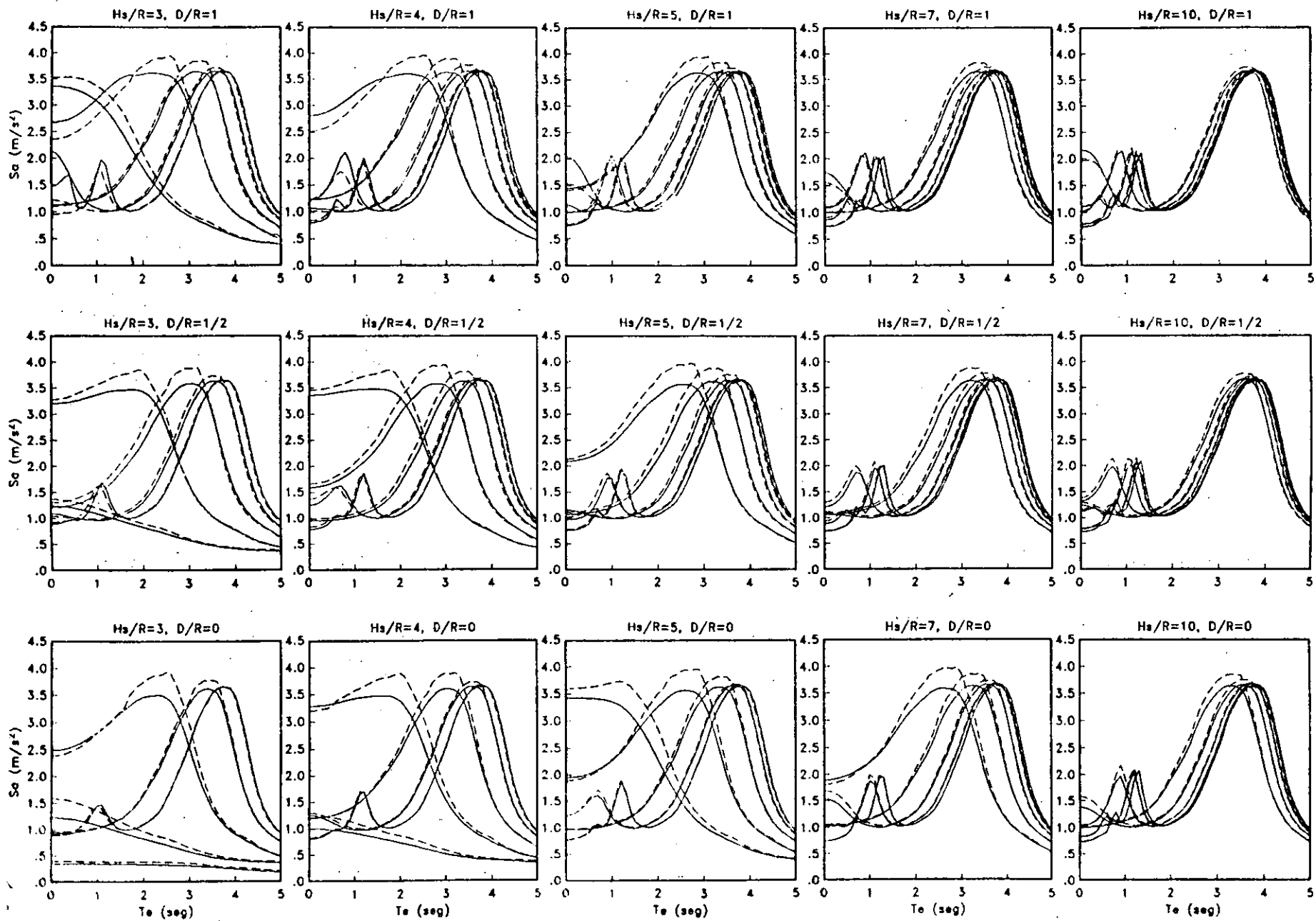


Fig. 5 ESPECTROS DE RESPUESTA CON ISE EN CAO

3. CONTORNOS DE RESPUESTA CON INTERACCIÓN

3.1 Representación de los efectos de sitio e interacción suelo-estructura

En la respuesta sísmica de estructuras intervienen varios factores que tienen que ver con la fuente, la trayectoria, el sitio y la estructura misma. Para acotar el problema, supóngase que se conoce el temblor característico de diseño en condiciones de terreno firme, es decir, sólo falta incorporar los efectos de sitio e interacción suelo-estructura a fin de determinar la respuesta estructural. En estas condiciones, lo que procede es obtener espectros de respuesta con interacción para cada sitio de interés a partir del movimiento de control en el afloramiento de la roca basal, la estratigrafía del sitio y el oscilador real con base flexible.

Está claro que el espectro de respuesta con interacción para un sitio específico es aplicable a cualquier estructura pero no se puede aplicar en cualquier sitio. Por tal razón, parece conveniente representar los

efectos de sitio e interacción suelo-estructura considerando simultáneamente el periodo natural de la estructura y el periodo dominante del sitio, de suerte que no exista restricción alguna cualquiera que sea la estructura y el sitio.

Para llevar a cabo lo anterior, se encontró que una forma adecuada de representar tales efectos consiste en la determinación de curvas de isoaceleración referidas a dos ejes ortogonales correspondientes a los periodos de la estructura y el sitio. A estas curvas de respuestas máximas de un oscilador elemental sobre un manto simple en función del periodo natural del oscilador y el periodo dominante del manto, se les ha definido como contornos de respuesta con interacción.

Asumiendo que el modelo para considerar los efectos de sitio e interacción suelo-estructura es el que se muestra en la fig. 6, el procedimiento de cálculo de contornos de respuesta con interacción consta de los siguientes pasos:

1. Se toma como movimiento de control a un temblor característico en el afloramiento de la roca basal, calculándose su espectro de amplitudes de Fourier, $|F_t(\omega)|$.
2. A partir de las propiedades del estrato simplificado se determina la función de transferencia del suelo como

$$H_s(\omega) = \frac{\cos(k_o H_s) + i \operatorname{sen}(k_o H_s)}{\cos(k_s H_s) + i p \operatorname{sen}(k_s H_s)} \quad (16)$$

en donde

$$p = \frac{\rho_s \beta_s}{\rho_o \beta_o} \quad (17)$$

es la relación de impedancias entre el estrato y la roca basal; $k_{o,s} = \omega/\beta_{o,s}$ es el número de onda de cortante y $\rho_{o,s}$ la densidad del suelo ya sea del estrato o la roca basal. Cabe aclarar que la base del estrato se debe considerar flexible para tener en cuenta la

presencia del amortiguamiento geométrico producto de la radiación de ondas que ocurre en la roca basal.

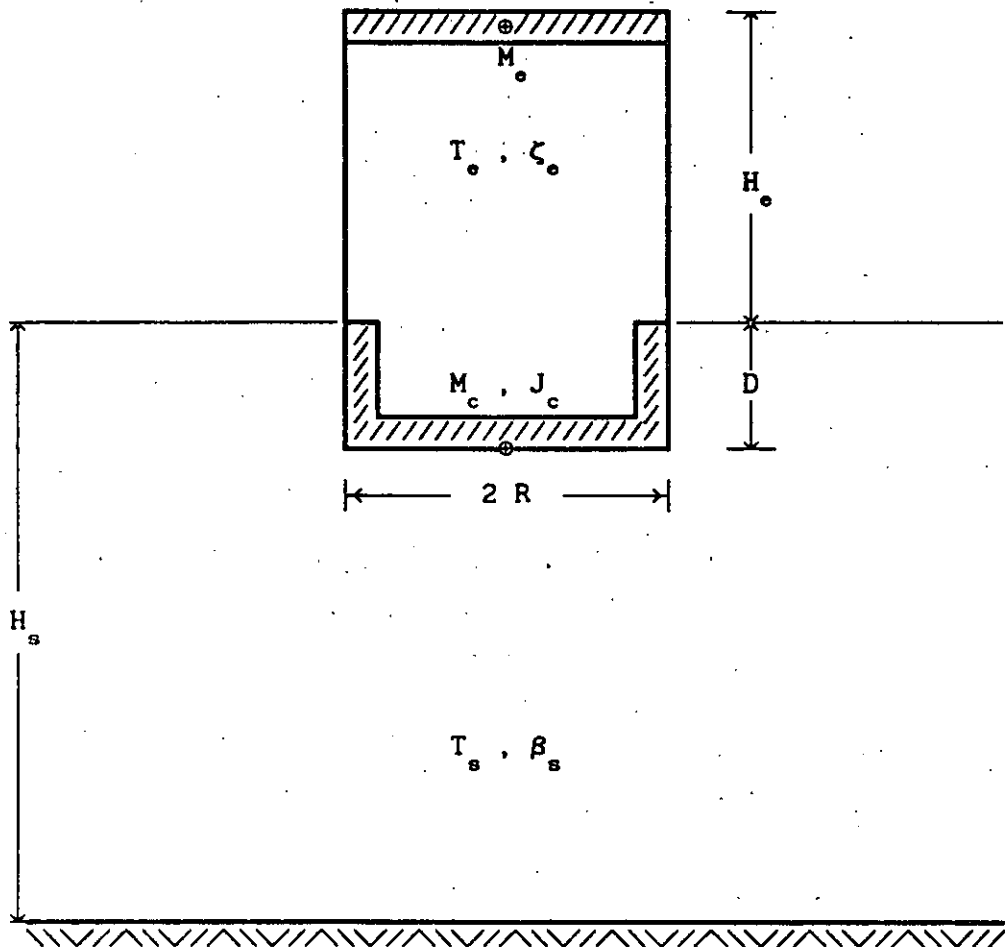


Fig. 6 Modelo para considerar los efectos de sitio e interacción suelo-estructura

3. Se obtiene la función de transferencia de la estructura, $H_e(\omega)$, resolviendo las ecuaciones de equilibrio dinámico del oscilador apoyado sobre los resortes y amortiguadores equivalentes del suelo.
4. Conocidos el espectro de amplitudes de Fourier de la excitación así como las funciones de transferencia del suelo y la estructura, se determina el espectro de amplitudes de Fourier de la respuesta estructural como

$$|F_o(\omega)| = |F_t(\omega)| |H_s(\omega)| |H_o(\omega)| \quad (18)$$

5. Finalmente, con base en el espectro de amplitudes de Fourier de la respuesta estructural y la duración del movimiento en el sitio de interés, dada por

$$D_s = D_o + \frac{0.2 T_s}{\zeta_s} \quad (19)$$

siendo D_o la duración de la etapa intensa del movimiento en roca basal calculada con la integración de Arias (Ref.1 y 5), se calculan los valores esperados de las respuestas máximas mediante la teoría de vibraciones aleatorias (Apéndice A), las cuales representan las ordenadas de los contornos de respuesta con interacción.

Es posible calcular respuestas máximas cuando se conocen los espectros de amplitudes y fases de Fourier; sin embargo, no se opta por esta opción debido a su costo elevado.

3.2 Resultados

Los contornos de respuesta con interacción dependen de los mismos parámetros característicos que se definieron para los espectros de respuesta con interacción.

Por lo que se refiere al movimiento de control, la excitación considerada en terreno firme es el componente EW del temblor del 19 de septiembre de 1985 registrado en la estación CU del Instituto de Ingeniería; la duración estimada de la etapa intensa de ese movimiento es de 40 s.

Es conocido que los periodos dominantes en sitios del valle de México alcanzan valores hasta de 5 s. Similarmente, las estructuras ahí desplantadas pueden llegar a tener periodos fundamentales del mismo orden. Esta situación sugiere realizar análisis paramétricos de los efectos de sitio e interacción suelo-estructura en el intervalo de

periodos de vibración, tanto de estructuras como de sitios, comprendido entre 0 y 5 s.

En la fig. 7 se presentan los contornos de respuesta sin considerar la interacción. El periodo de sitio T_s aparece en el eje de las ordenadas y el de la estructura T_e en las abscisas. Si se realiza un corte donde el periodo de sitio es igual a 2 segundos, se observa el espectro de respuesta que se esperaría en ese lugar. Es una buena aproximación del espectro de SCT calculado con la excitación registrada *in situ* para el mismo temblor (fig. 8).

Haciendo una sección para obtener el espectro en un sitio de 3.5 segundos de periodo fundamental, es posible señalar similitudes al espectro observado con el registro de CAO (fig. 9).

Teniendo en cuenta diferentes niveles de contacto de la cimentación con el suelo (ref. 2) se calcularon contornos de respuesta rigurosamente, que cubren la mayor parte de casos reales para estructuras con cimentación superficial tipo cajón enterradas en depósitos blandos.

Los contornos de respuesta por figura presentan una profundidad de enterramiento diferente, determinada por la relación D/R ; así como una relación de esbeltez evaluada por la expresión H_e/R . Cada figura tiene como característica particular la relación de Poisson ν , y el espesor del estrato determinada por la relación H_g/R .

Las figs. 10-30 muestran los resultados correspondientes a cimentaciones con pared en contacto total con el suelo, en tanto que las figs. 31-51 se presentan las homólogas de pared con contacto nulo.

Los contornos se calcularon para relaciones $D/R = 0, 1/4, 1/2, 3/4$ y 1 ; $H_e/R = 1, 2, 3, 4$ y 5 ; $H_g/R = 2, 3, 4, 5, 6, 8$ y 10 , y $\nu = 1/3, 0.45$ y $1/2$.

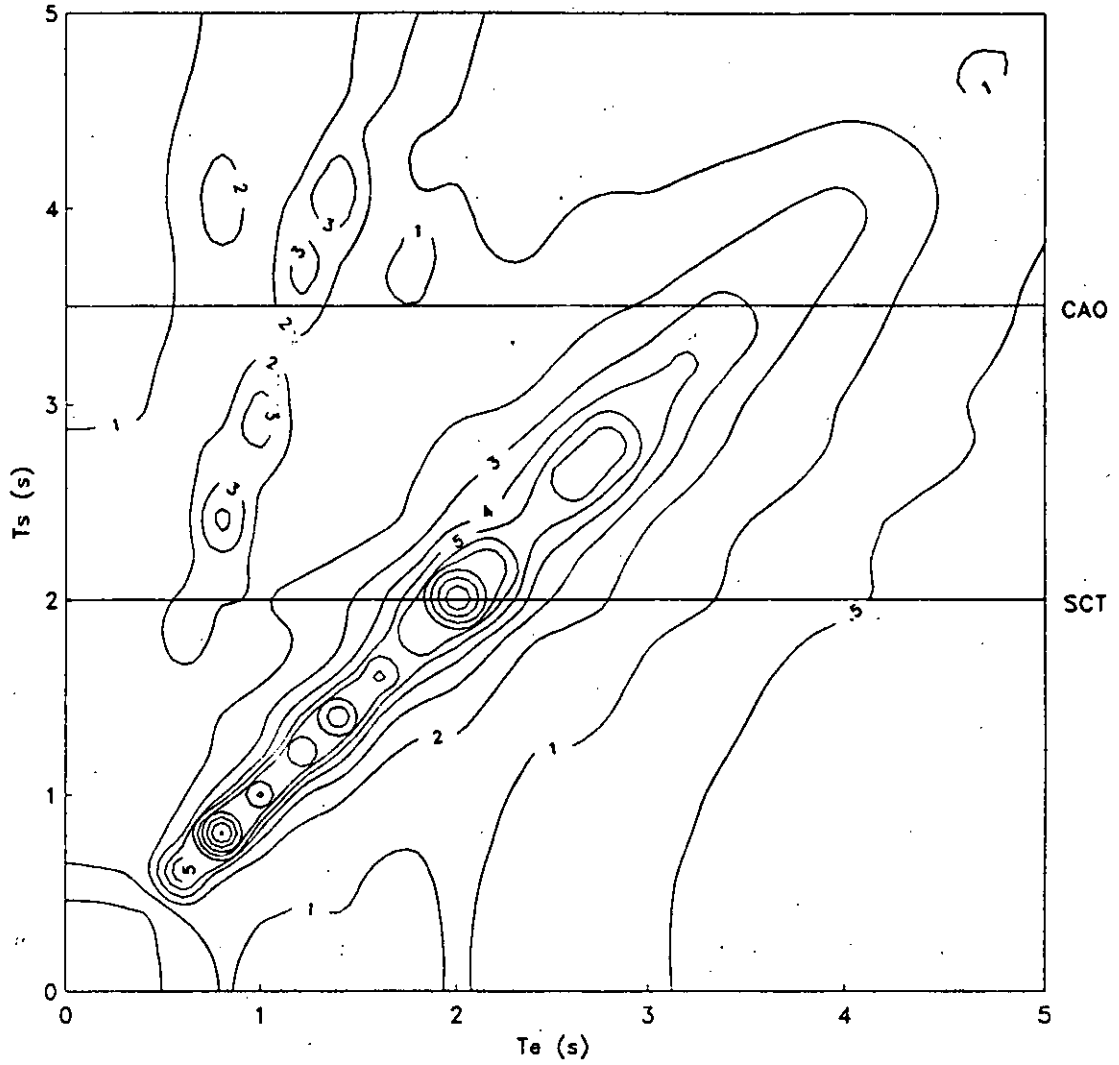
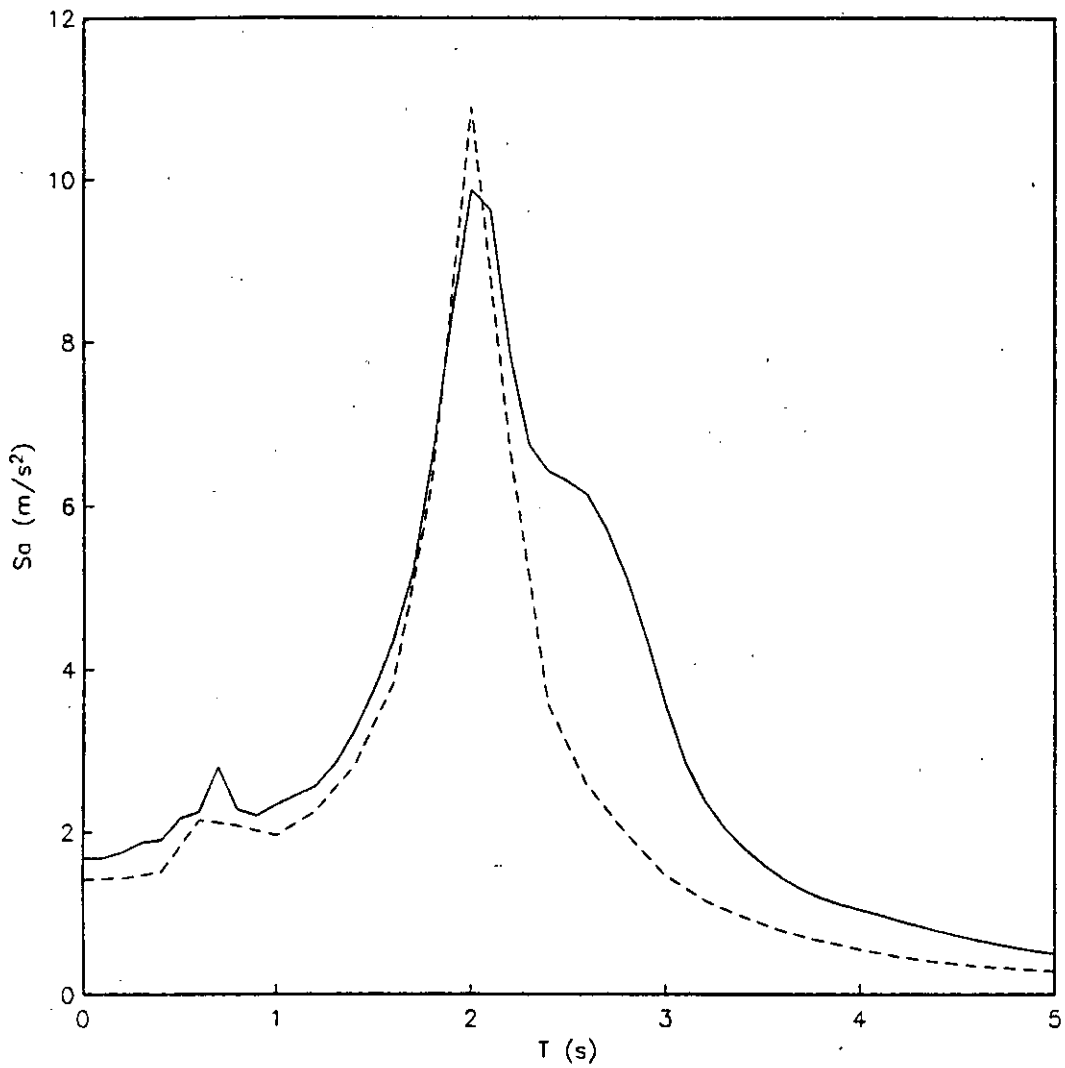


Fig. 7 Contornos de aceleracion sin interaccion suelo-estructura



Espectro calculado in situ con TVC (—)

Fig. 8 Espectro de respuesta en SCT con contornos de aceleracion

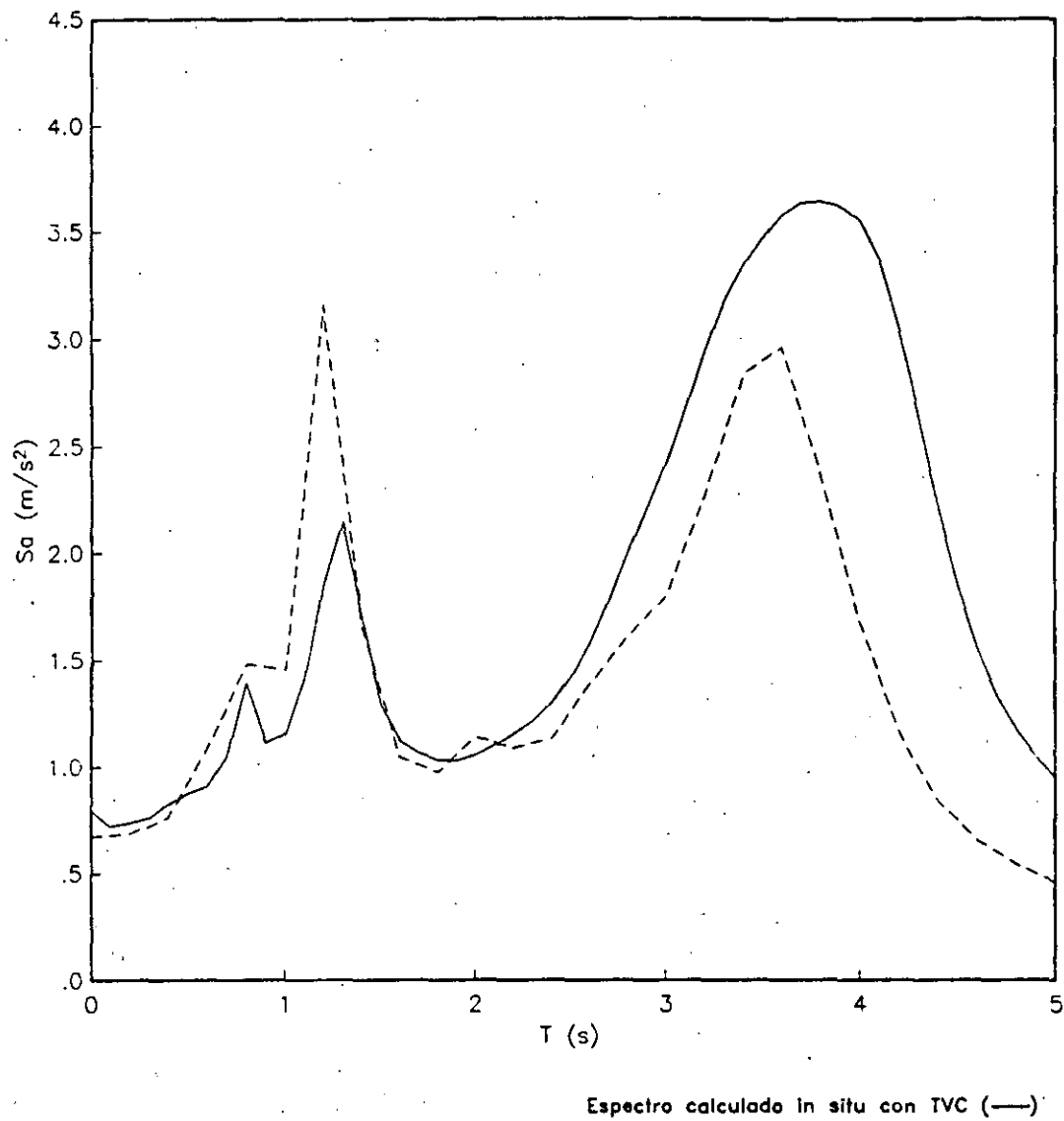


Fig. 9 Espectro de respuesta en CAO con contornos de aceleracion

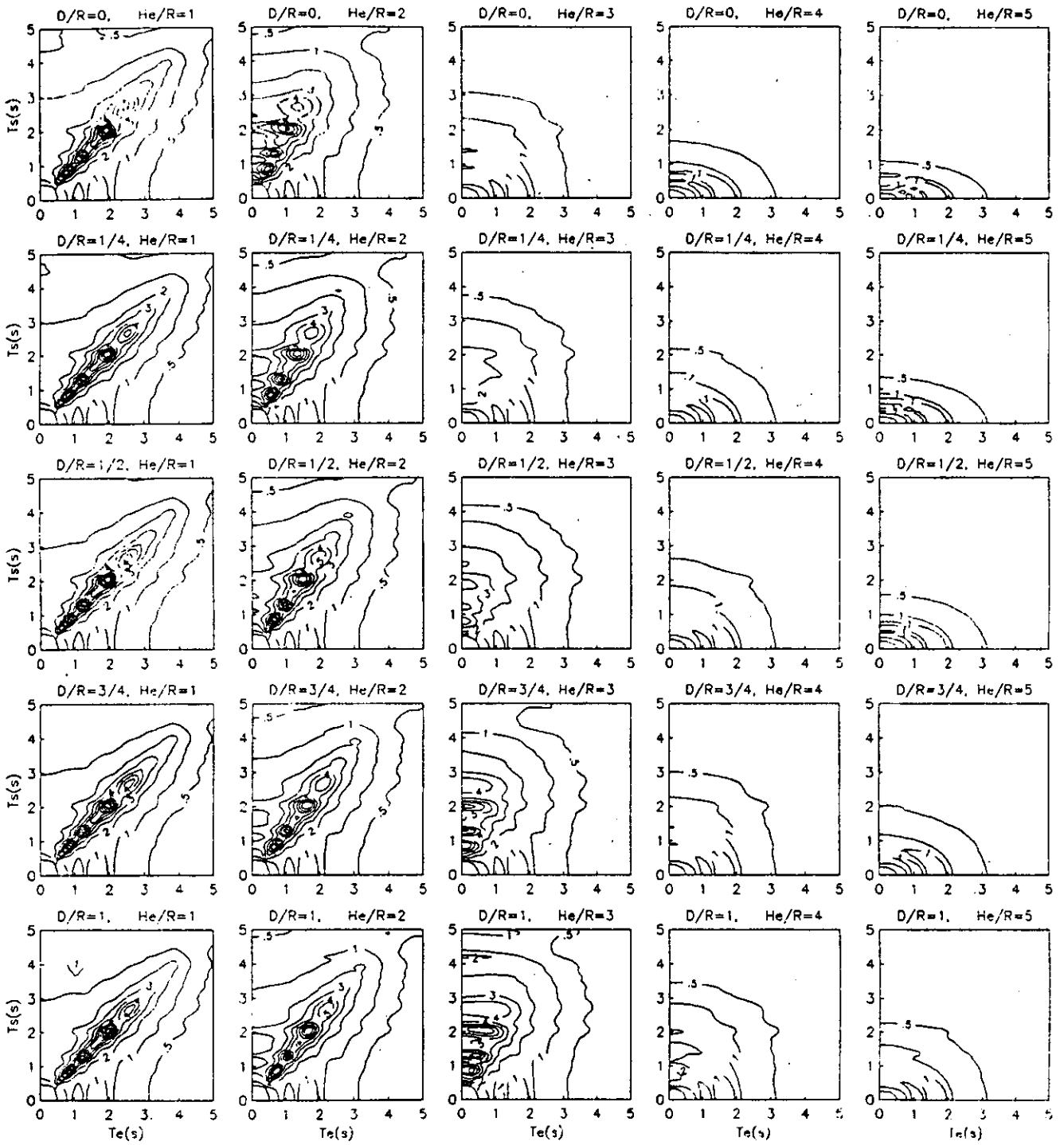


Fig. 10 $\nu = 1/3$, $He/R = 2$, pared con contacto total.

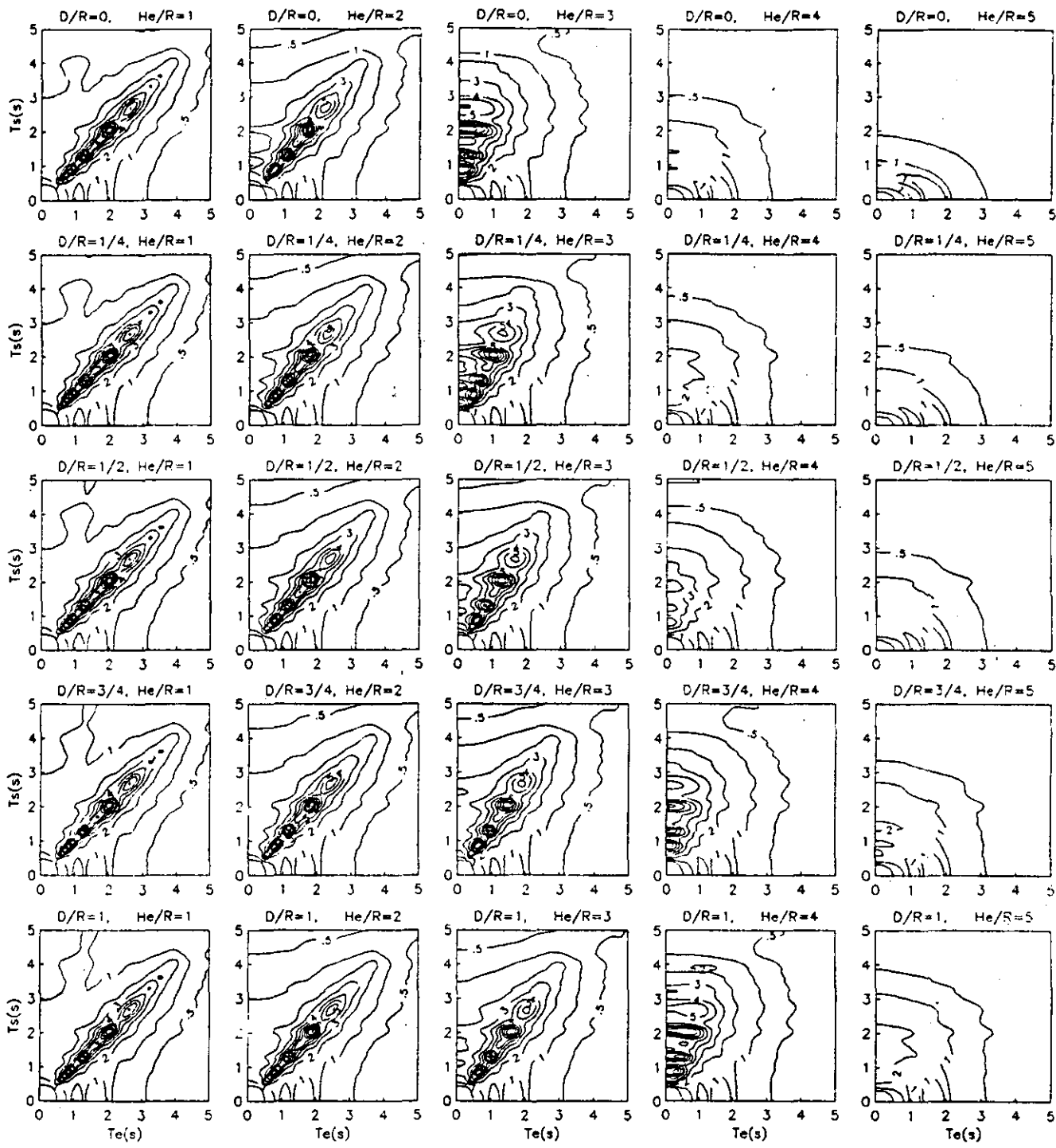


Fig. 11 $\nu = 1/3$, $He/R = 3$, pared con contacto total.

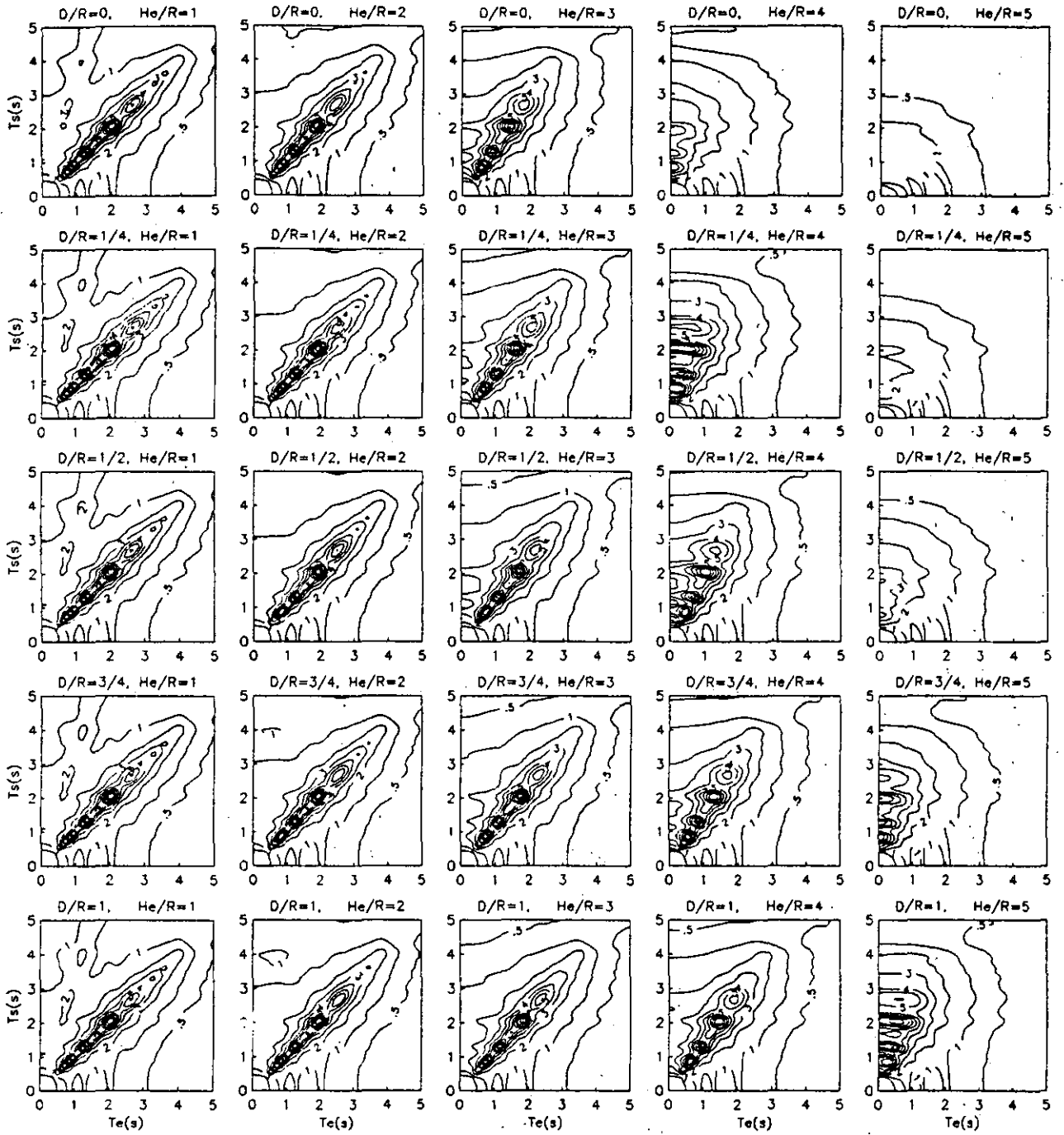


Fig. 12 $\nu = 1/3$, $Hs/R = 4$, pared con contacto total.

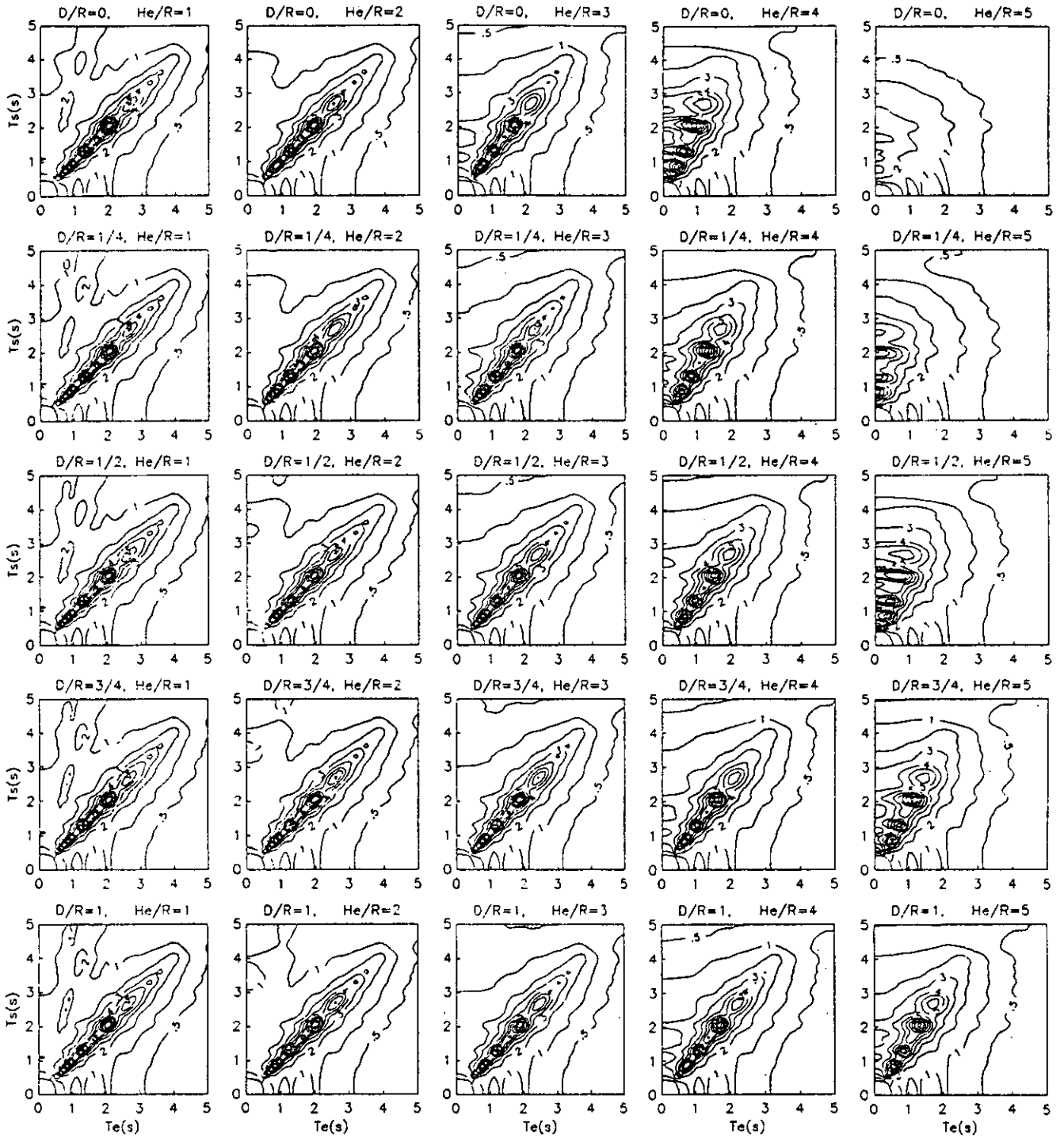


Fig. 13 $\nu = 1/3$, $He/R = 5$, pared con contacto total.

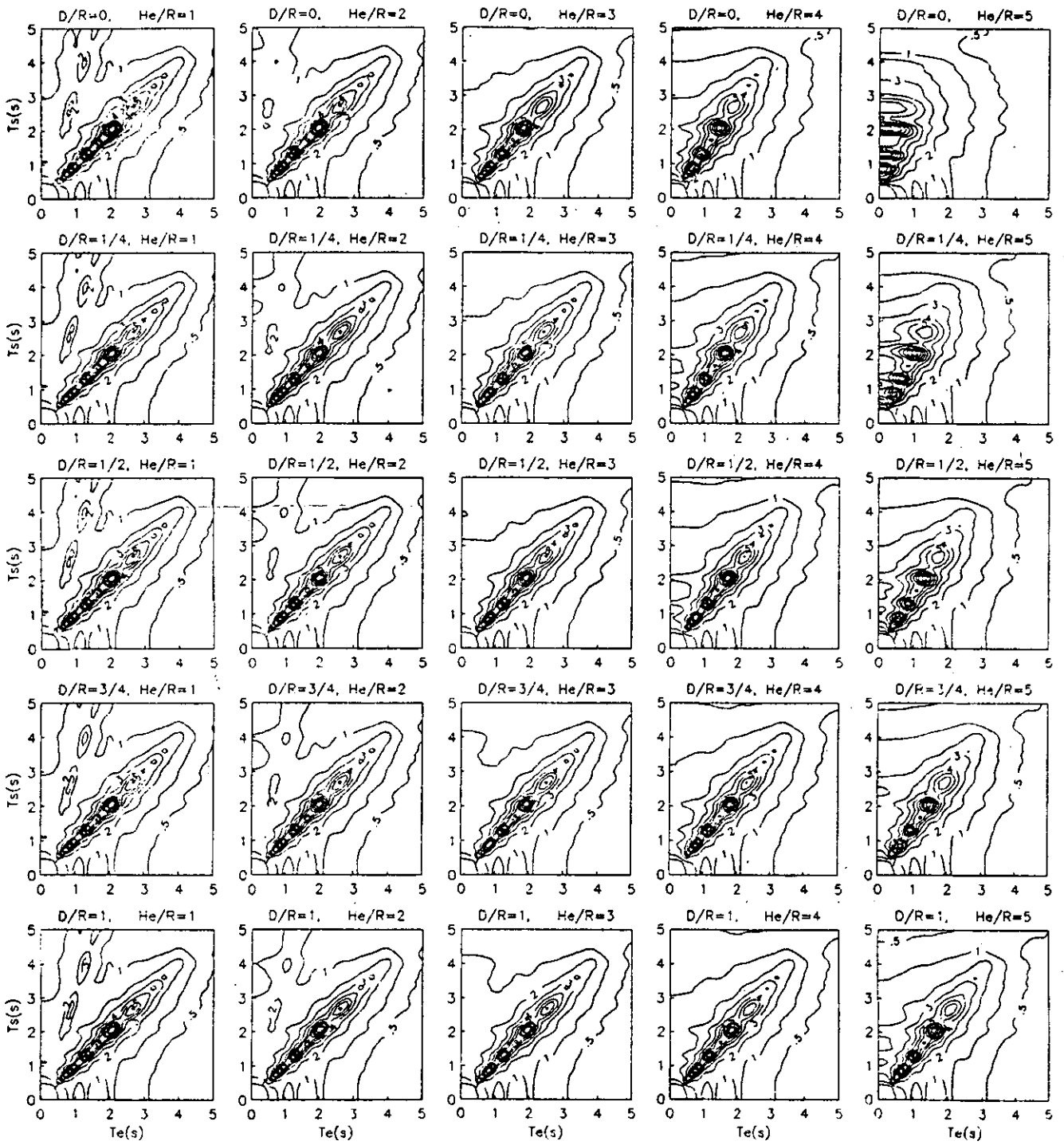


Fig. 14 $\nu = 1/3$, $He/R = 6$, pared con contacto total.

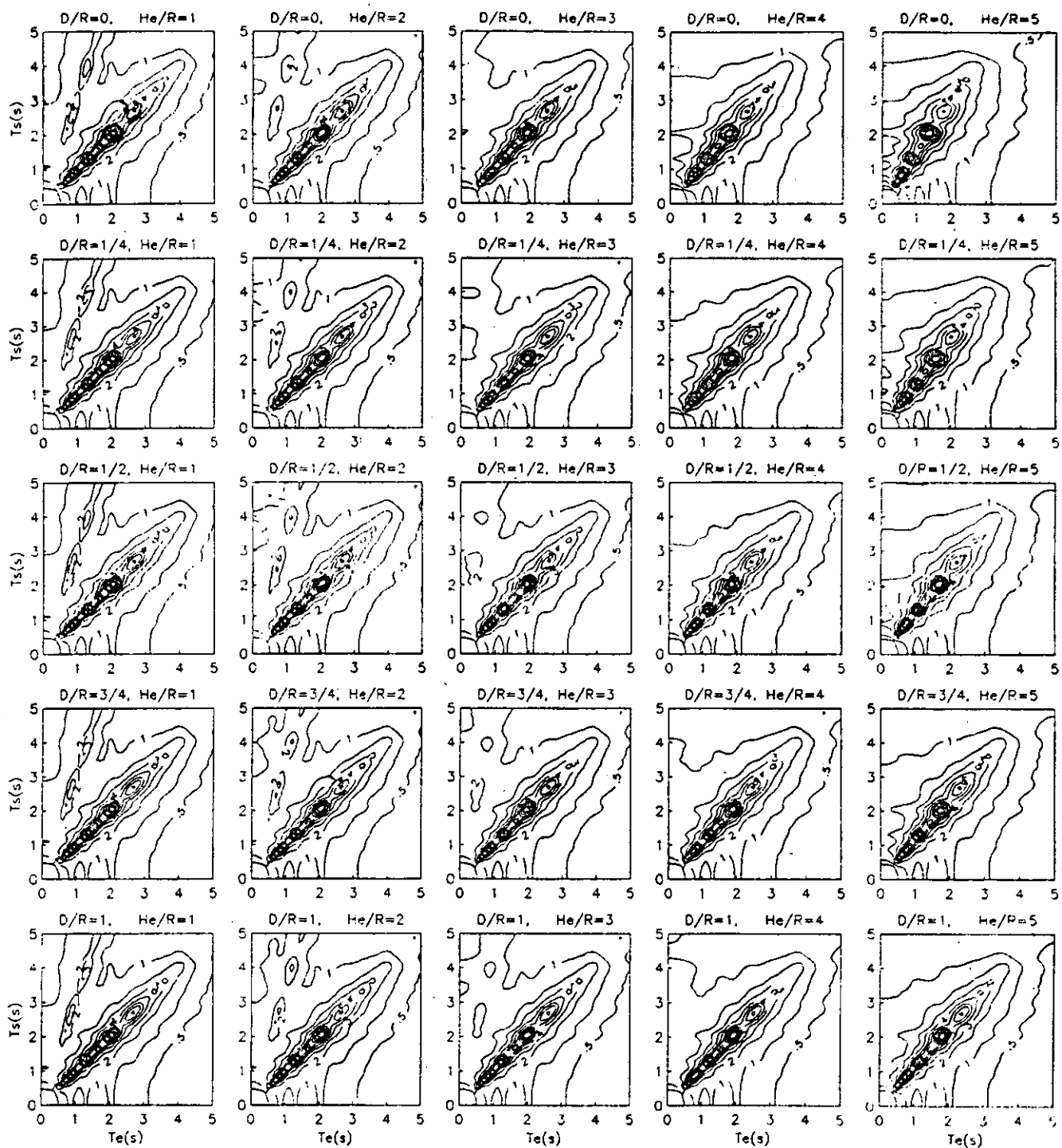


Fig. 15 $\nu = 1/3$, $Hs/R = 8$, pared con contacto total.

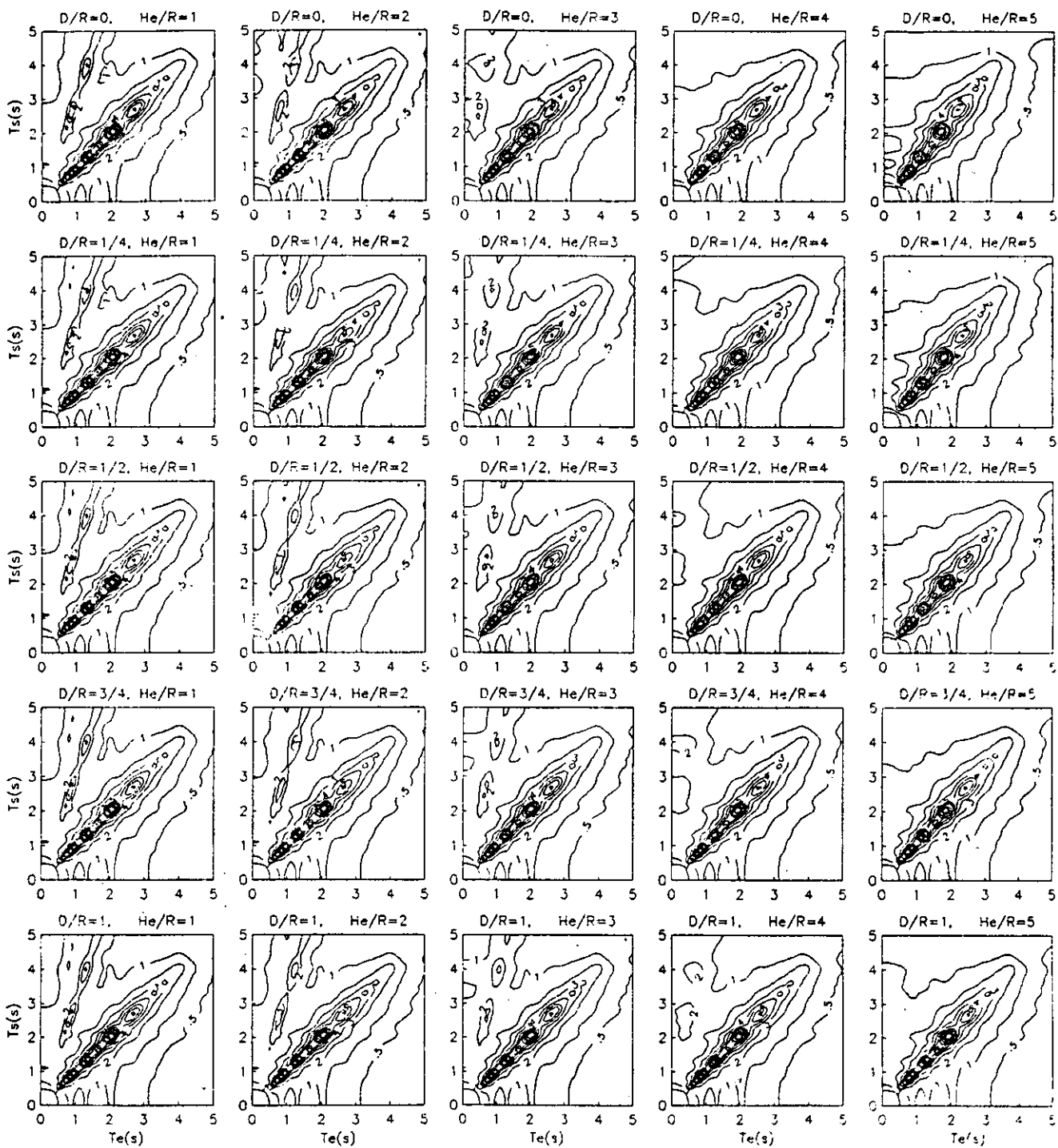


Fig. 16 $\nu = 1/3$, $H_s/R = 10$, pared con contacto total.

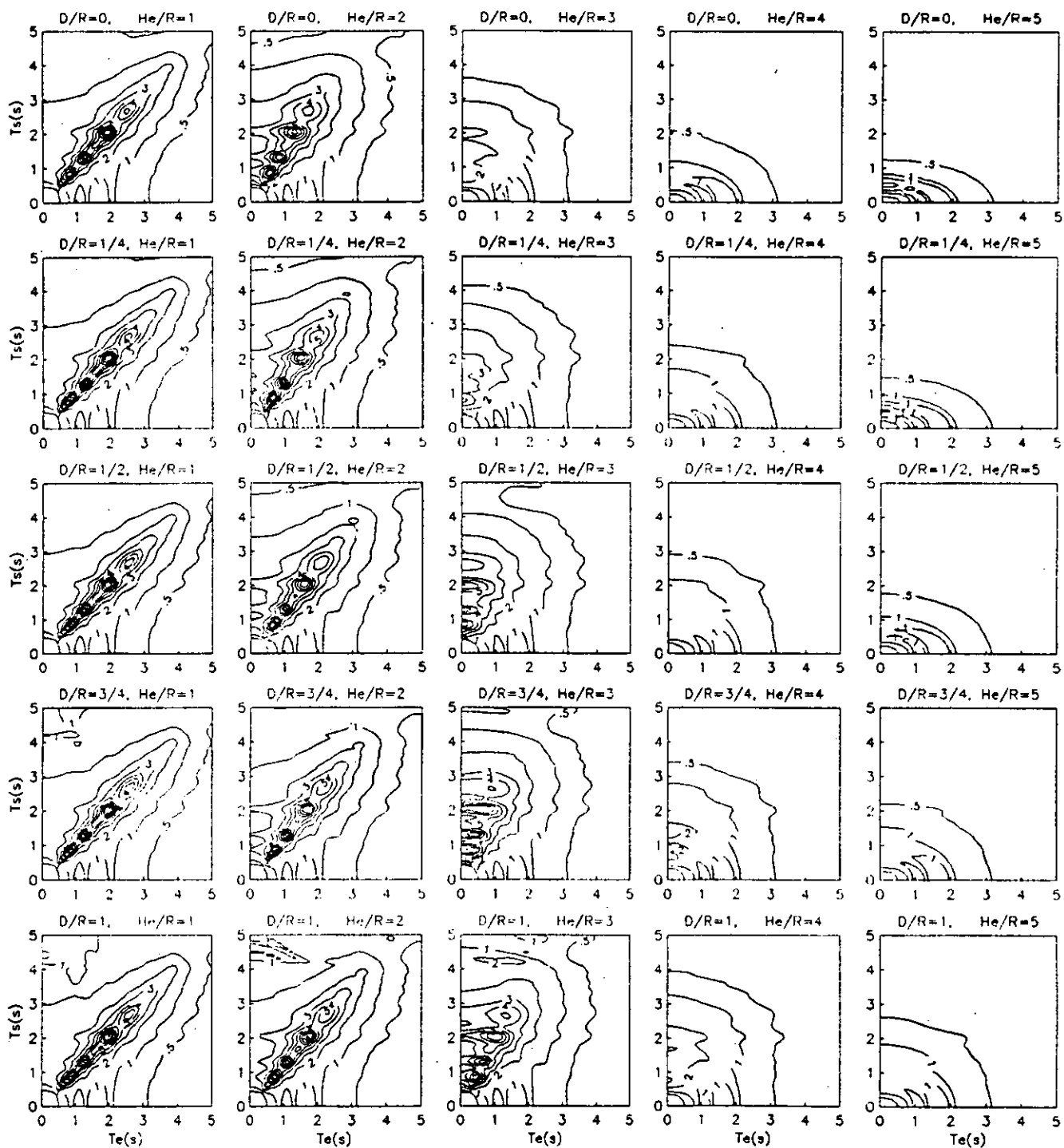


Fig. 17 $\nu = 0.45$, $He/R = 2$, pared con contacto total.

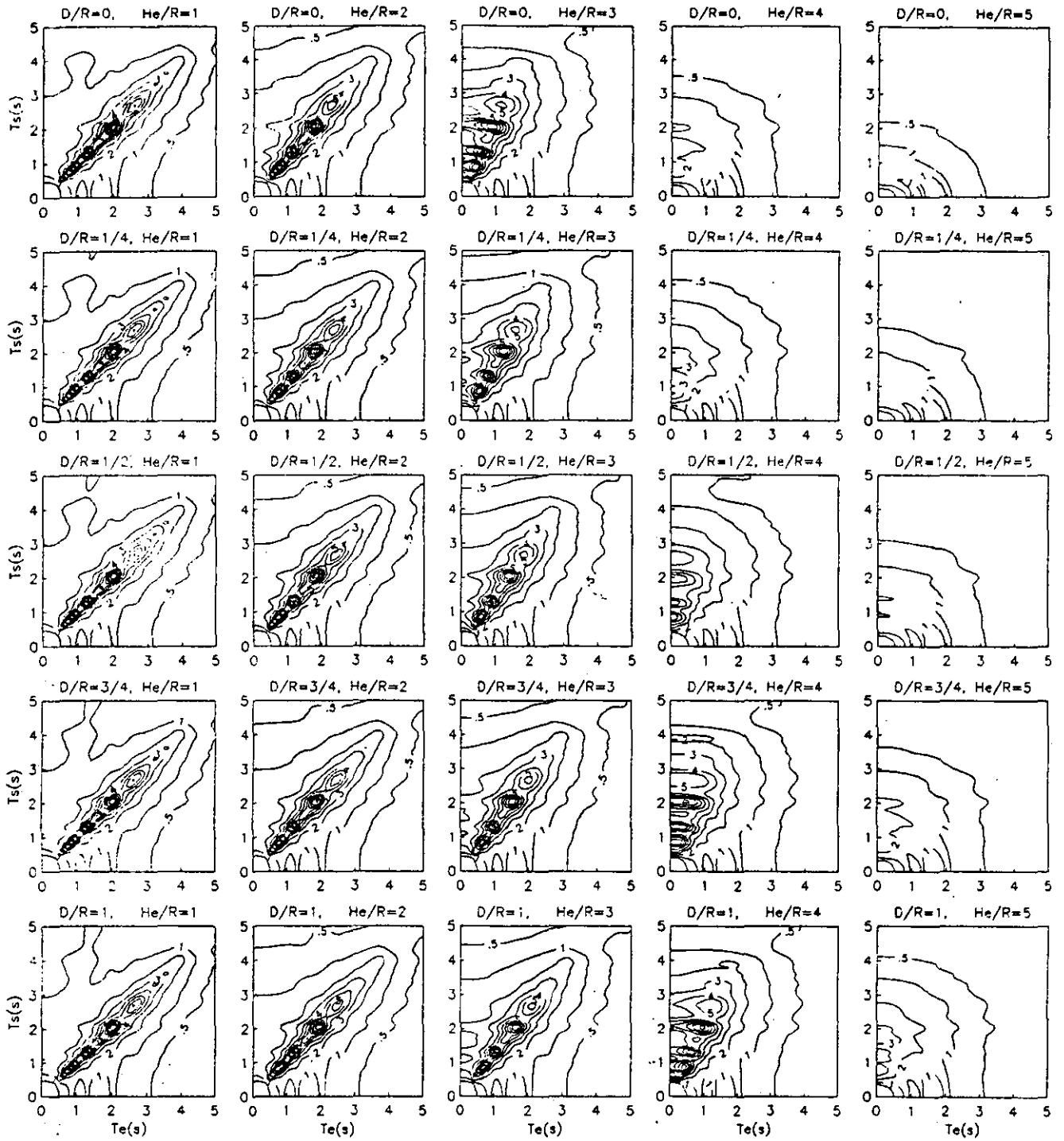


Fig. 18 $\nu = 0.45$, $Hs/R = 3$, pared con contacto total.

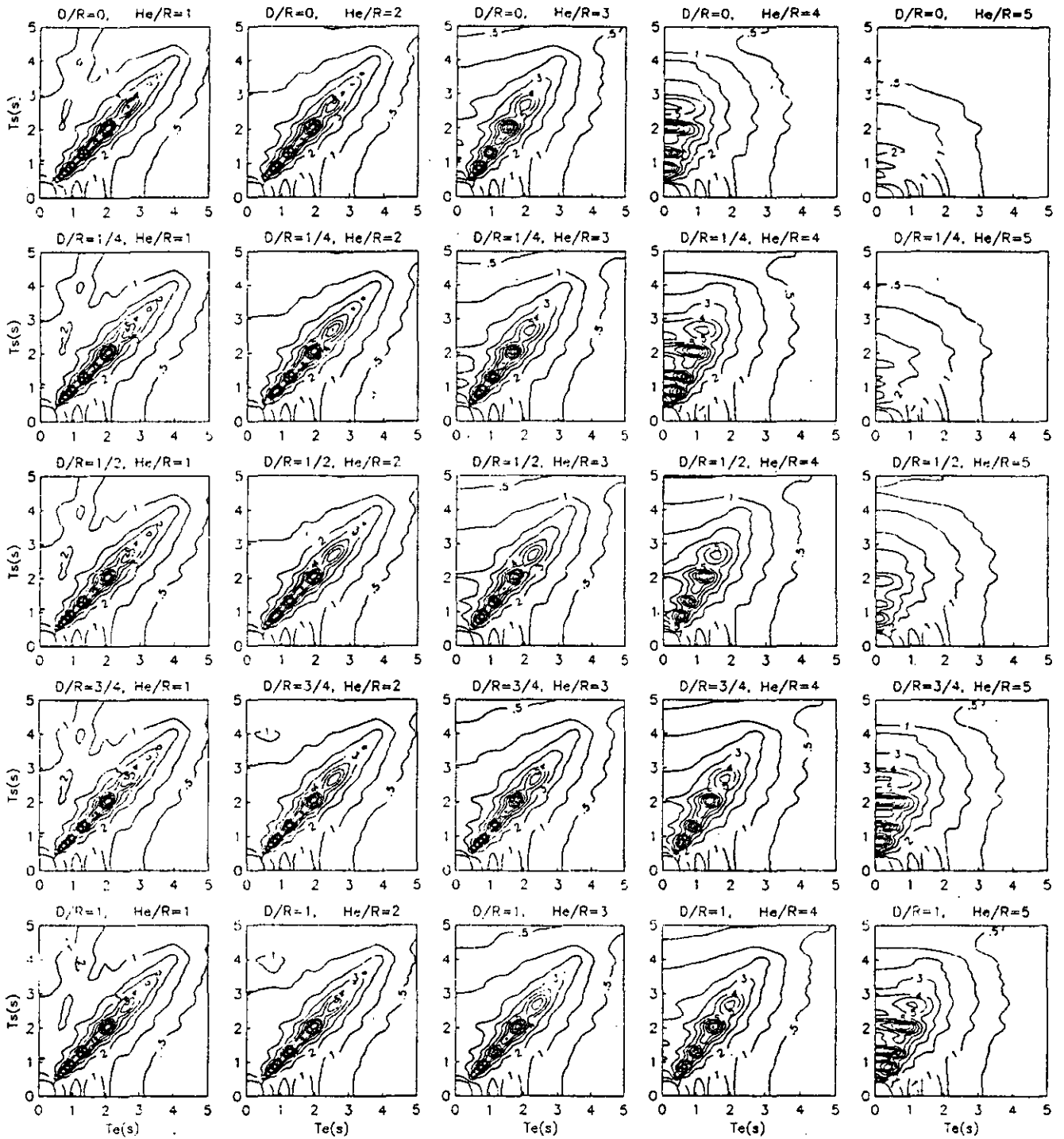


Fig. 19 $\nu = 0.45$, $Hs/R = 4$, pared con contacto total.

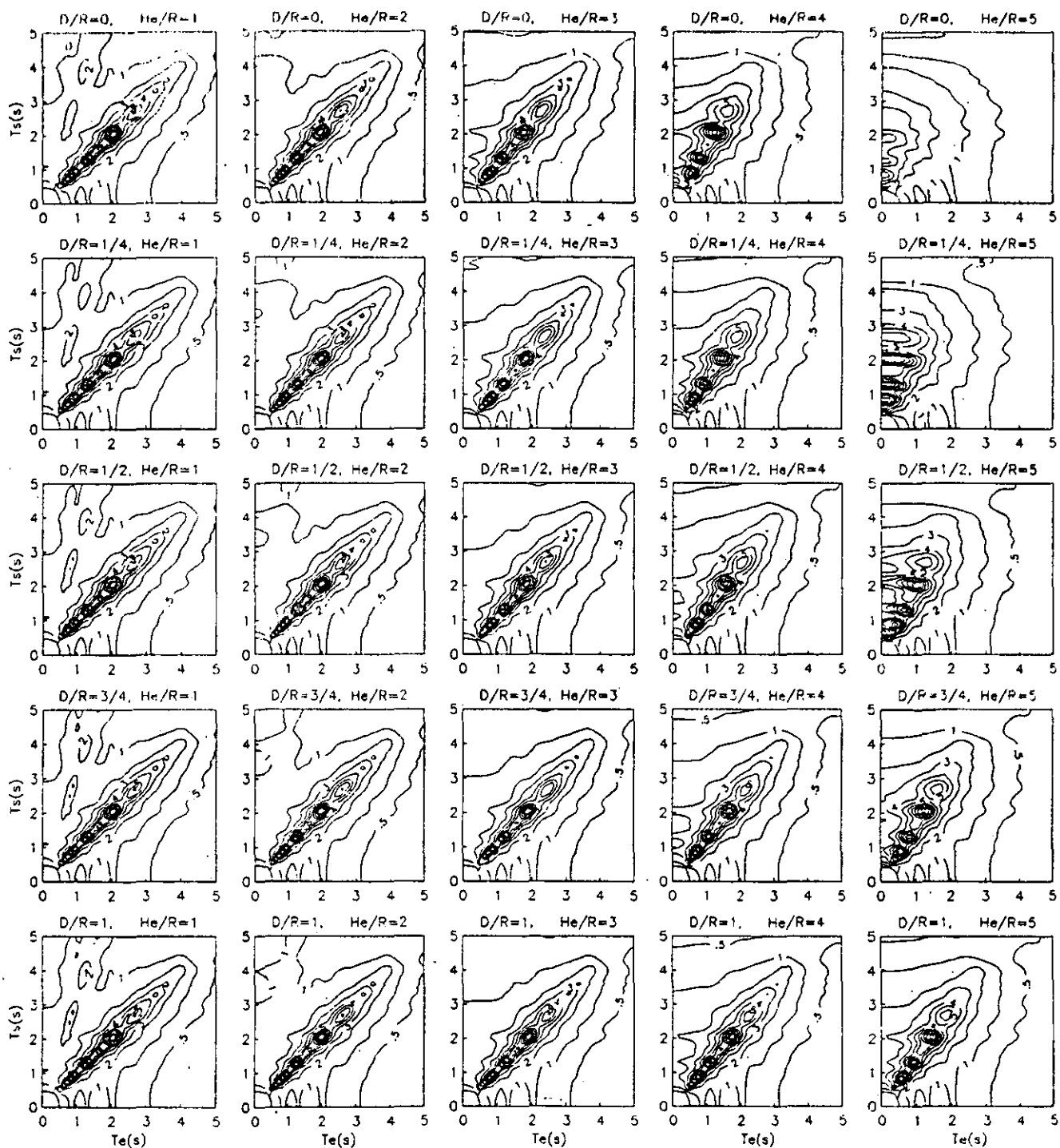


Fig. 20 $\nu = 0.45$, $He/R = 5$, pared con contacto total.

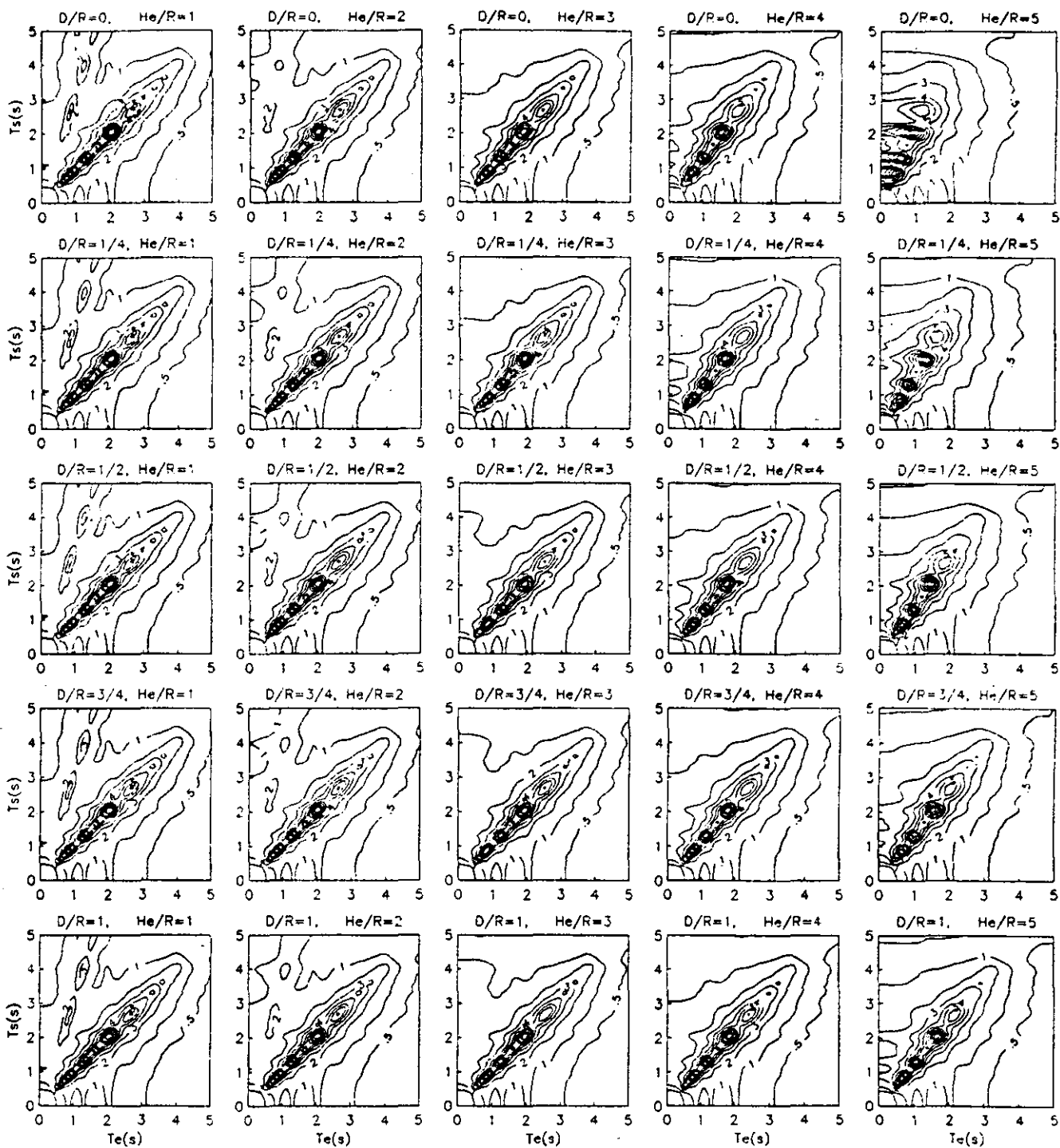


Fig. 21 $\nu = 0.45$, $H_s/R = 6$, pared con contacto total.

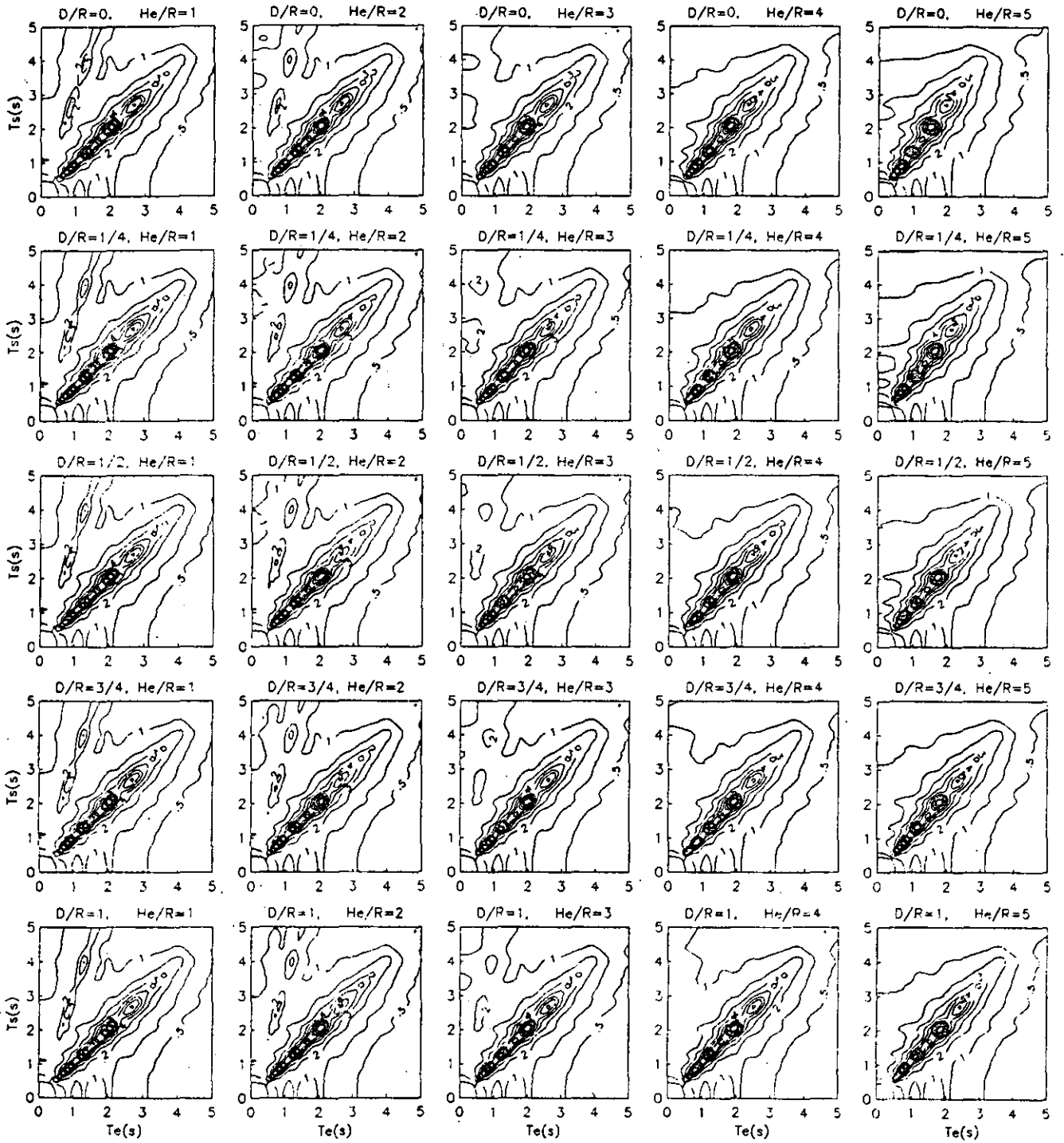


Fig. 22 $\nu = 0.45$, $H_s/R = 8$, pared con contacto total.

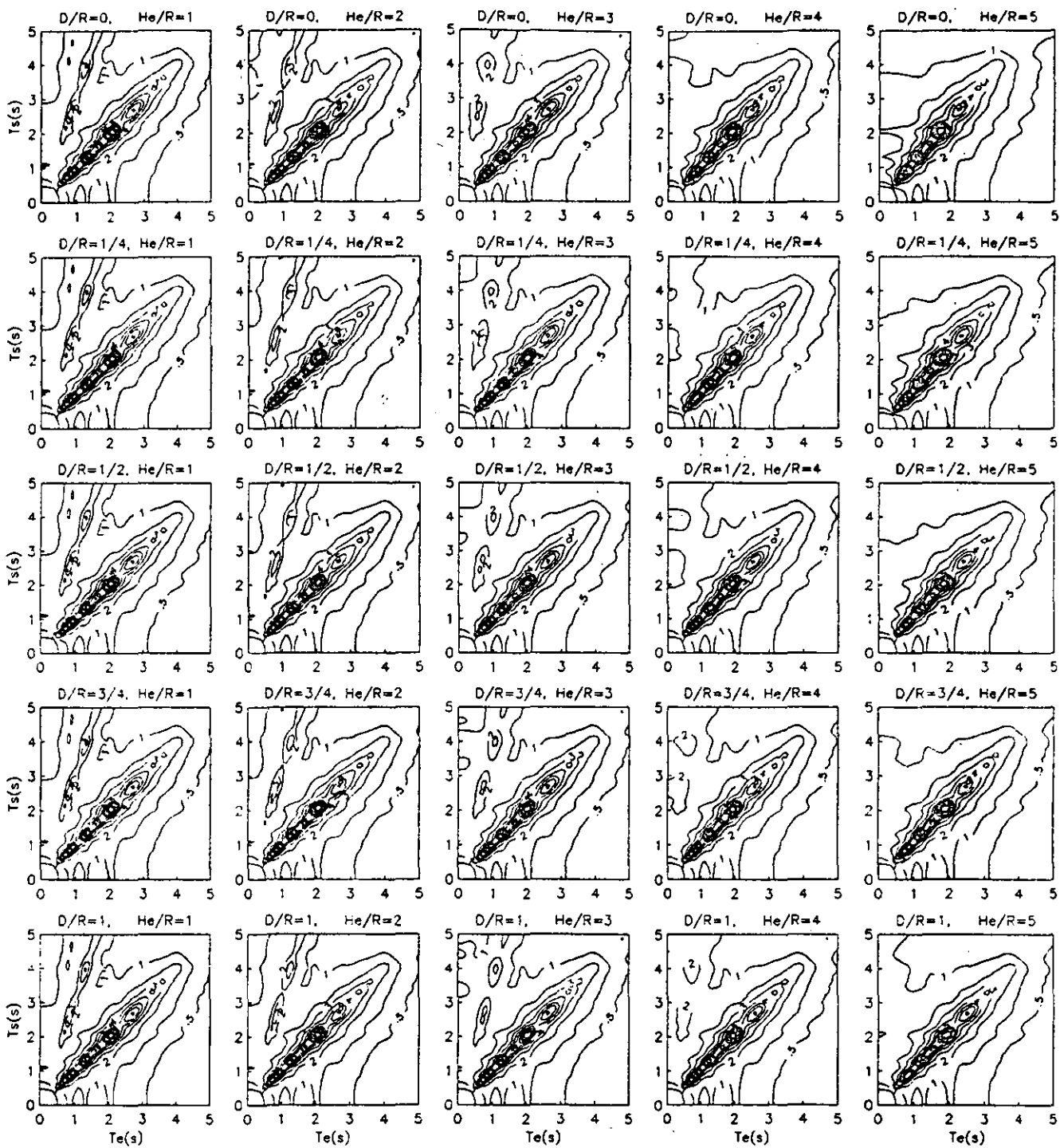


Fig. 23 $\nu = 0.45$, $He/R = 10$, pared con contacto total.

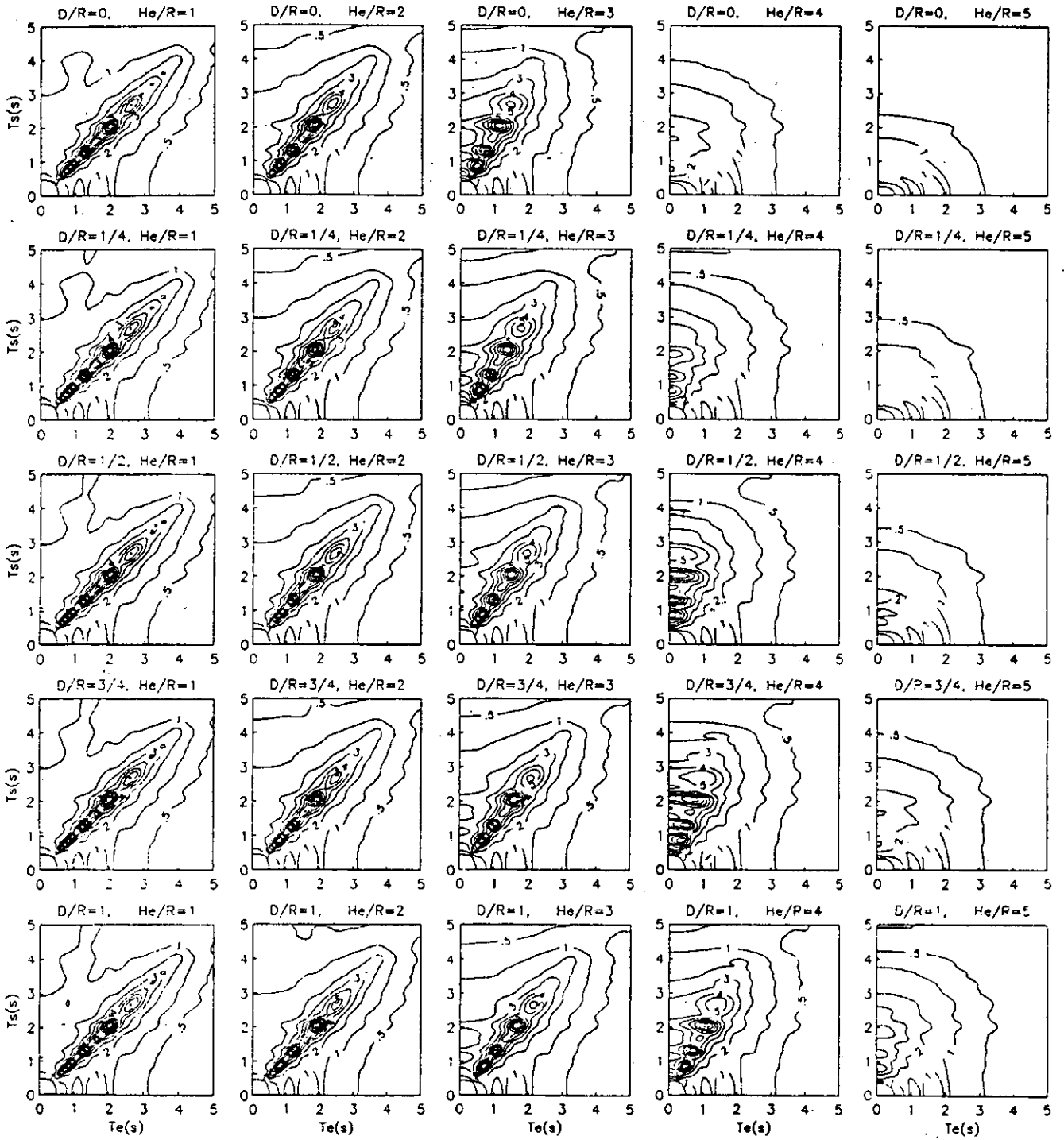


Fig. 25 $\nu = 1/2$, $Hs/R = 3$, pared con contacto total.

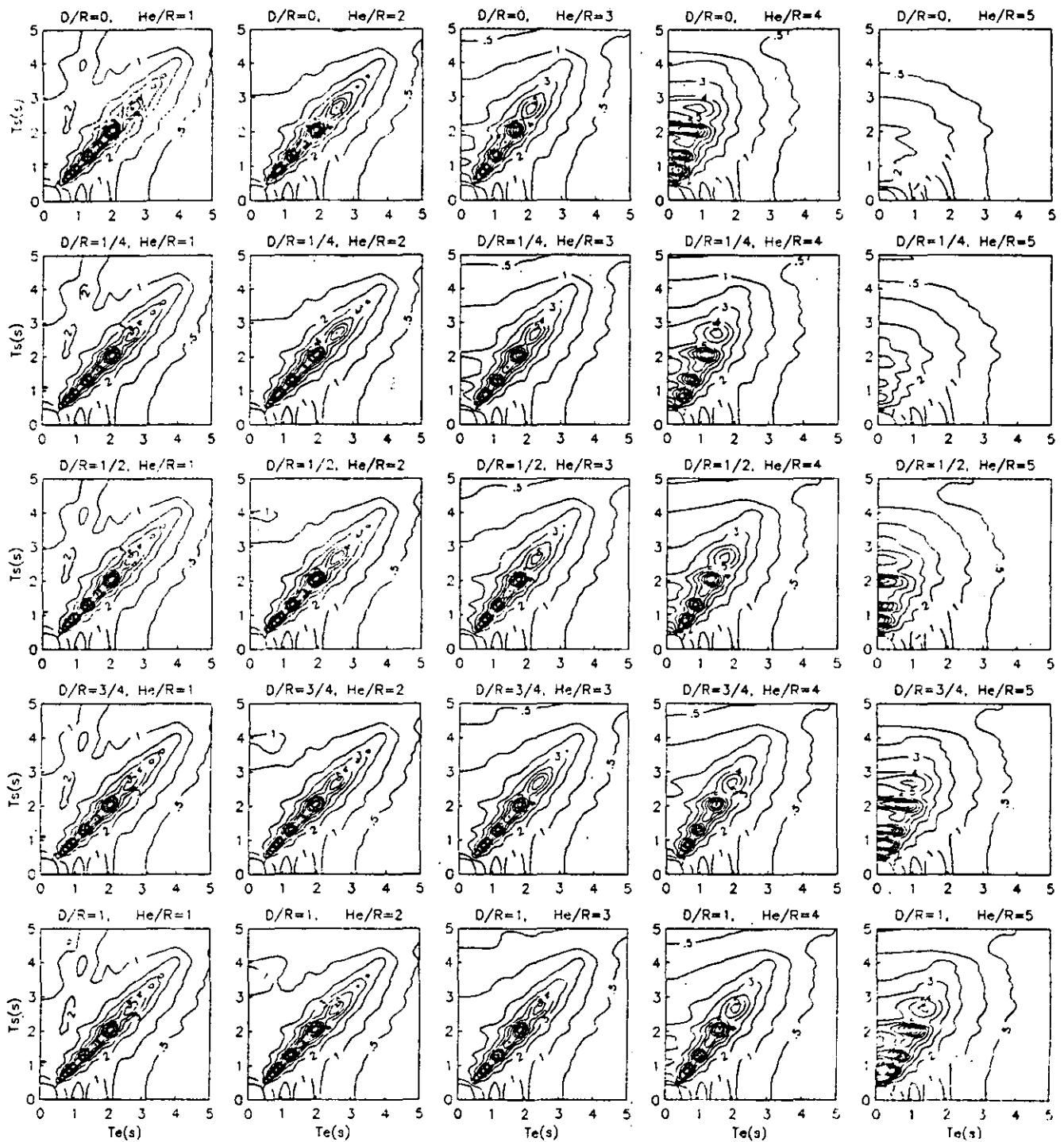


Fig. 26 $\nu = 1/2$, $Hs/R = 4$, pared con contacto total.

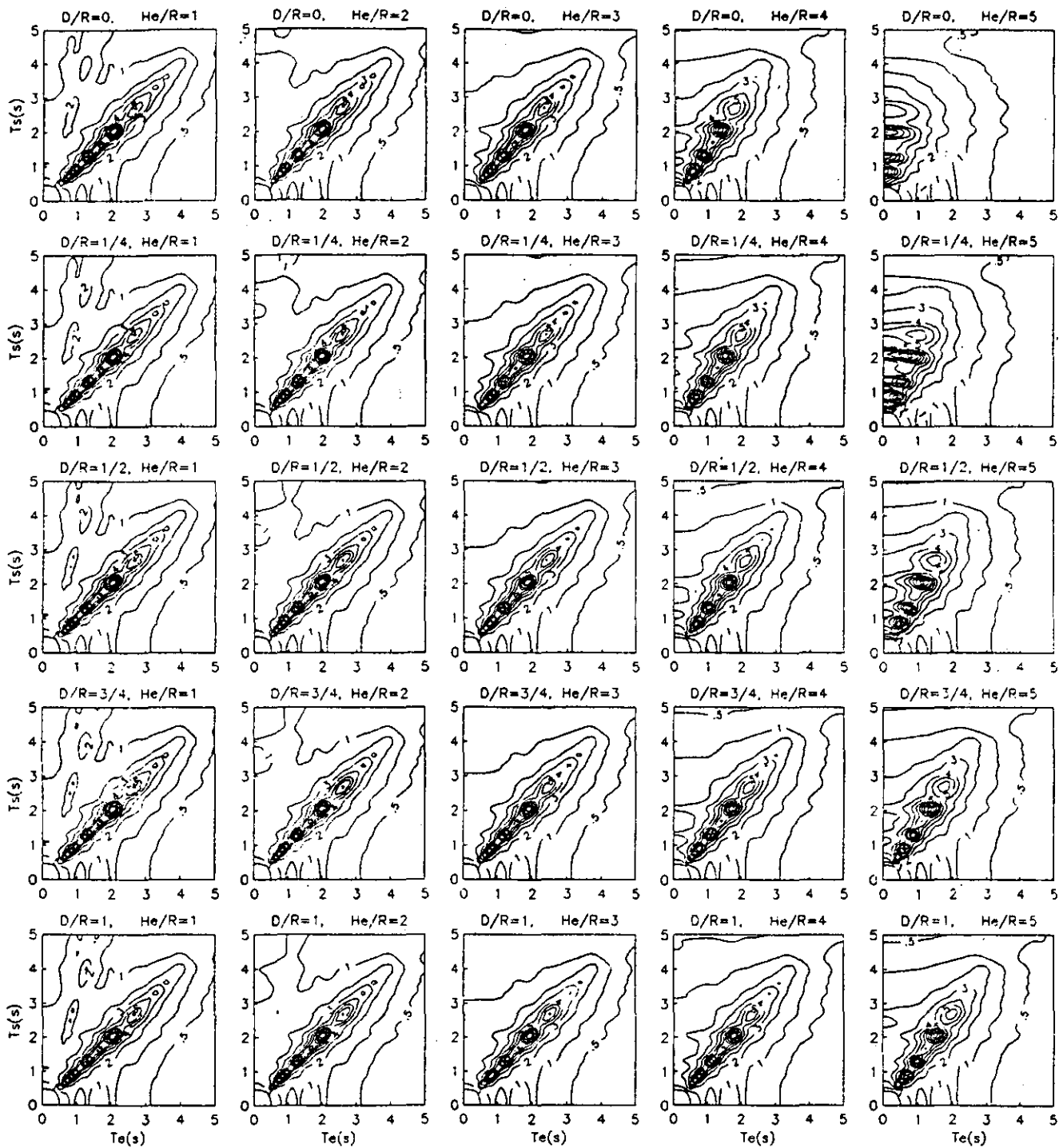


Fig. 27 $\nu = 1/2$, $He/R = 5$, pared con contacto total.

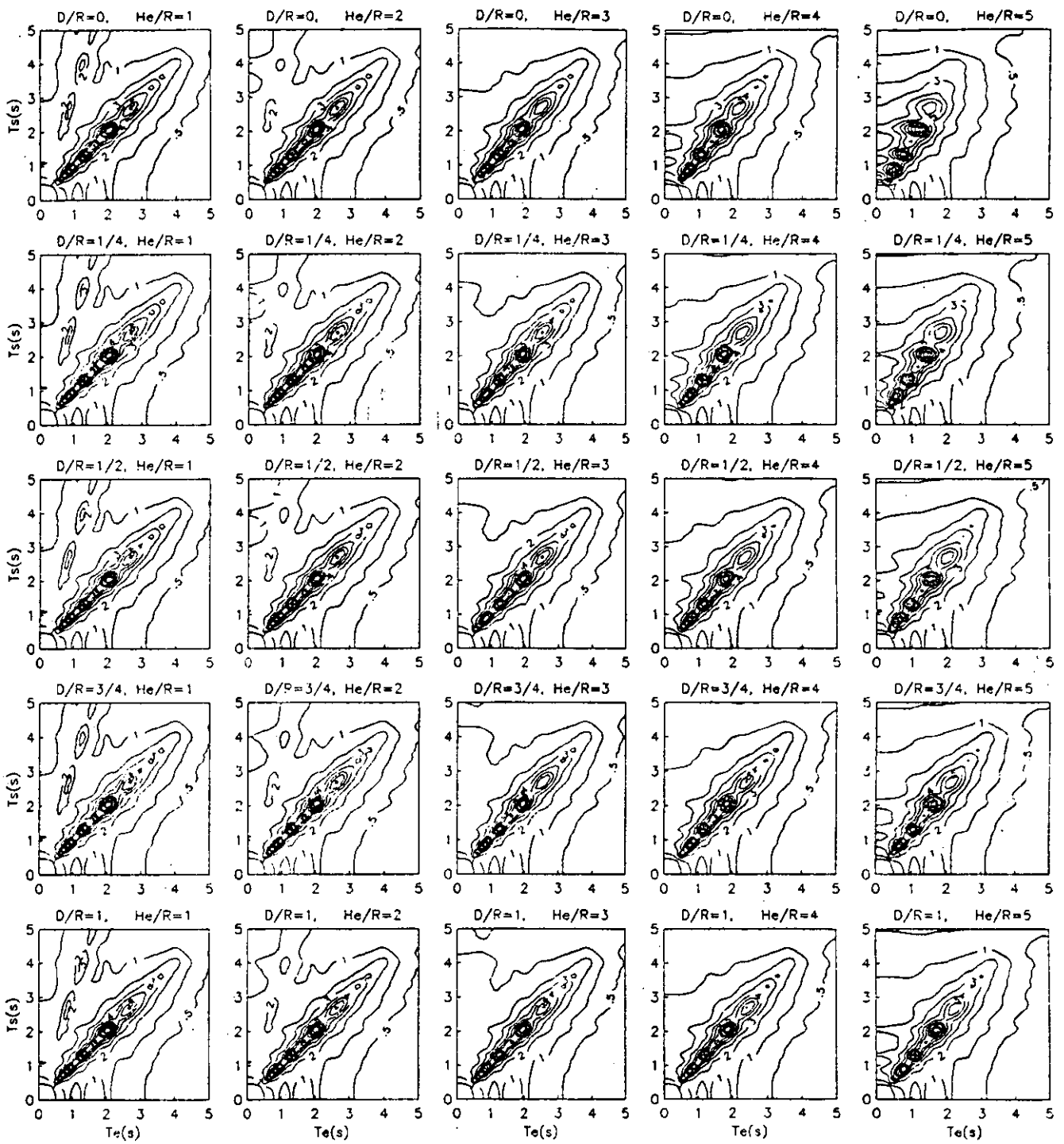


Fig. 28 $\nu = 1/2$, $Hs/R = 6$, pared con contacto total.

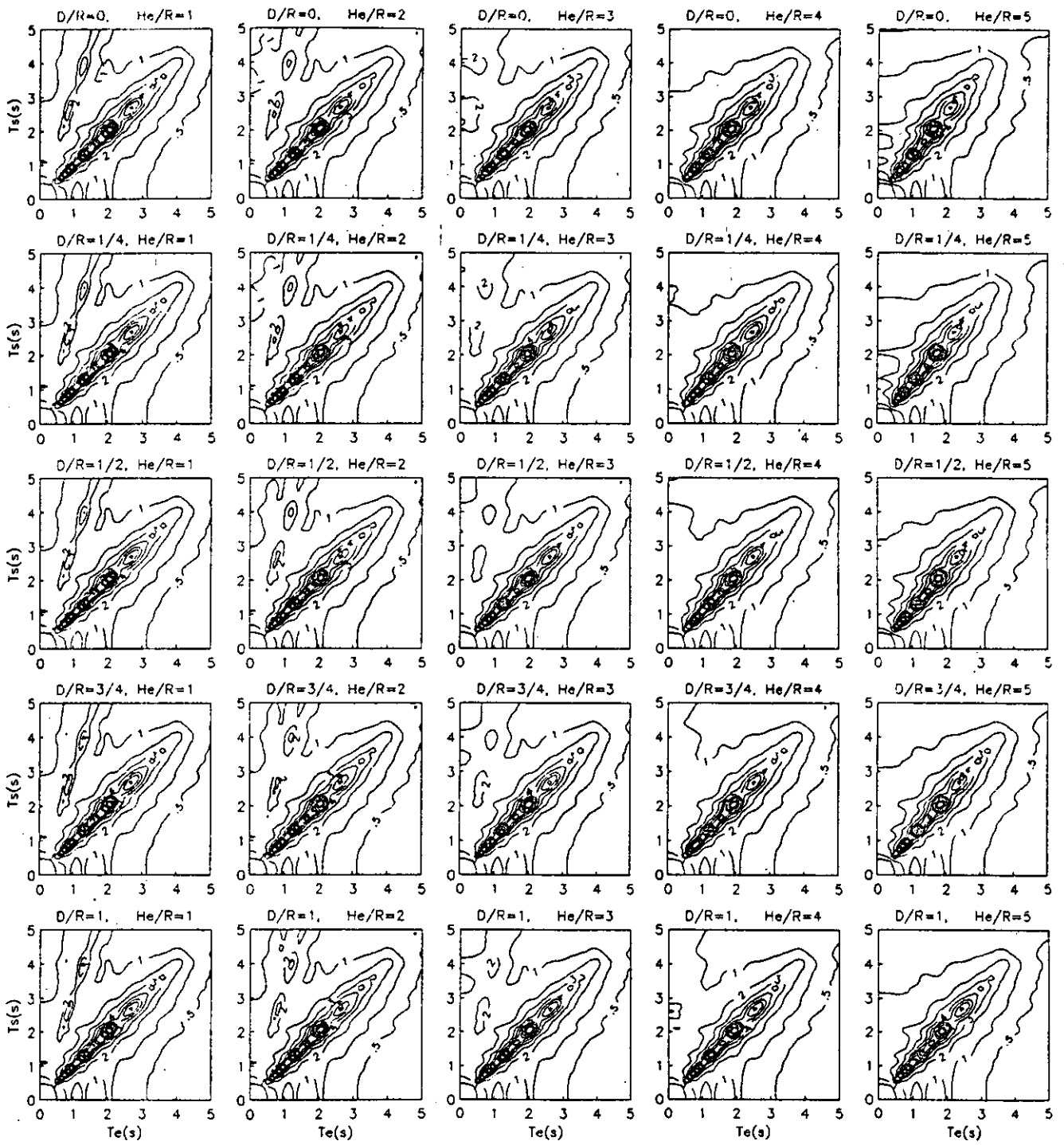


Fig. 29 $\nu = 1/2$, $Hs/R = 8$, pared con contacto total.

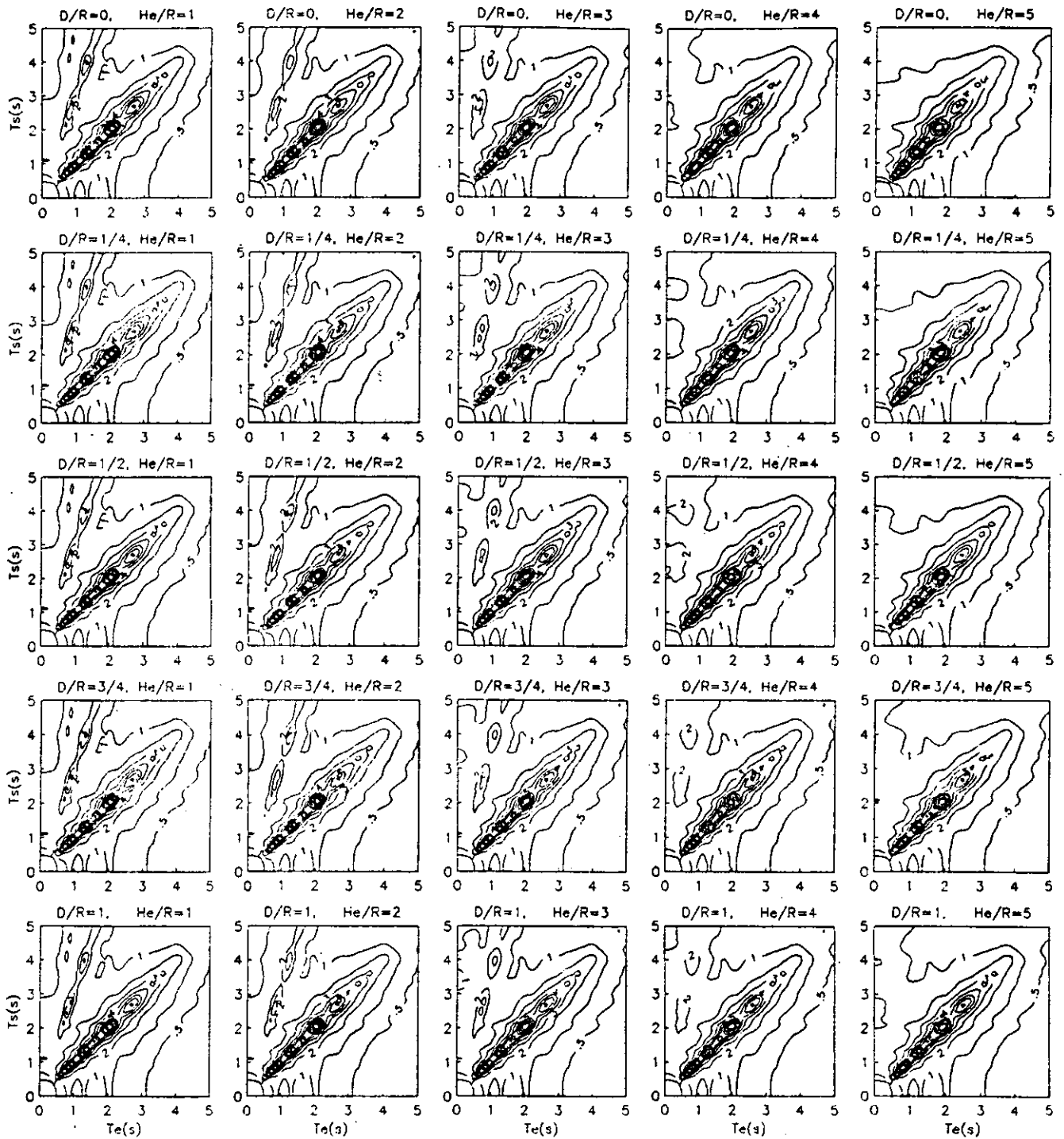


Fig. 30 $\nu = 1/2$, $Hs/R = 10$, pared con contacto total.

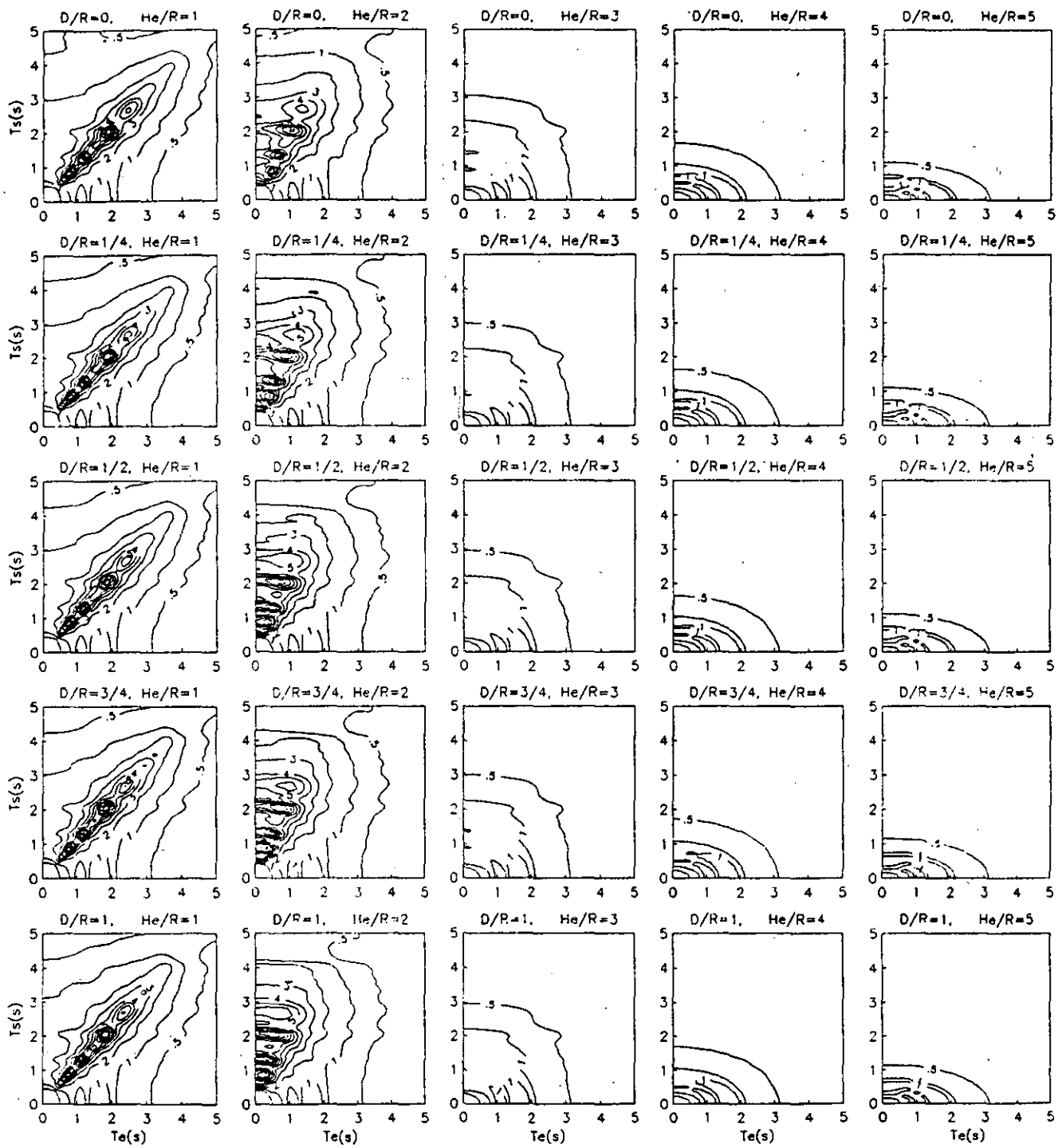


Fig. 31 $\nu = 1/3$, $He/R = 2$, pared con contacto nulo.

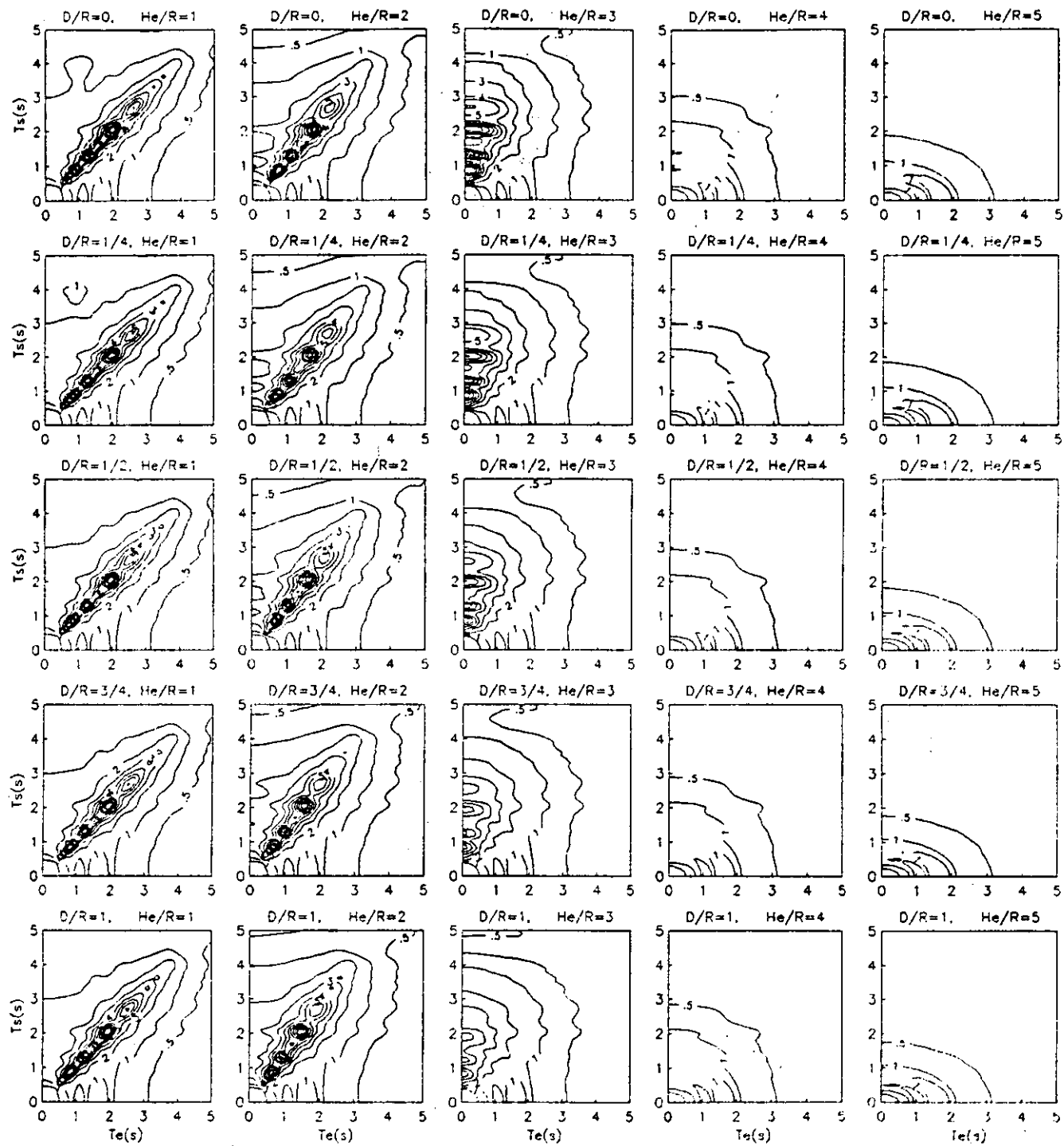


Fig. 32 $\nu = 1/3$, $Hs/R = 3$, pared con contacto nulo.

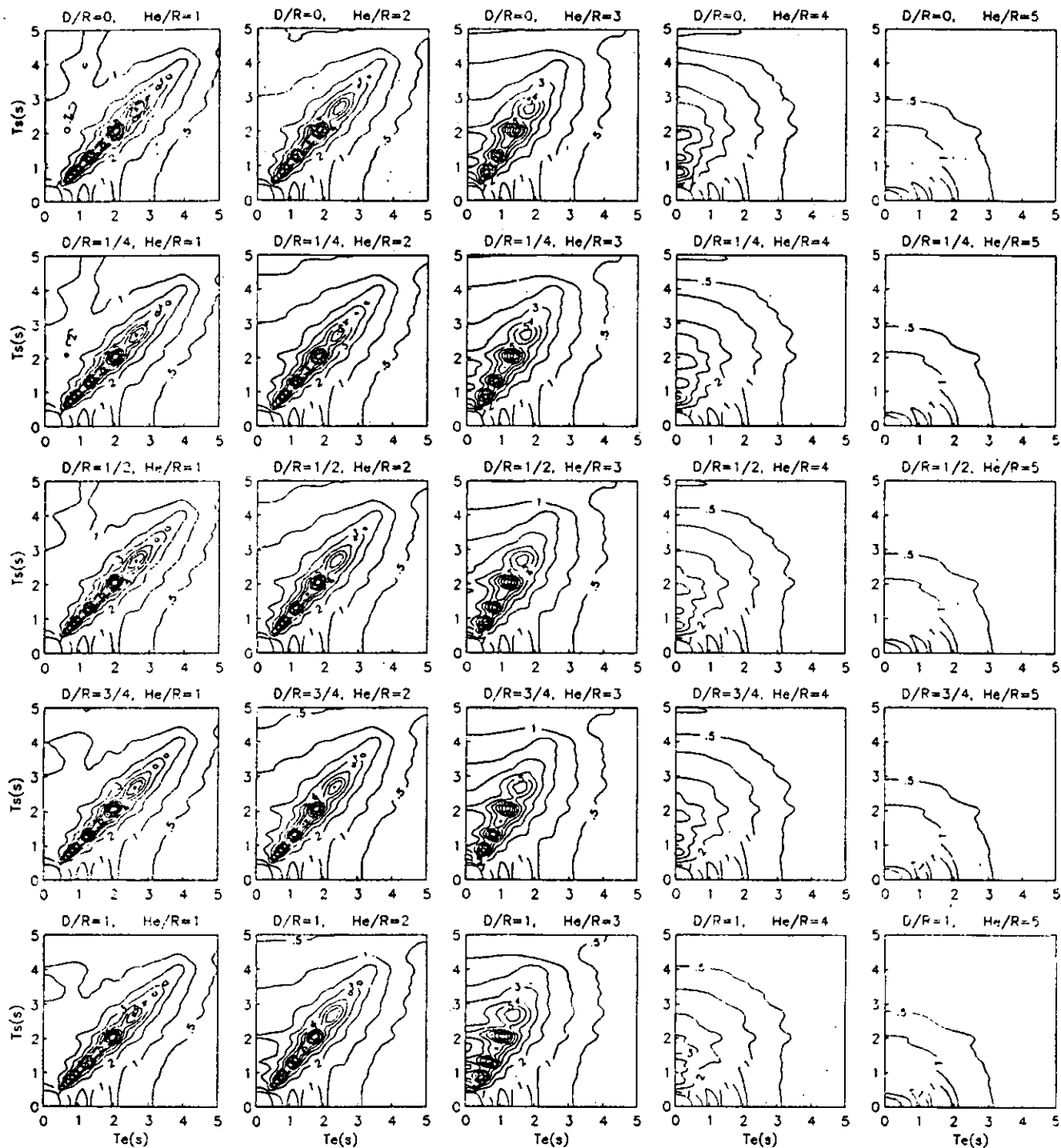


Fig. 33 $\nu = 1/3, H_s/R = 4$, pared con contacto nulo.

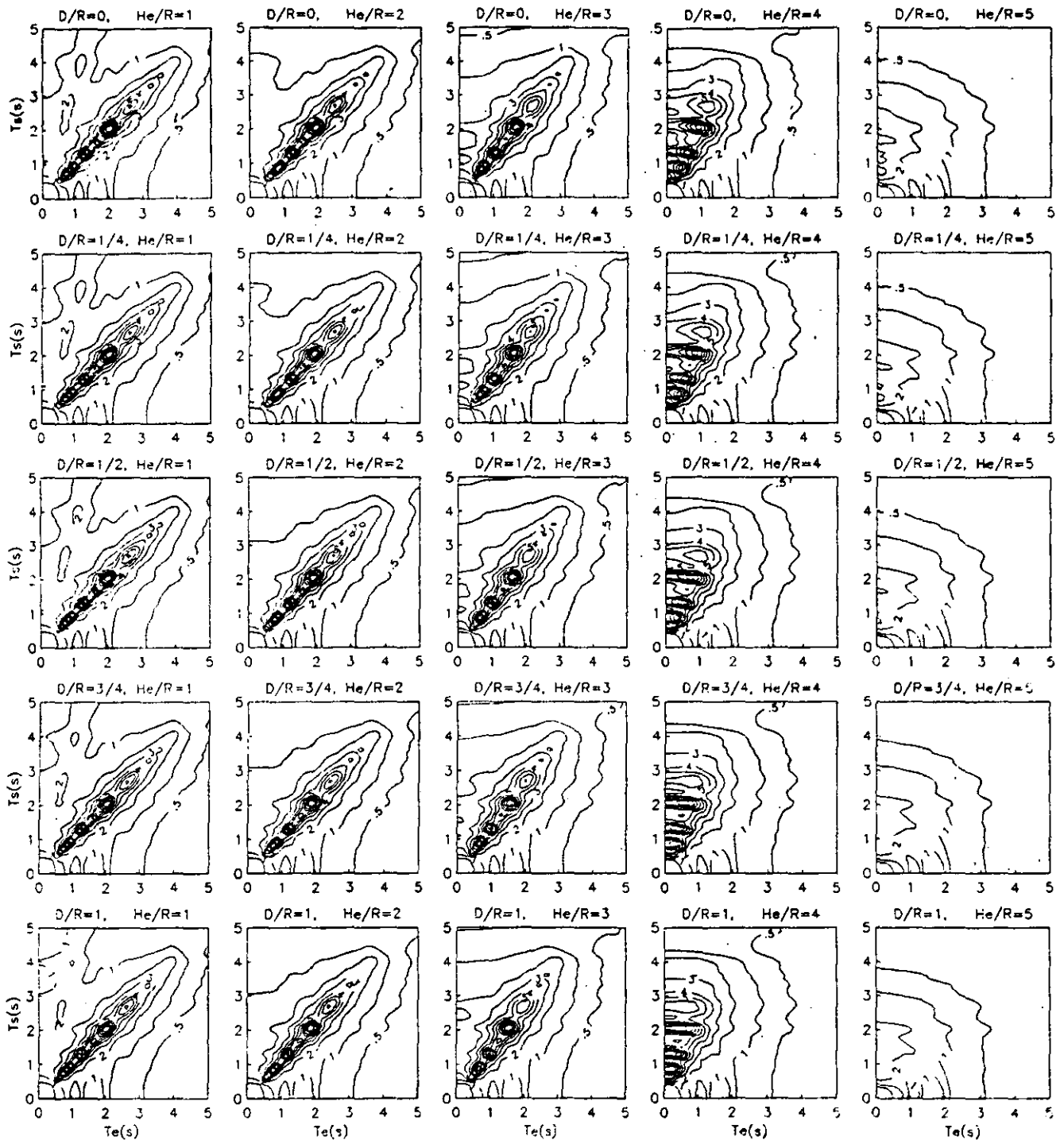


Fig. 34 $\nu = 1/3$, $He/R = 5$, pared con contacto nulo.

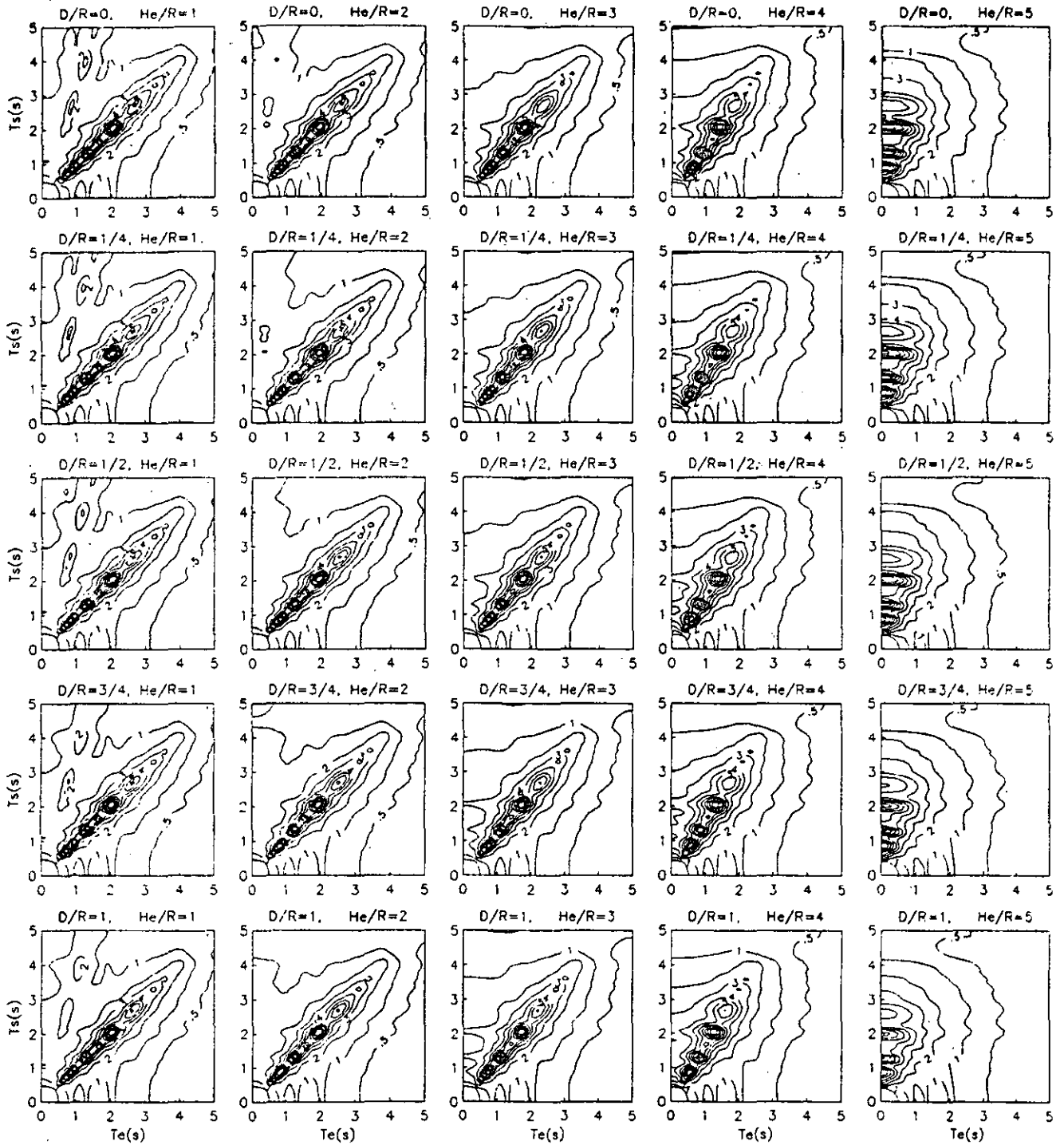


Fig. 35 $\nu = 1/3$, $Hs/R = 6$, pared con contacto nulo.

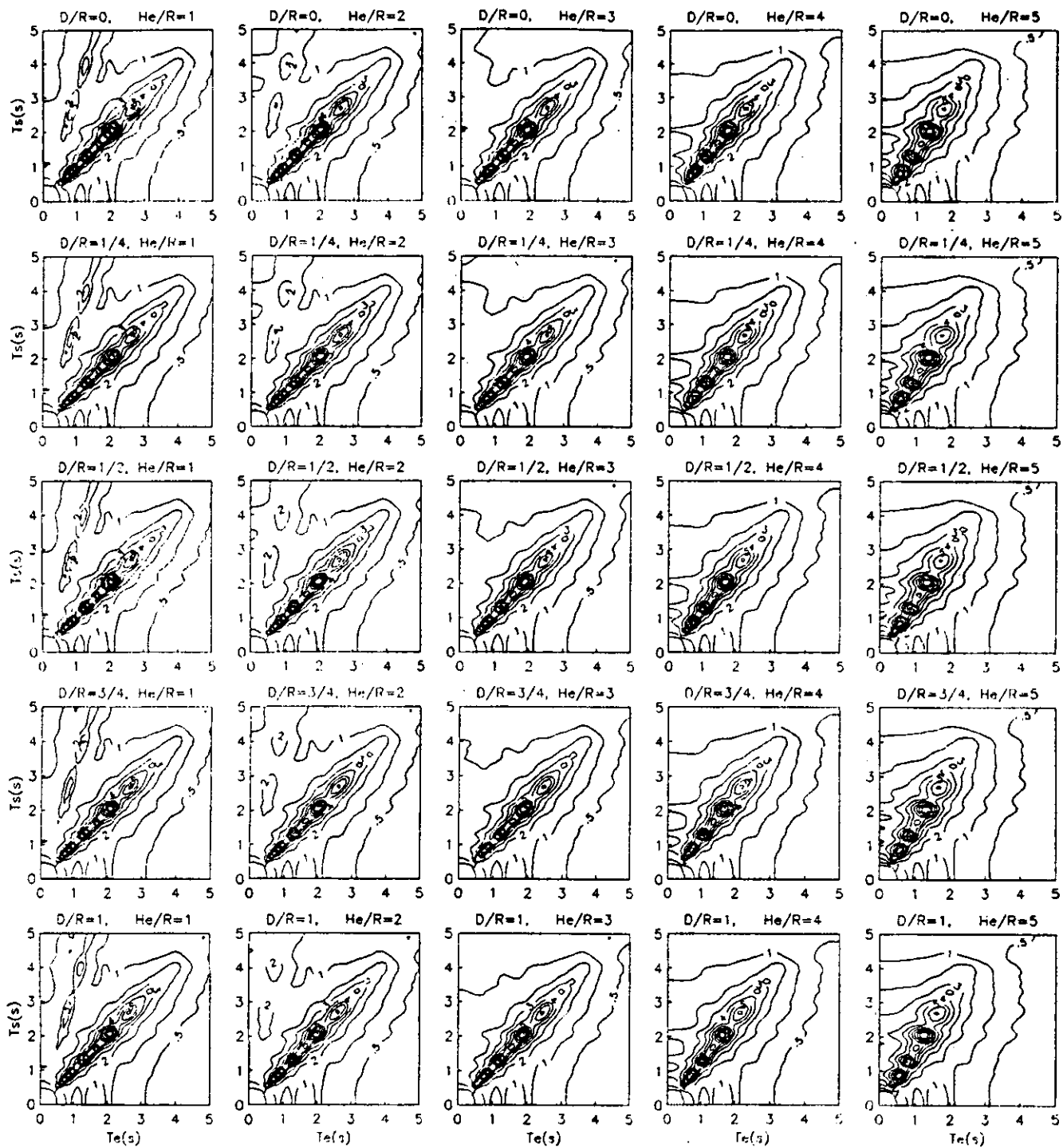


Fig. 36 $\nu = 1/3$, $He/R = 8$, pared con contacto nulo.

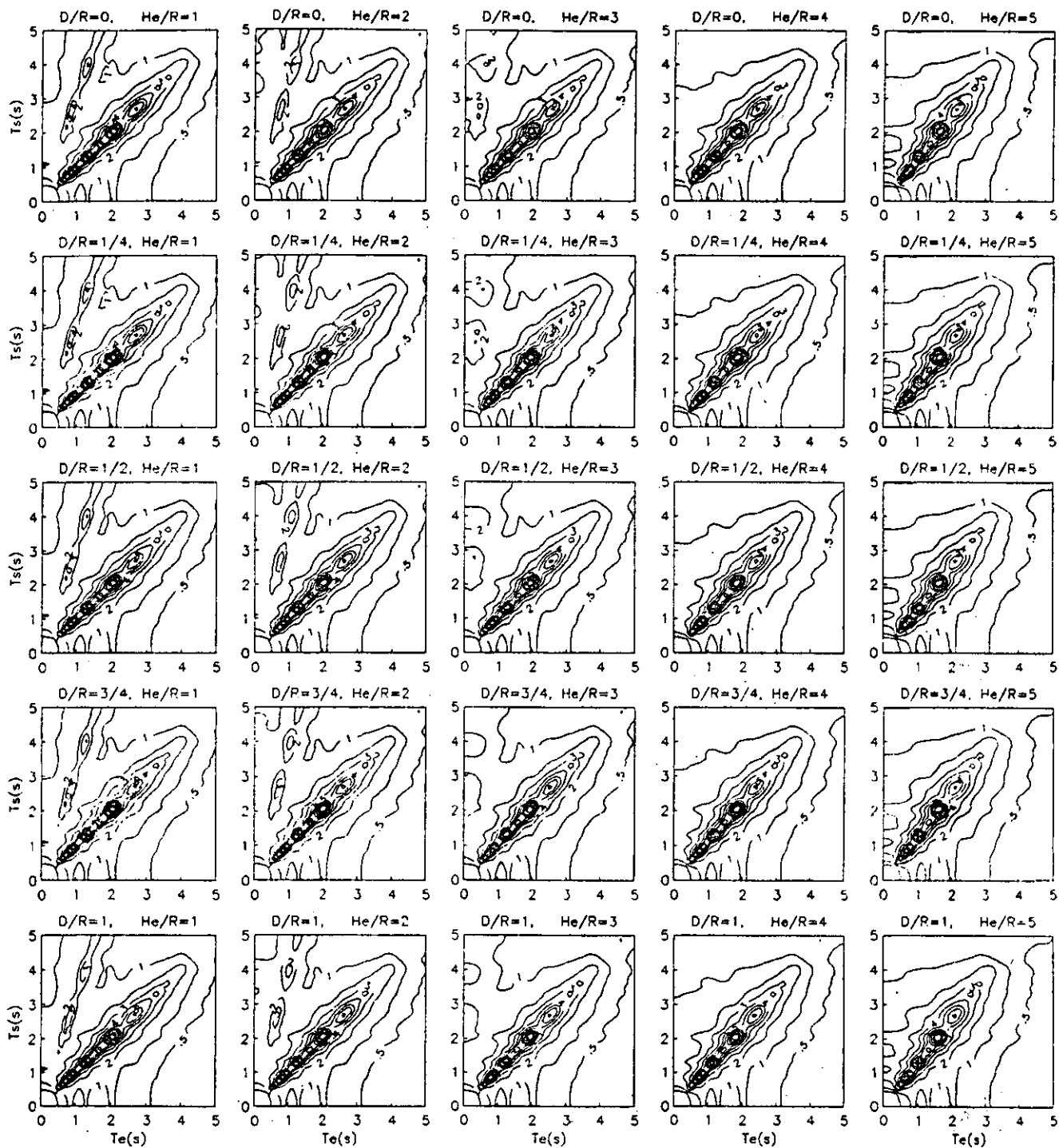


Fig. 37 $\nu = 1/3$, $He/R = 10$, pared con contacto nulo.

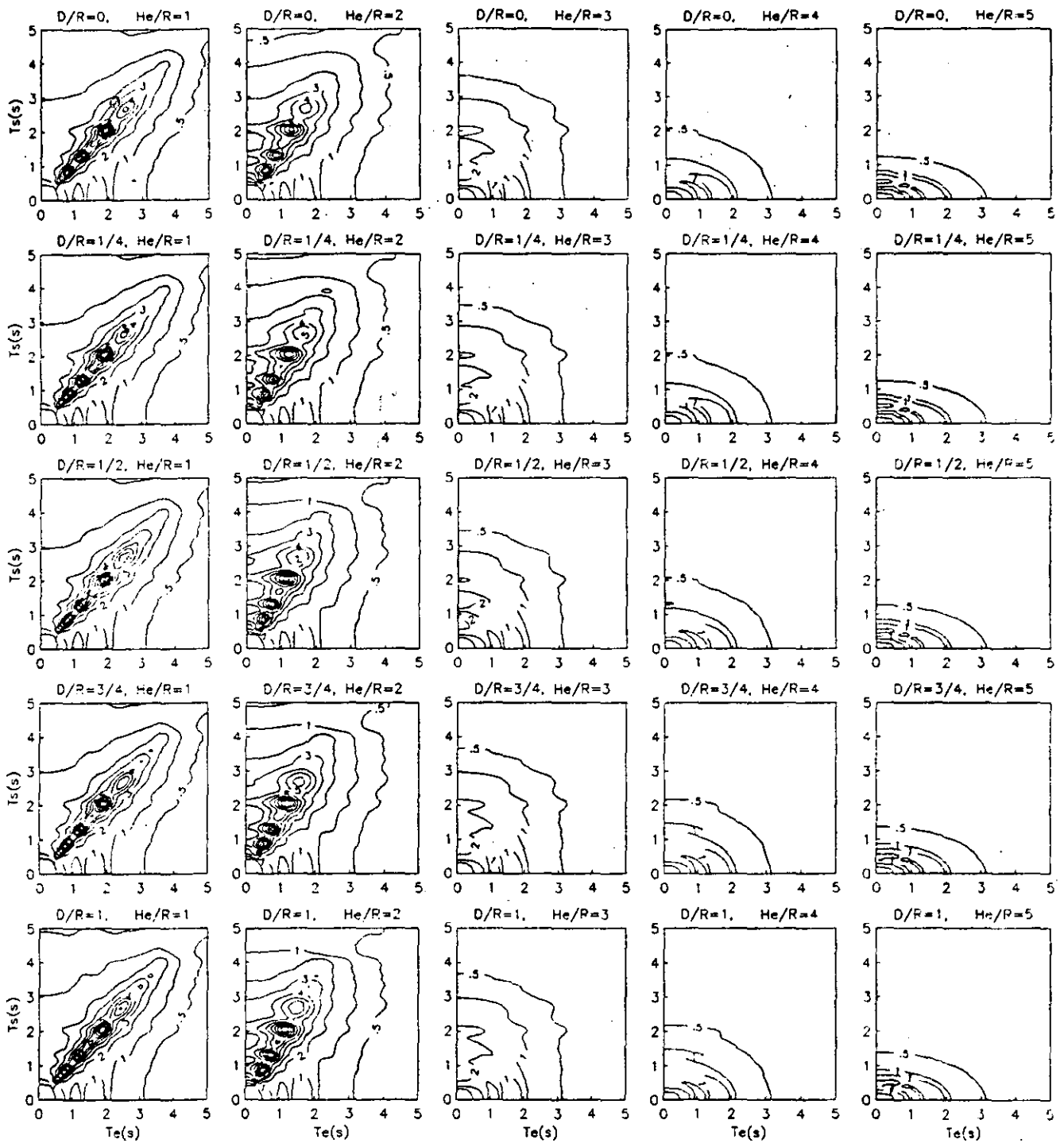


Fig. 38 $\nu = 0.45$, $H_s/R = 2$, pared con contacto nulo.

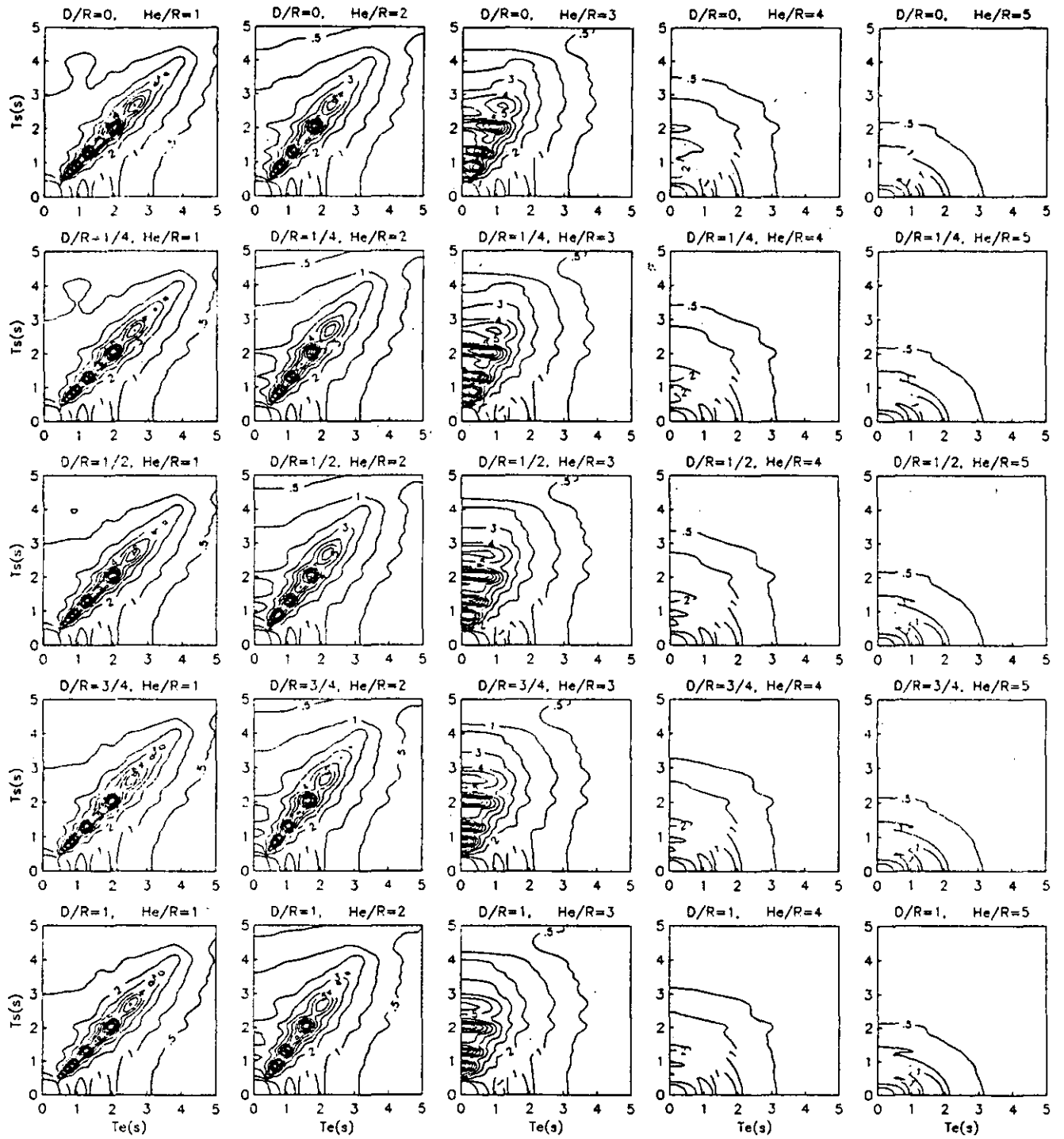


Fig. 39 $\nu = 0.45$, $He/R = 3$, pared con contacto nulo.

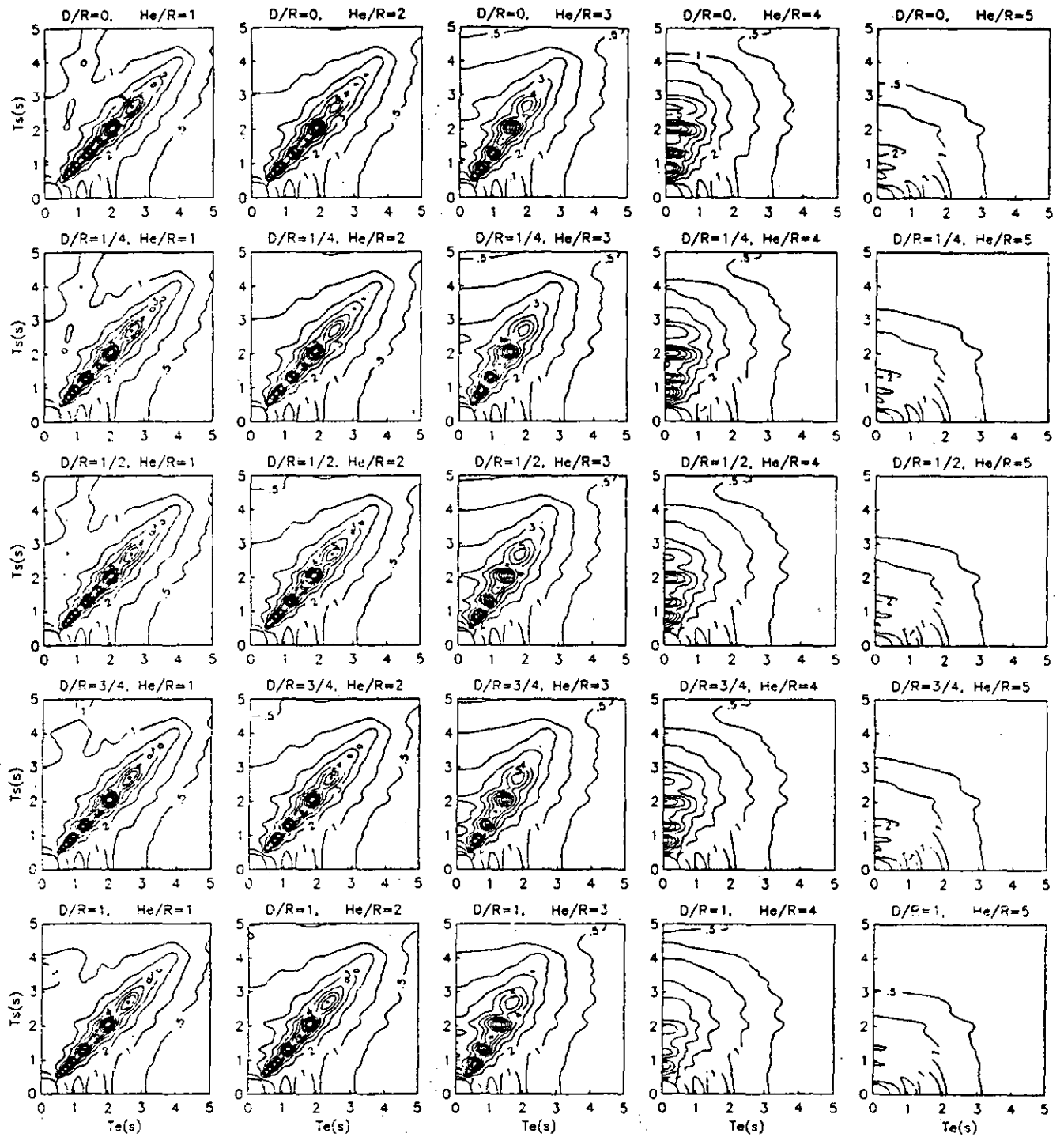


Fig. 40 $\nu = 0.45$, $He/R = 4$, pared con contacto nulo.

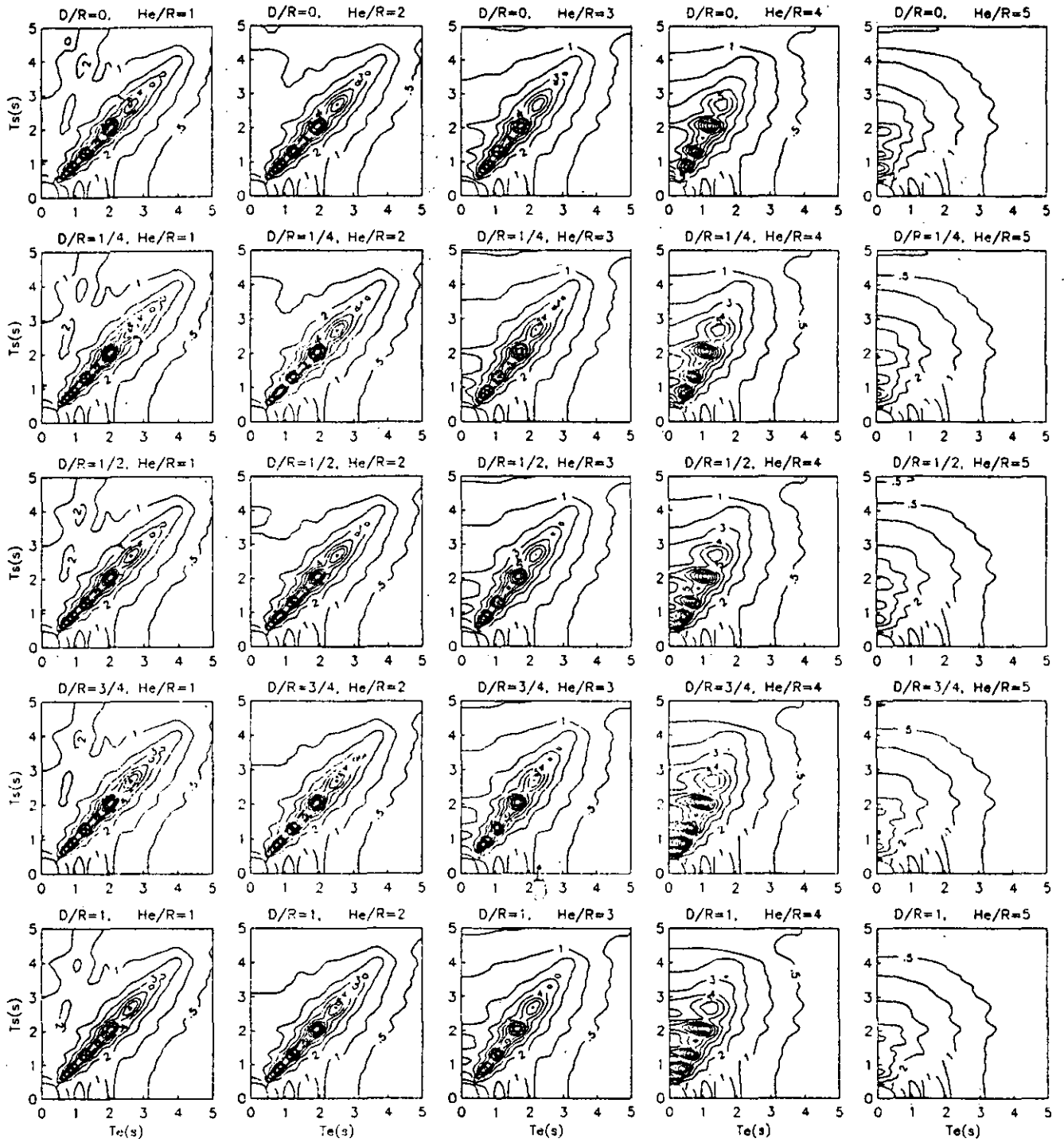


Fig. 41 $\nu = 0.45$, $Hs/R = 5$, pared con contacto nulo.

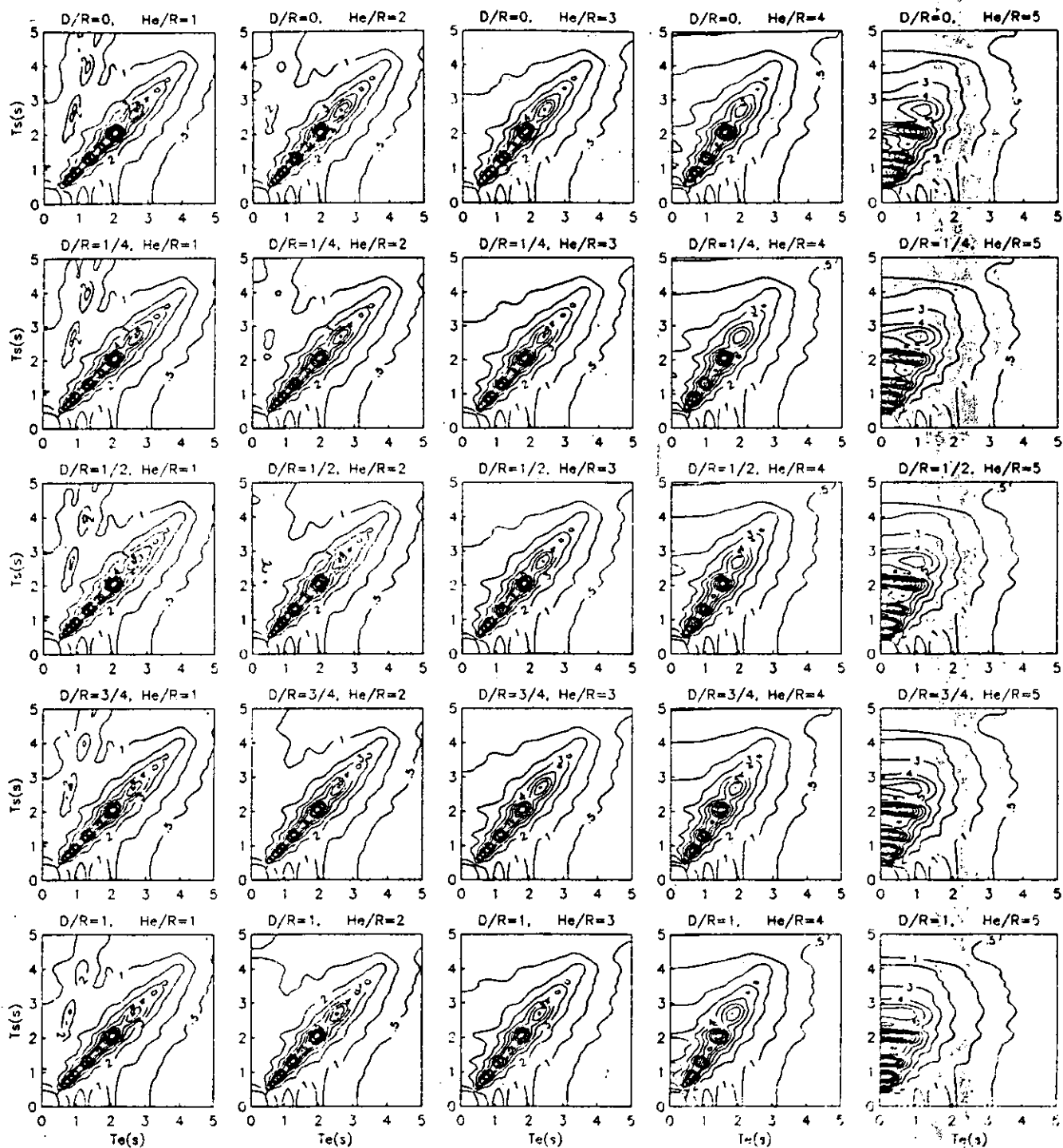


Fig. 42 $\nu = 0.45$, $Hs/R = 6$, pared con contacto nulo.

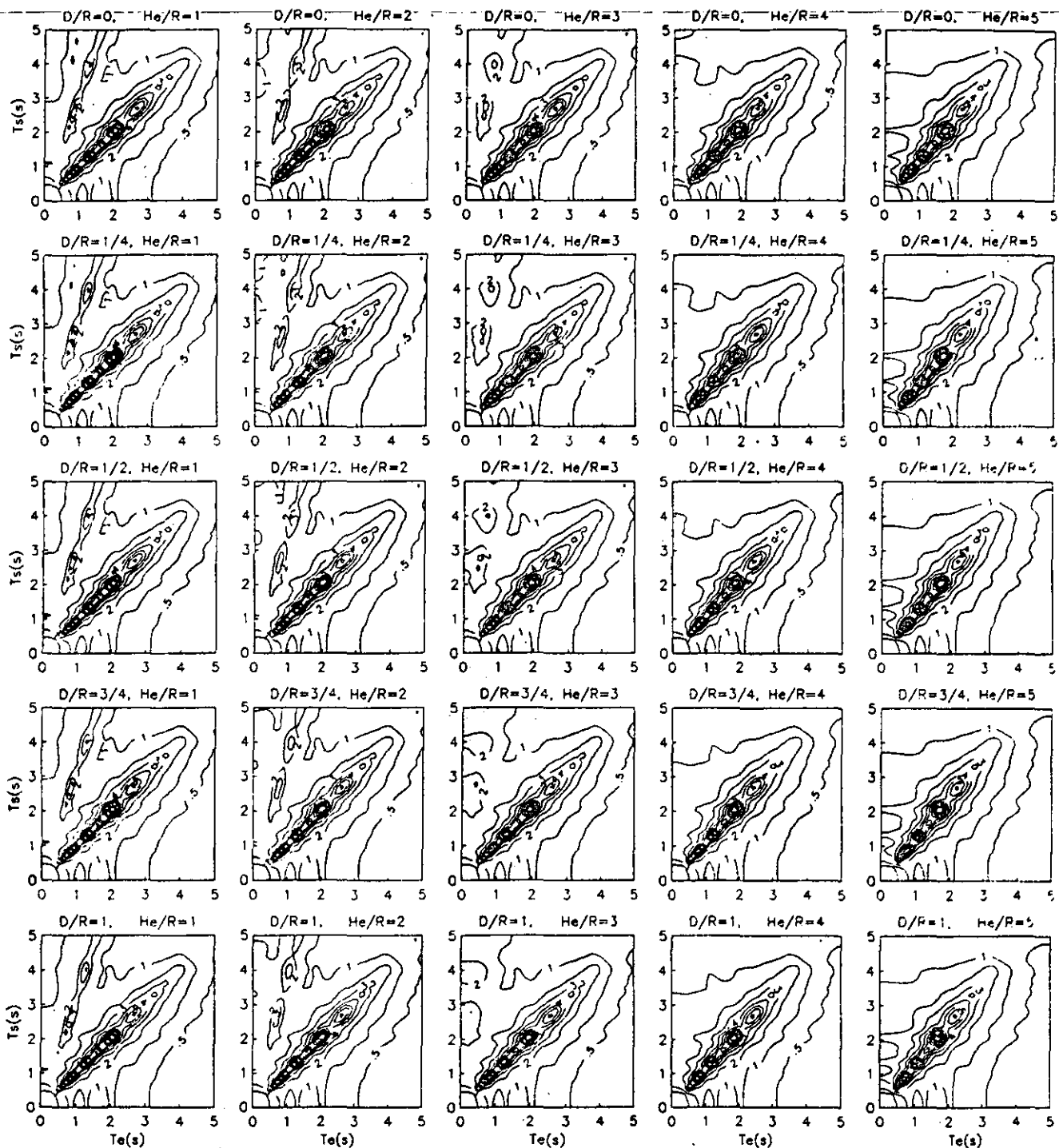


Fig. 44 $\nu = 0.45$, $He/R = 10$, pared con contacto nulo.

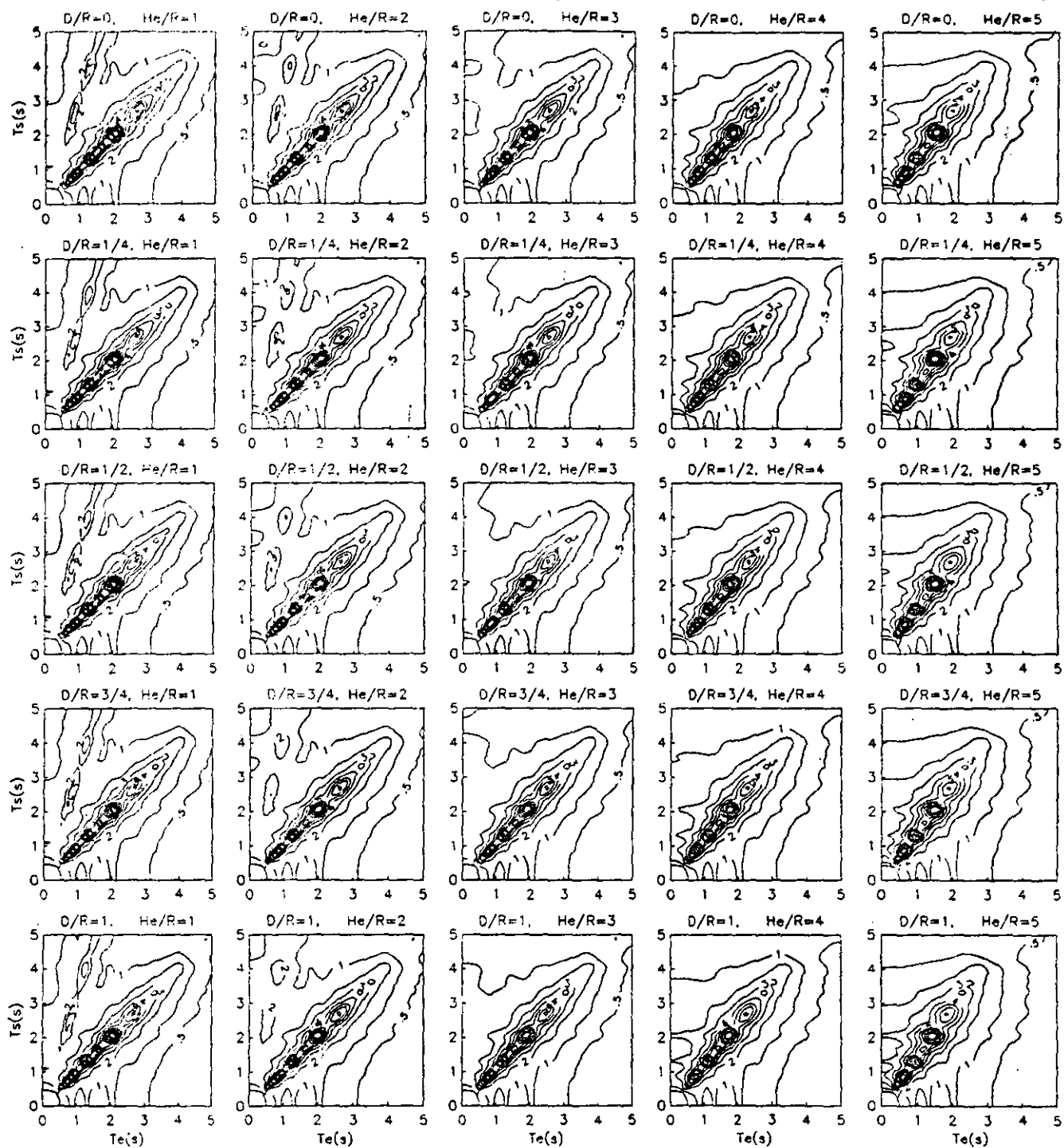


Fig. 43 $\nu = 0.45$, $Hs/R = 8$, pared con contacto nulo.

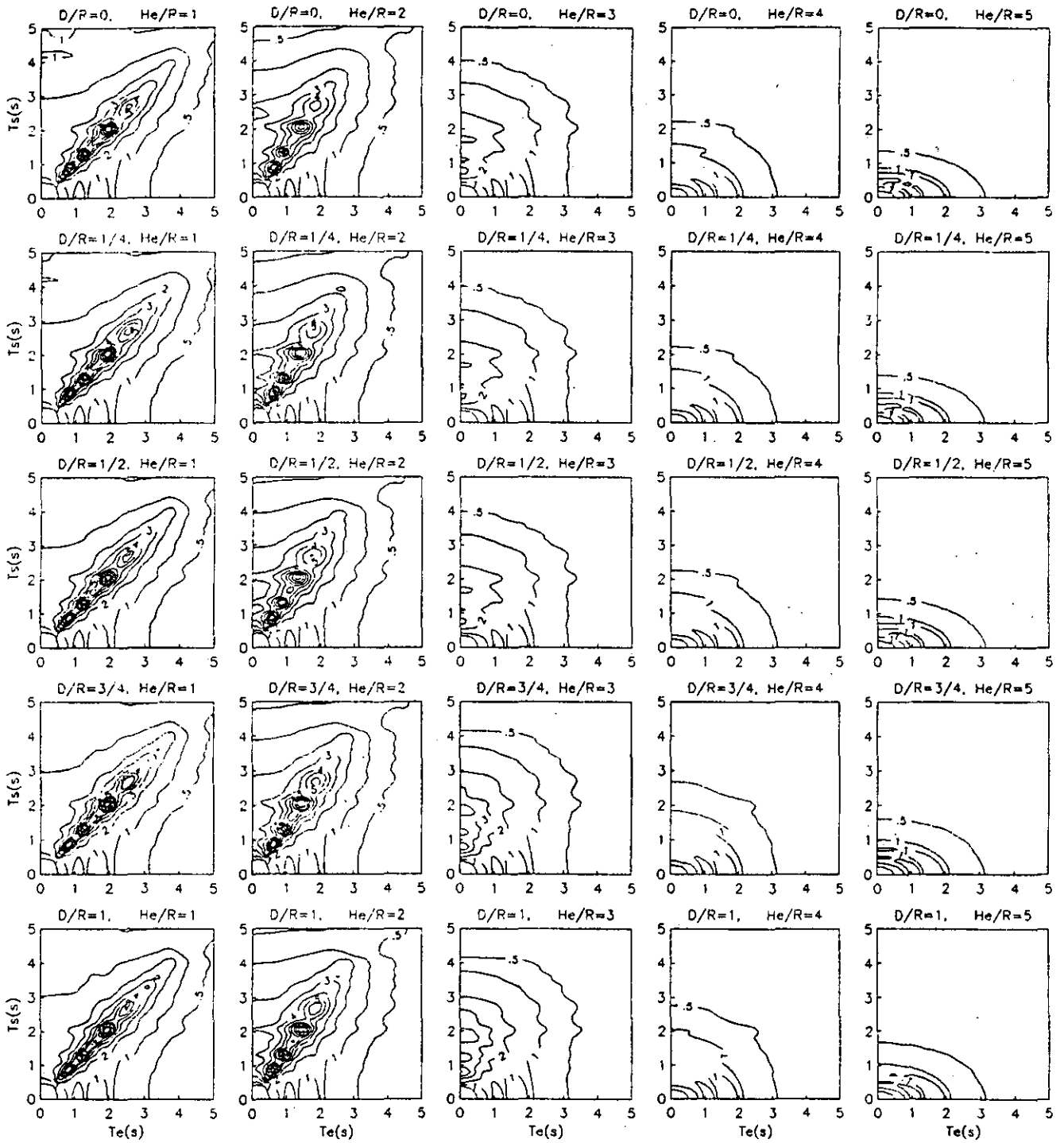


Fig. 45 $\nu = 1/2$, $Hs/R = 2$, pared con contacto nulo.

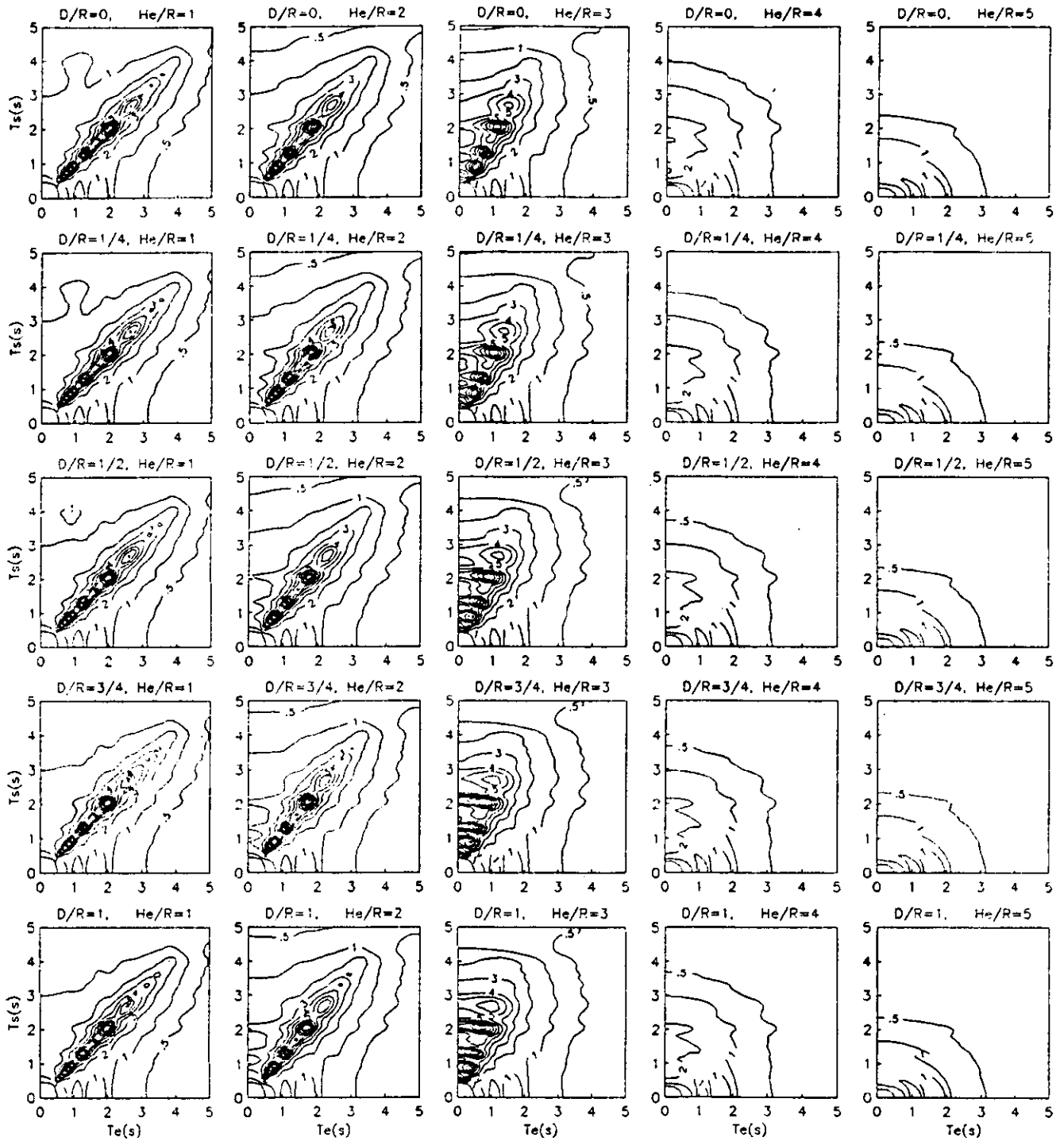


Fig. 46 $\nu = 1/2$, $He/R = 3$, pared con contacto nulo.

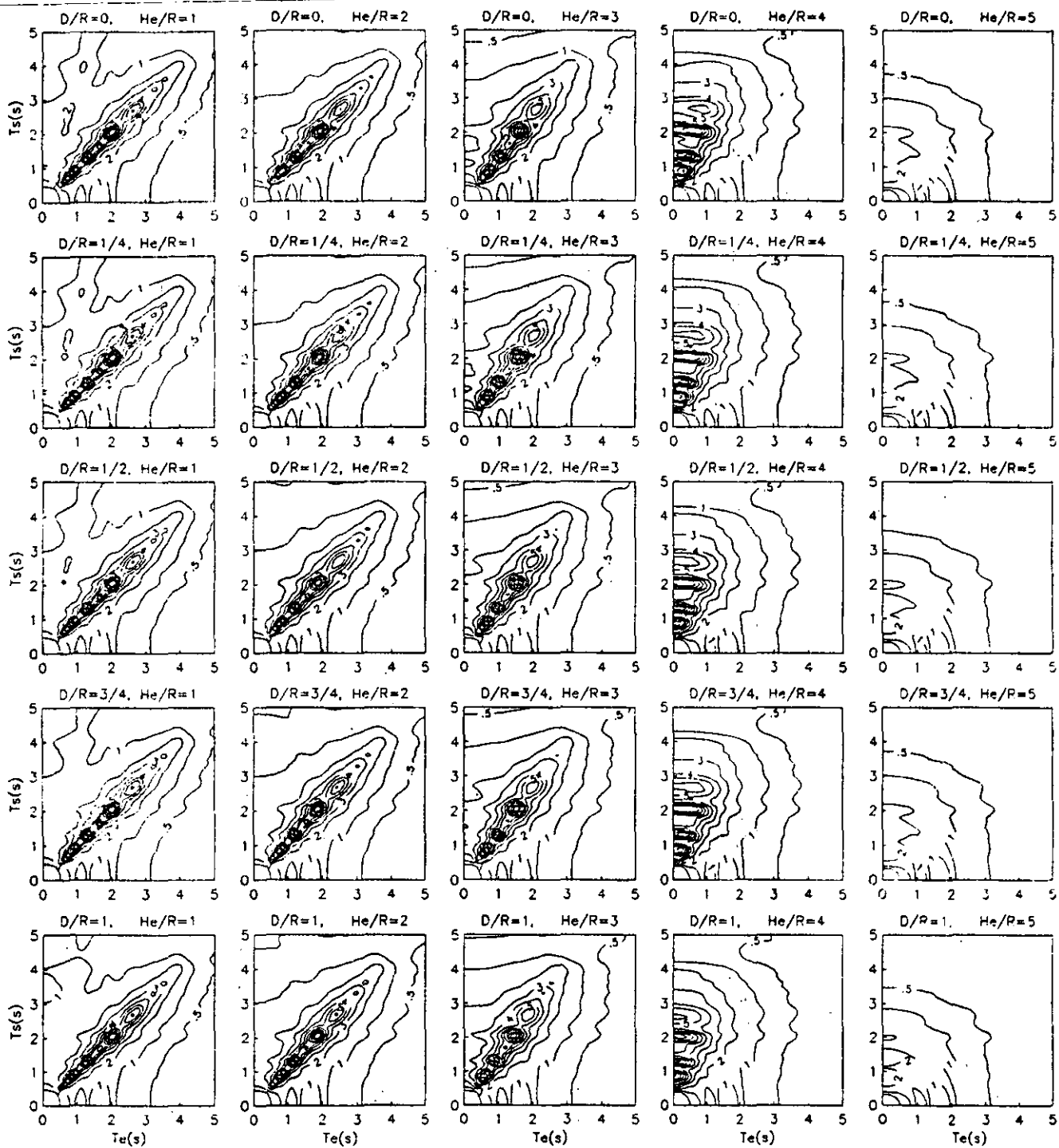


Fig. 47 $\nu = 1/2$, $He/R = 4$, pared con contacto nulo.

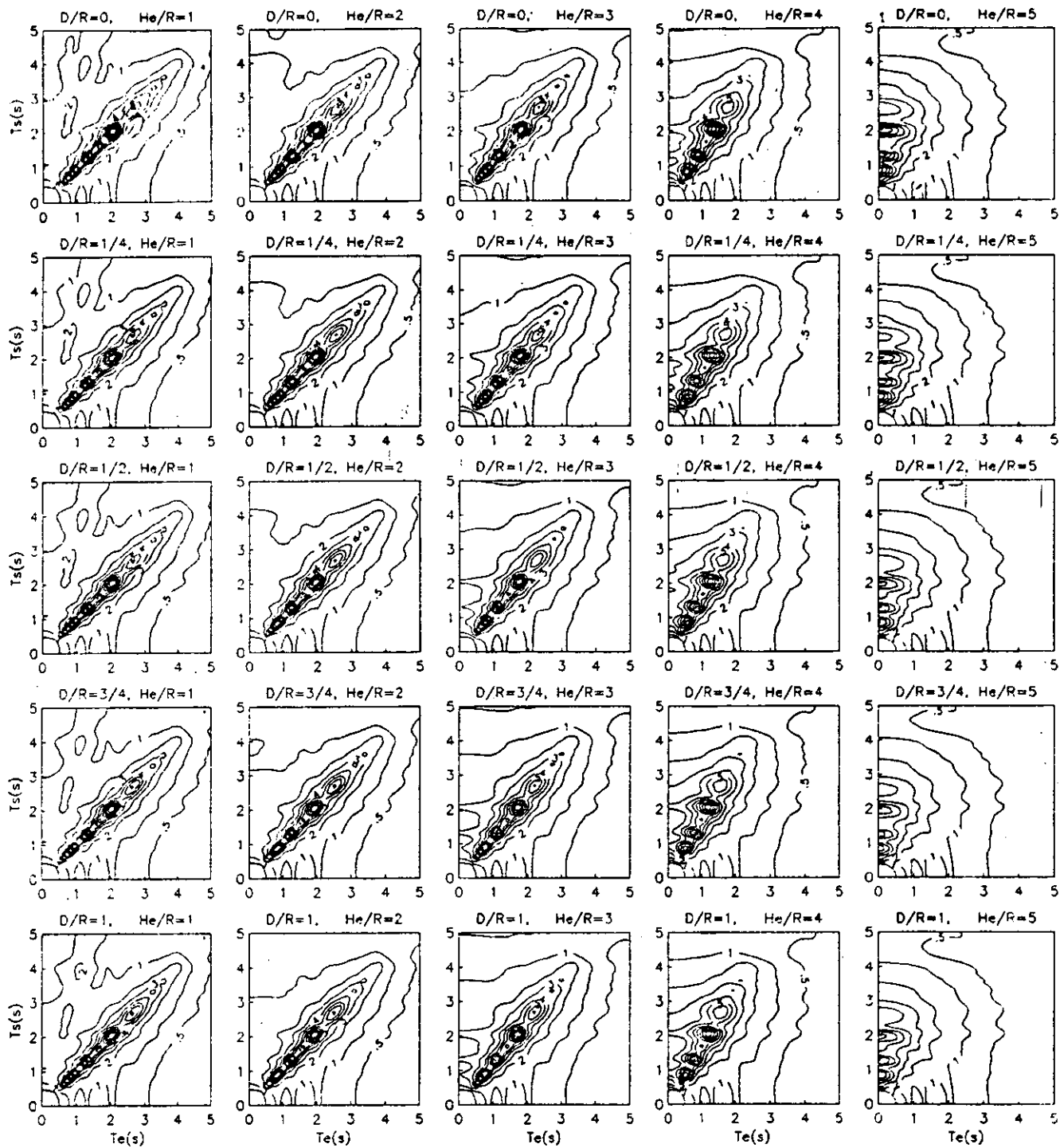


Fig. 48 $\nu = 1/2$, $He/R = 5$, pared con contacto nulo.

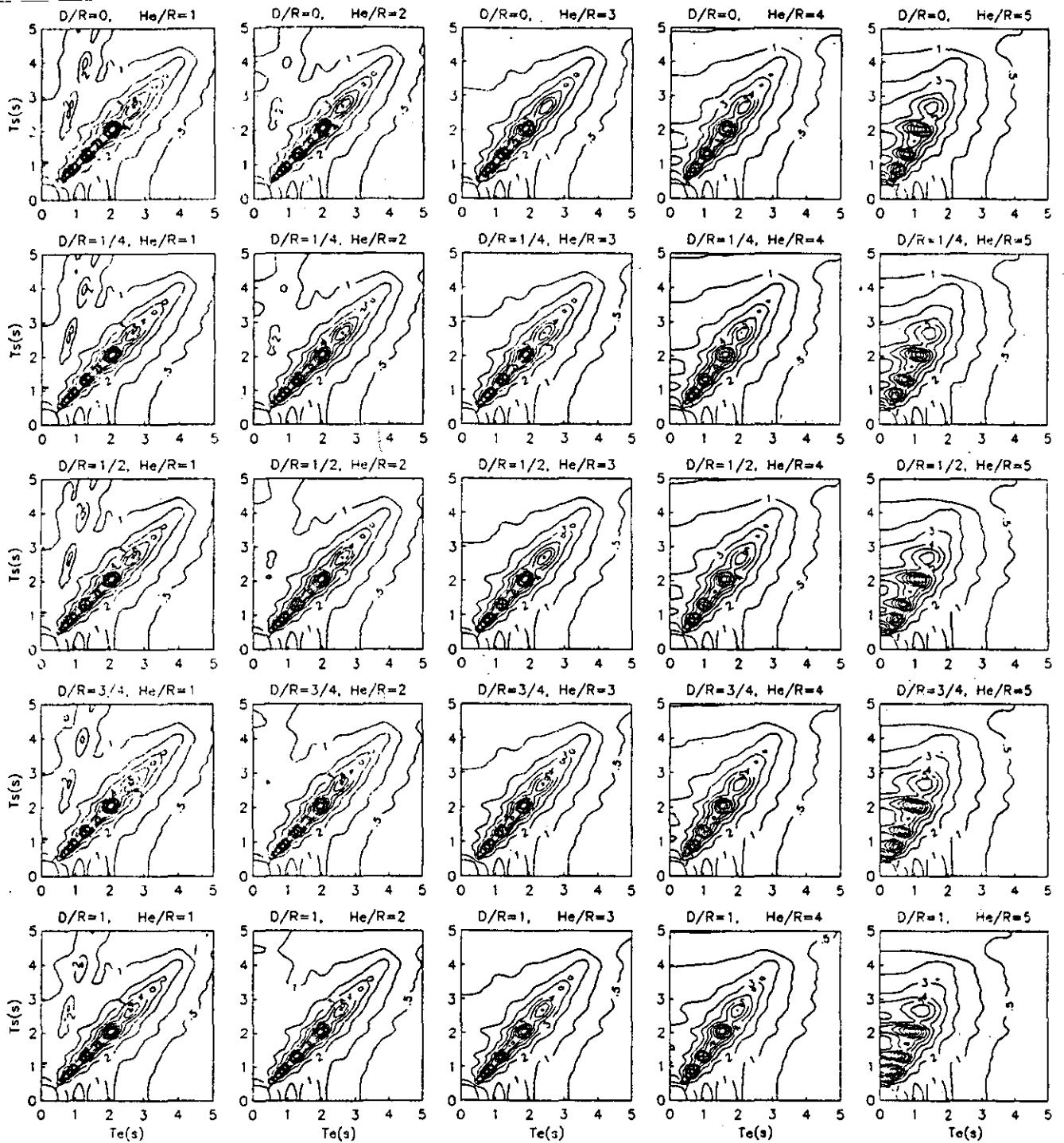


Fig. 49 $\nu = 1/2$, $H_s/R = 6$, pared con contacto nulo.

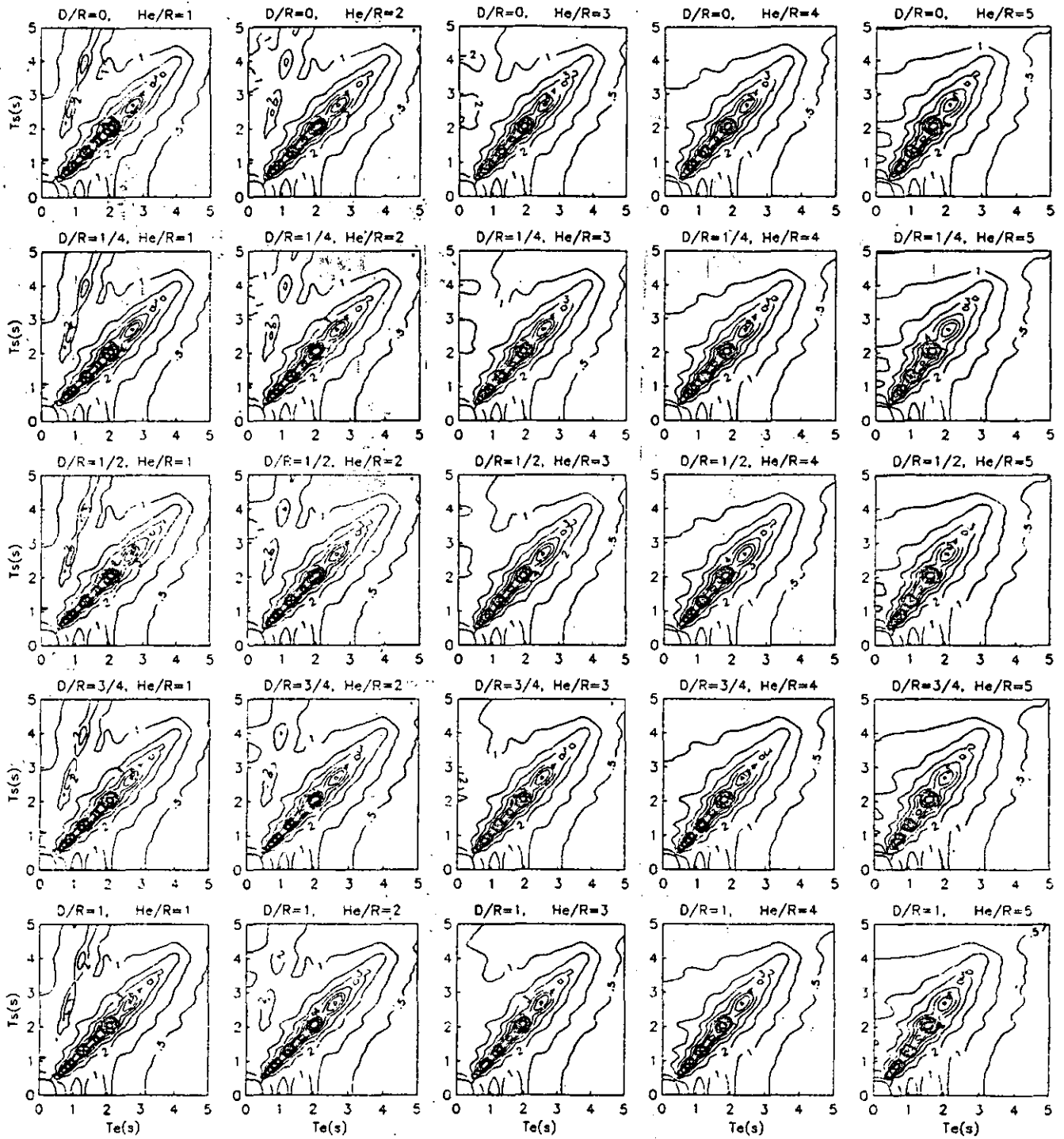


Fig. 50 $\nu = 1/2$, $Hs/R = 8$, pared con contacto nulo.

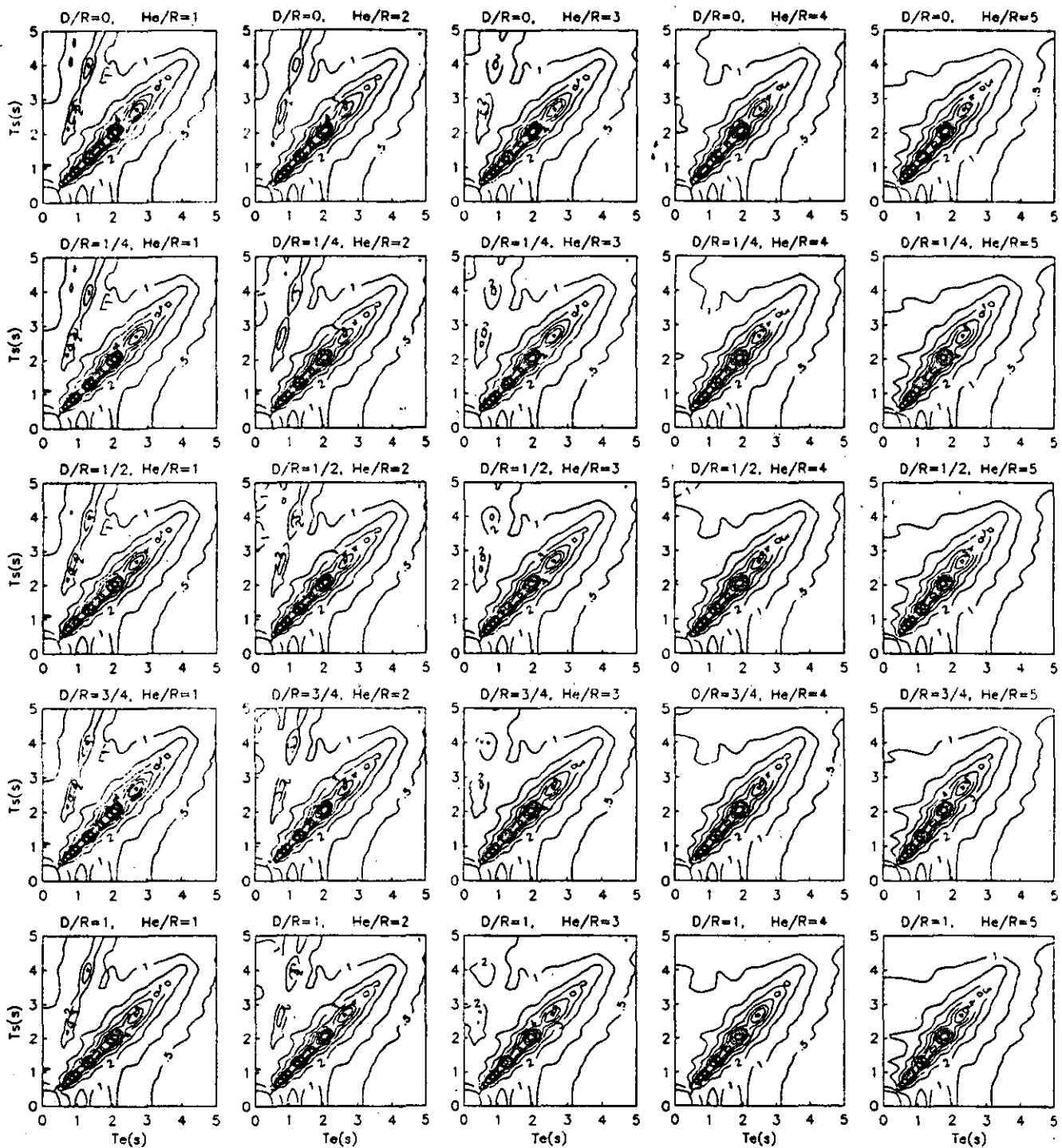


Fig. 51 $\nu = 1/2$, $H_s/R = 10$, pared con contacto nulo.

4. REFERENCIAS

1. Arias A (1969) "A measure of earthquake intensity", *Seismic Design for Nuclear Power Plants*, R Hansen, editor, Massachusetts Institute of Technology Press, Cambridge, Massachusetts.
2. Avilés J y Pérez-Rocha E (1992a), "Resortes y amortiguadores equivalentes del suelo", *Boletín del Centro de Investigación Sísmica*, Fundación Javier Barros Sierra, Vol. 2, No. 1, 22-81.
3. Avilés J y Pérez-Rocha E (1992b), "Periodos y amortiguamientos efectivos de sistemas suelo-estructura", *Boletín del Centro de Investigación Sísmica*, Fundación Javier Barros Sierra, enviado para su publicación.
4. Avilés J y Pérez-Rocha E (1992c), "Criterios de interacción suelo-estructura para fines de diseño", en preparación.

5. ~~Boore J B y Joyner W B (1984) "A note on the use of random vibration theory to predict peak amplitudes of transient signals", *Bulletin Seismological Society of America*, Vol. 74, 2035-2039.~~
6. Kausel E, Whitman R, Morray J y Elsabee F (1978), "The spring method for embedded foundations", *Nuclear Engineering and Design*, Vol. 48, 377-392.
7. Newmark N M y Rosenblueth E (1971), *Fundamentos de Ingeniería Sísmica*, Editorial Diana S A, México D F.
8. Reinoso E, Ordaz M y Sánchez-Sesma F J (1990), "A note on the fast computation of response spectra estimates", *Earthquake Engineering and Structural Dynamic*, Vol. 19.
9. Triunfac M D y Brady A G (1975), "A study of the duration of strong earthquake ground motion", *Bulletin Seismological Society of America*, Vol. 65.

APÉNDICE A

Teoría de Vibraciones Casuales

La Teoría de Vibraciones Casuales (TVC), ofrece una alternativa rápida y eficiente para estimar la esperanza de las amplitudes máximas en el dominio del tiempo, correspondientes a un espectro de amplitudes de energía. Una limitación de esta teoría en sismología, es que su aplicación está dirigida a series estacionarias con amplio espectro de frecuencias. A pesar de ello, la utilización de sus resultados en acelerogramas reales ha sido satisfactoria, en particular en registros cuyo espectro de Fourier es de banda angosta (Reinoso et al, 1990). Otra, es la necesidad de contar con un valor de la duración de la fase intensa del movimiento.

En la TVC, la expresión que relaciona el valor esperado de la amplitud máxima $E(y_{\max})$ de una serie de tiempo, con su raíz cuadrática media y_{rcm} , se indica como:

$$E(y_{\max}) = f(N)y_{rcm} \quad (A.1)$$

donde el factor pico $f(N)$ se expresa como,

$$f(N) = (2 \ln N)^{1/2} \cdot \frac{\gamma}{(2 \ln N)^{1/2}} \quad (A.2)$$

γ es la constante de Euler e igual a 0.5772..... y N es una medida del número de cruces por cero de la señal, determinada por:

$$N = 2 \tilde{f} D_s \quad (A.3)$$

el factor 2 indica el máximo positivo y negativo de cada ciclo, la duración del temblor se respresenta por D_s y la frecuencia predominante del movimiento \tilde{f} se obtiene de:

$$\tilde{f} = \frac{1}{2\pi} \left[\frac{m_2}{m_0} \right]^{1/2} \quad (A.4)$$

m_0 y m_2 indican, el momento de orden cero y dos del espectro de energía $|Y(\omega)|^2$, respectivamente, siendo $Y(\omega)$ la trasformada de Fourier de $y(t)$. Los momentos m_k , se definen mediante

$$m_k = \frac{1}{2\pi} \int_0^{f_{\max}} \omega^k |y(\omega)|^2 d\omega \quad (A.5)$$

f_{\max} es la frecuencia máxima del espectro de excitación.

Para estimar la raíz cuadrática media de la aceleración del terreno (y_{rcm}), se hace uso del teorema de Parseval, el cual se expresa como,

$$y_{rcm} = \left[\frac{m_0}{T_{rcm}} \right]^{1/2} \quad (A.6)$$

Para emplear estos resultados en el cálculo de espectros de respuesta se

3.6 INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

3.6.1 Introducción

En el diseño sísmico de estructuras de edificios ubicadas en los terrenos tipo II o III será permisible tener en cuenta los efectos de la interacción entre el suelo y la estructura. Cuando así se proceda, se aplicarán solamente los métodos estático y dinámico de análisis sísmico que se especifican para este tipo de estructuras junto con las recomendaciones que se estipulan en el presente capítulo.

Tales recomendaciones pueden ser empleadas para incorporar los efectos de la interacción inercial en la determinación de las fuerzas sísmicas y los desplazamientos de diseño de la estructura. Los efectos inerciales considerados son el alargamiento del periodo fundamental de vibración y el aumento del amortiguamiento de la estructura suponiendo que ésta se apoya rígidamente en su base. El uso de estas recomendaciones reducirá

los valores de las fuerzas laterales, el cortante basal y los momentos de volteo calculados para la estructura supuesta con base indeformable, pero puede incrementar los desplazamientos laterales.

En general, sólo se justificará tomar en cuenta los efectos de la interacción suelo-estructura cuando se tenga:

$$\frac{\beta_s T_e}{H_e} < 20 \quad (6.1)$$

donde β_s es la velocidad efectiva de propagación del depósito de suelo en cuestión, en tanto que T_e y H_e son el periodo fundamental de vibración y la altura efectiva, respectivamente, de la estructura de interés supuesta con base rígida.

3.6.2 Caracterización del Sistema Suelo-Estructura

Para estructuras con varios grados de libertad y depósitos de suelo estratificados, el sistema suelo-estructura se puede idealizar adecuadamente como se muestra en la fig. 6.1. Se trata de una estructura con N grados de libertad en traslación horizontal que se apoya sobre una cimentación superficial, circular e infinitamente rígida con dos grados de libertad, uno en traslación horizontal y otro de rotación o cabeceo. La cimentación se desplanta en un depósito de suelo con base indeformable y estratificado horizontalmente con M estratos. El grado de libertad en traslación vertical de la cimentación se desprecia porque el componente de aceleración vertical generalmente es pequeño con respecto a los componentes horizontales. El grado de libertad correspondiente a torsión no se considera, a pesar de que puede ser muy importante en estructuras irregulares. Los grados de libertad de la cimentación están referidos a la subrasante, por lo que el momento de inercia de la masa del cimiento es con respecto al eje de rotación de la base de la cimentación.

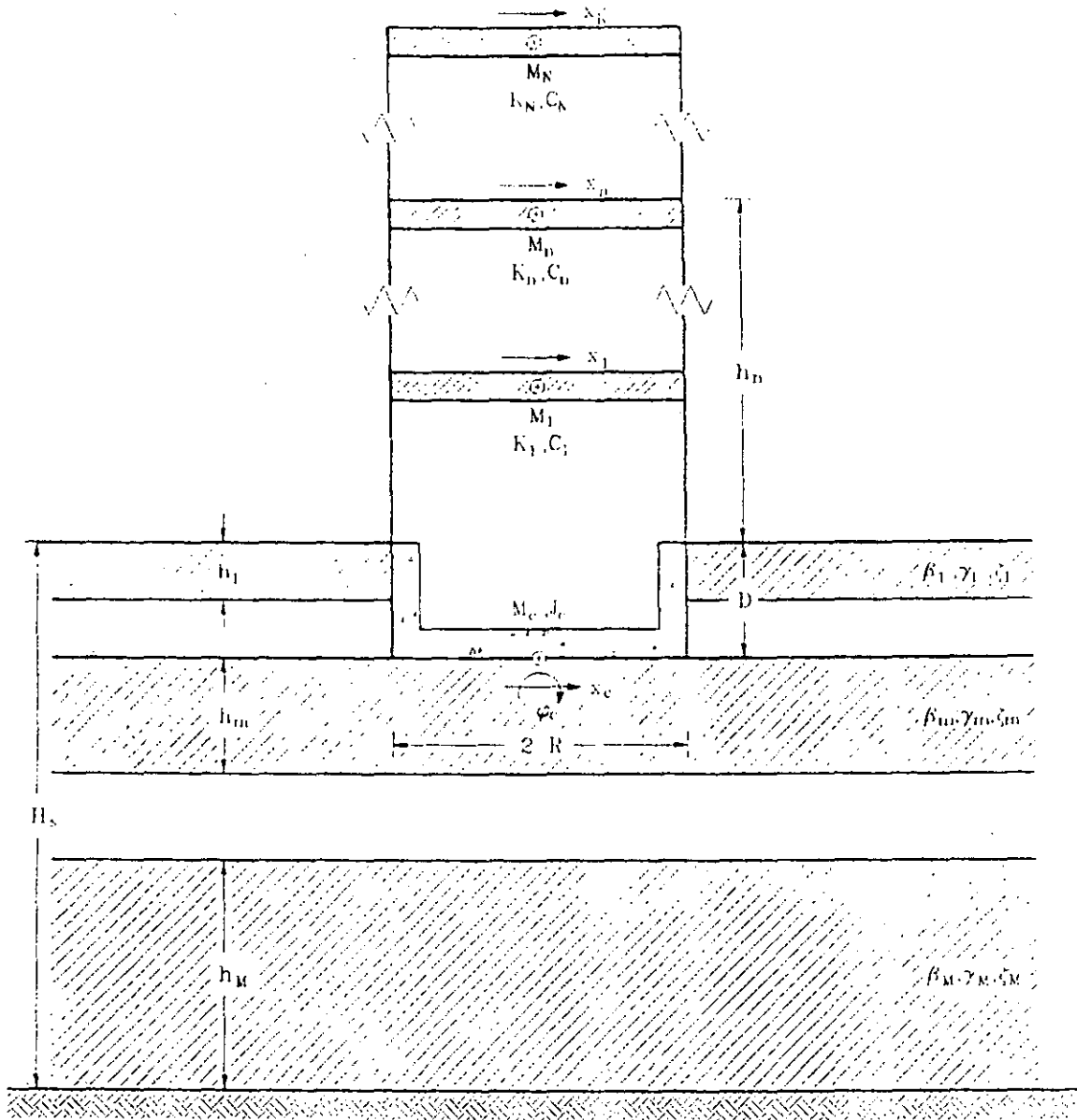


Fig. 6.1 Sistema suelo-estructura completo

Si la estructura con varios grados de libertad responde esencialmente como un oscilador de un grado de libertad en su condición de base rígida y el depósito de suelo estratificado se comporta fundamentalmente como un manto homogéneo, el sistema suelo-estructura se puede reemplazar por el sistema equivalente que se indica en la fig. 6.2, en donde la estructura y el estrato representan elementos equivalentes a la

estructura con varios grados de libertad y el depósito de suelo estratificado, respectivamente, con los que se obtiene igual respuesta ante una perturbación dada. Para ello, la estructura real se caracterizará mediante el periodo fundamental, la masa y la altura efectivas; mientras que el depósito original se caracterizará a través del periodo dominante y la velocidad efectiva.

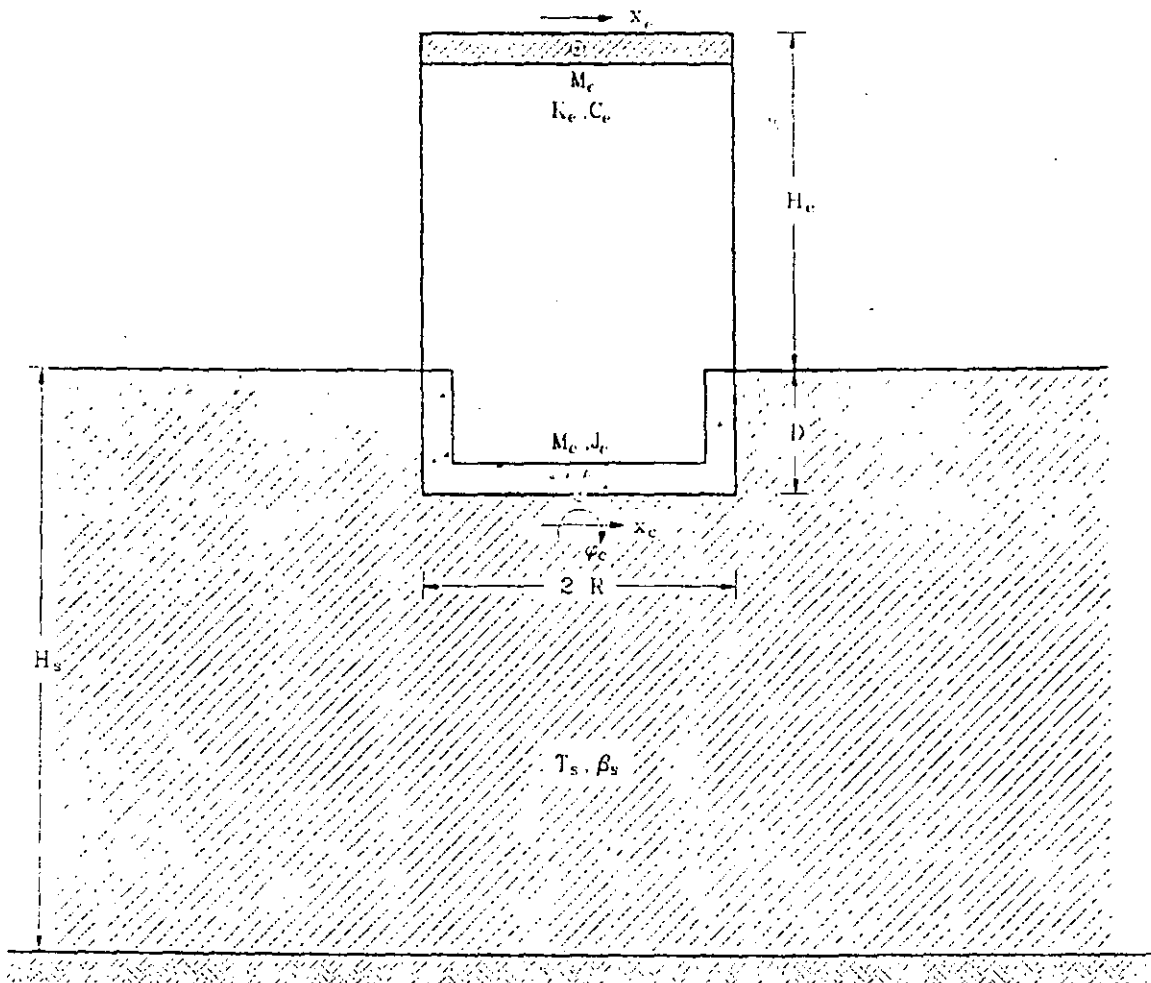


Fig. 6.2 Sistema suelo-estructura equivalente

Este modelo de interacción suelo-estructura se puede aplicar como una aproximación unimodal, reemplazando la masa, la rigidez, el amortiguamiento y la altura del oscilador por parámetros modales

equivalentes de la estructura. En consecuencia, M_e , K_e y C_e se deben interpretar respectivamente como la masa, la rigidez y el amortiguamiento efectivos de la estructura supuesta con base indeformable vibrando en su modo fundamental; y H_e como la altura del centroide de las fuerzas de inercia correspondientes.

Las expresiones que definen los parámetros modales equivalentes se obtienen a partir del periodo y amortiguamiento del modo fundamental de la estructura e igualando el cortante basal y momento de volteo del modo fundamental de la estructura con el cortante basal y momento de volteo del oscilador, lo que conduce a:

$$M_e = \frac{(Z_1^T M_e J)^2}{Z_1^T M_e Z_1} \quad (6.2)$$

$$K_e = 4\pi^2 \frac{M_e}{T_e^2} \quad (6.3)$$

$$C_e = 4\pi\zeta_e \frac{M_e}{T_e} \quad (6.4)$$

$$H_e = \frac{Z_1^T M_e H}{Z_1^T M_e J} \quad (6.5)$$

donde T_e y ζ_e son el periodo y amortiguamiento, respectivamente, del modo fundamental de la estructura supuesta con base rígida; J es un vector formado por unos y H un vector que tiene como componentes las alturas de desplante de cada nivel, es decir $H = \{h_1, h_2, \dots, h_N\}^T$.

Cuando el análisis sísmico de una estructura se realiza con el método estático no se requiere de su modo fundamental. En este caso, la masa y altura efectivas se pueden aproximar razonablemente de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$M_e = \frac{(X^T M_e J)^2}{X^T M_e X} \quad (6.6)$$

$$H_e = \frac{X^T M_e H}{X^T M_e J} \quad (6.7)$$

donde X es un vector formado con los desplazamientos de la estructura supuesta con base indeformable correspondientes a las fuerzas sísmicas calculadas según el método estático. La masa y altura efectivas así calculadas en ningún caso se tomarán menores que 0.7 veces la masa y altura de la construcción, respectivamente.

El periodo y amortiguamiento del modo fundamental del sistema equivalente con tres grados de libertad representarán el periodo y amortiguamiento efectivos \tilde{T}_e y $\tilde{\zeta}_e$ del modo fundamental de la estructura interactuando con el suelo, los cuales se podrán calcular aproximadamente como se especifica en la sección 3.6.5 o rigurosamente como se estipula en la sección 3.6.6.

Los efectos de interacción en los modos superiores resultan despreciables cuando el modo fundamental que tendría la estructura con base rígida se parece a una recta que pasa por su base. En vista de que esta forma del modo fundamental se presenta en la mayoría de los casos prácticos, vale despreciar los efectos de interacción en los modos superiores cuya contribución se puede determinar mediante procedimientos estándar.

3.6.3 Análisis Estático

Si se opta por el análisis estático, para tomar en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura se procederá como sigue:

1. Si el periodo efectivo \tilde{T}_e es menor que el periodo característico T_b ,

el cortante basal de la estructura con base flexible se calculará como el de la estructura con base rígida menos la reducción en el cortante basal que ocurre en el sistema equivalente. Esto es:

$$\tilde{V} = \frac{a}{Q'} W - \left[\frac{a}{Q'} - \frac{\tilde{a}}{\tilde{Q}'} \xi \right] W_e \quad (6.8)$$

donde a y Q' son la ordenada espectral y el factor reductivo por ductilidad valuados para T_e , mientras que \tilde{a} y \tilde{Q}' son los mismos parámetros pero calculados para \tilde{T}_e ; W y W_e son los pesos total y efectivo, respectivamente. Además, ξ es el factor de amortiguamiento por el que se multiplican las ordenadas del espectro de diseño con amortiguamiento original ζ_e con objeto de obtener las que corresponden a un amortiguamiento modificado $\tilde{\zeta}_e$.

Para movimientos de banda ancha, típicos de terreno firme, las esperanzas de las respuestas espectrales máximas son aproximadamente proporcionales a $\zeta_e^{-0.4}$ (ref. 48). En cambio, las respuestas en resonancia para movimientos armónicos son proporcionales a ζ_e^{-1} (ref. 48). De esta forma, para movimientos de banda estrecha, típicos de terreno blando, que poseen características intermedias entre las correspondientes a los movimientos de banda ancha y armónicos, es consistente suponer que las esperanzas de las respuestas espectrales máximas varíen proporcionalmente a ζ_e^{-k} en donde $0.4 \leq k \leq 1$. Esta teoría ya ha sido validada para diferentes tipos de suelo en el Distrito Federal (ref. 60). Con base en estos resultados se propone que para la República Mexicana se adopten los siguientes valores: $k = 0.4$ para terreno firme (tipo I), $k = 0.5$ para terreno intermedio (tipo II) y $k = 0.6$ para terreno blando (tipo III).

Por otra parte, en estructuras perfectamente rígidas su aceleración en todo instante es igual a la del terreno, cualquiera que sea el valor de ζ_e , y en consecuencia las ordenadas espectrales no se reducen con el amortiguamiento. Entonces, parece razonable

interpolar linealmente el efecto de $\tilde{\zeta}_e$ en función del periodo natural entre cero y el periodo característico T_a .

Con base en estos razonamientos y considerando que el amortiguamiento para los espectros de diseño adoptados es del 5 por ciento, $\zeta_e = 0.05$, se concluye que las reducciones espectrales adecuadas por efectos de interacción se obtienen mediante los factores de amortiguamiento dados por las expresiones:

$$\xi = 1 + \left[\left(\frac{0.05}{\tilde{\zeta}_e} \right)^k - 1 \right] \frac{\tilde{T}_e}{T_a}; \quad \text{si } \tilde{T}_e < T_a \quad (6.9)$$

$$\xi = \left(\frac{0.05}{\tilde{\zeta}_e} \right)^k; \quad \text{si } \tilde{T}_e > T_a \quad (6.10)$$

Según la ec. 6.8, las fuerzas sísmicas para la estructura interactuando con el suelo estarán dadas por la ec. 4.5 correspondiente a la estructura con base indeformable pero reemplazando a/Q' por $a/Q' - (a/Q' - (\tilde{a}/\tilde{Q}')\xi)W_e/W$.

2. Si el periodo efectivo \tilde{T}_e es mayor que el periodo característico T_b , las fuerzas sísmicas se calcularán con la ec. 4.6 pero reemplazando a/Q por $a/Q - ((a - \tilde{a}\xi)/Q)W_e/W$.

En general, bastará multiplicar por el cociente \tilde{V}/V cualquier respuesta calculada sin interacción para obtener la respuesta con interacción. Este cociente en ningún caso se tomará menor que 0.8. Asimismo, el valor calculado para el amortiguamiento efectivo en ninguna situación se tomará menor que 0.05.

Los desplazamientos laterales modificados por interacción, incluyendo la rotación de la base pero despreciando su traslación, se pueden determinar como

$$\tilde{X}_n = \frac{\tilde{V}}{V} \left[X_n + (h_n + D) \frac{M_0^V}{K_r} \right] \quad (6.11)$$

donde M_0^V es el momento de volteo en la base de la cimentación y X_n el desplazamiento lateral del n-ésimo nivel correspondientes a la estructura con base indeformable; K_r es la rigidez de rotación de la cimentación que se determina como se indica en la sección 3.6.7. Estos desplazamientos deberán ser empleados en el cálculo de los efectos P-delta y la revisión del estado límite por choques contra estructuras adyacentes.

3.6.4 Análisis Dinámico

Si se recurre al análisis modal espectral, los desplazamientos laterales de la estructura con base flexible correspondientes al modo fundamental, sin incluir la rotación de la base, se determinarán como los de la estructura con base rígida, según la ec. 4.21, pero reducidos por interacción como

$$\tilde{X}_1 = C_1 D(\tilde{T}_1) \xi Z_1 \quad (6.12)$$

En la parte de comentarios se demuestra que $D(\tilde{T}_1) = A(\tilde{T}_1)/\omega_1^2$, siendo \tilde{T}_1 el periodo efectivo de la estructura con base flexible y ω_1 la frecuencia fundamental de la estructura con base rígida; D y A representan los espectros de diseño de desplazamiento y aceleración, respectivamente. Esto conduce a que la respuesta con interacción reducida por ductilidad sea

$$\tilde{X}_1 = \frac{C_1}{\omega_1^2} \frac{a(\tilde{T}_1)g}{Q'(\tilde{T}_1)} \xi Z_1 \quad (6.13)$$

Ahora bien, el cortante basal reducido por interacción se puede expresar en términos de masa y aceleración como

$$T_h = 2\pi \left[\frac{M_e}{K_h} \right]^{1/2} \quad (6.19)$$

es el periodo natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera trasladarse, y

$$T_r = 2\pi \left[\frac{M_e (H_o + D)^2}{K_r} \right]^{1/2} \quad (6.20)$$

el periodo natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera girar. K_h representa la rigidez lateral de la cimentación definida como la fuerza horizontal necesaria para producir un desplazamiento unitario en la dirección de dicha fuerza, y K_r la rigidez de rotación de la cimentación definida como el momento necesario para producir una rotación unitaria en la dirección de dicho momento; estas rigideces se obtienen como se establece en la sección 3.6.7.

Como primera aproximación, el periodo efectivo \tilde{T}_e se puede calcular usando las rigideces estáticas. Si en lugar de ellas se emplean las rigideces dinámicas evaluadas para la frecuencia fundamental ω_e de la estructura con base rígida se mejora la aproximación. Es posible obtener una aproximación todavía mejor si la ec. 6.18 se resuelve mediante iteraciones, empezando con la frecuencia fundamental ω_e y terminando con la frecuencia efectiva $\tilde{\omega}_e$.

El amortiguamiento efectivo $\tilde{\zeta}_e$ del modo fundamental de la estructura interactuando con el suelo se puede determinar aproximadamente de acuerdo con la siguiente expresión

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left[\frac{T_e}{\tilde{T}_e} \right]^3 + \frac{\zeta_h}{1 + 2\zeta_h^2} \left[\frac{T_h}{\tilde{T}_e} \right]^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left[\frac{T_r}{\tilde{T}_e} \right]^2 \quad (6.21)$$

la cual se obtiene al despreciar la masa de la cimentación y su momento de inercia en el sistema equivalente, como se demuestra en la parte de comentarios. En esta ecuación,

$$\zeta_h = \frac{\tilde{\omega}_e C_h}{2 K_h} \quad (6.22)$$

es el amortiguamiento del suelo en el modo de traslación de la cimentación, y

$$\zeta_r = \frac{\tilde{\omega}_e C_r}{2 K_r} \quad (6.23)$$

el amortiguamiento del suelo en el modo de rotación de la cimentación. Los coeficientes de amortiguamiento ζ_h y ζ_r , que incluyen tanto el amortiguamiento por disipación como el amortiguamiento por radiación, se calculan a partir de los amortiguamientos de la cimentación C_h y C_r en traslación y rotación, respectivamente, cuyos valores se obtienen como se establece en la sección 3.6.7.

En vista de que tanto los resortes como amortiguadores equivalentes del suelo dependen de la frecuencia de excitación, el amortiguamiento efectivo $\tilde{\zeta}_e$ se debe calcular en rigor usando las funciones de impedancia evaluadas para la frecuencia efectiva $\tilde{\omega}_e$.

3.6.6 Determinación Rigurosa del Periodo y Amortiguamiento Efectivos de Sistemas Suelo-Estructura

El periodo y amortiguamiento efectivos \tilde{T}_e y $\tilde{\zeta}_e$ del modo fundamental de la estructura interactuando con el suelo se pueden determinar rigurosamente analizando el sistema equivalente mediante el método de la respuesta compleja en la frecuencia. El desarrollo de esta solución se presenta en la parte de comentarios.

El periodo y amortiguamiento efectivos se obtendrán al resolver la ecuación matricial de equilibrio dinámico en el dominio de la frecuencia del sistema equivalente, definida como

$$\left[\mathbf{K}_s + i \omega \mathbf{C}_s - \omega^2 \mathbf{M}_s \right] \mathbf{X}_s = - \ddot{\mathbf{X}}_0 \mathbf{M}_0 \quad (6.24)$$

la cual representa un sistema complejo de ecuaciones algebraicas que se resuelve con procedimientos estándar de eliminación gaussiana. En esta ecuación, ω es la frecuencia de excitación, $\ddot{\mathbf{X}}_0$ la amplitud del movimiento de campo libre y $\mathbf{X}_s = \{X_e, X_c, \phi_c\}^T$ el vector de amplitudes de las coordenadas generalizadas del sistema equivalente. Además,

$$\mathbf{M}_0 = \begin{Bmatrix} M_e \\ M_e + M_c \\ M_e (H_e + D) + M_c D/2 \end{Bmatrix} \quad (6.25)$$

es un vector de carga, y

$$\mathbf{M}_s = \begin{bmatrix} M_e & M_e & M_e (H_e + D) \\ M_e & M_e + M_c & M_e (H_e + D) + M_c D/2 \\ M_e (H_e + D) & M_e (H_e + D) + M_c D/2 & M_e (H_e + D)^2 + J_c \end{bmatrix} \quad (6.26)$$

$$\mathbf{C}_s = \begin{bmatrix} C_e & 0 & 0 \\ 0 & C_h & C_{hr} \\ 0 & C_{rh} & C_r \end{bmatrix} \quad (6.27)$$

$$\mathbf{K}_s = \begin{bmatrix} K_e & 0 & 0 \\ 0 & K_h & K_{hr} \\ 0 & K_{rh} & K_r \end{bmatrix} \quad (6.28)$$

son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez, respectivamente, del sistema equivalente. M_c representa la masa de la cimentación, J_c el momento de inercia de dicha masa con respecto al eje de rotación de la base del cimientado y D la profundidad de desplante de la cimentación. K_h y C_h son la rigidez y el amortiguamiento del suelo, respectivamente, en

el modo de traslación de la cimentación, K_r y C_r la rigidez y el amortiguamiento del suelo, respectivamente; en el modo de rotación de la cimentación y $K_{hr} = K_{rh}$ y $C_{hr} = C_{rh}$ la rigidez y el amortiguamiento del suelo acoplados, respectivamente; estos amortiguamientos y rigideces se calculan como se establece en la sección 3.6.7.

Resolviendo la ec. 6.24, se construyen espectros de respuesta en frecuencia que tengan como abscisas el periodo de excitación normalizado con respecto al periodo de la estructura con base rígida, T/T_0 , y como ordenadas la pseudoaceleración de la estructura interactuando con el suelo normalizada con respecto a la aceleración del terreno, $\omega_0^2 X_0 / \ddot{X}_0$. La posición y magnitud de los picos resonantes de los espectros de respuesta así obtenidos están asociados con el periodo y amortiguamiento efectivos, respectivamente.

El periodo efectivo \tilde{T}_0 se determina directamente como el periodo de excitación correspondiente a la posición del pico resonante del espectro de respuesta. En tanto que el amortiguamiento efectivo $\tilde{\zeta}_0$ se obtiene a partir de la pseudoaceleración correspondiente a la magnitud del pico resonante del espectro de respuesta mediante

$$\tilde{\zeta}_0 = \frac{1}{2} \frac{\ddot{X}_0}{\omega_0^2 X_0^{\max}} \quad (6.29)$$

En la parte de ayudas de diseño se presenta un programa de cómputo para la determinación rigurosa del periodo y amortiguamiento efectivos del sistema equivalente.

3.6.7 Funciones de Impedancia

Las funciones de impedancia o rigideces dinámicas se definen como la relación en estado estacionario entre la fuerza (momento) aplicada y el desplazamiento (rotación) resultante en la dirección de la fuerza para una cimentación rígida carente de masa y excitada armónicamente. Estas

funciones son de tipo complejo y dependientes de la frecuencia de excitación. Matemáticamente expresan, la parte real, la rigidez e inercia del suelo y, la imaginaria, el amortiguamiento material por comportamiento histerético y el amortiguamiento geométrico por radiación de ondas. Físicamente representan los resortes y amortiguadores equivalentes del suelo.

La rigidez dinámica de un sistema suelo-cimentación, para el modo de vibración m de la cimentación, se acostumbra expresar mediante la función compleja

$$\tilde{K}_m(\omega) = K_m^0 \left[k_m(\eta_m) + i \eta_m c_m(\eta_m) \right] \left(1 + i 2 \zeta_s \right) \quad (6.30)$$

la cual es dependiente de la frecuencia de excitación ω . En esta ecuación, K_m^0 es la rigidez estática, k_m y c_m son respectivamente los coeficientes de rigidez y amortiguamiento dependientes de la frecuencia normalizada η_m y ζ_s es el amortiguamiento efectivo del sitio.

El resorte K_m y el amortiguador C_m equivalentes del suelo se relacionan con los coeficientes de rigidez y amortiguamiento a través de las expresiones

$$K_m = K_m^0 \left[k_m - 2 \zeta_s \eta_m c_m \right] \quad (6.31)$$

$$\omega C_m = K_m^0 \left[\eta_m c_m + 2 \zeta_s k_m \right] \quad (6.32)$$

Para estructuras que se apoyan sobre zapatas corridas con dimensión mayor en la dirección que se analiza o sobre cajón que abarque toda el área de cimentación, y que posean suficiente rigidez y resistencia para suponer que su base se desplaza como cuerpo rígido, las rigideces dinámicas se obtendrán a partir de cimentaciones circulares equivalentes empleando las aproximaciones analíticas que se presentan en esta sección o bien las tablas rigurosas que se encuentran en la parte de ayudas de diseño, para cimentaciones superficiales.

3.6.7.1 Rigideces estáticas

Las rigideces estáticas para los modos de traslación horizontal, rotación y acoplamiento de cimentaciones circulares enterradas en un estrato elástico con base rígida se pueden obtener mediante las siguientes expresiones (ref. 42):

$$K_h^0 = \frac{8G_s R_h}{2 - \nu_s} \left[1 + \frac{1}{2} \frac{R_h}{H_s} \right] \left[1 + \frac{2}{3} \frac{D}{R_h} \right] \left[1 + \frac{5}{4} \frac{D}{H_s} \right] \quad (6.33)$$

$$K_r^0 = \frac{8G_s R_r^3}{3(1-\nu_s)} \left[1 + \frac{1}{6} \frac{R_r}{H_s} \right] \left[1 + 2 \frac{D}{R_r} \right] \left[1 + 0.71 \frac{D}{H_s} \right] \quad (6.34)$$

$$K_{hr}^0 = K_h^0 R_h \left[\frac{2}{5} \frac{D}{R_h} - 0.03 \right] \quad (6.35)$$

donde $G_s = \beta_s^2 \rho_s$ es el módulo de rigidez efectivo del depósito de suelo en cuestión, siendo β_s la velocidad efectiva de propagación y ρ_s la densidad efectiva del sitio; ν_s es el coeficiente de Poisson efectivo del sitio, H_s la profundidad del depósito de suelo y D la profundidad de desplante de la cimentación. Cabe mencionar que si las paredes laterales de la cimentación no se pueden considerar en contacto perfecto con el suelo, es conveniente tomar D menor que su valor aparente. Además, R_h y R_r son los radios de círculos equivalentes a la superficie de desplante con igual área e igual momento de inercia de dicha superficie, respectivamente, es decir:

$$R_h = \left[\frac{A}{\pi} \right]^{1/2} \quad (6.36)$$

$$R_r = \left[\frac{4 I}{\pi} \right]^{1/4} \quad (6.37)$$

en donde A es el área de la superficie neta de cimentación e I el momento de inercia de dicha superficie neta con respecto a su eje centroidal de rotación. En términos de estos radios equivalentes, la frecuencia normalizada se define como

$$\eta_{h,r} = \frac{\omega R_{h,r}}{\beta_s} \quad (6.38)$$

Para el modo de traslación horizontal se empleará η_h , en el modo de rotación se usará η_r y para el acoplamiento entre la traslación y rotación se empleará η_h .

3.6.7.2 Coeficientes de rigidez y amortiguamiento

Los coeficientes de rigidez y amortiguamiento para los modos de traslación horizontal, rotación y acoplamiento de cimentaciones circulares enterradas en un estrato viscoelástico con base rígida se pueden aproximar mediante las siguientes expresiones (ref. 42):

$$k_h = 1 \quad (6.39)$$

$$k_r = \begin{cases} 1 - 0.2 \eta_r; & \text{si } \eta_r \leq 2.5 \\ 0.5; & \text{si } \eta_r \geq 2.5 \text{ y } \nu_s \leq 1/3 \\ 1 - 0.2 \eta_r; & \text{si } \eta_r \geq 2.5 \text{ y } \nu_s \geq 0.45 \end{cases} \quad (6.40)$$

$$k_{hr} = k_h \quad (6.41)$$

$$c_h = \begin{cases} \frac{0.65 \zeta_s \eta_{hs}}{1 - (1 - 2 \zeta_s) \eta_{hs}^2}; & \text{si } \eta_{hs} = \eta_h / \eta_s \leq 1 \\ 0.576; & \text{si } \eta_{hs} = \eta_h / \eta_s > 1 \end{cases} \quad (6.42)$$

$$c_r = \begin{cases} \frac{0.5 \zeta_s \eta_{rp}}{1 - (1 - 2 \zeta_s) \eta_{rp}^2}; & \text{si } \eta_{rp} = \eta_r / \eta_p \leq 1 \\ \frac{0.3 \eta_r^2}{1 + \eta_r^2}; & \text{si } \eta_{rp} = \eta_r / \eta_p > 1 \end{cases} \quad (6.43)$$

$$c_{hr} = c_h \quad (6.44)$$

donde η_s y η_p que representan las frecuencias fundamentales adimensionales del depósito de suelo en vibración transversal y vertical, respectivamente, son:

$$\eta_s = \frac{\pi R_h}{2 H_s} \quad (6.45)$$

$$\eta_p = \frac{\pi R_r}{2 H_s} \frac{\alpha_s}{\beta_s} \quad (6.46)$$

en donde

$$\frac{\alpha_s}{\beta_s} = \left[\frac{2 (1 - \nu_s)}{1 - 2 \nu_s} \right]^{1/2} \quad (6.47)$$

es la relación de velocidades efectivas de propagación de ondas de compresión y cortante del sitio.

Por otra parte, tratándose de estructuras suficientemente rígidas y resistentes cimentadas sobre zapatas corridas con dimensión corta en la dirección que se analiza o sobre zapatas aisladas, fig. 6.3, las rigideces estáticas del conjunto se podrán determinar utilizando las ecuaciones

$$K_h^0 = \sum_n K_{hn}^0 \quad (6.48)$$

$$K_r^0 = \sum_n K_{vn}^0 e_n^2 \quad (6.49)$$

las cuales se obtienen al despreciar las rigideces en rotación de las zapatas. El índice n denota valores correspondientes a la n -ésima zapata; e_n es la distancia en la dirección de análisis entre el centroide de la zapata y el eje centroidal de rotación de la planta de cimentación y K_{hn}^0 y K_{vn}^0 son las rigideces estáticas horizontal y vertical de la zapata, respectivamente.

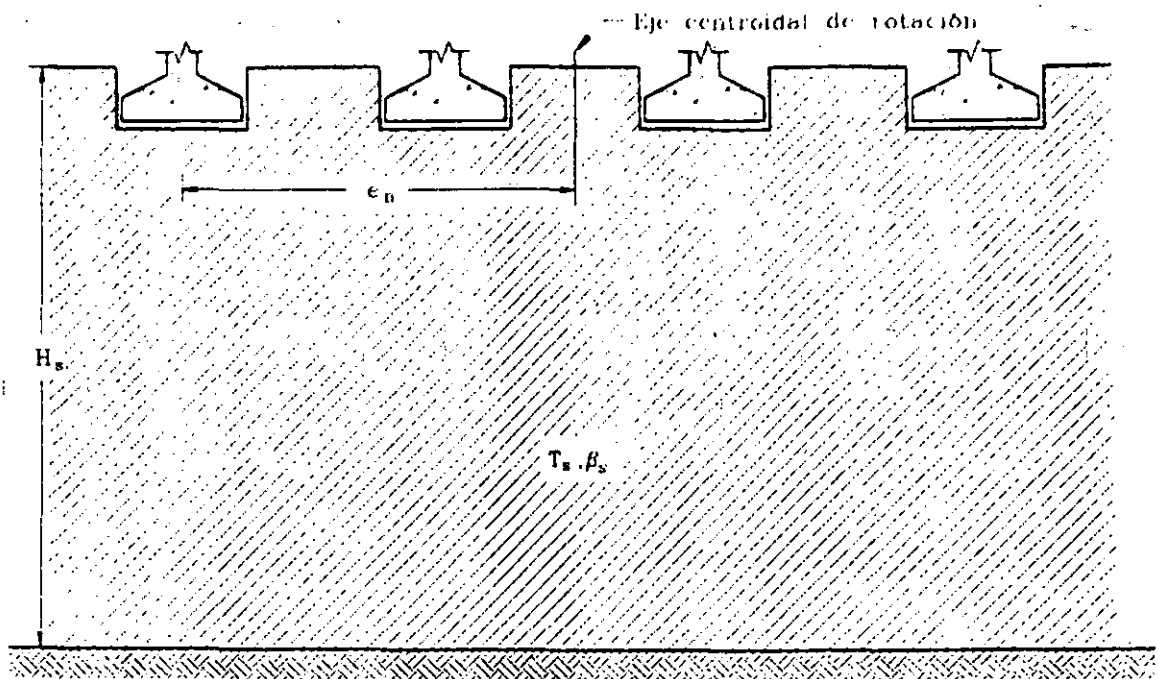


Fig. 6.3 Modelo para cimientos con zapatas

La rigidez estática para el modo de traslación vertical de una cimentación circular enterrada en un estrato elástico con base rígida se puede obtener como (ref. 33)

$$K_v^0 = \frac{4G_s R_v}{1 - \nu_s} \left[1 + 1.28 \frac{R_v}{H_s} \right] \left[1 + 0.5 \frac{D}{R_v} \right] \left[1 + \left[0.85 - 0.28 \frac{D}{R_v} \right] \frac{D/H_s}{1 - D/H_s} \right] \quad (6.50)$$

en donde $R_v = R_h$ debido a que se trata de un efecto de traslación. Actualmente no se conocen expresiones para los coeficientes de rigidez y amortiguamiento para el modo de traslación vertical de una cimentación circular enterrada en un estrato viscoelástico con base rígida. En vista de esta situación, se justifica que tales coeficientes de impedancia se tomen como (ref. 33):

$$k_v = 1 \quad (6.51)$$

$$c_v = \begin{cases} 0; & \text{si } \eta_v < \eta_p \\ 0.85 \frac{1 + 1.85 (1 - \nu_s) D/R_v}{1 + 0.5 D/R_v}; & \text{si } \eta_v \geq \eta_p \end{cases} \quad (6.52)$$

en donde $\eta_v = \eta_h$ por la misma razón de que se trata de un efecto de traslación.

Para estructuras cimentadas sobre pilotes o pilas se dispone de pocas soluciones confiables que permitan evaluar sencilla y racionalmente los incrementos en las rigideces y los amortiguamientos de la cimentación. En el caso de cimentaciones sobre pilotes flotantes, fig. 6.4, las rigideces estáticas del conjunto se podrán determinar utilizando las ecuaciones

$$K_h^0 = \sum_n K_{hn}^0 \quad (6.53)$$

$$K_r^0 = \sum_n K_{vn}^0 e_n^2 \quad (6.54)$$

las cuales se obtienen al despreciar las rigideces en rotación de los pilotes. El índice n denota valores correspondientes al n -ésimo pilote; e_n es la distancia entre el centroide del pilote y el eje centroidal de rotación de la planta de cimentación y K_{hn}^0 y K_{vn}^0 son las rigideces estáticas horizontal y vertical del pilote, respectivamente.

Las rigideces estáticas para los modos de traslación horizontal y vertical de un pilote flexible enterrado en un estrato elástico con base rígida se pueden aproximar mediante las siguientes expresiones (ref. 34):

$$K_h^0 = d E_s \left[\frac{E_p}{E_s} \right]^{0.21} \quad (6.55)$$

$$k_v^0 = 1.9 d E_s \left(\frac{L_p}{d} \right)^{0.67} \quad (6.56)$$

donde d , E_p y L_p representan el diámetro, el módulo de elasticidad y la longitud de pilote, respectivamente; $E_s = 2(1+\nu_s)G_s$ es el módulo de elasticidad efectivo del depósito de suelo en cuestión.

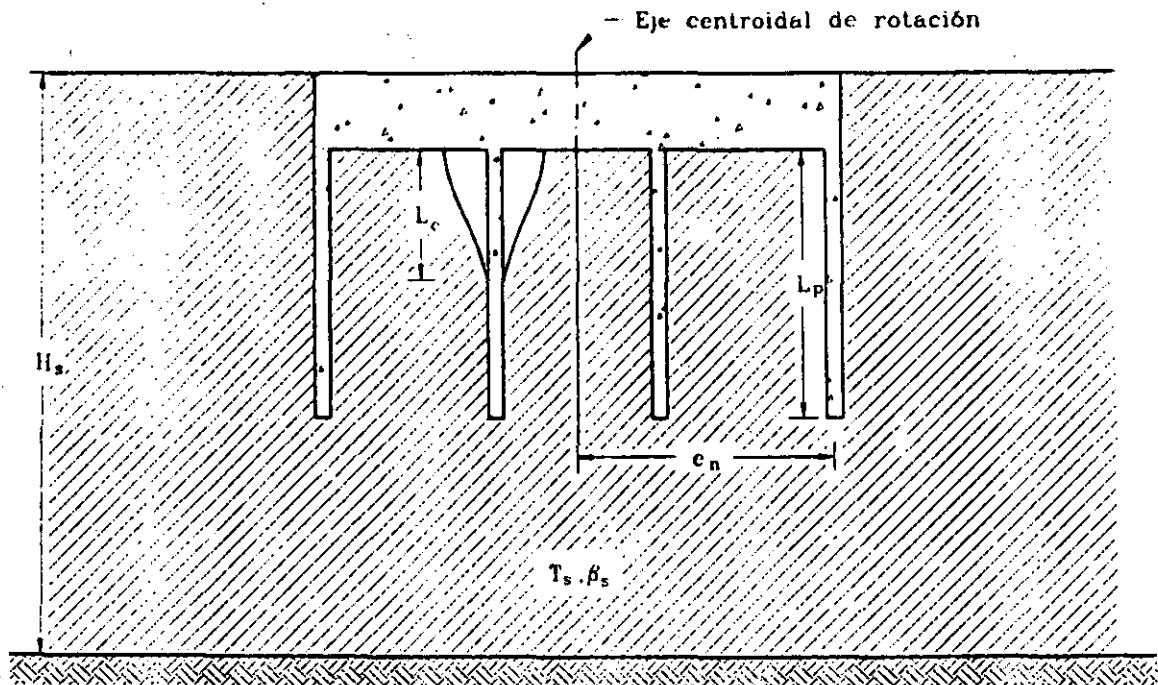


Fig. 6.4 Modelo para cimientos con pilotes

Los coeficientes de rigidez y amortiguamiento para los modos de traslación horizontal y vertical de un pilote flexible enterrado en un estrato viscoelástico con base rígida se pueden aproximar mediante las siguientes expresiones (ref. 34):

$$k_h = 1 \quad (6.57)$$

$$k_v = 1 \quad (6.58)$$

$$c_h = \begin{cases} 0.8 \zeta_s; & \text{si } \eta \leq \eta_s \\ 0.8 \zeta_s + 0.175 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.17} \eta; & \text{si } \eta > \eta_s \end{cases} \quad (6.59)$$

$$c_v = \begin{cases} 0; & \text{si } \eta \leq \eta_p \\ 4L_p^2 G_s / \beta_s \left[1 - e^{-\left(\frac{E_p}{E_s} \right) \left(\frac{L_p}{d} \right)^{-2}} \right] \eta_s \eta^{-0.2}; & \text{si } \eta > \eta_p \end{cases} \quad (6.60)$$

en donde las frecuencias normalizadas η , η_s y η_p se definen de las siguientes formas:

$$\eta = \frac{\omega d}{\beta_s} \quad (6.61)$$

$$\eta_s = \frac{\pi d}{2 H_s} \quad (6.62)$$

$$\eta_p = \frac{\pi d}{2 H_s} \frac{\alpha_s}{\beta_s} \quad (6.63)$$

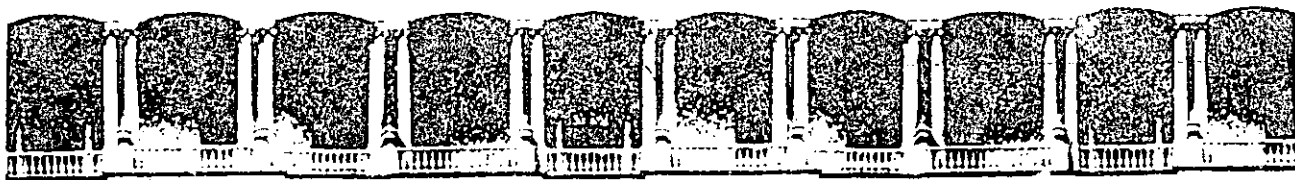
Estas funciones de impedancia solamente son aplicables a pilotes flexibles, que se tienen cuando

$$L_p > L_c \quad (6.64)$$

en donde

$$L_c = 2 d \left[\frac{E_p}{E_s} \right]^{0.25} \quad (6.65)$$

es la longitud activa del pilote, es decir la longitud a lo largo de la cual el pilote transmite carga al suelo.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

XX CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

**IV MODULO
DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES**

ANALISIS DE INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA DE UN EDIFICIO

ING. JAVIER AVILES.

3.3 ANALISIS DE INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA DE UN EDIFICIO

En la fig. 3.1 se muestra un edificio de 10 niveles estructurado con marcos de concreto que se desplanta en un depósito de suelo estratificado con profundidad a la roca basal igual a 56 m. La construcción se ubica de acuerdo con la regionalización sísmica del país en la zona sísmica B, y pertenece según sus destino y estructuración al grupo B y tipo 1, respectivamente. Como parte del análisis de interacción suelo-estructura se pide determinar el periodo y amortiguamiento efectivos de la estructura interactuando con el suelo. Asimismo, se requiere obtener el factor reductivo por interacción definido mediante el cociente \tilde{V}_1/V_1 siendo \tilde{V}_1 y V_1 los cortantes basales con y sin interacción, respectivamente, correspondientes al modo fundamental de la estructura.

En vista de que la construcción posee las mismas características en las dos direcciones ortogonales en que se debe analizar, el análisis de interacción suelo-estructura se reduce solamente a una dirección.

3.3.1 Características del Sistema Suelo-Estructura

La estructura se modela como una viga de cortante cuya rigidez se define en términos de las rigideces de entrepiso que se indican en el esquema del edificio. Se considera que el peso en cada nivel es igual a 1 t/m^2 y que el amortiguamiento de la estructura supuesta con base rígida es de 5 por ciento.

La cimentación se modela como un cajón rígido que se desplanta a una profundidad de 5 m y cuya base de forma cuadrada tiene una superficie de contacto igual a 400 m^2 . Por razones de sencillez se despreciará la contribución de los pilotes en la rigidez de la cimentación.

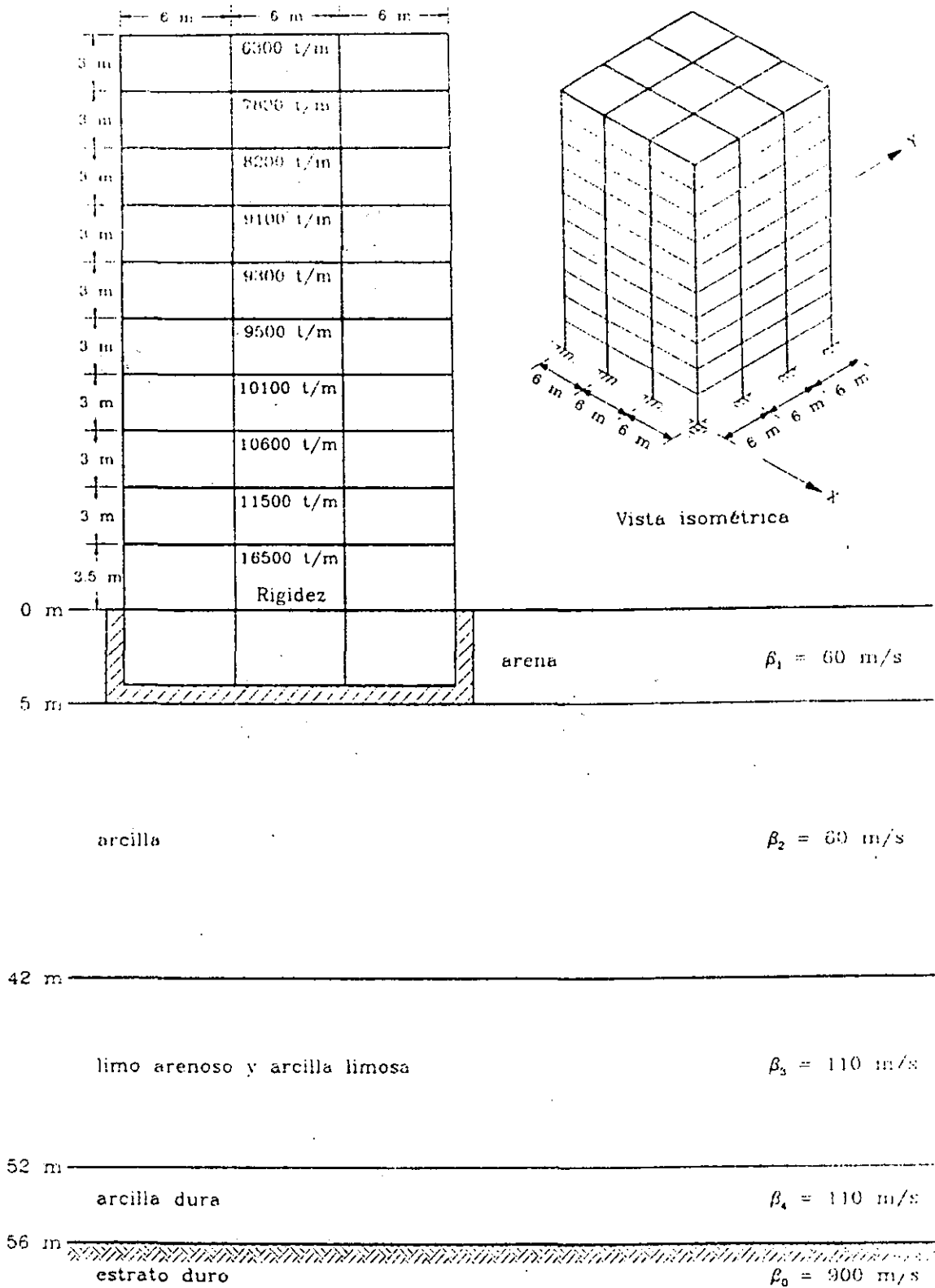


Fig. 3.1 Sistema suelo-estructura

El suelo se modela como un depósito estratificado horizontalmente con estratos de velocidad y espesor variables que se indican en el esquema del depósito de suelo. El peso volumétrico de los estratos se considera constante e igual a 1.5 t/m^3 . Se suponen un coeficiente de Poisson de 0.45 y un amortiguamiento de 5 por ciento como parámetros efectivos del sitio. Las propiedades mecánicas del subsuelo se consideran compatibles con los niveles de deformación esperados durante temblores intensos por lo que se despreciarán los efectos no lineales del suelo.

3.3.2 Periodo Dominante y Velocidad Efectiva del Suelo

Para determinar el periodo dominante de vibración, T_s , y la velocidad efectiva de propagación, β_s , del depósito de suelo se aplicará la técnica aproximada basada en el concepto de lentitudes. En la tabla 3.1 se muestran los cálculos necesarios para obtener según la ec. 1.4 la velocidad efectiva en términos del promedio de las lentitudes de la formación estratificada del sitio.

Tabla 3.1 Determinación de la velocidad efectiva de propagación del sitio

Estrato	h_m (m)	β_m (m/s)	h_m / β_m
1	5	60	0.083
2	37	60	0.617
3	10	110	0.091
4	4	110	0.036
$\sum h_m = H_s = 56$		$\sum h_m / \beta_m = 0.827$	

$$\beta_s = \frac{H_s}{\sum_{m=1} \frac{h_m}{\beta_m}} = 67.71 \text{ m/s}$$

De acuerdo con la ec. 1.6, el periodo dominante de vibración del sitio resulta ser igual a

estructura en su condición de base rígida son:

$$T_e = 1.16 \text{ s}$$

$$Z_1 = \left\{ 1 \ 2.413 \ 3.893 \ 5.353 \ 6.769 \ 8.04 \ 9.127 \ 10.065 \ 10.741 \ 11.168 \right\}^T$$

Según las ecs. 6.2 y 6.5, la masa y altura efectivas de la estructura con base indeformable vibrando en su modo fundamental se determinan como sigue:

$$M_e = \frac{(Z_1^T M_e J)^2}{Z_1^T M_e Z_1} = \frac{(2264.834)^2}{19348.751} = 265.11 \text{ t-s}^2/\text{m}$$

$$H_e = \frac{Z_1^T M_e H}{Z_1^T M_e J} = \frac{48077.295}{2264.834} = 21.23 \text{ m}$$

De acuerdo con los valores de los parámetros β_s , T_e y H_e del sistema suelo-estructura, se tiene que

$$\frac{\beta_s T_e}{H_e} = \frac{67.71 \times 1.16}{21.23} = 3.7 < 20$$

razón por la cual se justifica realizar el análisis de interacción suelo-estructura.

3.3.4 Periodo y Amortiguamiento Efectivos del Sistema Suelo-Estructura

Para determinar el periodo y amortiguamiento efectivos, \tilde{T}_e y $\tilde{\zeta}_e$, del modo fundamental de la estructura con base flexible se aplicará la técnica aproximada que se describe en la sección 3.6.5 de recomendaciones. Se optará por la alternativa que consiste en obtener el periodo efectivo mediante iteraciones en la frecuencia usando para ello rigideces dinámicas aproximadas.

En orden de aparición, las cantidades invariantes con la frecuencia de excitación que intervienen en el proceso del cálculo de \tilde{T}_e y $\tilde{\zeta}_e$ son las siguientes:

$$T_e = 1.16 \text{ s}$$

$$M_e = 265.11 \text{ t-s}^2/\text{m}$$

$$H_e = 21.23 \text{ m}$$

$$G_s = \beta_s^2 \rho_s = (67.71)^2 \times 0.153 = 701.45 \text{ t/m}^2$$

$$\nu_s = 0.45$$

$$R_h = \left[\frac{A}{\pi} \right]^{1/2} = \left[\frac{400}{\pi} \right]^{1/2} = 11.28 \text{ m}$$

$$R_r = \left[\frac{4 I}{\pi} \right]^{1/4} = \left[\frac{4 \times 20^4 / 12}{\pi} \right]^{1/4} = 11.41 \text{ m}$$

$$H_s = 56 \text{ m}$$

$$D = 5 \text{ m}$$

$$K_h^0 = \frac{8G_s R_h}{2 - \nu_s} \left[1 + \frac{1}{2} \frac{R_h}{H_s} \right] \left[1 + \frac{2}{3} \frac{D}{R_h} \right] \left[1 + \frac{5}{4} \frac{D}{H_s} \right] = 64733.67 \text{ t/m}$$

$$K_r^0 = \frac{8G_s R_r^3}{3(1 - \nu_s)} \left[1 + \frac{1}{6} \frac{R_r}{H_s} \right] \left[1 + 2 \frac{D}{R_r} \right] \left[1 + 0.71 \frac{D}{H_s} \right] = 10422874 \text{ t-m}$$

$$\zeta_e = 0.05$$

$$\zeta_s = 0.05$$

$$\eta_s = \frac{\pi R_h}{2 H_s} = \frac{\pi \times 11.28}{2 \times 56} = 0.316$$

$$\eta_p = \frac{\pi R_r}{2 H_s} \left[\frac{2(1-\nu_s)}{1-2\nu_s} \right]^{1/2} = \frac{\pi \times 11.41}{2 \times 56} \left[\frac{2 \times (1-0.45)}{1-2 \times 0.45} \right]^{1/2} = 1.061$$

El periodo efectivo definido por la ec. 6.18 se puede obtener al resolver la ecuación

$$\tilde{T}_e = \left[T_e^2 + T_h^2 + T_r^2 \right]^{1/2}$$

mediante aproximaciones sucesivas en la frecuencia.

En la primera iteración se supone que la frecuencia efectiva es igual a la frecuencia fundamental de la estructura con base rígida. De esta manera se puede llevar a cabo el proceso de cálculo que se detalla a continuación:

$$\omega = \frac{2 \times \pi}{1.16} = 5.417 \text{ rad/s}$$

$$\eta_h = \frac{\omega R_h}{\beta_s} = \frac{5.417 \times 11.28}{67.71} = 0.902$$

$$\eta_r = \frac{\omega R_r}{\beta_s} = \frac{5.417 \times 11.41}{67.71} = 0.913$$

$$k_h = 1$$

$$\eta_r = 0.913 < 2.5 \Rightarrow k_r = 1 - 0.2 \eta_r = 1 - 0.2 \times 0.913 = 0.817$$

$$\eta_{hs} = \frac{\eta_h}{\eta_s} = \frac{0.902}{0.316} = 2.854 > 1 \Rightarrow c_h = 0.576$$

$$\eta_{rp} = \frac{\eta_r}{\eta_p} = \frac{0.913}{1.061} = 0.861 < 1 \Rightarrow c_r = \frac{0.5\zeta_s \eta_{rp}}{1 - (1 - 2\zeta_s)\eta_{rp}^2}$$

$$c_r = \frac{0.5 \times 0.05 \times 0.861}{1 - (1 - 2 \times 0.05)(0.861)^2} = 0.065$$

$$K_h = K_h^0 (k_h - 2\zeta_s \eta_h c_h) = 64733.67(1 - 2 \times 0.05 \times 0.902 \times 0.576) = 61370.42 \text{ t/m}$$

$$K_r = K_r^0 (k_r - 2\zeta_s \eta_r c_r) = 10422874(0.817 - 2 \times 0.05 \times 0.913 \times 0.065) = 8453633 \text{ t-m}$$

$$T_h = 2\pi \left[\frac{M_e}{K_h} \right]^{1/2} = 2\pi \left[\frac{265.11}{61370.42} \right]^{1/2} = 0.413 \text{ s}$$

$$T_r = 2\pi \left[\frac{M_e (H_e + D)^2}{K_r} \right]^{1/2} = 2\pi \left[\frac{265.11 \times (21.23 + 5)^2}{8453633} \right]^{1/2} = 0.923 \text{ s}$$

$$\tilde{T}_e = \left[(1.16)^2 + (0.413)^2 + (0.923)^2 \right]^{1/2} = 1.54 \text{ s}$$

En la segunda iteración se toma como frecuencia efectiva la correspondiente al periodo efectivo que se obtuvo en la primera iteración. De esta forma se puede llevar a cabo el proceso de cálculo siguiente:

$$\omega = \frac{2 \times \pi}{1.54} = 4.08 \text{ rad/s}$$

$$\eta_h = \frac{\omega R_h}{\beta_s} = \frac{4.08 \times 11.28}{67.71} = 0.68$$

$$\eta_r = \frac{\omega R_r}{\beta_s} = \frac{4.08 \times 11.41}{67.71} = 0.688$$

$$k_h = 1$$

$$\eta_r = 0.688 < 2.5 \Rightarrow k_r = 1 - 0.2 \eta_r = 1 - 0.2 \times 0.688 = 0.862$$

$$\eta_{hs} = \frac{\eta_h}{\eta_s} = \frac{0.68}{0.316} = 2.152 > 1 \Rightarrow c_h = 0.576$$

$$\eta_{rp} = \frac{\eta_r}{\eta_p} = \frac{0.688}{1.061} = 0.648 < 1 \Rightarrow c_r = \frac{0.5\zeta_s \eta_{rp}}{1 - (1 - 2\zeta_s) \eta_{rp}^2}$$

$$c_r = \frac{0.5 \times 0.05 \times 0.648}{1 - (1 - 2 \times 0.05) (0.648)^2} = 0.026$$

$$K_h = K_h^0 (k_h - 2\zeta_s \eta_h c_h) = 64733.67 (1 - 2 \times 0.05 \times 0.68 \times 0.576) = 62198.18 \text{ t/m}$$

$$K_r = K_r^0 (k_r - 2\zeta_s \eta_r c_r) = 10422874 (0.862 - 2 \times 0.05 \times 0.688 \times 0.026) = 8965873 \text{ t-m}$$

$$T_h = 2\pi \left[\frac{M_e}{K_h} \right]^{1/2} = 2\pi \left[\frac{265.11}{62198.18} \right]^{1/2} = 0.41 \text{ s}$$

$$T_r = 2\pi \left[\frac{M_e (H_e + D)^2}{K_r} \right]^{1/2} = 2\pi \left[\frac{265.11 \times (21.23 + 5)^2}{8965873} \right]^{1/2} = 0.896 \text{ s}$$

$$\tilde{T}_e = \left[(1.16)^2 + (0.41)^2 + (0.896)^2 \right]^{1/2} = 1.52 \text{ s}$$

En la tercera iteración se toma como frecuencia efectiva la correspondiente al periodo efectivo que se obtuvo en la segunda iteración. De esta forma se puede llevar a cabo el proceso de cálculo siguiente:

$$\omega = \frac{2 \times \pi}{1.52} = 4.134 \text{ rad/s}$$

$$\eta_h = \frac{\omega R_h}{\beta_s} = \frac{4.134 \times 11.28}{67.71} = 0.689$$

$$\eta_r = \frac{\omega R_r}{\beta_s} = \frac{4.134 \times 11.41}{67.71} = 0.697$$

$$k_h = 1$$

$$\eta_r = 0.697 < 2.5 \Rightarrow k_r = 1 - 0.2 \eta_r = 1 - 0.2 \times 0.697 = 0.861$$

$$\eta_{hs} = \frac{\eta_h}{\eta_s} = \frac{0.689}{0.316} = 2.18 > 1 \Rightarrow c_h = 0.576$$

$$\eta_{rp} = \frac{\eta_r}{\eta_p} = \frac{0.697}{1.061} = 0.657 < 1 \Rightarrow c_r = \frac{0.5 \zeta_s \eta_{rp}}{1 - (1 - 2\zeta_s) \eta_{rp}^2}$$

$$c_r = \frac{0.5 \times 0.05 \times 0.657}{1 - (1 - 2 \times 0.05)(0.657)^2} = 0.027$$

$$K_h = K_h^0 (k_h - 2\zeta_s \eta_h c_h) = 64733.67 (1 - 2 \times 0.05 \times 0.689 \times 0.576) = 62164.62 \text{ t/m}$$

$$K_r = K_r^0 (k_r - 2\zeta_s \eta_r c_r) = 10422874 (0.861 - 2 \times 0.05 \times 0.697 \times 0.027) = 8954480 \text{ t-m}$$

$$T_h = 2\pi \left[\frac{M_e}{K_h} \right]^{1/2} = 2\pi \left[\frac{265.11}{62164.62} \right]^{1/2} = 0.41 \text{ s}$$

$$T_r = 2\pi \left[\frac{M_e (H_e + D)^2}{K_r} \right]^{1/2} = 2\pi \left[\frac{265.11 \times (21.23 + 5)^2}{8954480} \right]^{1/2} = 0.897 \text{ s}$$

$$\tilde{T}_e = \left[(1.16)^2 + (0.41)^2 + (0.897)^2 \right]^{1/2} = 1.52 \text{ s}$$

El proceso iterativo se puede detener, ya que la diferencia que se tiene en dos cifras significativas entre los periodos efectivos calculados en la segunda y tercera iteraciones es nula.

Una vez conocido el periodo fundamental de la estructura con base flexible, el amortiguamiento efectivo definido por la ec. 6.21 se puede obtener al resolver directamente la ecuación.

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left[\frac{T_e}{\tilde{T}_e} \right]^3 + \frac{\zeta_h}{1 + 2\zeta_h^2} \left[\frac{T_h}{\tilde{T}_e} \right]^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left[\frac{T_r}{\tilde{T}_e} \right]^2$$

Sustituyendo valores se tiene:

$$\tilde{\omega}_e C_h = K_h^0 (\eta_h c_h + 2\zeta_s k_h) = 64733.67(0.689 \times 0.576 + 2 \times 0.05 \times 1) = 32163.83 \text{ t/m}$$

$$\tilde{\omega}_e C_r = K_r^0 (\eta_r c_r + 2\zeta_s k_r) = 10422874(0.697 \times 0.027 + 2 \times 0.05 \times 0.861) = 1093558 \text{ t-m}$$

$$\zeta_h = \frac{\tilde{\omega}_e C_h}{2 K_h} = \frac{32163.83}{2 \times 62164.62} = 0.259$$

$$\zeta_r = \frac{\tilde{\omega}_e C_r}{2 K_r} = \frac{1093558}{2 \times 8954480} = 0.061$$

$$\tilde{\zeta}_e = 0.05 \left[\frac{1.16}{1.52} \right]^3 + \frac{0.259}{1+2(0.259)^2} \left[\frac{0.41}{1.52} \right]^2 + \frac{0.061}{1+2(0.061)^2} \left[\frac{0.897}{1.52} \right]^2 = 0.06$$

3.3.5 Factor Reductivo por Interacción

Según la tabla 1.1 de recomendaciones, la velocidad y el periodo característicos para la zona sísmica B son iguales a

$$\beta_c = 400 \text{ m/s}$$

$$T_c = 5.3 \text{ s}$$

Los valores de los parámetros dinámicos del sitio y los parámetros característicos de la zona sísmica satisfacen la desigualdad

$$\beta_c T_s + \beta_s T_c < \beta_c T_c$$

$$400 \times 3.31 + 67.71 \times 5.3 = 1682.9 < 400 \times 5.3 = 2120$$

Entonces, según la carta de microzonificación sísmica, el terreno de

cimentación pertenece al tipo III.

El espectro de diseño para un terreno de cimentación del tipo III en la zona sísmica B se caracteriza por los siguientes valores:

$$a_0 = 0.1 \quad c = 0.4 \quad T_a = 0.6 \text{ s} \quad T_b = 3.9 \text{ s} \quad r = 1$$

Las características de la estructura son tales que puede tomarse un factor de comportamiento sísmico $Q = 4$, para propósitos de reducción de las ordenadas espectrales por ductilidad.

Ahora bien, el cortante basal reducido por interacción correspondiente al modo fundamental de la estructura con base flexible se determina con la ec. 6.15, esto es:

$$\tilde{V}_1 = \frac{\tilde{a}}{\tilde{Q}'} \xi W_e$$

$$T_a < \tilde{T}_e < T_b \Rightarrow \tilde{a} = a(\tilde{T}_e) = c = 0.4$$

$$\tilde{T}_e > T_a \Rightarrow \tilde{Q}' = Q'(\tilde{T}_e) = Q = 4$$

$$\tilde{T}_e > T_a \Rightarrow \xi = \left[\frac{0.05}{\tilde{\xi}_e} \right]^k = \left[\frac{0.05}{0.06} \right]^{0.6} = 0.9$$

$$\tilde{V}_1 = \frac{0.4}{4} \times 0.9 \times 265.11 \times 9.81 = 234.07 \text{ t}$$

En forma similar, el cortante basal sin reducir por interacción correspondiente al modo fundamental de la estructura con base rígida se obtiene como:

$$V_1 = \frac{a}{Q'} W_e$$

$$T_a < T_e < T_b \Rightarrow a(T_e) = c = 0.4$$

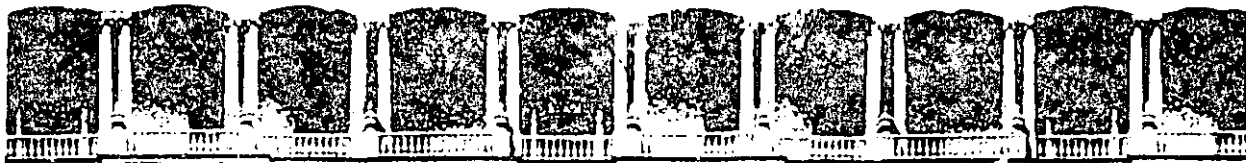
$$T_o > T_a \Rightarrow Q'(T_o) = Q = 4$$

$$V_1 = \frac{0.4}{4} \times 265.11 \times 9.81 = 260.07$$

Finalmente, el factor reductivo por interacción

$$\frac{\bar{V}_1}{V_1} = \frac{234.07}{260.07} = 0.9$$

es el valor por el que se debe multiplicar cualquier respuesta calculada sin interacción para obtener la respuesta con interacción, siendo aplicable exclusivamente en el modo fundamental.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

XX CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SIMICA

**IV MODULO
DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES**

**DETERMINACION EXPERIMENTAL DE PARAMETROS ESTRUCTURALES Y DE LA
CIMENTACION DE EDIFICIOS MEDIANTE VIBRACION AMBIENTAL.**

M. EN I. NEFTALI RODRIGUEZ CUEVAS.



Neftalí Rodríguez Cuevas*

RESUMEN

Se ha recurrido a la medición de aceleraciones inducidas por el movimiento ambiental del suelo del valle de México, para conocer las rigideces angulares y lineales de la cimentación de edificios y las formas modales asociadas al movimiento de estos. Así mismo, al medir la velocidad de transmisión de pulsos ultrasónicos en elementos de la estructura, es posible conocer la variación espacial de los módulos de Young dinámicos, y mediante ordenadores digitales generar modelos que reproduzcan las características dinámicas de la interacción suelo-estructura. De esa manera se estimaron los efectos de suelos altamente compresibles del valle de México, en el movimiento de estructuras edificadas sobre ellos y se elaboró un modelo matemático útil para estimar el inicio de la inestabilidad de estructuras apoyadas sobre suelos blandos y para estudiar la cinemática de los edificios.

1. INTRODUCCION

Al disponer de información instrumental sobre el comportamiento de estructuras esbeltas y compararla con el comportamiento teórico de estructuras con base empotrada, se encuentran discrepancias entre mediciones y el modelo teórico.

Para conocer algunas de las causas de esas discrepancias, es necesario:

*Investigador, Instituto de Ingeniería, UNAM
Profesor, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM

- a) Desarrollar técnicas confiables para medir el movimiento de los edificios
- b) Desarrollar modelos matemáticos representativos del sistema estructura-cimentación suelo
- c) Identificar formas modales, para conocer tanto las características de la rigidez del suelo como de la estructura y determinar así la cinemática de los edificios
- d) Establecer las similitudes y diferencias entre modelos y mediciones

2. PROBLEMA EN ESTUDIO

A medida que se ha generado información acerca de la respuesta de estructuras sometidas a las fuerzas generadas por sismos o por el viento, se ha mostrado que la interacción suelo estructura puede influir de manera significativa en dicha respuesta (ref 1 a 5). La interacción representa un fenómeno simple, en el cual las condiciones de frontera impuestos por el suelo a los movimientos de la estructura, se manifiestan de manera clara y pueden variar desde la correspondiente a base prácticamente empotrada, como la de edificios cimentados en roca, hasta la condición flexible, como la que se encuentra en la base de los edificios cimentados sobre terrenos arcillosos de alto contenido de agua, como sucede en la zona del lago del valle de México.

Se han realizado numerosos estudios teóricos sobre la influencia de la interacción suelo-estructura en las características dinámicas del movimiento de edificios (ref 6 y 7); en algunos países se han efectuado trabajos experimentales para mostrar la validez de los enfoques teóricos y otros para investigar las propiedades del subsuelo (ref 7 a 9).

En Ingeniería Sísmica se ha hecho necesario estudiar el acoplamiento del sistema estructura-suelo, cuando se presentan perturbaciones al equilibrio de una construcción.

Así, cuando se estudia una estructura, que en ocasiones se representa por una masa y un resorte, como se muestra en la fig 1, se encuentra que la interacción entre suelo y estructura produce movimientos modales acoplados, que muestran la existencia de varios grados de libertad. La cimentación y el subsuelo contribuyen a generar formas modales que modifican las frecuencias del sistema masa-resorte y las configuraciones modales correspondientes.

El problema teórico de movimiento se puede modelar con facilidad, cuando se conocen la rigidez angular y lineal de la cimentación de una estructura, la masa adherida a la superestructura y las características de disipación de energía. Sin embargo, en la etapa actual de conocimientos, es difícil estimar la impedancia de la cimentación y la masa adherida, cuando se presentan movimientos intensos, por lo que se requiere

contar con información experimental para resolver el problema.

En Japón (ref 10), se han usado registros sísmicos para obtener información referente al comportamiento de la subestructura de edificios durante sismos intensos e inferir las propiedades de rigidez de su base. También se ha recurrido a la excitación de edificios mediante equipos mecánicos que permiten mover las estructuras y su cimentación, en desplazamientos intermedios.

A partir de los sismos intensos que en 1985 perturbaron a la ciudad de México, se han desarrollado trabajos de campo en edificios, con el objeto de investigar si el movimiento permanente del valle de México genera desplazamientos suficientes para identificar las propiedades dinámicas de las estructuras, cuando el nivel de aceleración es inferior a un gal:

Con ese fin, se investigó la cinemática del movimiento de diversos edificios construidos en el valle de México y se juzgó la bondad del método experimental que mide las aceleraciones inducidas por vibración ambiental, para identificar formas modales, frecuencias asociadas e impedancias representativas de la cimentación, durante movimientos de pequeña intensidad.

En algunas ocasiones, se recurrió a un excitador mecánico para inducir mayores movimientos en varios edificios (ref 11), a fin de juzgar si las frecuencias detectadas por vibración ambiental correspondían a las formas modales excitadas mediante el equipo mecánico instalado en la azotea del edificio.

Posteriormente, en diversos niveles de un edificio se colocaron instrumentos para medir aceleraciones; en la zona del valle con máximos movimientos inducidos por sismos de intensidad media, para registrar las aceleraciones inducidas; se desarrolló la identificación de parámetros dinámicos mediante el empleo de filtros expandidos de Kalman (ref 12), con objeto de conocer las propiedades dinámicas del edificio antes de, durante y después de sismos intensos, y poder estimar así los parámetros que controlan el movimiento del edificio. En este escrito se condensan los resultados obtenidos durante la investigación y se informa sobre las técnicas empleadas y los enfoques teóricos necesarios para establecer las propiedades dinámicas de las estructuras en el valle de México.

3. TECNICA EXPERIMENTAL DESARROLLADA

La medición de desplazamientos pequeños en las estructuras, asociadas a cada forma modal, se puede lograr mediante el registro de las aceleraciones asociadas a cada modo, causadas por movimientos leves del terreno.

Existe evidencia (ref 13) de que el valle de México se mueve continuamente por:

- a) Tránsito de vehículos en la ciudad
- b) Movimientos generados por actividad microsísmica o viento

c) Amplificación de ondas de movimientos generados en zonas costeras

Estas causas generan pequeñas aceleraciones que se pueden registrar mediante instrumentos sensibles, cuya señal es filtrada y amplificada para obtener espectros de aceleración, tanto en el nivel de la superficie del terreno, como en diversos puntos de un edificio.

Para ello se recurre a acelerómetros Synstron-Donner, los cuales son conectados mediante cables blindados a filtros en cascada, que amplifican la señal y evitan el registro de altas frecuencias.

La señal así obtenida se procesa en tiempo real con un analizador de espectros que obtiene la transformada rápida de Fourier en diversas ventanas de observación, filtrada mediante un filtro digital de Hanning, para evitar el registro de frecuencias ficticias en el espectro obtenido.

Es así posible obtener las siguientes funciones:

- a) Espectro de densidades espectrales asociadas a la señal obtenida de cada acelerómetro
- b) Funciones de transferencia entre dos espectros
- c) Coherencia entre las densidades espectrales asociadas a cada frecuencia de observación

Además, se pueden obtener funciones estadísticas de los espectros y funciones de transferencia, para representar estadísticamente los parámetros que se miden con objeto de definir las características dinámicas de la estructura en estudio.

Al distribuir puntos de medición en diversas partes de un edificio (ref 14), es posible estimar las frecuencias predominantes en el movimiento inducido por vibración ambiental y obtener las formas modales asociadas a cada frecuencia. En la fig 2 se muestran las formas modales obtenidas en un edificio esbelto analizado con esta técnica experimental.

4. BASES TEORICAS PARA LA INTERPRETACION DE MEDICIONES

La interpretación de datos experimentales se apoya en el análisis teórico del sistema estructura-suelo. Con ese fin se obtienen las formas características mediante la generación de un modelo matemático tridimensional del edificio, que considere que las condiciones de frontera en la base puedan adquirir diversos valores, correspondientes a diversas velocidades de transmisión de ondas de cortante en el subsuelo. Para identificar el valor más cercano de las impedancias en la base del edificio, se obtiene la relación entre la frecuencia modal obtenida mediante el proceso de medición, y la frecuencia que proporciona el modelo matemático al aceptar que la base del edificio se encuentra empotrada.

El método presupone que la estructura se puede representar con

suficiente aproximación, mediante un modelo matemático que considere: las propiedades geométricas, la distribución de los elementos no estructurales, las propiedades dinámicas de los materiales que la forman, así como modelos simplificados de la subestructura.

Al tomar en cuenta que los valores absolutos de las frecuencias modales dependen de las propiedades reales de los materiales, las cuales se pueden estimar mediante muestreo estadístico de la velocidad de transmisión de pulsos ultrasónicos en trabes y columnas de la estructura (ref 15) y el ensaye de cilindros extraídos de la estructura en laboratorio, se ha establecido que la relación entre las frecuencias de los modos superiores al fundamental, ésta es poco dependiente del módulo de Young y de la densidad de los materiales que forman la estructura.

Resulta necesario modelar a la estructura con todos sus elementos estructurales y no estructurales que contribuyen a generar su rigidez, a fin de aproximar suficientemente el modelo matemático a los resultados que se obtienen de las mediciones de aceleraciones generadas por la vibración ambiental.

La cimentación y el subsuelo introducen seis grados de libertad en la base (fig 3) que se pueden controlar con la colocación de resortes elásticos en la base, la rigidez de los cuales varía con la frecuencia de cada modo de vibrar del sistema.

Para identificar las impedancias angulares y lineales en la base y así reproducir en el modelo los movimientos generados por la vibración ambiental, se desarrolló un procedimiento sencillo, programable en un ordenador digital.

El procedimiento calcula la respuesta dinámica del modelo tridimensional, con valores variables de los resortes de la base, lo cual permite encontrar, para cada valor particular de la impedancia en la interfase, las frecuencias y formas modales asociadas. Se puede así obtener curvas como las que se muestran en la fig 4, en donde se relacionan los valores de la impedancia en la base de un edificio, con la relación de frecuencias obtenida de dividir la frecuencia resultante de cada valor de la rigidez de los resortes en la base, entre la frecuencia del modelo, cuando se considera que la base del edificio se encuentra impedida de girar. Cabe señalar que existe una curva representativa para diversos valores de la impedancia, para cada modelo representativo de la superestructura y de los resortes de su base.

Conocido el valor de la frecuencia modal medida en campo, mediante la técnica descrita en el cap 3, es posible identificar el valor de la impedancia en la base de un edificio, si se conoce la relación entre la frecuencia medida y la calculada cuando la base se encuentra empotrada. El procedimiento permite obtener la impedancia asociada a cada modo de vibrar de la estructura.

Ya que en suelos de mala calidad, la rigidez del subsuelo puede ser inferior a la necesaria para generar vibraciones estables, es necesario

estimar las condiciones límites de la aplicabilidad del procedimiento que evalúa la impedancia de la base.

Para ello se busca definir el valor crítico de la rigidez angular en la base, con el cual la estructura se vuelve inestable, por grandes rotaciones en su base. Al considerar la estructura que se muestra en la fig 5a, con todos sus elementos y las cargas verticales a las cuales se encuentra sometida, siempre es posible encontrar una columna equivalente (fig 5b) que presente los mismos desplazamientos horizontales en su parte más alta, que el modelo tridimensional de la estructura, sometida a las mismas cargas verticales. Esa columna presentará una rigidez equivalente a la de la estructura, apoyada en los mismos resortes en su base.

Mediante el estudio de estabilidad de la estructura equivalente, se demuestra que la rigidez angular en todas direcciones, de los resortes de la base, debe presentar valores superiores a un valor crítico, definido en 4.1, para lograr vibraciones estables de la estructura.

$$(KR)_{crit} = \sum_{i=1}^n P_i h_i \quad (4.1)$$

donde

- $(KR)_{crit}$ valor crítico de la rigidez angular en la base del edificio
- P_i magnitud resultante de todas las cargas verticales aplicadas en el mismo nivel de la estructura
- h_i altura, sobre el nivel de la base, del piso en el que existe la carga P_i

En el desarrollo matemático que condujo a la expresión 4.1, se consideró la existencia de comportamiento elástico en los materiales que forman la estructura, por lo que, al incorporar el efecto de imperfecciones y excursiones inelásticas en ellos, resulta necesario introducir un factor correctivo, de por lo menos 1.7, para definir la rigidez angular crítica de una subestructura, como se demostró al estudiar algunas estructuras en las cuales se detectaron claros signos de inestabilidad (ref 17).

Por lo anterior, es necesario que cualquier construcción presente valores de impedancia en la base siempre mayor a 1.7 $(KR)_{crit}$, a fin de evitar el colapso por inestabilidad, y lograr así que los planteamientos analíticos que normalmente se aplican en el análisis estructural sean válidos. Una vez que se comprueba la existencia de impedancia rotacional superior a la crítica, el procedimiento de interpretación de resultados que se menciona en este capítulo es aplicable.

5. EDIFICIOS SELECCIONADOS

El análisis de los daños observados después de los sismos de 1985

mostró una alta incidencia de daños en edificios de más de seis niveles de altura sobre la banqueta; por ello se analizó el comportamiento de edificios de más de seis pisos, en diversas zonas del valle de México, de los cuales se tuviera información completa sobre las características de superestructura y cimentación. Además, se analizaron dos edificios de tres niveles, para observar las similitudes y diferencias en su comportamiento dinámico respecto al resto de los edificios seleccionados.

En total se analizaron 31 edificios, de los cuales uno se apoya sobre roca; ocho, en zona de transición, y 22, en la zona del lago del valle de México (fig 6). El comportamiento del edificio apoyado en roca resultó muy diferente al resto de los edificios apoyados sobre suelo blando.

Los edificios seleccionados en la zona de transición, cinco se encuentran apoyados en pilotes de punta o pilas; dos, en zapatas aisladas desplantadas sobre terreno firme y uno cuenta con cimentación compensada mediante un cajón rígido.

De los edificios seleccionados en la zona del lago, donde los estratos de arcilla subyacentes tienen espesores mayores a 25 m, catorce se apoyan en pilotes de fricción; siete, en pilotes de punta y uno tiene un cajón rígido directamente apoyado en el terreno, con la idea de compensar totalmente el peso del edificio.

Las construcciones estudiadas mostraron los siguientes tipos de estructuración:

- a) Estructura de concreto reforzado, cuyos sistemas de piso variaron entre losas con trabes, entrepiso reticular, sistemas de vigueta y bovedilla, tridilosa y paneles prefabricados y, solo en un edificio, estructura presforzada
- b) Estructura de acero, con losas de concreto
- c) Estructura mixta, con planta baja dúctil, formada por columnas y losa de concreto, y superestructura formada con muros de mampostería, viguetas y bovedillas
- d) Columnas y muros sísmicos de concreto, con entrepiso formado por armaduras de acero que soportan una losa de concreto.

La aplicación sistemática de la técnica experimental descrita previamente permitió obtener espectros estadísticos de densidad espectral, en el intervalo comprendido entre 0 y 10 Hz, en diversos puntos de medición, a partir de los cuales siempre fue posible identificar las frecuencias asociadas a formas modales correspondientes a:

- a) Flexión, en dos direcciones ortogonales
- b) Torsión
- c) Bamboleo sobre la cimentación, asociado al acoplamiento de la superestructura con el suelo y las ondas superficiales registradas en campo abierto.

Siempre se identificaron movimientos en flexión en dos direcciones ortogonales, dependientes de las características de la superestructura y del tipo de cimentación; además se observó la existencia de movimientos tridimensionales, atribuibles a la traslación y rotación de la base de los edificios desplantados en suelos muy deformables, que se denominaron modos de bamboleo, con formas modales del tipo mostrado en la fig 7.

En los edificios estudiados siempre se detectó traslación horizontal de la base, así como rotación alrededor de tres ejes ortogonales, inducidos por la interacción suelo-estructura, en todos los edificios localizados sobre terreno con estratos potentes de arcilla.

6. PROCEDIMIENTO PARA IDENTIFICAR LAS CONDICIONES DE FRONTERA

Después de definir el modelo tridimensional de la superestructura, mediante el empleo de programas para ordenadores digitales (ref 18 y 19), resulta necesario definir la impedancia de la subestructura, lo cual se logra al colocar elementos elásticos en el nivel de la cimentación.

La rigidez angular en la base del modelo se simula colocando un piso rígido ficticio en la base, apoyado sobre columnas también ficticias en la periferia de la planta inferior, las cuales están articuladas en sus dos extremos para simular la rigidez angular y evitar así que contribuyan en la rigidez de la base al desplazamiento horizontal. Los programas para ordenador digital permiten colocar resortes elásticos en la base del modelo, con objeto de simular las restricciones de la base al desplazamiento horizontal.

La fig 7 muestra un piso rígido ficticio, sostenido por columnas periféricas, con área transversal A, módulo de Young E y altura h. La aplicación de un momento de volteo M_{VX} al rededor de un eje centroidal produce fuerzas F_{VX} , que se obtienen de dividir el momento M_{VX} entre la distancia horizontal L existente entre las columnas. Las fuerzas F_{VX} producen desplazamientos verticales δ en las columnas, iguales a $F_{VX}h/AE$. Cuando estos desplazamientos son pequeños, $2\delta/L$ determina el ángulo de rotación el piso ficticio que, al igualarse a la unidad, hace que M_{VX} mida la rigidez angular de la subestructura, $(KR)_x$, de manera que

$$(KR)_x = \frac{AEL^2}{2h} \quad (6.1)$$

Existen publicaciones (ref 20 y 21) que proporcionan expresiones para conocer la rigidez angular de la subestructura, en función del tipo de cimentación, y las propiedades del subsuelo; por tanto es posible calcular el área A de las columnas ficticias para que la base gire un ángulo unitario

$$A = \frac{2h(KR)_x}{EL^2} \quad (6.2)$$

Se puede proceder de manera similar en dirección ortogonal; así mismo, se pueden definir condiciones en el área de las columnas del piso ficticio, para tomar en consideración la rigidez torsional de la base.

Una vez conocidas las condiciones de frontera del modelo y la distribución de masa en cada nivel del edificio, los programas para ordenador digital obtienen las frecuencias y los modos característicos, si se dispone de información respecto al módulo de Young dinámico de la estructura en cada nivel.

El uso de pulsos de ultrasonido permite realizar un muestreo estadístico de las columnas y trabes de una estructura; proporciona información sobre las propiedades dinámicas de los materiales. Es de interés señalar que, en los estudios realizados, siempre se observó que el módulo dinámico del concreto reforzado resulta ser del orden de una y media veces el valor obtenido de pruebas estáticas en cilindros de concreto.

Así, al definir el modelo de la superestructura, es posible asociar valores característicos de frecuencia y forma modal, a cada valor de la rigidez angular de la subestructura, con lo cual se pueden trazar curvas de interacción, como las que se obtuvieron en un edificio construido en la zona del lago y que se muestran en la fig 4, en donde las abscisas representan la impedancia de la subestructura y la ordenada, la relación de la frecuencia medida experimentalmente, a la frecuencia calculada cuando se considera base empotrada.

Las curvas de interacción crecen al aumentar la impedancia, y varían entre cero y la unidad. Por ello, al trazar una recta horizontal por el punto de la escala vertical correspondiente a la relación entre frecuencia modal medida y frecuencia del modelo con base empotrada, siempre es posible cortar la curva de interacción en un punto, cuya abscisa define la impedancia asociada al modo en estudio.

Es posible trazar las curvas de interacción correspondientes a cada modo de vibración del modelo, e identificar así el valor de la impedancia asociada a cada modo de vibración de la superestructura.

En los edificios analizados fue posible definir curvas de interacción para identificar las impedancias asociadas a modos provocados por flexión en dos direcciones ortogonales y la acción de los modos en torsión.

Se trabaja actualmente en el desarrollo de un modelo tridimensional que permita identificar las impedancias asociadas a los modos de bamboleo de los edificios, las cuales dependen de la frecuencia del modo y de la velocidad de ondas de cortante y de superficie en el subsuelo.

Cuando se sigue la secuencia previamente descrita para estimar las rigideces angulares asociadas a la subestructura se obtiene que la velocidad de ondas de cortante promedio en diversos sitios del valle de México, se encuentra comprendida entre 30 y 150 m/s.

En los edificios apoyados sobre pilotes de punta o pilas se observó que la frecuencia medida en ellos resulta ser prácticamente igual a aquella que se obtiene de considerar la base empotrada, mientras que en los edificios apoyados en pilotes de fricción o directamente apoyados sobre el suelo, las impedancias corresponden a valores promedio de velocidades de ondas de cortante en el subsuelo, inferiores a 200 m/s.

En el edificio desplantado en roca no se observó bamboleo de la estructura y fue posible representar con suficiente aproximación el comportamiento dinámico de su superestructura con un modelo de base empotrada; para ello fue necesario considerar a todos los elementos que contribuyen a la rigidez del edificio, cuando se perturba por fuerzas horizontales (ref 16).

En el resto de los edificios estudiados, y especialmente en aquellos desplantados sobre pilotes de fricción, el efecto de la interacción suelo-cimentación estructura fue importante y siempre se presentó bamboleo del edificio, aún en aquellos apoyados sobre pilas. Este movimiento puede inducir el choque de edificios vecinos entre los cuales no se hayan tomado medidas preventivas, como son separaciones adecuadas o uniones diseñadas para minimizar el efecto de bamboleo.

La fig 9 resume el resultado de medir la frecuencia asociada al primer modo de bamboleo, en edificios del valle de México, donde se muestran curvas envolventes representativas de edificios de diversa altura y tipo de cimentación.

7. RESULTADO DE LAS MEDICIONES

La aplicación sistemática de la técnica para medir aceleraciones generadas por vibración ambiental en todos los edificios investigados en el valle de México, proporcionó espectros estadísticos de densidades espectrales de aceleración, en los puntos de medición seleccionados en cada edificio, los cuales presentaron características ergódicas en lo que se refiere a contenido de frecuencias modales. Los valores numéricos de las densidades espectrales variaron al transcurrir el día, como se observa en la fig 10, donde se muestran los espectros obtenidos en un edificio situado en la zona del lago, registrados a distintas horas del día, lo cual es atribuible a cambios en la intensidad de los movimientos del subsuelo.

Las frecuencias modales, identificadas por los valores máximos en los espectros, permanecen invariables en el transcurso del tiempo, cuando se usan espectros estadísticos; los espectros de eventos instantáneos pueden presentar máximos en frecuencias asociadas a movimientos producidos localmente, por vehículos que pasan cerca del edificio.

En algunas construcciones analizadas, los equipos mecánicos instalados en su interior, o el paso de convoyes subterráneos del sistema de transporte colectivo, originó máximos en los espectros, como se muestra en la fig 10, donde el máximo asociado a 5.76 Hz es provocado por el movimiento de un equipo de extracción de gases en una chimenea; en 7.68 Hz

aparece un máximo generado por el paso de convoyes subterráneos y en 9.96 Hz aparece la frecuencia del equipo de aire acondicionado instalado en la azotea del edificio.

La estabilidad de las frecuencias modales en un edificio permite utilizar el procedimiento de medición antes y después de sismos intensos, e identificar el cambio en frecuencias, producido por variación en la rigidez del sistema estructura suelo. El cambio en frecuencia se puede asociar al nivel de daño inducido por un sismo intenso, como se menciona en la ref 14.

En cuatro de los edificios analizados se habían efectuado cambios en la estructura, para mejorar su estabilidad; la técnica de medición descrita permitió medir la modificación de frecuencias ocasionadas por el refuerzo de la estructura.

En edificios de menos de seis niveles, en los que existen muros de mampostería como elementos resistentes, aparecieron en los espectros zonas de altas densidades espectrales, entre 1.5 y 3.5 Hz similares a aquellas que aparecen en espectros de campo libre; ello indica que el efecto de ondas superficiales es importante en la generación del movimiento de esas construcciones. La fig 12 muestra esas características en los espectros de un edificio de tres niveles, localizado en zona de transición, en cuyo movimiento predomina la acción de ondas superficiales. A fin de identificar las formas modales de la superestructura se hizo transitar un vehículo repetidas veces sobre un tope de la calle, para obtener máximos en los espectros asociados a los modos de vibrar, tal como se propone en la ref 22.

En construcciones de más de seis niveles, la medición del movimiento provocado por vibración ambiental generó espectros estadísticos con máximos bien definidos; en ellos aparece implícita la información referente a las impedancias asociadas a los modos de vibrar de la estructura, que representan el efecto de las condiciones de frontera y de la superestructura de un edificio.

Al efectuar cálculos similares a aquellos que se mencionan en la ref 17, para obtener una constante R que mide la rigidez angular en conjuntos de pilotes de fricción, según el enfoque propuesto por Poulos (ref 20), en trece edificios se obtuvieron valores de R, que se resumen en la fig 13. En ella se observa la dependencia de R con el número de pilotes y la altura del edificio. En la figura 13 se señala la existencia de edificios que presentaron problemas de estabilidad durante los sismos de 1985.

La existencia de grandes desplazamientos durante sismos intensos puede provocar el cambio de las características dinámicas de la superestructura y de la impedancia de la cimentación (ref 17), por cambio en las condiciones de apoyo de la construcción. Cuatro edificios seleccionados en esta investigación, mostraron que las condiciones de apoyo sobre la base, o sobre construcciones vecinas, alteraron significativamente las características dinámicas de los edificios.

Este fenómeno requiere mayor investigación, en lo que se refiere al contacto del suelo con la losa inferior del sótano, y con los pilotes de fricción, el cual cambia sensiblemente la impedancia de la cimentación.

Otros aspecto que requiere mayor estudio, es la elaboración de criterios bien definidos para estimar la masa del subsuelo que se adhiere a la superestructura durante movimientos intensos, lo cual también puede modificar las características del movimiento del edificio.

La investigación llevada a cabo mostró con claridad que las características de edificios construidos en las zonas II y III del valle de México, dependen de:

- a) La rigidez de la superestructura y de los elementos no estructurales que contribuyen a la rigidez
- b) Las propiedades de los materiales que la forman
- c) El tipo de cimentación y su geometría
- d) Las propiedades de los materiales del subsuelo
- e) La profundidad de los depósitos arcillosos de alta compresibilidad
- f) La impedancia de la base del edificio
- g) Las sobrecargas que se colocan en los edificios
- h) La magnitud de las acciones horizontales que perturban la configuración de un edificio, durante movimientos intensos

8. RESONANCIA EN ALGUNOS EDIFICIOS CON EL MOVIMIENTO DEL SUELO

Las mediciones de campo realizados y la observación del movimiento de una estructura probada sobre una mesa vibradora mostraron que es posible el acoplamiento dinámico de la frecuencia de la superestructura, con la frecuencia del movimiento del subsuelo, lo cual produce grandes desplazamientos en los edificios durante perturbaciones intensas.

Ya que la frecuencia del subsuelo depende de su estratigrafía, se encontraron algunos edificios en resonancia con el subsuelo, como se confirmó en las mediciones realizadas con el procedimiento descrito en este trabajo.

La fig 14 muestra los espectros de aceleración obtenidos en un edificio de concreto reforzado, de ocho niveles, construido en la zona de transición, con una frecuencia fundamental de 0.81 Hz, que coincide con la frecuencia del subsuelo medida en campo libre, indicativo de resonancia; este edificio experimenta movimientos importantes debido al tránsito de vehículos en la zona y después de los sismos de 1985, que provocaron

daños en las vidrieras de la fachada, se encuentra desocupado (ref 23).

La fig 15 contiene la información obtenida en un edificio esbelto, construido en la zona del lago; muestra los espectros de aceleración obtenidos en campo libre, cimentación y azotea del edificio. Se observa la coincidencia de la frecuencia del subsuelo con la de la superestructura, en 2.4 Hz; recientemente, en abril de 1989, un sismo de intensidad intermedia provocó la distorsión de los elementos metálicos del sistema de piso, que no habían sufrido daños previos.

El fenómeno de resonancia se ha manifestado con claridad en los registros digitales obtenidos en un edificio de 17 niveles, construido en la colonia Roma, sobre depósitos de arcilla de 30 m de espesor, el cual se dañó durante los sismos de 1985 y fue reparado. Se reforzó con muros en toda la altura y aumentó de secciones de las columnas. En varios niveles del edificio se encuentran instalados instrumentos digitales de donde se obtuvieron registros como los que aparecen en la fig 16. En ellos se observa el movimiento de golpeteo producido por la coincidencia de las frecuencias de la superestructura y el suelo, con un periodo T_b igual a

$$T_b = \left| \frac{T_e}{1 - \omega/p} \right| \quad (8.1)$$

donde

- T_b periodo de golpeteo
- T_e periodo fundamental del edificio
- ω frecuencia de la excitación
- p frecuencia natural del edificio

En dichos registros se observa que $T_b = 50T_e$, lo cual señala que el cociente $\omega/p = 0.98$ es indicativo de la cercanía de la frecuencia del sistema suelo-estructura, con la frecuencia del movimiento.

El fenómeno de resonancia se observó en cuatro de los edificios objeto de esta investigación, en frecuencias naturales próximas a las del subsuelo; dichos edificios resultaron dañados durante los sismos de 1985 y han permanecido desocupados desde ese año, hasta la fecha.

Se juzga importante, por tanto, conocer de antemano las propiedades dinámicas del subsuelo y de los edificios, a fin de evitar daños y desocupación de estos.

Para ello, la técnica de medición desarrollada en la presente investigación constituye una base de juicio útil para detectar las posibilidad de resonancia y el consecuente daño en futuros sismos.

9. COMENTARIOS FINALES

La correcta definición de la cinemática de una construcción, que tome en consideración los parámetros señalados en el cap 7, resulta ser muy importante para estimar la respuesta de los edificios durante perturbaciones intensas.

Para edificios ya construidos, la técnica experimental desarrollada en este trabajo es estadísticamente confiable, sobre todo cuando son de más de seis pisos sobre el nivel de banquetea. Para identificar los parámetros dinámicos de edificios de menor altura, con muros de mampostería como elementos resistentes se requiere excitar su movimiento mediante el paso de vehículos sobre topes, o equipo mecánico en la azotea, con objeto de facilitar la separación de los modos de vibrar de la estructura, a partir de la información que se obtiene de medir aceleraciones producidas por vibración ambiental.

Los modos de vibrar en pequeñas deformaciones de los edificios se pueden identificar con facilidad mediante la técnica de medición descrita en este trabajo; su uso sistemático permite observar la evolución de las propiedades dinámicas de construcciones antes y después de sismos intensos.

La aplicación del método a edificios, contribuye a dilucidar si en ellos existe resonancia entre el movimiento del suelo y el de la estructura, al obtener espectros de aceleración en campo libre y en puntos colocados en diversos pisos de los inmuebles.

La medición permite identificar los valores de impedancia correspondientes a cada modo de vibrar del edificio, a fin de comparar su valor con el valor crítico de la rigidez de la subestructura, por rotación alrededor de un eje horizontal; ello permite juzgar el riesgo de fenómenos de inestabilidad en el comportamiento de la estructura bajo solicitaciones horizontales.

La existencia de bamboleo tridimensional de la superestructura sobre su base, en frecuencias cercanas a las correspondientes a ondas superficiales en el terreno, se puede detectar con claridad al aplicar el método descrito en este trabajo. Dicho fenómeno es importante, ya que contribuye al choque entre edificios vecinos, que se presentó en 40 por ciento de los edificios dañados durante los sismos de 1985 en la ciudad de México.

10. RECONOCIMIENTO

El esfuerzo conjunto de miembros del personal académico del Instituto de Ingeniería, de los ingenieros encargados de edificios en la ciudad de México y la buena disposición de los propietarios de estos últimos, permitieron llevar a término esta investigación.

Cabe destacar la labor de Ricardo González Alcorta, Raúl Maldonado Alaniz

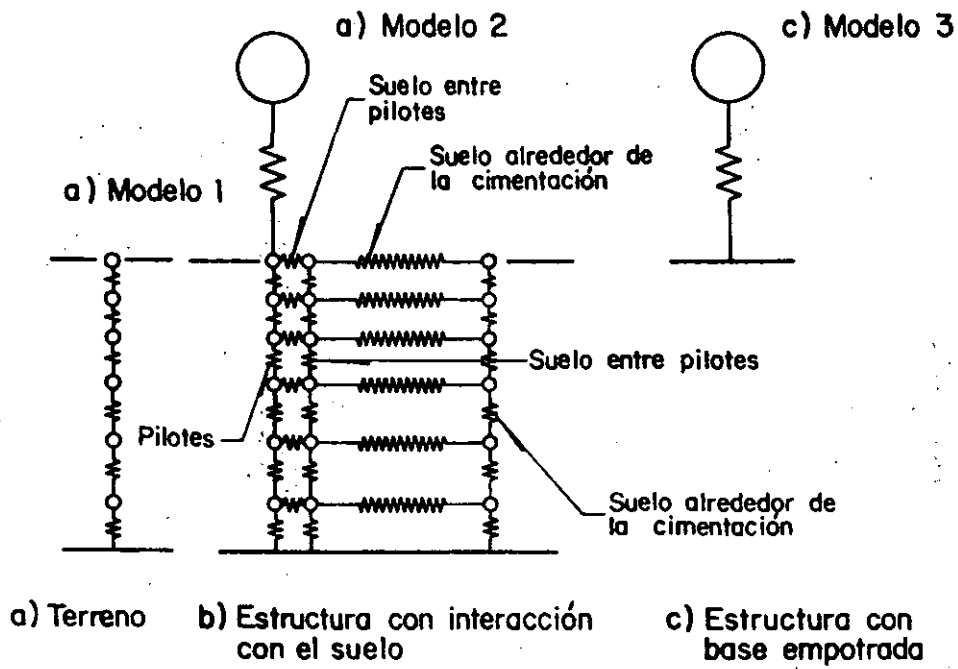
y Ponciano Valadez, quienes colaboraron en las mediciones de campo. Se contó además con la colaboración de varios becarios del Instituto, para producir la información recabada durante las mediciones.

Se reconoce la ayuda del patrocinio otorgado por: Departamento del Distrito Federal, Secretaría de Comunicaciones y Transportes; Comisión Federal de Electricidad, Centro Mundial de Convenciones, Banco de Comercio y Almacenadora SOMEX.

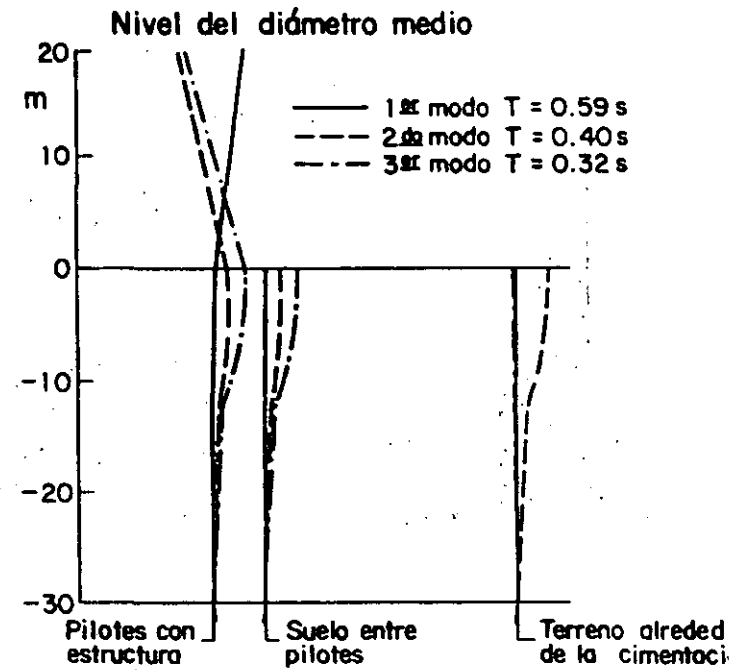
11. REFERENCIAS

1. Lyncon, DL y Newmark, NM, "Effect of structure and foundation interaction". Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, 87, EM5 (oct 1969) 1-31
2. Luco, JE y Wong HL, "Response of structures to non-vertically incident seismic waves". Bulletin of the Seismological Society. 72, (1982), 275-302
3. Rainer, JH, "Structure-ground interaction in earthquake" Journal of the Engineering Mechanics Division. ASCE, 97, EM5 (oct 1971), 1431-1450
4. Wolf, JP, "Dynamic Soil-structure Interaction". Prentice Hall Inc. Englewood Cliffs, Nueva Jersey, 1985
5. Gómez Massó, A; Lysmer, J; Chen, JC y Seed, HB, "Soil-structure Interaction with Rayleigh Waves". Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol 11, 4, (jul-ag 1983), 567-583
6. Parmelle, RA y coautores, "Seismic-response of structure-foundation systems". Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, EM5 (oct 1969), 1-31
7. Jennings, PC y Kuroiwa, JH, "Vibration and Soil-structure interaction of a nine-story reinforced concrete building". Bulletin of the Seismological Society. 58 (jun 1968), 891-916
8. Luco, JE; Wong, HL y Trifunac, MD: "Soil-Structure Interaction Effects on Forced Vibration Tests". Universidad del Sur de California. Informe 86-05 (1986)
9. ASCE/EMD Specially Conference, "Dynamic Response of Structures: Instrumentation, Testing Methods and System Identification". Universidad de California, Los Angeles (mar 1976)
10. Yamahara, H, "Ground motions during earthquakes and the input loss of of earthquake power to on excitation of building". Soils and Foundation. Sociedad Japonesa de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, 10, No 2 (jun 1970)

11. Rodríguez Cuevas, N, "Medición del movimiento del edificio de Oficinas Nacionales de la Comisión Federal de Electricidad, en Ródano 14", Informe final a la Comisión Federal de Electricidad". Instituto de Ingeniería (mar 1988)
12. Hoshiya, M y Saito, E, "Structural Identification by extended Kalman filter". Journal of Engineering Mechanics Division. ASCE, 110, No 12 (1984), 1757-1770
13. Midorikawa, S y Kobayashi, H: "Features of Earthquake Ground Motions in Mexico City, determined by Microtremor Measurements", Proc VII Japan Earthquake Engineering Symposium, Tokio, Japón (dic 1986)
14. Rodríguez Cuevas, N, "Análisis experimental de vibraciones en edificios". V Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. Veracruz, Ver, SMIE (1986), B8-01-B8-11
15. Rodríguez Cuevas, N, "Evaluación estructural de edificios en la ciudad de México", Ingeniería Sísmica. 35 (abr 1989) 5.32
16. Rodríguez Cuevas, N y González Alcorta, R, "Correlación entre características dinámicas observadas y calculadas de un edificio". Memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Querétaro, Qro (nov 1987), C168-C184
17. Rodríguez Cuevas, N, "Medición de propiedades dinámicas de estructuras esbeltas para análisis de estabilidad contra volteo". VI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. SMIE. Puebla, Pue. (mar 1988)
18. Maisson, B y Neuss, C, "SUPER-ETABS" Informe a National Science Foundation, por JB Boukamp Inc. (ene 1983)
19. Wilson, EL y coautores, "Three-dimensional Analysis of Building Systems" (Extended version) Universidad de California en Berkeley (abr 1975)
20. Rodríguez Cuevas, N, "Estabilidad de estructuras esbeltas apoyadas sobre pilotes de fricción". XII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. Querétaro, Qro (1984), 147-156
21. Departamento del Distrito Federal, "Normas técnicas complementarias para diseño por sismo". Gaceta oficial del DDF (nov 1987)
22. Seo, K, "A primary report on the investigation research in the Institute of Engineering, UNAM" Comunicación personal (jul 1987)
23. Rodríguez Cuevas, N, "Medición de propiedades dinámicas de un edificio en Av. Vasconcelos 221". Informe preliminar, Instituto de Ingeniería, UNAM (oct 1989)

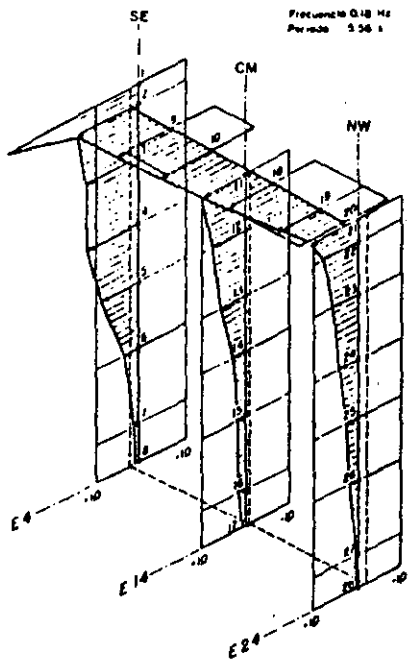


Modelos seleccionados para realizar el análisis

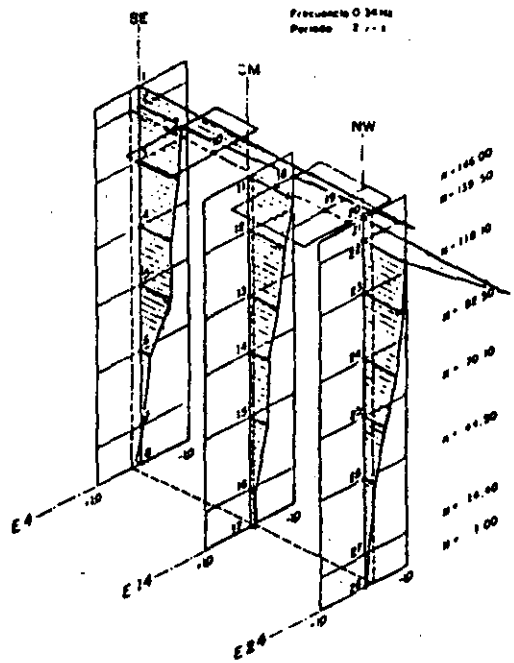


Modos de vibrar

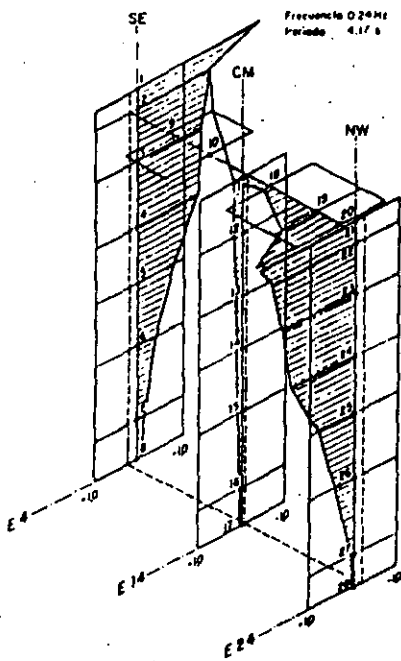
Fig 1 Modelo y formas características de un sistema masa-resorte-suelo



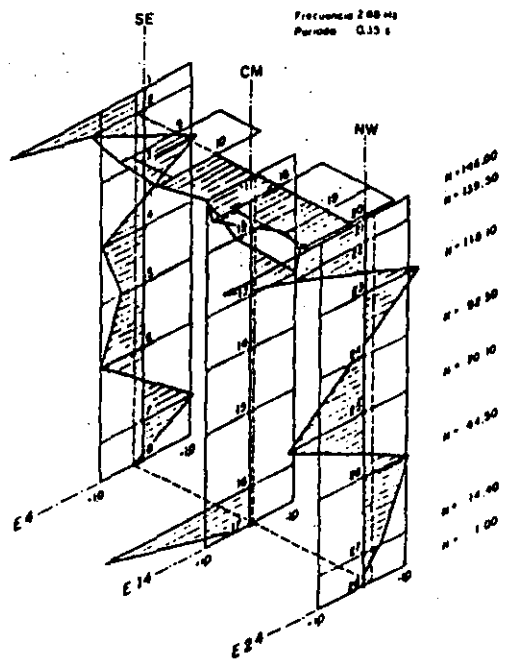
Flexión



Flexión

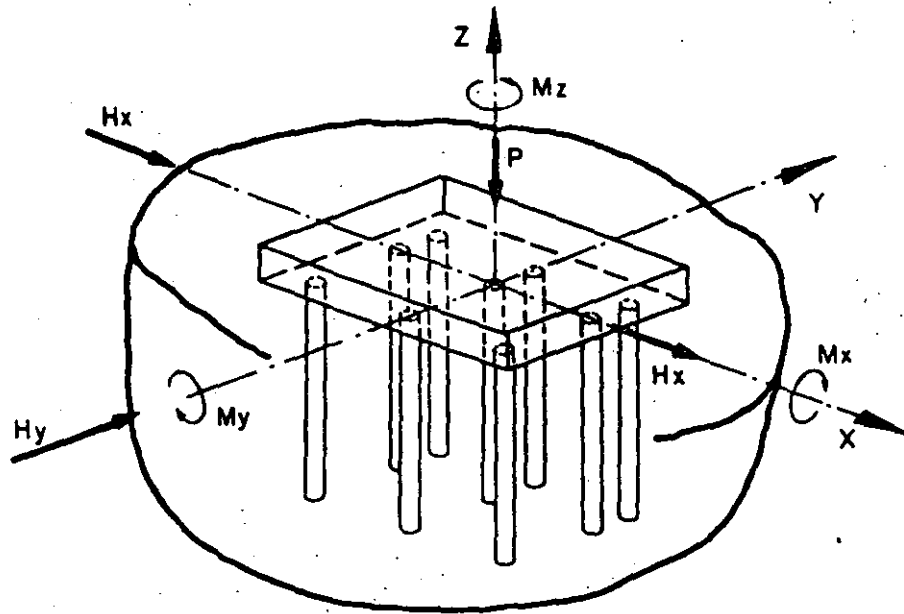


Torsión

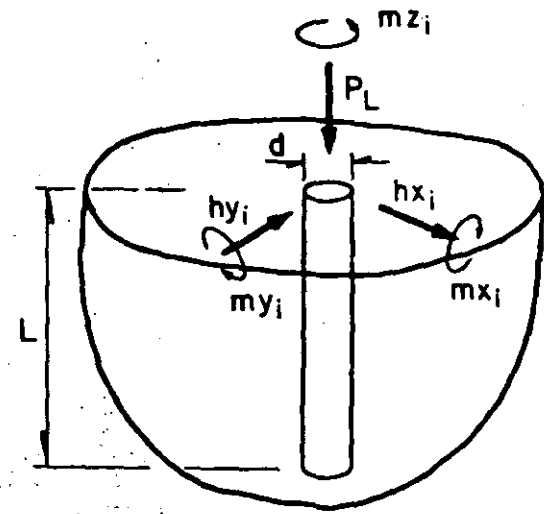


Bamboleo

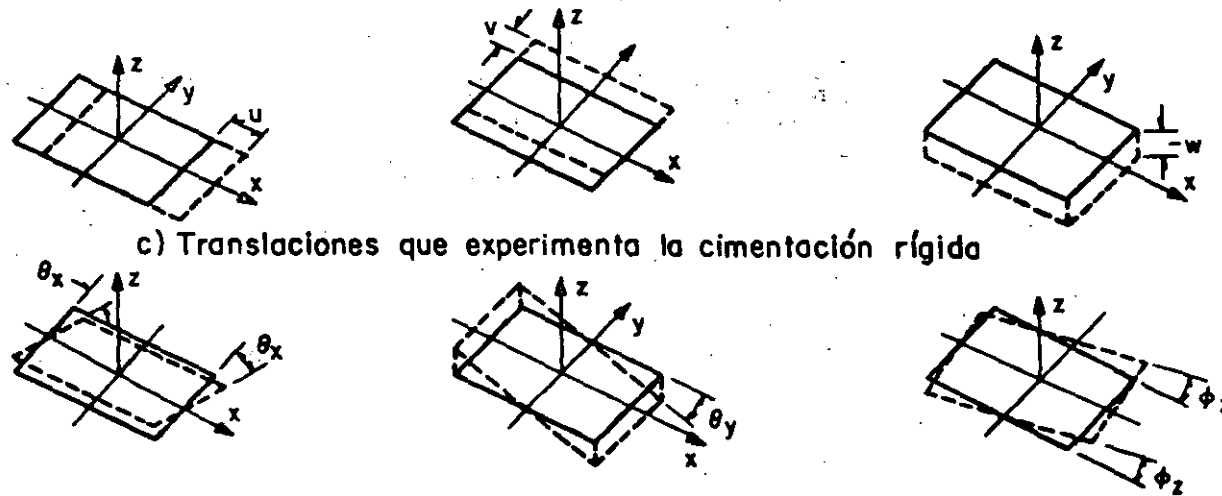
Fig 2 Formas modales identificadas mediante vibración ambiental



a) Elementos mecánicos que actúan sobre la cimentación rígida



b) Elementos mecánicos que actúan sobre cada pilote



c) Translaciones que experimenta la cimentación rígida

Fig 3 Grados de libertad en una subestructura apoyada en pilotes de fricción

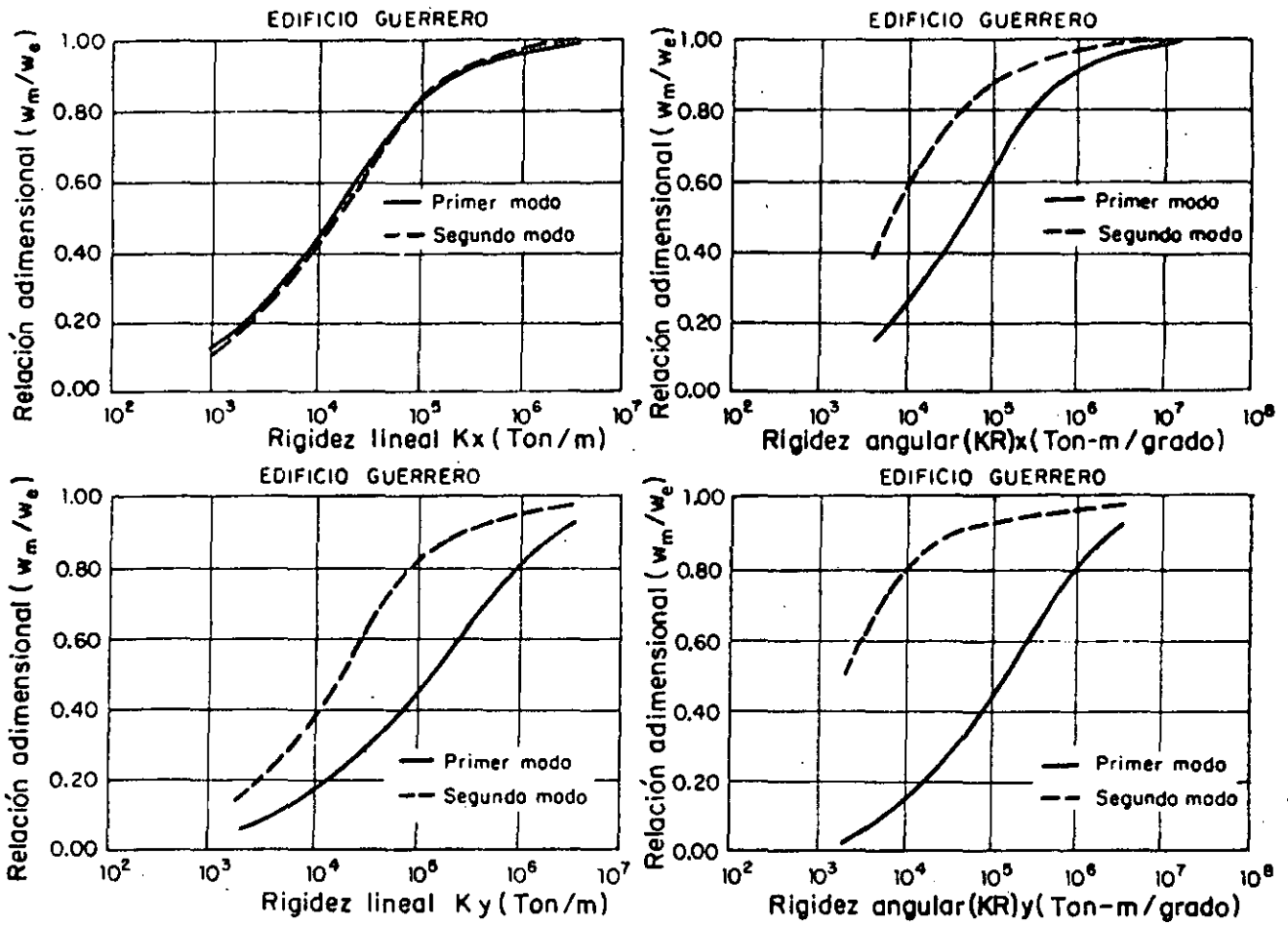
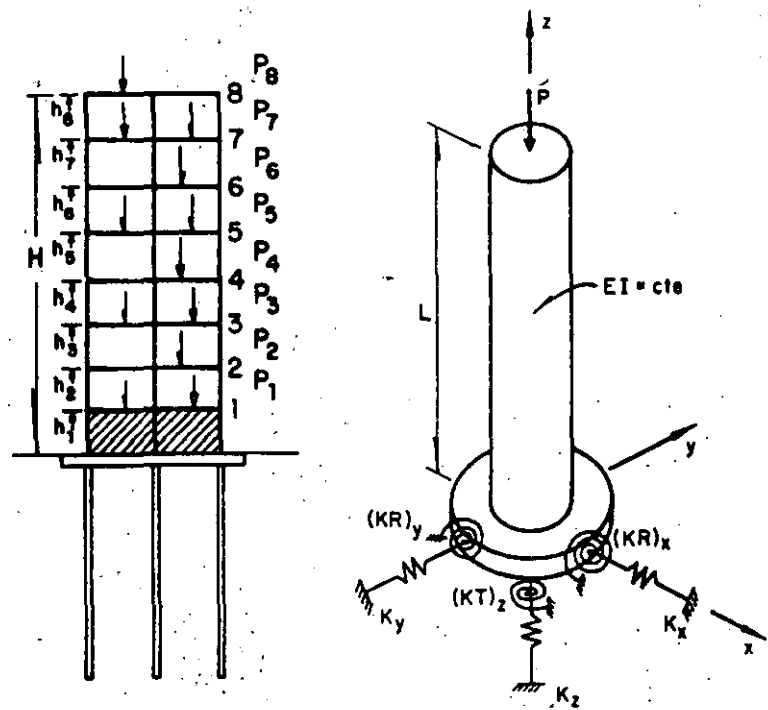
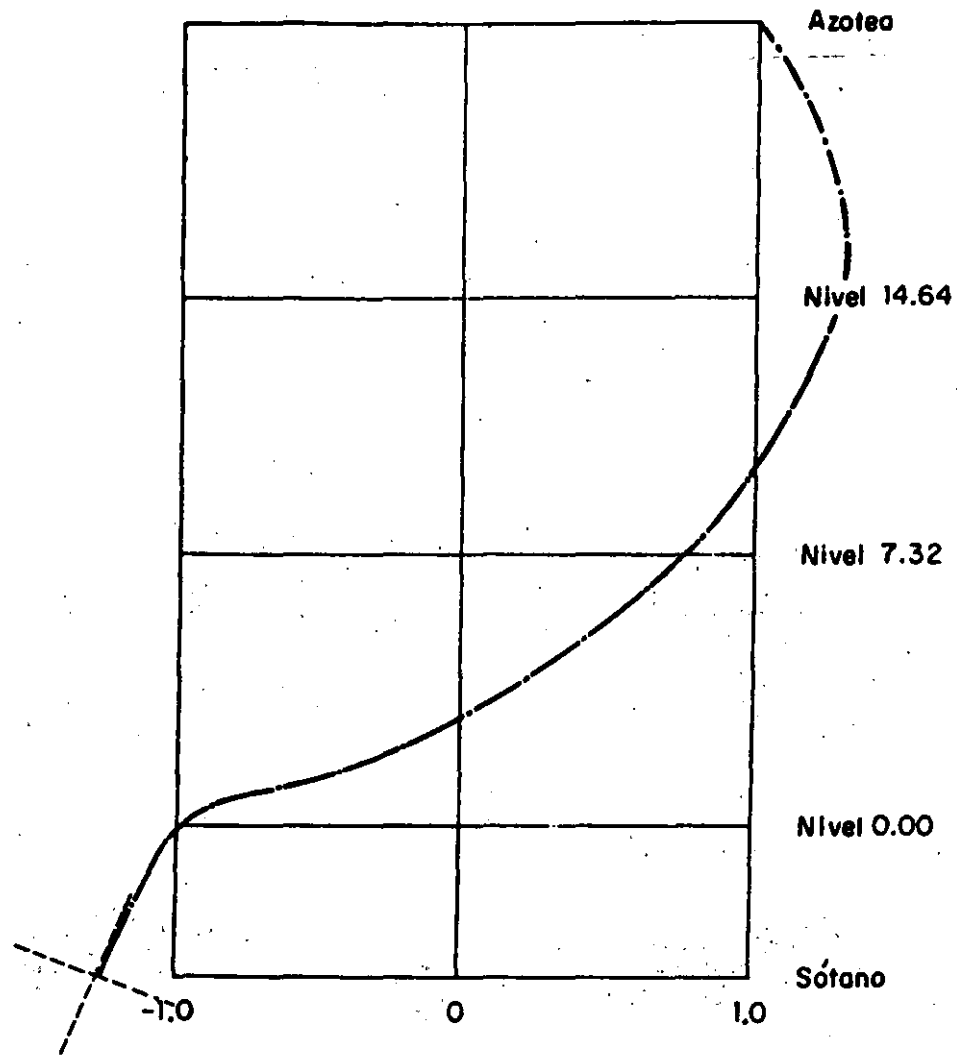


Fig 4 Curvas de interacción en una estructura de concreto sobre pilotes de fricción



$$\begin{aligned}
 [KR]_y \text{ CRIT} &= \sqrt{P(EI)_y} \tan \sqrt{\frac{PL^2}{(EI)_y}} \\
 [KR]_x \text{ CRIT} &= \sqrt{P(EI)_x} \tan \sqrt{\frac{PL^2}{(EI)_x}}
 \end{aligned}$$

Fig 5 Modelos para estudio de estabilidad de un edificio con efectos de interacción suelo-estructura



Modo	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)	Cociente frecuencias	Identificación
1	3.36	0.30	1.00	-----

Fig 7 Modo de bamboleo en una estructura de 6 niveles

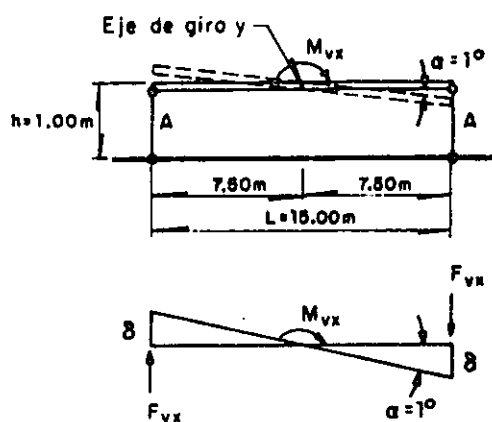


Fig 8 Modelo de piso ficticio para representar el efecto de interacción suelo - estructura

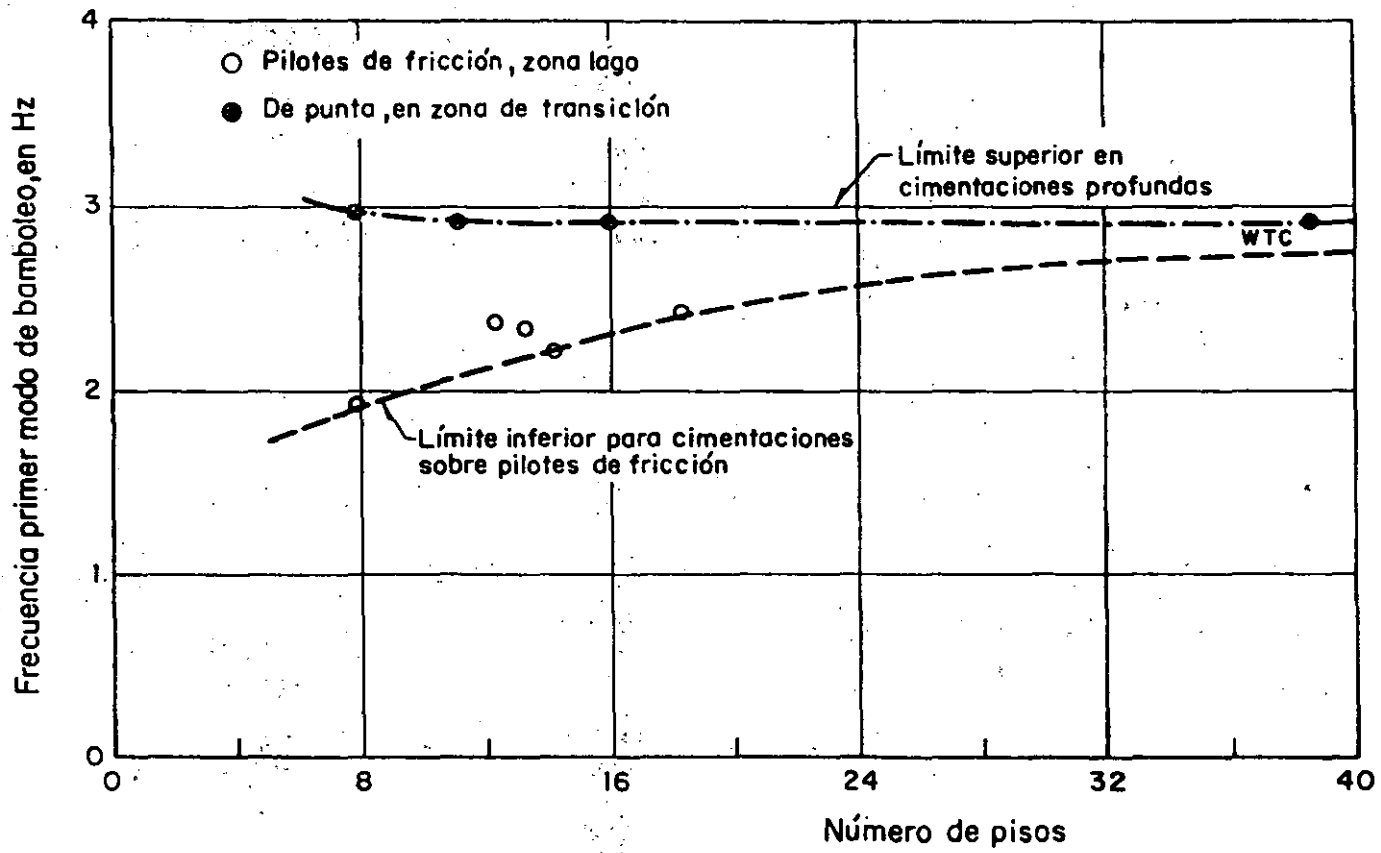


Fig 9 Frecuencias observadas en diversos edificios del valle de México, asociadas al primer modo de bamboleo

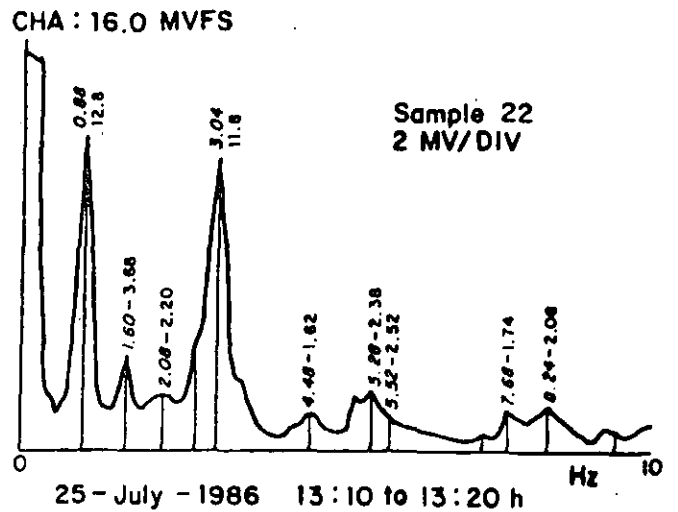
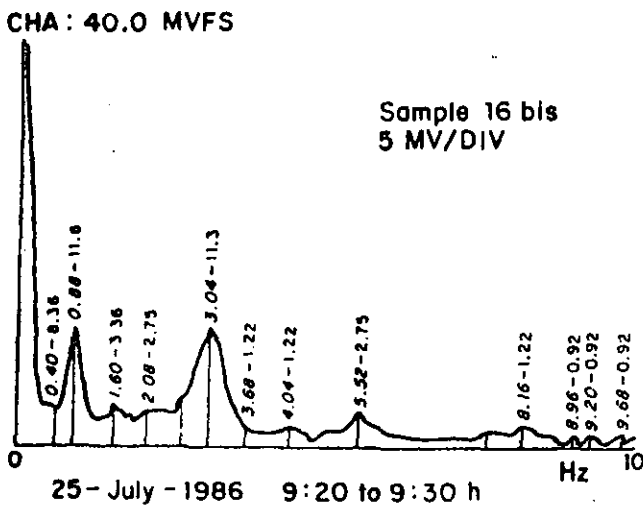
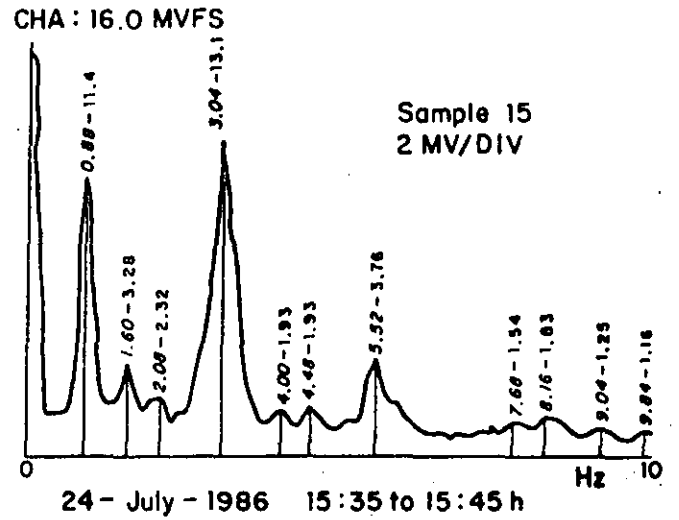
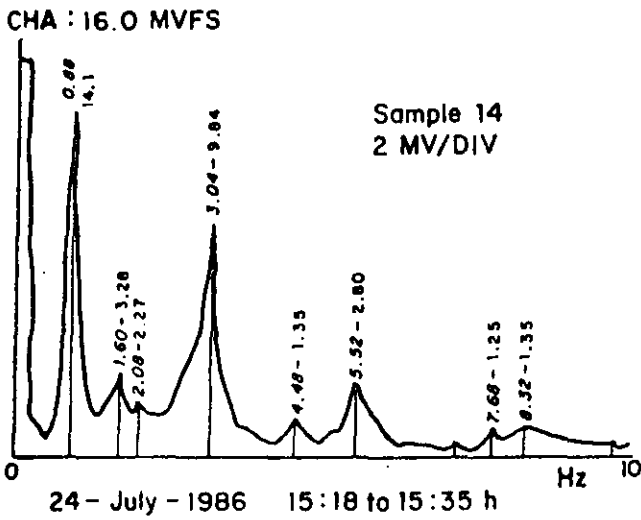
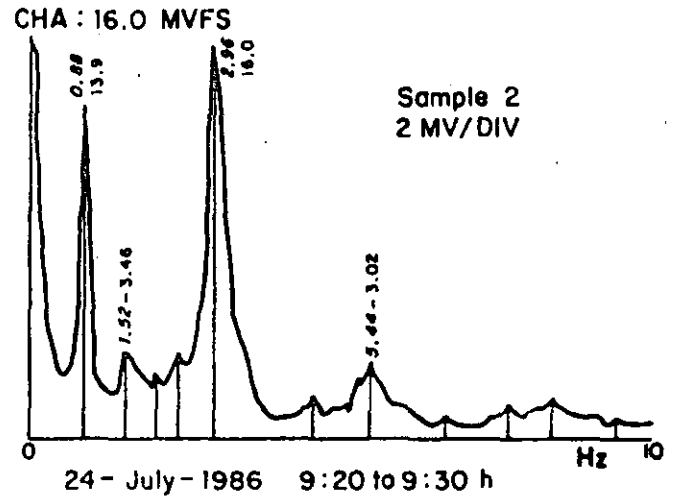
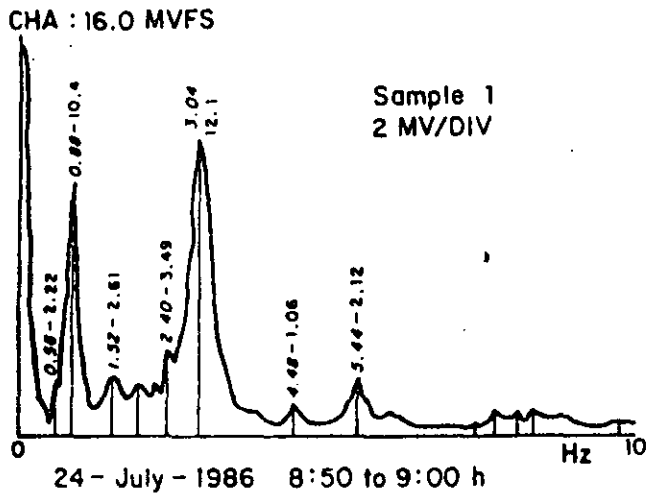
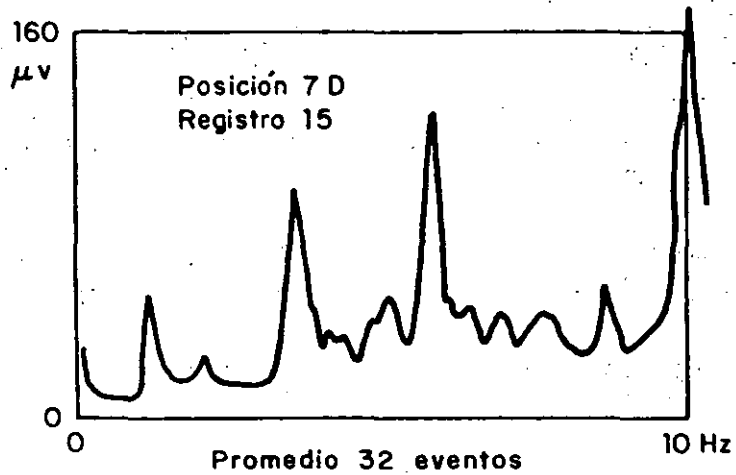
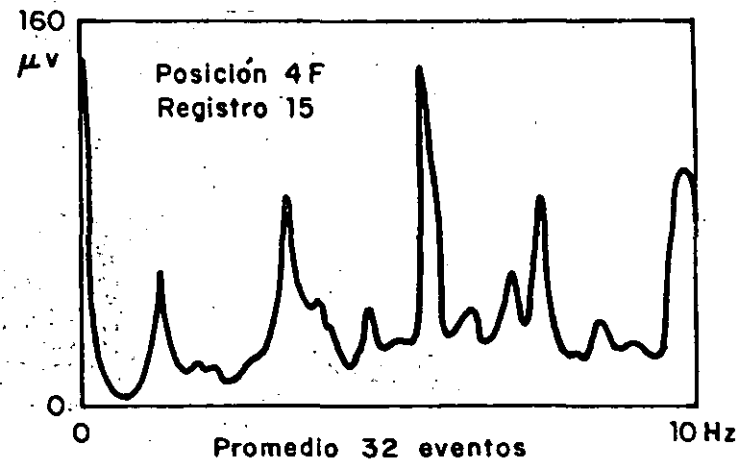


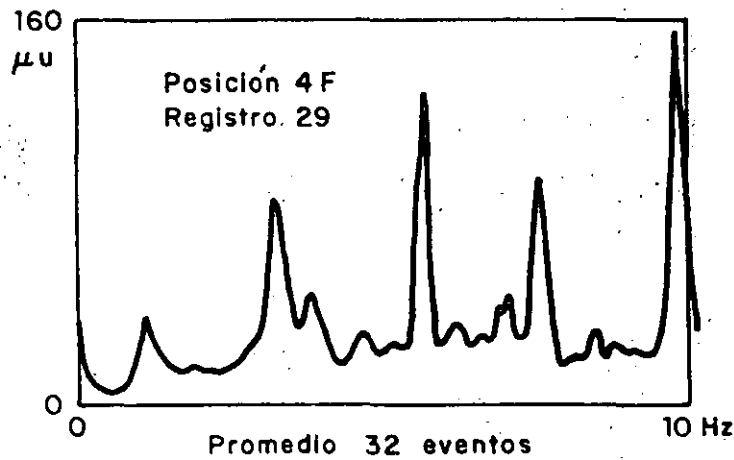
Fig 10 Espectros de aceleración obtenidos en un edificio sobre pilotes de fricción



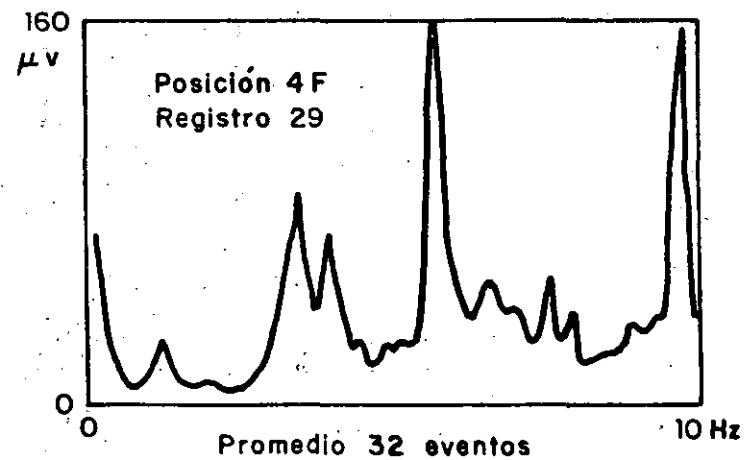
a) Acelerómetro blanco. Azotea. Hacia Centro Patio



b) Acelerómetro blanco. Azotea. Hacia Centro Patio



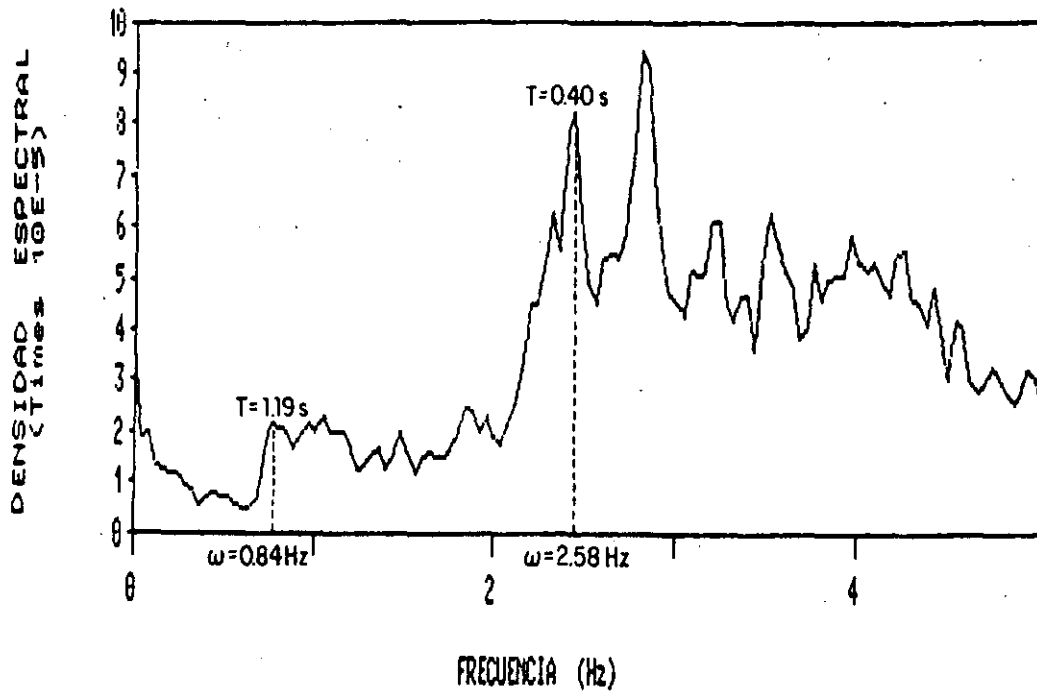
c) Acelerómetro blanco. Azotea. Hacia Universidad



d) Acelerómetro rojo. Nivel+14.64. Hacia Universidad

Fig 11 Espectros de aceleración donde se observan máximos provocados por equipo mecánico en movimiento

EDIFICIO A
PRUEBA 3 CANAL A



EDIFICIO A
PRUEBA 3 CANAL B

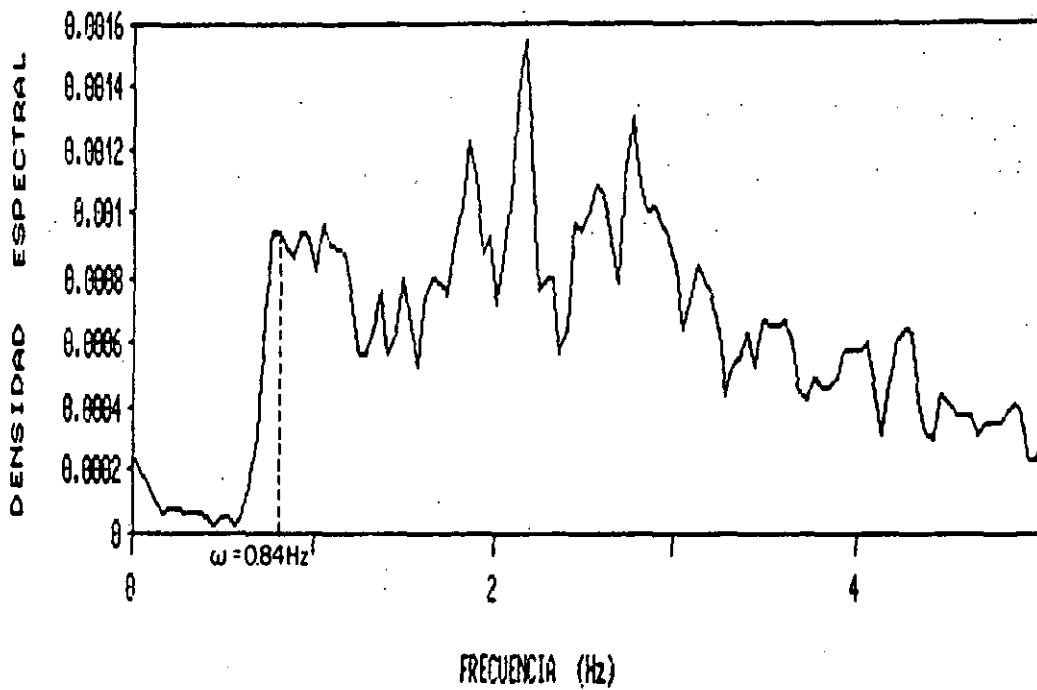
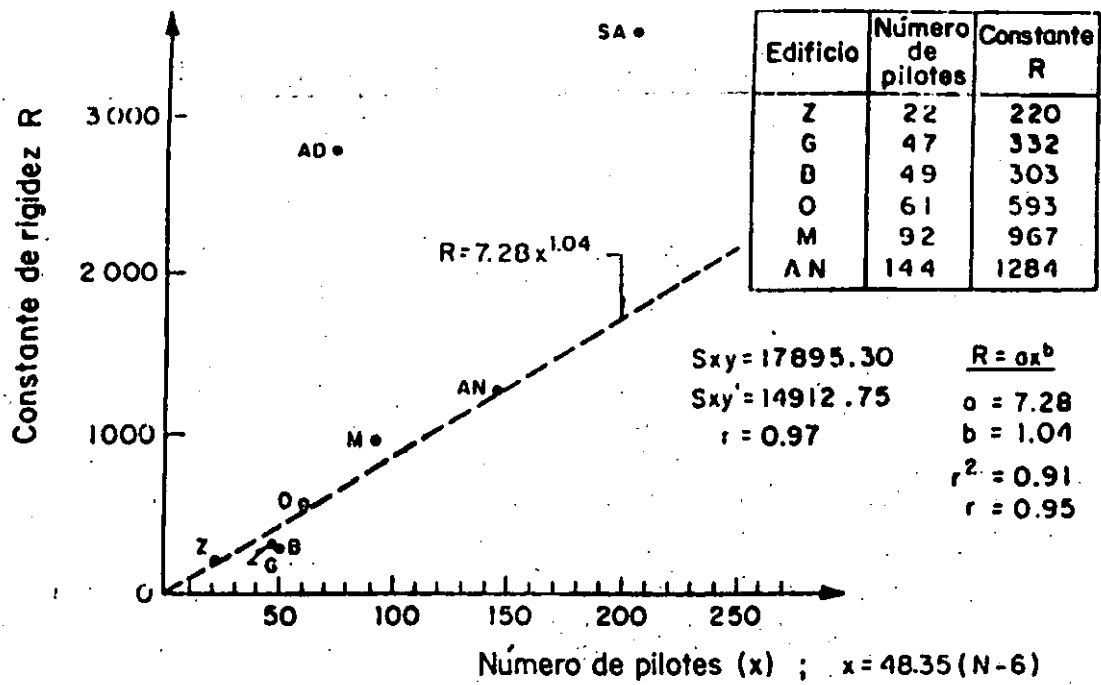
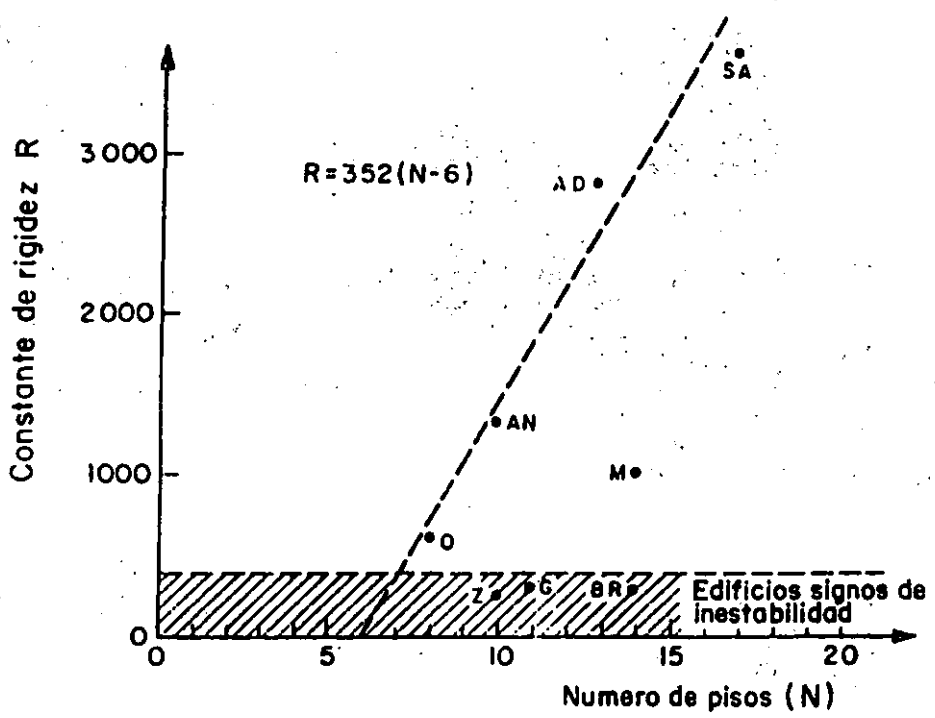


Fig 12 Espectros de aceleración obtenidos en un edificio de tres niveles, en zona de transición



a) Relación entre número de pilotes y constante de rigidez R



b) Relación entre número de pisos y la constante de rigidez R

Fig 13 Coeficientes de rigidez R, obtenidos para varios edificios apoyados en pilotes de fricción

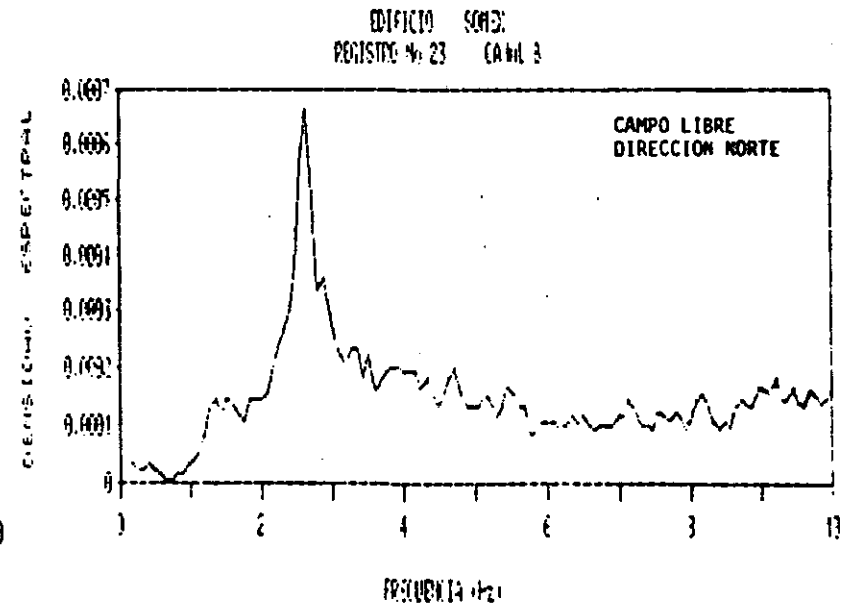
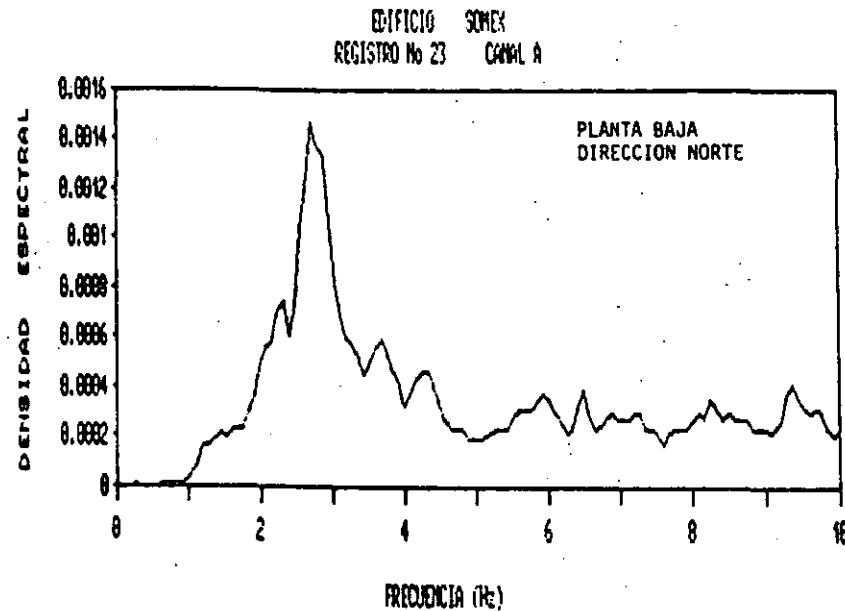
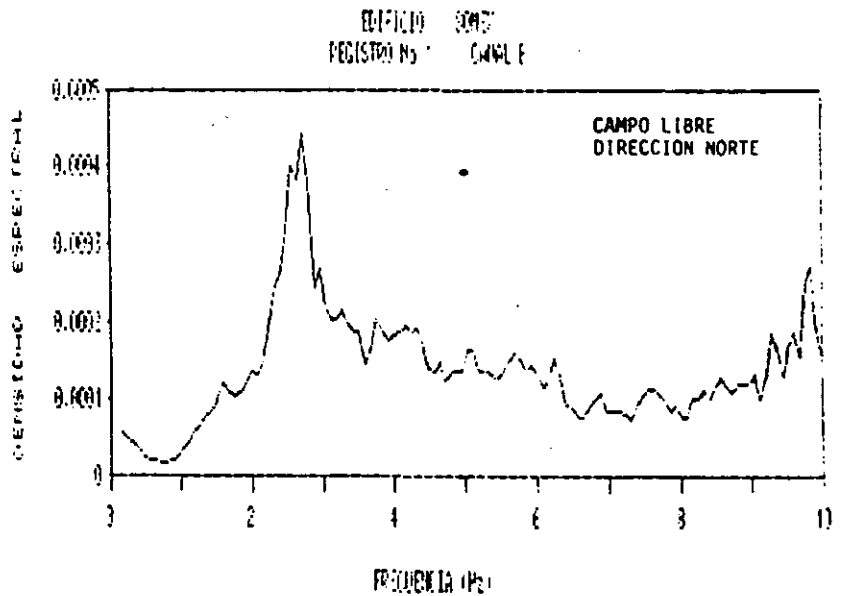
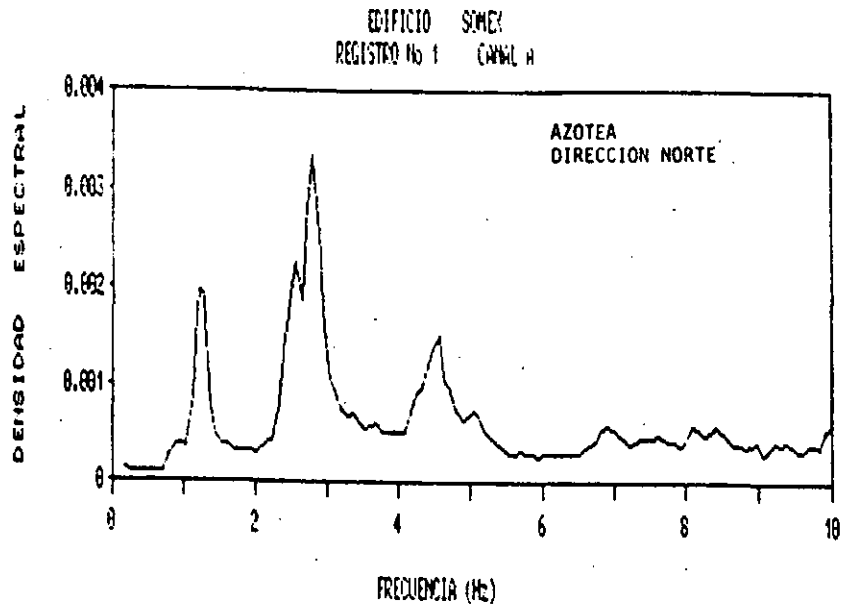


Fig 14 Espectros de aceleración en un edificio de ocho niveles, en resonancia con el suelo

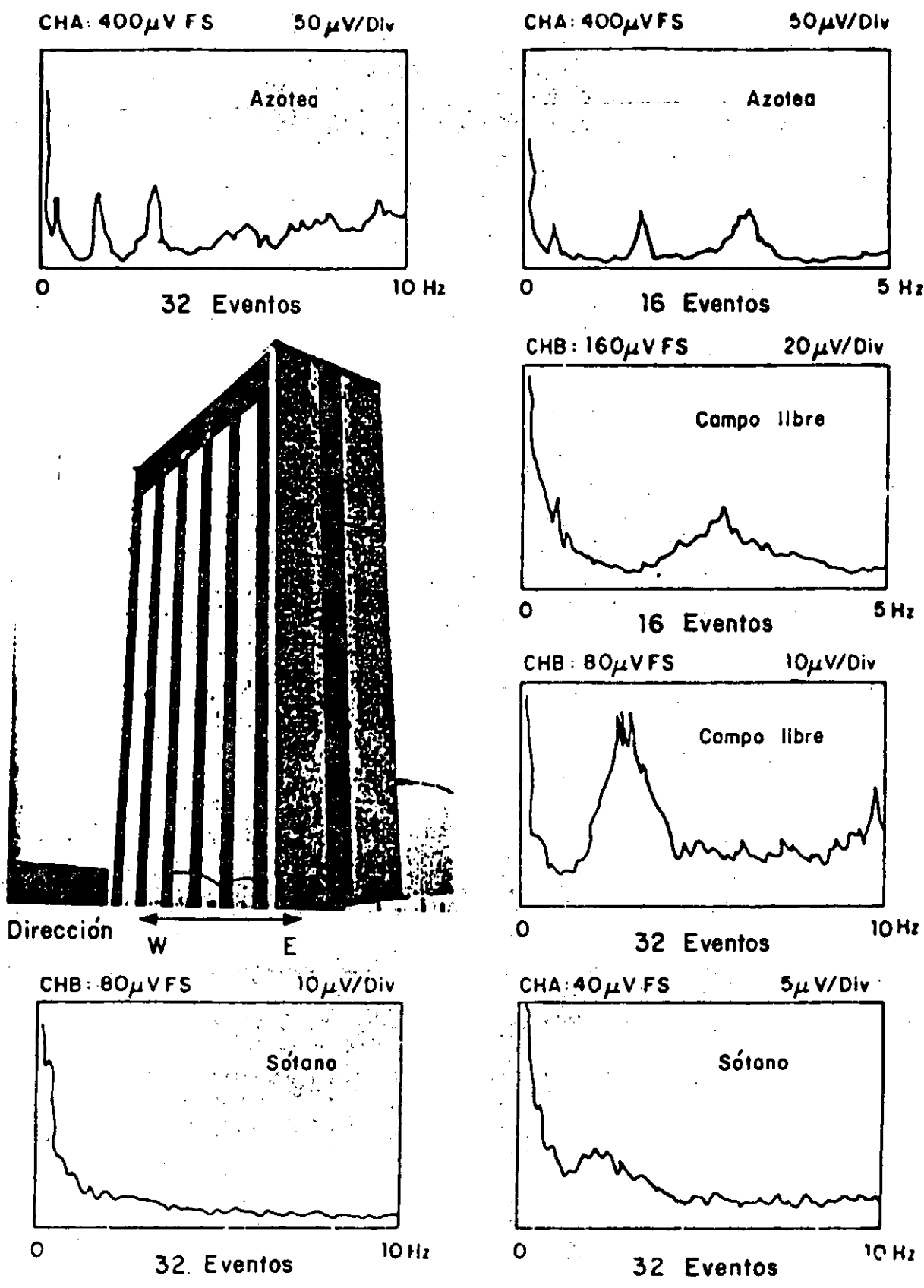


Fig 15 Información obtenida en un edificio esbelto donde se detectó la resonancia con el suelo

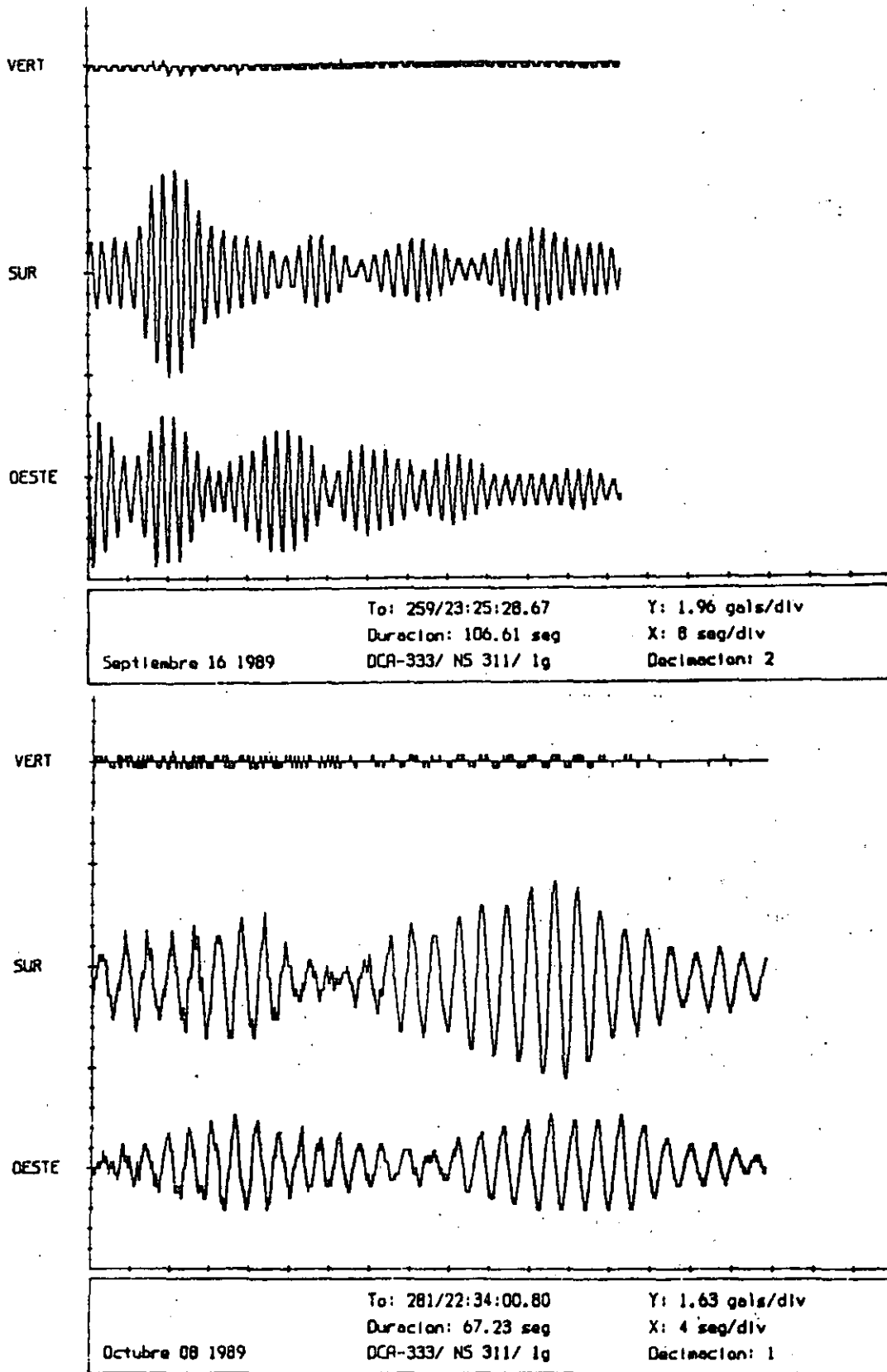


Fig 16 Registro de dos sismos obtenidos en la azotea de un edificio del valle de México en zona del lago



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

XX CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

**IV. MODULO
DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES**

**ESTABILIDAD DE ESTRUCTURAS ESBELTADAS APOYADAS SOBRE PILOTES
DE FRICCION:**

M. EN I. NEFTALI RODRIGUEZ CUEVAS.

ESTABILIDAD DE ESTRUCTURAS ESBELTAS APOYADAS SOBRE PILOTES DE FRICCIÓN

M. Rodríguez Cuevas
Investigador, Instituto de Ingeniería, UNAM.

RESUMEN Estructuras esbeltas cimentadas sobre terrenos arcillosos de baja rigidez, pueden experimentar procesos inestables, que se manifiestan al ser solicitadas por acciones horizontales.

El uso de pilotes de fricción permite aumentar la rigidez a desplazamientos y rotaciones y mejorar las condiciones de estabilidad.

En el trabajo se resumen criterios para analizar la estabilidad de estructuras esbeltas colocadas sobre grupos de pilotes de fricción y se muestran resultados obtenidos de generar programas de análisis automático para definir la rigidez en la base de la estructura, tomando en consideración la distribución, diámetro y longitud de los pilotes así como las propiedades de un continuo que los contiene.

Se hace énfasis en la búsqueda de distribuciones óptimas de pilotes a fin de incrementar la estabilidad de la estructura apoyada sobre ellos.

1. INTRODUCCION

Las estructuras esbeltas cimentadas sobre terrenos arcillosos de baja rigidez, como las que se localizan en el subsuelo del Valle de México, o en terrenos arcillosos en zonas costeras con el tiempo se mueven con desplazamientos crecientes que provocan su hundimiento y pérdida de verticalidad bajo la acción de fuerzas verticales excéntricas; esto hace que se sobrepasen límites aceptables para el buen funcionamiento de la estructura, y aun pueden generar daño estructural. En adición, las estructuras deben soportar las perturbaciones provocadas por viento y sismo.

A fin de mantener los movimientos dentro del límites aceptables, es común emplear pilotes de fricción como elementos auxiliares de cimentación para disminuir la probabilidad de inestabilidad o falla de la estructura.

En el presente trabajo se establecen criterios para analizar la estabilidad de estructuras esbeltas, apoyadas sobre cimentaciones rígidas colocadas sobre un grupo de pilotes de fricción distribuidos sobre el área de un semiespacio deformable.

Asimismo, se realizan análisis a fin de establecer criterios para revisar las condiciones en que se encuentre una cimentación, cuando esta se someta a la acción de los elementos mecánicos provocados por viento o sismo, valuando los elementos mecánicos que aparecen en la unión de los pilotes con la cimentación rígida, de manera que se asegure la existencia de estabilidad.

Finalmente, las ideas anteriores se aplican a un ejemplo específico común que después de ser analizado, se modifica a fin de mejorar el aprovechamiento de los pilotes que le sirven de cimentación, extrayendo conceptos que permiten iniciar la optimización de cimentaciones apoyadas en pilotes de fricción.

2. COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS ESBELTAS APOYADAS EN UN SEMIESPACIO

Estructuras esbeltas, como chimeneas, tanques elevados, torres de control de vuelos y antenas de televisión, silos, edificios, plataformas de perforación, etc, presentan características de comportamiento diferentes a las que aparecen en estructuras cuya base de cimentación es amplia. Este comportamiento puede conducir a procesos inestables o aun a la falla, al cabo de algún tiempo de haberse construido sobre terrenos arcillosos con altos contenidos de humedad y relaciones de vacíos.

A fin de ilustrar ese comportamiento, se muestra una estructura cilíndrica esbelta, apoyada sobre un semiespacio viscoelástico (fig 1), cuyas propiedades puedan ser representativas de arcillas. Se considera que la carga vertical W presenta una excentricidad respecto al centroide de la base de cimentación de la estructura, cuya magnitud sea igual a un décimo del radio de la base.

Usando los procedimientos comunes en la mecánica de medios continuos, es posible calcular los hundimientos de la estructura, para materiales que representan el comportamiento de las arcillas. Así, en la misma figura se

muestra la evolución de los desplazamientos verticales del centroide del área de apoyo, a medida que transcurre el tiempo, lograda mediante el empleo de constantes viscoelásticas obtenidas de pruebas (ref 1).

Se observa que el rápido crecimiento de los hundimientos puede conducir a grandes desplazamientos, sobre todo en arcillas de alta compresibilidad. Al mejorar las propiedades de las arcillas, la velocidad de hundimiento decrece y se requiere mayor tiempo para alcanzar los hundimientos permitidos por las condiciones de funcionamiento de la estructura, pero continúa la tendencia a incremento de desplazamientos verticales.

Debido a la excentricidad de la carga y a su esbeltez, la estructura se inclina provocando desplazamientos horizontales de su parte alta, los cuales tienden a incrementarse con una velocidad 1.48 veces mayor que la del hundimiento vertical de la estructura (fig 2), lo que provoca pérdida de verticalidad, que se incrementa a medida que transcurre el tiempo.

Esos dos efectos combinados pueden alcanzar tal magnitud que limiten el funcionamiento de la estructura en el transcurso del tiempo, al interactuar con construcciones vecinas.

Al ocurrir una perturbación por acción de viento o sismo, aparece una tendencia a movimientos horizontales más acentuada, en frecuencias relativamente bajas, que puede ocasionar daños en la estructura y aumentar su inclinación.

Es común recurrir al empleo de pilotes de fricción bajo la cimentación para disminuir estos efectos, a fin de mejorar las condiciones de estabilidad bajo fuerzas verticales.

3. COMPORTAMIENTO DE CIMENTACIONES RIGIDAS APOYADAS EN PILOTES DE FRICCIÓN

En mantos potentes de arcilla se utilizan pilotes de fricción de diversas secciones transversales, con longitudes y separación variables, formando grupos de pilotes que mejoran la estabilidad de la estructura. El análisis de este tipo de cimentación es el objeto principal de este trabajo, bajo condiciones de servicio, a fin de tener certidumbre del movimiento de estas estructuras y de su estabilidad.

Pruebas experimentales realizadas por Whitaker (ref 2) en grupos de pilotes de fricción bajo fuerzas verticales, indicaron el funcionamiento descrito en las figs 3 y 4, cuyos aspectos significativos son:

a) En cimentaciones rígidas, al presentarse igual hundimiento aparecen fuerzas distribuidas en forma heterogénea, siendo los pilotes de borde y esquina los que soportan las mayores cargas, mientras el nivel de carga sea inferior a 50 por ciento del de ruptura.

b) El suelo se hunde con los pilotes y se separa de la cimentación rígida, debido al efecto de las cargas transmitidas por los pilotes.

c) Cuando se dan valores a las cargas superiores al 50 por ciento de falla, desaparece la linealidad en la respuesta y las fuerzas en los pilotes tiende a uniformarse, con un valor próximo al alcanzado por el pilote más cargado en condiciones lineales bajo 60 por ciento del valor último.

d) La separación de los pilotes cambia la distribución de las cargas y el mecanismo de falla, pero cuando dicha separación es mayor de 2.5 diámetros, siempre se presentan condiciones similares de comportamiento durante todo el proceso de carga.

e) Al sobrepasar el 50 por ciento del valor de falla, el comportamiento se vuelve no lineal y la cimentación tiende a penetrar en el suelo, empezando en los pilotes de esquina.

Los resultados de las pruebas (fig 5) indican que las fuerzas en los pilotes continúan desiguales y alcanzan niveles más altos en los pilotes de borde, en comparación con los centrales.

Para modelar el comportamiento de grupos de pilotes de fricción es posible recurrir a la dinámica de medios continuos, en la cual se acepte que las propiedades sean independientes de la frecuencia, si se consideran arcillas similares a las del Valle de México.

Para fines de estudio sobre estabilidad de estructuras, la existencia de amortiguamiento resulta poco significativa en el valor de la carga crítica, por lo que un estudio basado en un modelo elástico será representativo del comportamiento de estructuras cimentadas sobre grupos de pilotes de fricción. Esta consideración reduce notablemente el análisis de las cimentaciones en condiciones de servicio, dentro del intervalo de frecuencia de estructuras comunes de periodo alto, como son las estructuras esbeltas, cimentadas en pilotes de fricción. En la fig 6 se muestra el esquema de una cimentación rígida sobre pilotes de fricción sometida a las acciones que provoca una perturbación de su equilibrio, por la presencia de fuerzas horizontales, considerando que el medio es elástico lineal.

Aparecen tres fuerzas, una vertical y dos horizontales, así como tres momentos, dos flexionantes y uno torsionante. Estos elementos mecánicos producen los movimientos que se muestran en las figs 6c y d, los cuales deben calcularse de manera que se conozcan los elementos mecánicos que aparecen en la fig 6b, en cada uno de los pilotes, lo que permitirá revisar las condiciones en que se halla cada pilote de la cimentación. Asimismo, se podrán revisar las condiciones de interacción de cada pilote y el suelo para

juzgar si las condiciones de sustentación son satisfactorias.

Para el análisis de estabilidad es necesario valuar los desplazamientos u , v , w y las rotaciones que experimenta la cimentación, a fin de conocer los movimientos de los puntos más altos de las estructuras y revisar que el orden de magnitud de los desplazamientos horizontales sea comparables con los especificados en normas o reglamentos, para establecer los efectos que genera la perturbación sobre la estructura y tener las bases necesarias para evaluar las características del diseño seleccionado para la estructura y la cimentación.

4. ESTABILIDAD DE ESTRUCTURAS ESBELTAS

Las fuerzas laterales que actúan sobre una estructura esbelta, provocan una perturbación de la condición estacionaria de equilibrio y pueden generar una configuración adyacente fuera del entorno de estabilidad de la configuración inicialmente en equilibrio.

Estas configuraciones, sostenidas por las restricciones al movimiento impuestas en la base de la estructura, pueden ser representadas por los seis resortes viscoelásticos que aparecen en la fig 7. Al presentarse la perturbación, el equilibrio inicial se puede restablecer, cuando la rigidez de los resortes es suficiente para evitar la aparición de configuraciones adyacentes fuera del entorno de estabilidad.

Si las perturbaciones son de frecuencias usuales en estructuras esbeltas, el comportamiento de resortes elásticos es adecuado para el estudio de estabilidad de construcciones esbeltas, sobre suelos cuyas propiedades sean similares a las del Valle de México; al aceptar que la estructura esbelta presenta una sección transversal de rigidez EI constante y que existen dos planos de simetría, las ecuaciones eulerianas que regulan el equilibrio se desacoplan y bastará analizar la inestabilidad en dos planos de simetría.

Si la estructura se somete a la acción de una fuerza vertical P , normalmente generada por la acción de la gravedad, la condición crítica queda definida por

$$v_{,zzzz} + \frac{1}{J^2} v_{,zz} = 0 \quad \frac{1}{J^2} = \frac{P}{EI} \quad (4.1)$$

donde v es el desplazamiento paralelo al eje y .

Si en los extremos de la estructura esbelta existen resortes que restringen el movimiento transversal v y la rotación angular $v_{,z}$ cuyas constantes sean $(K_x)_0$ y $(KR)_y$ en la base y $(K_x)_L$ y $(KR)_y$ en la parte superior, se establecen las siguientes condiciones de frontera:

$$z = 0 ; v_{,zzz}(0) + \frac{1}{J^2} v_{,z}(0) + \alpha_0 v(0) = 0$$

$$v_{,zz}(0) - \beta_0 v_{,z}(0) = 0$$

$$z = 0 ; v_{,zzz}(L) + \frac{1}{J^2} v_{,z}(L) - \alpha_L v(L) = 0$$

$$v_{,zz}(L) + \beta v_{,z}(L) = 0 \quad (4.2)$$

donde se han introducido los parámetros

$$\alpha_0 = \frac{(K_x)_0}{EI} \quad \beta_0 = \frac{(KR)_y}{EI}$$

$$\alpha_L = \frac{(K_x)_L}{EI} \quad \beta_L = \frac{(KR)_y}{EI}$$

Así, el problema se reduce a uno de valores característicos, cuya condición de existencia queda definida por la configuración adyacente en equilibrio

$$v = A_1 \operatorname{sen} \frac{z}{J} + A_2 \cos \frac{z}{J} + A_3 z + A_4 \quad (4.3)$$

Al sustituir en las condiciones de frontera y al forzar la existencia de solución diferente de la trivial se obtiene la siguiente ecuación característica

$$(-\alpha_0 + \alpha_L) \frac{u^6}{L^6} + \{\beta_0 \beta_L (\alpha_0 + \alpha_L) + \alpha_0 \alpha_L L\} \frac{u^4}{L^4} + \alpha_0 \alpha_L (\beta_0 + \beta_L - \beta_0 \beta_L L) \frac{u^2}{L^2} \operatorname{sen} u + \{(\alpha_0 + \alpha_L) (\beta_0 + \beta_L) \frac{u^3}{L^3} - \alpha_0 \alpha_L L (\beta_0 + \beta_L) \frac{u^3}{L^3} - 2\alpha_0 \alpha_L \beta_0 \beta_L \frac{u}{L}\} \cos u + 2\alpha_0 \alpha_L \beta_0 \beta_L \frac{u}{L} = 0 \quad (4.4)$$

$$\text{donde } u = \frac{L}{J}$$

Al obtener el valor de u más pequeño que satisface la ecuación anterior, u_{cr} , se obtiene el valor crítico

$$v_{crit} = \frac{u^2 EI}{L^2} \quad (4.5)$$

Ahora bien, en estructuras esbeltas apoyadas sobre pilotes de fricción solo existen los parámetros α_0 y β_0 con valores diferentes de cero, mientras que α_L y β_L resultan ser nulos. En consecuencia, la ecuación característica se reduce a

$$[-\alpha_0 \frac{u^6}{L^6} \operatorname{sen} u + \alpha_0 \beta_0 \frac{u^3}{L^3} \cos u] = 0 \quad (4.6)$$

la cual es satisfecha si $\alpha_0 = 0$ o si

$$\frac{L}{J} \tan \frac{L}{J} = \frac{(KR)_y L}{(EI)} \quad (4.7)$$

lo que implica que la condición crítica depende de las características de la estructura y de las constantes K_x y $(KR)_y$; resulta interesante observar que al dar una rigidez diferente de cero al resorte K_x , la estabilidad de la estructura depende únicamente del valor de la rigidez angular del resorte de constante $(KR)_y$.

Es posible establecer expresiones similares para posibles configuraciones adyacentes en el plano yz , (fig 7).

Se debe observar que las condiciones de

estabilidad dependen de la rigidez de los resortes que restringen el movimiento de la base, y que para hacer inestable a una estructura sometida a una carga P conocida es necesario que la rigidez de los resortes tenga valores menores que los críticos que aparecen en la fig 7, definidos por relaciones no lineales que involucran las propiedades de la estructura y del suelo.

Así, en estructuras esbeltas cimentadas sobre pilotes de fricción, la estabilidad de ellas depende del valor de las constantes de los seis resortes que aparecen en la fig 7 y es necesario establecer algoritmos que permitan conocer la rigidez de ellos a fin de ser comparadas con sus valores críticos.

5. FORMULACION MATEMATICA PARA OBTENER LA RIGIDEZ DE UN GRUPO DE PILOTES

Para obtener la rigidez de un grupo de pilotes de fricción bajo una cimentación rígida, es necesario establecer sistemas de ecuaciones que relacionan los desplazamientos de los pilotes y las cargas que actúan en ellos, con el campo de desplazamientos u, v, w que se presenta en la cimentación.

A continuación se resume la formulación matemática de las condiciones que relacionan los campos de desplazamiento que corresponden a los seis movimientos mencionados en la fig 6:

- Desplazamiento vertical $w = \text{cte}$, bajo la acción de la fuerza vertical P
- Rotación que genera el campo $w = \theta_{xy}$, alrededor del eje centroidal y principal x
- Rotación alrededor del eje y, para definir desplazamientos $w = \theta_y x$
- Desplazamiento horizontal $u = \text{cte}$, en todos los pilotes, bajo la fuerza H_x
- Desplazamiento horizontal $v = \text{cte}$, bajo la acción de la fuerza H_y
- Giro de la cimentación ϕ , que genera el campo $\delta = +\phi y_i - \phi x_j + \phi k$ por la acción de un momento torsionante M_T .

Se elaboraron algoritmos para obtener las fuerzas y desplazamientos en cada pilote; los tres primeros movimientos se establecieron con base en un sistema lineal de ecuaciones, cuya matriz fue $[a_{jk}]$; los tres últimos movimientos se resolvieron mediante sistemas de ecuaciones que se basan en la matriz $[b_{jk}]$.

$$[a_{jk}] \quad \text{y} \quad [b_{jk}]$$

son matrices formadas por los coeficientes de interacción entre los pilotes j-ésimo y k-ésimo; la primera matriz se basa en la interacción entre pilotes bajo cargas y desplazamientos verticales, mientras que $[b_{jk}]$ se basa en la existencia de desplazamientos horizontales (ref 3). Dado que en este tipo de movimientos se generan momentos flexionantes en la parte superior de los pilotes en con-

tacto con la base rígida, los coeficientes de influencia β_{jk} se obtuvieron considerando que la tangente a la elástica de la parte superior de los pilotes no gira, debido al empujamiento que comúnmente se encuentra en las cimentaciones de este tipo.

Al aceptar que en los seis movimientos anteriores los desplazamientos o rotaciones fuesen unitarias y que siempre exista equilibrio, se pueden conocer las fuerzas y momentos que actúan en la cabeza de cada pilote y sus resultantes en toda la cimentación. Estas fuerzas y momentos serán las rigideces lineales y angulares de la cimentación, mediante las cuales se pueden establecer las condiciones de estabilidad de la estructura que se apoya en ese grupo de pilotes.

Con base en los sistemas de ecuaciones descritos, se elaboraron dos programas para calculadora B 6700, cuya operación se logró con éxito.

Al resolver a esos sistemas de ecuaciones se obtienen las rigideces de la cimentación piloteada, mediante las siguientes expresiones:

a) Rigidez lineal vertical

Para calcular la constante K_z se puede emplear:

$$K_z = R_z L E_s \quad (5.1)$$

donde

R_z coeficiente adimensional obtenido del programa

L longitud del pilote

E_s módulo de Young del medio

b) Rigidez angular

Depende de la posición del eje de rotación y se calcula mediante la relación:

$$(KR) = R \frac{E d^3}{I_p} - nL(R_R H + \frac{E L}{I_{OM}}) \quad (5.2)$$

donde

R coeficiente adimensional obtenido del programa

d diámetro del pilote

I_p factor de influencia para un pilote aislado

n número de pilotes en el grupo

R_R coeficiente obtenido del programa

L longitud de los pilotes

H fuerza horizontal perpendicular al eje de rotación

E_s módulo de Young del medio

I_{OM} factor adimensional

El primer término se debe a la acción de las fuerzas verticales en los pilotes, mientras que el término que se sustrae se debe a la

aparición de momentos flexionantes en la cabeza de los pilotes.

c) Rigidez lineal

Para un grupo de pilotes,

$$K_x = K_y = \frac{LE_s}{R_T H} \quad (5.3)$$

donde

R_R factor adimensional obtenido del programa

I_H factor de influencia en un pilote aislado

L longitud de los pilotes

E_s módulo de Young del medio

d) Rigidez torsional

Está formada por la resistencia lateral de los pilotes y por su rigidez torsional; se calcula mediante

$$(KR)_z = (|CTX| + |CTY|) \frac{LE_s}{I_H} + (CTT) \quad (5.4)$$

donde

CTX, CTY factores obtenidos del programa

CTT rigidez debida a todos los pilotes, obtenida del programa

I_H factor de influencia bajo fuerzas horizontales

L longitud de los pilotes

E_s módulo de Young del medio

6. ANALISIS DE RESULTADOS

Se elaboraron programas para definir las rigideces, con ellos se procesó la información sobre diversos grupos de pilotes; el análisis de los resultados condujo a las siguientes observaciones.

6.1 Pilotes bajo fuerza vertical

- La influencia entre pilotes esbeltos idénticos es importante aun para espaciamientos grandes (50 diámetros). El módulo de Poisson es poco significativo, tendiendo a incrementarse la interacción si v decrece
- Para cualquier grupo de pilotes, su hundimiento depende en gran parte del número de pilotes. Mientras mayor sea el número de pilotes, menor será el hundimiento y en consecuencia la rigidez del resorte K_z se incrementa al aumentar el número de pilotes
- La distribución de carga en los pilotes es heterogénea, soportando mayor carga los pilotes de esquina y los de borde. Para un espaciamiento S dado, tiende a ser más heterogénea la distribución de la carga a medida que la relación L/d se incrementa
- La fig 8 muestra claramente la dependencia de la rigidez con las relaciones L/d y S/d . Se observó que mientras mayor sea el espaciamiento y menor la longitud, para

un diámetro dado de los pilotes del grupo, la rigidez de la cimentación resulta mayor.

6.2 Pilotes bajo giro angular

La rigidez angular de la cimentación depende del número de pilotes, su longitud y su diámetro, así como el eje centroidal alrededor del cual gira la cimentación y la magnitud de la fuerza horizontal que perturba el equilibrio de la estructura.

- La fig 9 indica que la rigidez de la cimentación depende de las relaciones L/s y S/d . A mayor separación y menor longitud, la rigidez angular de la cimentación aumenta. Al colocar pilotes muy largos a pequeños espaciamientos se alcanza el mínimo de la rigidez angular
 - La rigidez angular varía con el ángulo que forma el eje de rotación centroidal con una dirección arbitraria. Su variación es similar a la del momento de inercia de los pilotes respecto al eje de rotación y coinciden los ejes principales de inercia con los de máxima y mínima rigidez angular
 - La distribución de cargas en los pilotes es heterogénea, presentándose la máxima carga en los pilotes más alejados del eje. La distribución no es lineal, lo que impide aceptar la fórmula de la escuadría para definir las cargas de los pilotes. En grupos simétricos, la fuerza máxima en los pilotes se presenta en el más alejado del eje de rotación
 - La fuerza horizontal H que actúa en la cimentación reduce notablemente la rigidez angular de una cimentación y podría anularla, cuando su magnitud sea grande. Siempre debe considerarse esta fuerza en el cálculo de la rigidez angular, ya que puede provocar inestabilidad en la estructura
 - Los momentos inducidos en la cabeza de los pilotes por la rotación de la cimentación es poco significativa en la disminución de la rigidez angular
 - Los pilotes cercanos al centroide contribuyen de manera poco efectiva en el cálculo de la rigidez angular
- ### 6.3 Desplazamiento horizontal de la cimentación
- Bajo la acción de una fuerza horizontal centroidal, se presentan desplazamientos horizontales que dependen del número de pilotes y su distribución, de la dirección de la fuerza, de las relaciones L/d y S/d y de las propiedades del medio.
- El desplazamiento depende del ancho del grupo de pilotes en dirección normal a la de la fuerza, más que del número de pilotes que forman al grupo. Así, pilotes muy distantes darán la máxima rigidez a la cimentación

- b) La distribución de la fuerza horizontal, H , es heterogénea. La fig 10 muestra la distribución de la fuerza en un grupo de nueve pilotes; se observa que los pilotes de esquina soportan el mayor nivel de carga. La dirección de la fuerza influye de manera significativa en la distribución de la carga H , (fig 10). Para cualquier dirección, el pilote central siempre soporta el mínimo porcentaje de carga
- c) El desplazamiento horizontal genera momentos flexionantes en la cabeza de los pilotes proporcionales a la magnitud de la fuerza H que actúa en la cimentación, los cuales contribuyen de manera sensible a disminuir la rigidez angular de la cimentación
- d) La rigidez de la cimentación a desplazamiento horizontal es insensible a la dirección de la fuerza, por lo que se puede considerar que $K_x = K_y$ en cualquier análisis.

6.4 Rigidez torsional de un grupo de pilotes

La aplicación de un momento torsionante en la cimentación provoca fuerzas horizontales en cada pilote, así como de momentos flexionantes y torsionantes en la cabeza de los pilotes.

- a) Las fuerzas en cada pilote dependen de su distancia al centro de giro. Los pilotes más alejados soportan mayores fuerzas debido a la existencia de torsión
- b) Los momentos flexionantes también dependen de su distancia al centro de giro de la cimentación, los mayores momentos se presentan en los puntos más alejados del centro de giro
- c) Los momentos torsionantes en cada pilote son prácticamente iguales, ya que la interacción es poco significativa. La suma de ellos contribuye a definir el momento resistente del grupo
- d) La rigidez torsional depende de la posición relativa de los pilotes en el grupo. Mientras más alejados se encuentran del centroide, aumenta la rigidez angular del grupo

Debe hacerse hincapié en que todos los resultados anteriores son válidos mientras se considere al medio y a los pilotes como elásticos lineales, por lo cual deberá verificarse que el pilote más cargado mantenga su condición elástica al aplicar las fuerzas que perturban el equilibrio de la estructura cuya estabilidad se estudia en este trabajo. Este enfoque permite explicar la existencia de fenómenos no lineales en estructuras esbeltas en condiciones de servicio.

7. EJEMPLO ILUSTRATIVO

A fin de ilustrar el manejo de las ideas previas, se seleccionó la estructura cuyas

características aparecen en la fig 11; se aceptan los siguientes valores de las constantes que aparecen en las expresiones que definen la estabilidad.

Diámetro de los pilotes	$d = 40 \text{ cm}$
Módulo de Young	$E_s = 16 \text{ kg/cm}^2, \nu_s = 0.5$
Número de pilotes	$n = 40$
Longitud de los pilotes	$L = 28 \text{ m}$
Fuerza horizontal que perturbe la estabilidad	$H = 70 \text{ ton}$

En estas condiciones es posible calcular la rigidez angular de la cimentación definida por

$$(KR)_x = R \frac{E_s d^3}{I_p} - nL \left(R_R H + \frac{E_s I_b}{8M} \right) \quad (7.1)$$

Al efectuar operaciones y utilizar los resultados del programa, se obtienen

$$K_R = 2.4 \times 10^{-5}$$

$$R = 305.4$$

$$R_R = 0.174$$

$$I_p = 0.07$$

$$I_{8M} = 3 \times 10^4$$

Al sustituir en la ec 7.1, se obtiene

$$(KR_x) = 4.47 \times 10^9 - 1.36 \times 10^9 = 3.11 \times 10^9 \text{ kg cm}$$

Se observa que la influencia de la fuerza horizontal disminuye la rigidez de la cimentación en 30.5 por ciento.

Al calcular el valor crítico de la rigidez mediante la ec 4.8, se obtiene

$$(KR_x)_{\text{crít}} = 1.985 \times 10^9 \text{ kg cm. Este resultado implica un factor de seguridad igual a 1.567, que es bajo e implicaría comportamiento no lineal de la estructura.}$$

Por otra parte, al analizar la distribución de cargas en los pilotes bajo fuerza vertical y momento de volteo (fig 12), se observan concentraciones importantes de carga en los pilotes de borde y esquina, mientras que los interiores son solicitados por cargas muy bajas, lo cual implica desperdicio de pilotes, por la mala distribución de ellos bajo la cimentación.

Como una mejor alternativa, en la fig 13 se muestra una cimentación con 30 pilotes distribuidos sobre circunferencias concéntricas, que presenta la misma rigidez angular cuando la base no se desplaza. Sin embargo, al aceptar la existencia de la fuerza de perturbación, H , el factor de seguridad resulta igual a 1.738, lo que implica un aumento de 11 por ciento en comparación con la cimentación sobre cuarenta pilotes.

La distribución de cargas en los pilotes es más uniforme, aprovechándose mejor cada uno de ellos, sin que exista desperdicio.

Este ejemplo ilustra claramente la importancia de una buena distribución de pilotes en la estabilidad de una estructura esbelta, ya que al disminuir el número de pilotes al

setenta y cinco por ciento, se aumenta el factor de seguridad contra inestabilidad en 11 por ciento, se distribuye mejor la carga en ellos, y se obtiene mayor momento de vuelco admisible en la estructura, al ser perturbado su equilibrio por la acción de fuerzas horizontales. Para aumentar aún más el factor de seguridad, hasta niveles mayores que eviten el comportamiento no lineal de la estructura, será necesario aumentar el diámetro de las circunferencias.

8. COMENTARIOS FINALES

La estabilidad de construcciones esbeltas apoyadas sobre pilotes de fricción depende de una buena selección de la distribución y número de pilotes que se coloquen bajo la cimentación. En esta se debe buscar separar al máximo los pilotes de fricción sobre circunferencias evitando el desperdicio de ellos en las zonas interiores o su sobrecarga excesiva cuando se utilizan áreas cuadradas.

Es posible valorar el factor de seguridad de una construcción esbelta mediante los procedimientos descritos en este trabajo.

Se deberá cuidar además que el pilote de fricción más cargado soporte los elementos mecánicos que le trasmite la cimentación, dentro de los límites de seguridad comunes.

Un aspecto importante desarrollado en este trabajo consiste en la posibilidad de obtener la distribución de las cargas y momentos que actúan sobre una cimentación sobre pilotes de fricción mediante programas, cuyos resultados son comparables a los que se obtienen experimentalmente, cuando solo actúa carga vertical.

Resulta interesante comprobar experimentalmente los resultados de los programas bajo momentos flexionantes, torsionantes y fuerzas horizontales, a fin de corroborar que en estas situaciones de carga prevalece la similitud con los resultados experimentales y que la carga de inestabilidad sea correctamente valuada por el procedimiento descrito en este trabajo.

9. RECONOCIMIENTO

La actividad desarrollada por Jorge Sánchez Sesma, quien programó los algoritmos mencionados en este trabajo, contribuyó de manera efectiva en este trabajo; asimismo se reconocen las facilidades dadas por el CSC de la UNAM, para el procesamiento de la información.

Se agradecen los juicios críticos de Oscar de Buen y Raúl J. Marsal durante la revisión del manuscrito.

10. REFERENCIAS

Rodríguez Cuevas N. (1971), "Viscoelastic constants for a model representing the mechanical behavior of materials", Procs, Southampton 1969 Civil Engineering

Materials Conference, Wiley-Interscience Parte 1, Londres, pp. 533-543

Whitaker, T. (1957), "Experiments with model piles in groups", Geotechnique, Vol 7 pp. 147-167

Poulos, H.G., "Análisis of the settlement of pile groups", Geotechnique, Vol 18 pp. 449-471.

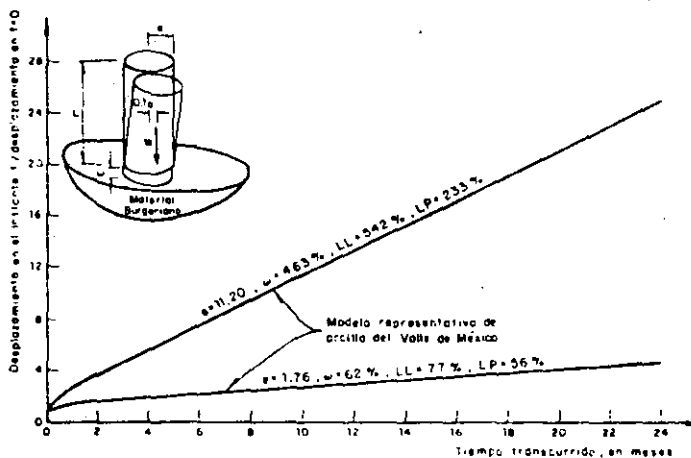


Fig 1. Movimiento vertical específico provocado por la fuerza vertical W

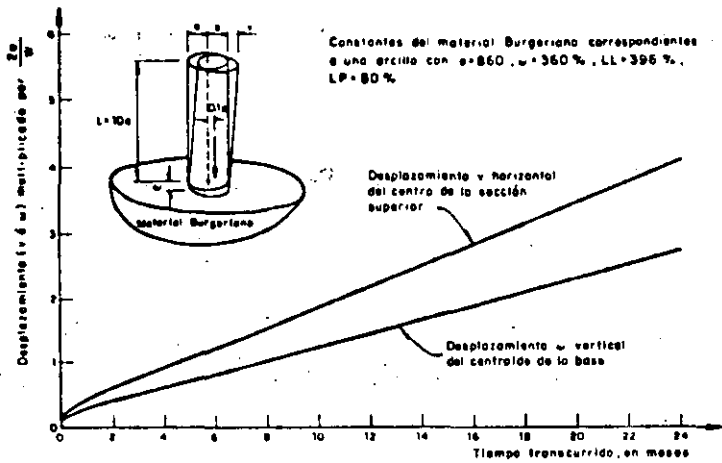
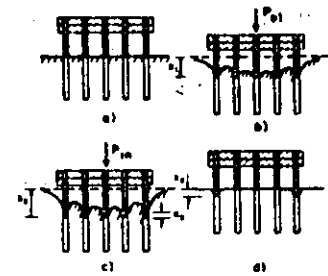
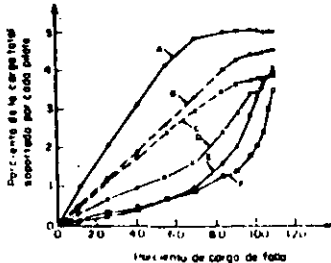


Fig 2. Desplazamiento vertical de la base y desplazamiento horizontal de la sección superior, de una construcción esbelta, de peso W , excéntricamente aplicado en la base

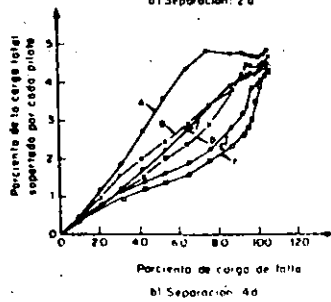


a) Pilotes de fricción antes de aplicar la carga vertical
 b) Grupo cargado para provocar un desplazamiento X_1
 c) Pilotes sometidos a carga que provoca un desplazamiento X_2 , con componentes torsiónicas en los pilotes laterales
 d) Condición después de quitar la carga, notándose que los pilotes laterales se penetran una cantidad X_3

Fig 3. Comportamiento observado en pruebas de un grupo de pilotes de fricción bajo cimentación rígida

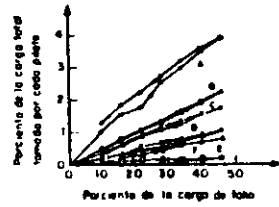


a) Separación: 2d

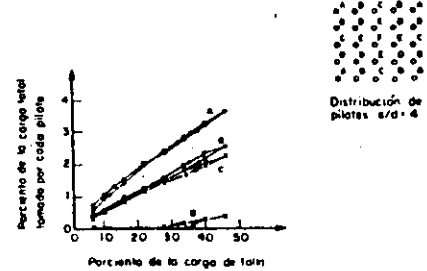


b) Separación: 4d

Fig 4. Comportamiento hasta la falta de un grupo de 25 pilotes de fricción uniformemente distribuidos bajo una cimentación rígida, bajo carga vertical

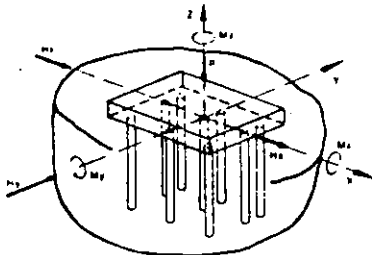


a) Comportamiento durante el primer ciclo de carga vertical

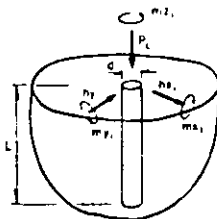


b) Comportamiento durante el séptimo ciclo de carga vertical

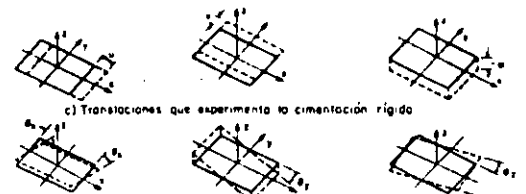
Fig 5. Distribución de la carga en un grupo de 25 pilotes de fricción, durante varios ciclos de carga vertical hasta la mitad de la carga de falta



a) Elementos mecánicos que actúan sobre la cimentación rígida



b) Elementos mecánicos que actúan sobre cada pilote



c) Rotaciones que experimenta la cimentación rígida

d) Rotaciones que se provocan en la cimentación

Fig 6. Acciones que provoca en una cimentación sobre pilotes de fricción, una estructura esbelta sometida a una perturbación

Fig 10. Distribución de una fuerza horizontal centrada H, sobre un grupo de 9 pilotes. a) Porcentajes de la carga H tomada por cada pilote, obtenidos del programa. b) Carga que toma cada pilote si consideramos la dirección de la fuerza H.

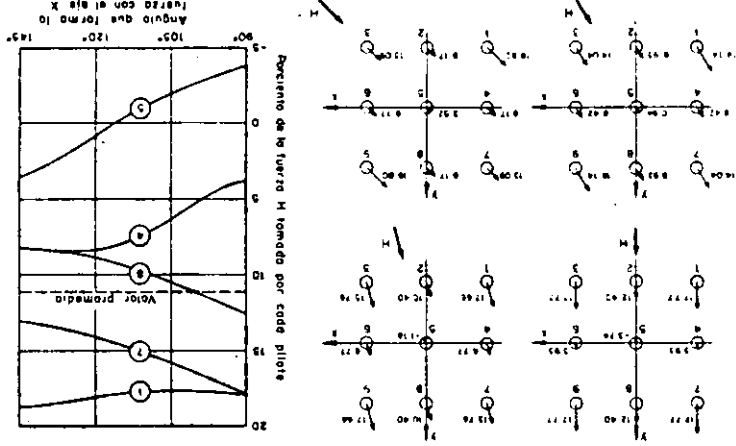


Fig 9. Variación del coeficiente R de parte de la rigidez angular distribuida en un área cuadrada, en función de su longitud y su espaciamiento. 25 pilotes, uniformemente distribuidos en un área cuadrada, en función de su longitud y su espaciamiento.

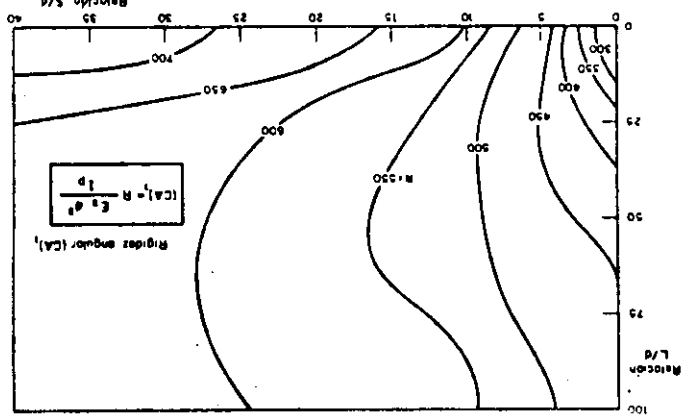


Fig 8. Número dimensional que multiplica a (LEg) para obtener la rigidez vertical col de una cimentación apoyada en 25 pilotes equidistantes.

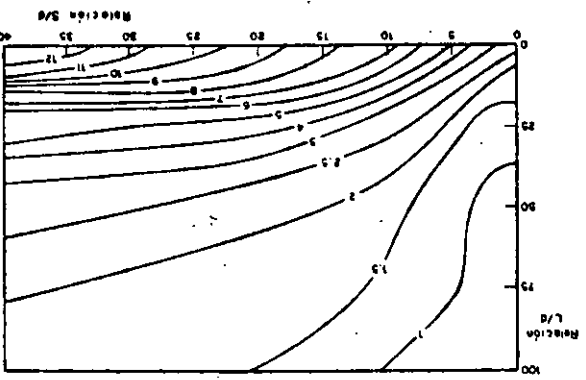
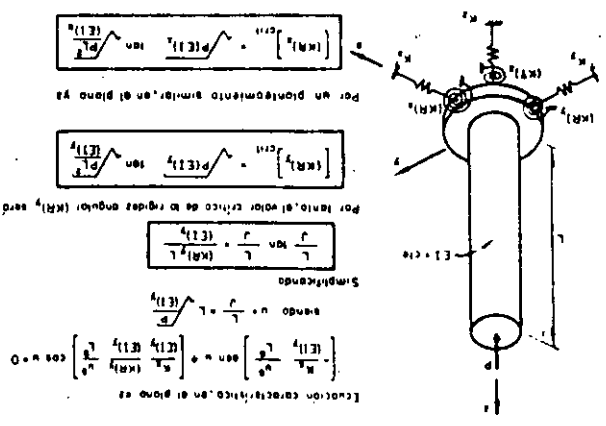
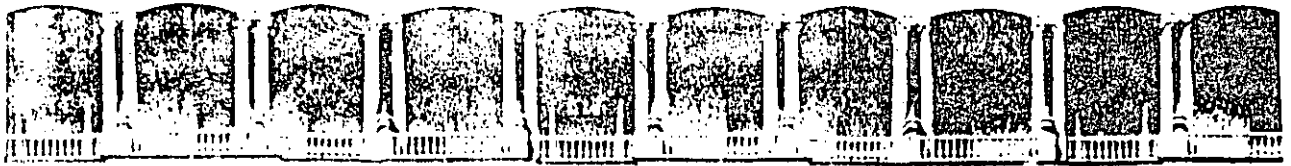


Fig 7. Valores críticos de las rigideces angulares de los resortes que estabilizan una estructura esbelta.





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

XX CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

**IV MODULO
DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES**

**MEDICION DE PROPIEDADES DINAMICAS DE ESTRUCTURAS
ESBELTAS PARA ANALISIS DE ESTABILIDAD CONTRA VOLTEO.**

M. EN I. NEFTALI RODRIGUEZ CUEVAS.

1. ANTECEDENTES

En aquellas ciudades en las que el subsuelo presenta alta compresibilidad, como sucede en la ciudad de México, la construcción de estructuras esbeltas introduce la posibilidad de inestabilidad por falta de rigidez angular o lineal de la cimentación sobre la que se apoya la estructura.

La inestabilidad se manifiesta al presentarse una perturbación importante de la estructura, inducida por sismos, viento o cualquier sollicitación lateral, durante la vida útil de la estructura.

Existe evidencia clara de este problema en edificios antiguos, como la torre inclinada de Pisa, en Italia, que experimentó movimientos laterales importantes causados por la consolidación no uniforme de arcillas existentes en el subsuelo.

MEDICION DE PROPIEDADES DINAMICAS DE ESTRUCTURAS ESBELTAS
PARA ANALISIS DE ESTABILIDAD CONTRA VOLTEO

Neftalí Rodríguez Cuevas
Coordinador de Estructuras
y Materiales del Instituto de Ingeniería

Profesor Titular de la División de Estudios de Posgrado
de la Facultad de Ingeniería de la UNAM

R E S U M E N

La perturbación del equilibrio de estructuras esbeltas desplantadas sobre terreno compresible puede inducir el volteo de ellas, si no se generan las condiciones de cimentación que proporcionen la rigidez angular suficiente para evitar dicho fenómeno.

En este escrito se revisa un modelo matemático para estudiar la pérdida de estabilidad de una estructura regular, provocada por las características del subsuelo, el tipo de cimentación y las cargas que soporta la estructura.

Se proponen procedimientos programables en micro ordenadores digitales de fácil manejo, para modelar a la estructura y la cimentación.

Se propone un procedimiento que utiliza mediciones de vibración ambiental, para identificar la impedancia angular asociada a cada uno de los modos de vibración de la estructura y evaluar así el margen de seguridad que previene el inicio de la inestabilidad de estructuras esbeltas, apoyadas en terreno de baja calidad.

Se mencionan los resultados de aplicar dicho procedimiento a varias estructuras de la ciudad de México, que sirvieron para establecer la confiabilidad del método que se propone en este trabajo.

Los sismos de 1985 en la ciudad de México provocaron el rápido movimiento de edificios esbeltos, y se hicieron evidentes condiciones de inestabilidad que, en algunos casos (figs 1 a 4), provocaron el colapso de las estructuras al generarse rotaciones no controladas de la cimentación.

La inestabilidad de estructuras esbeltas se puede analizar con el método de equilibrio, el cual estima el valor crítico de las cargas que actúan sobre una estructura esbelta apoyada en un terreno cuya rigidez no presenta valores suficientes para impedir que se generen grandes desplazamientos que pueden llevar al colapso total de la estructura, como sucedió en algunos edificios de la ciudad de México, cuando el valle de México fue perturbado por las ondas sísmicas generadas en la costa sur de nuestro país.

El método de equilibrio, que simplifica el enfoque matemático para estudiar el fenómeno, proporciona valores de límite superior. Existe evidencia experimental que muestra cómo la inestabilidad se puede iniciar a niveles de carga inferiores a aquellos calculados por el método de equilibrio (ref 1).

En este escrito se presenta un modelo simplificado de una estructura esbelta apoyada sobre terreno deformable que permite calcular el nivel de rigidez angular de la base de la cimentación necesario para provocar la inestabilidad de la estructura, cuando soporta las cargas provocadas por el uso de la

edificación. Estos valores críticos de rigidez angular establecen un límite inferior de la rigidez en la base de la estructura; imperfecciones y defectos de construcción pueden hacer que estructuras con niveles de rigidez mayor presenten signos claros de inestabilidad.

En este trabajo se busca establecer los márgenes de seguridad que pueden existir en estructuras esbeltas contra volteo y se calibran con los datos de estructuras de la ciudad de México que experimentaron rotaciones importantes de sus cimentaciones, durante la perturbación sísmica de septiembre de 1985. Resulta obvio que un modelo simplificado omite algunos aspectos importantes del fenómeno de inestabilidad, pero los resultados obtenidos de su aplicación sistemática a edificios han mostrado su posible utilidad para estimar el inicio de inestabilidad y por ello, permite al ingeniero en estructuras, contar con un método para evitar la aparición de signos de inestabilidad en las estructuras que diseñó.

Es posible recurrir a un procedimiento de mediciones de campo en estructuras sin daño, para estimar si las condiciones de rigidez de la cimentación son suficientes para impedir la inestabilidad. Se recurre a la medición de características cinemáticas del edificio en pequeños movimientos, normalmente inducidos por el tránsito de vehículos en sus calles aledañas, lo que permite identificar modos y frecuencias de vibrar de éste. La aparición de diversas frecuencias permite detectar las

características de rigidez angular lineal de la cimentación, las cuales son dependientes del modo y de la frecuencia correspondientes. Por ello, se utiliza el concepto de impedancia, similar al empleado en circuitos eléctricos cuando se cambia de corriente directa a corriente alterna de frecuencia conocida. Así, en lo que sigue, se usa el término rigidez cuando se habla de fenómenos de frecuencia nula, mientras que se menciona impedancia, cuando la rigidez es dependiente de la frecuencia del modo de vibrar de la estructura y el suelo.

2. MODELO MATEMATICO QUE SE PROPONE PARA EL ANALISIS DE INESTABILIDAD

En 1983, en la ciudad de Querétaro, se presentó un modelo matemático para analizar el inicio de inestabilidad de estructuras esbeltas (ref 2) a la consideración de los miembros de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

En la fig 5 se muestran las características del modelo, el cual consiste fundamentalmente en una columna prismática de rigidez constante, apoyada en su base en seis resortes, representativos de la rigidez de la cimentación al existir seis grados de libertad en la base inferior de la columna. En su extremo superior, se aplica una carga concentrada coaxial con el eje vertical de la columna, que se considera de magnitud P constante. En la ref 2 se muestra que es posible estimar la rigidez de la cimentación, al inducirse movimientos unitarios

en dirección de cada uno de los grados de libertad, para cimentaciones de diverso tipo.

El método de equilibrio establece la existencia de inestabilidad (fig 5), cuando la rigidez angular de un resorte angular de la cimentación adquiere el valor:

$$(KR)_{\text{crít}} = \sqrt{PEI} \tan \sqrt{\frac{PL^2}{EI}} \quad (2.1)$$

donde:

$(KR)_{\text{crít}}$	rigidez angular crítica de la cimentación alrededor de un eje horizontal
P	carga axial aplicada en el extremo de la columna
EI/L	rigidez de la columna
L	longitud de la columna

Así, al definir la carga que soporta una estructura y su rigidez EI/L , es posible conocer el valor de la rigidez angular de la cimentación que induce la inestabilidad de la estructura.

La aplicación de este modelo a estructuras esbeltas regulares requiere criterios para llegar a conocer la carga equivalente P, asociada a la carga aplicada en diversos niveles de una estructura tridimensional; la rigidez EI/L equivalente y la longitud L, para definir la rigidez angular crítica con el fin de comparar este valor, con el correspondiente a la cimentación

real.

Es por ello necesario establecer modelos matemáticos, para la estructura y la cimentación, que permitan obtener los parámetros que definen la condición crítica para el inicio de inestabilidad.

3. CARGA Y COLUMNA EQUIVALENTE PARA REPRESENTAR A UNA ESTRUCTURA

En lo que sigue se considera que una estructura es regular cuando su planta permanece prácticamente constante en todos sus niveles. Si la altura sobre nivel de banqueta L , es mayor a dos veces el ancho más pequeño de la base aproximadamente rectangular, se considera que la estructura es esbelta.

A fin de estimar el valor de EI de la columna del modelo matemático, se procede de la siguiente manera:

- a) Se aplica una carga unitaria horizontal H , en la parte superior del modelo matemático que representa a la estructura
- b) Se obtiene el desplazamiento horizontal Δ en el punto de aplicación de la carga
- c) Se iguala el desplazamiento Δ al de una columna de sección transversal constante y de material homogéneo (EI constante) de igual altura, L , a la del edificio y se obtiene

$$(EI)_{\text{equivalente}} = \frac{HL^3}{3\Delta} \quad (3.1)$$

Al aplicar el procedimiento anterior a varios edificios de la ciudad de México, se observó que los valores de EI se encontraban dentro del intervalo 10^6 y 10^8 ton-m².

Este resultado permitió observar que en la expresión (2.1), el argumento de la tangente resulta ser extraordinariamente pequeño, por lo que el ángulo se confunde con la tangente lo cual permite reducir (2.1) a:

$$(KR)_{\text{crít}} = \sqrt{PEI} \sqrt{\frac{PL^2}{EI}} = PL \quad (3.2)$$

lo que simplifica notablemente el cálculo de la rigidez angular crítica.

Puesto que en los edificios reales, la carga se encuentra distribuida a lo alto de la estructura, es posible demostrar que la carga distribuida produce los mismos efectos que una carga P_{eq} aplicada en la parte superior del modelo, definida por

$$P_{\text{eq}} = \frac{P_1 h_1 + P_2 h_2 + \dots + P_n h_n}{L} \quad (3.3)$$

donde

P_i carga vertical aplicada en el i-ésimo nivel del edificio

h_n altura del i-ésimo nivel sobre la base

L altura total del edificio

Por tanto, para edificios con n pisos

$$(KR)_{\text{crít}} = P_1 h_1 + P_2 h_2 + \dots + P_n h_n \quad (3.4)$$

Este resultado coincide con la solución del mismo problema por el método dinámico, para estudiar inestabilidad de columnas rígidas.

Al aplicar sistemáticamente este procedimiento a edificios regulares esbeltos, y al considerar los planteamientos energéticos descritos en las refs 3 y 4, se obtuvieron cargas equivalentes siempre menores a aquellos que se obtienen de sumar las cargas verticales que actúan en una estructura reticular.

En la tabla 1 se resumen datos obtenidos al analizar algunos edificios esbeltos en la ciudad de México. Se muestran porcentajes de carga vertical que representan la carga equivalente, así como los datos que se obtienen del análisis modal de las estructuras, para definir sus frecuencias naturales en flexión y torsión, al aceptar que su base está empotrada.

4. CRITERIOS PARA ESTIMAR LA IMPEDANCIA DE LA CIMENTACION, CUANDO VARIAN LAS VELOCIDADES DE ONDAS DEL SUBSUELO

En diversos modelos matemáticos (refs -5 a 7), se proporcionan expresiones matemáticas para evaluar la rigidez de cimentaciones, para aquellos casos en los que se recurre a cimentaciones

superficiales; y aquellas apoyadas en pilotes de fricción o en pilotes de punta.

En todas ellas se indica la necesidad de conocer el valor del módulo al cortante G del suelo, el cuál se idealiza como un semiespacio elástico lineal.

Se acepta que dicho módulo G se puede relacionar con la velocidad de ondas de cortante (V_S) en el suelo, mediante la expresión:

$$G = V_S^2 \rho \quad (4.1)$$

donde:

G módulo de rigidez al cortante

ρ densidad de masa del suelo

V_S velocidad de ondas de cortante en el medio

En la fig 6a se muestran las características del perfil de velocidad de ondas de cortante en un punto localizado en la Alameda de la ciudad de México.

Resulta evidente la existencia de un valor medio \bar{V}_S y de un coeficiente de variación CV , que en el sitio en estudio resultaron ser $\bar{V}_S = 93.6$ m/s y $CV = 52$ por ciento respectivamente.

Así, resulta necesario conocer el valor del módulo de rigidez correspondiente a diversos tipos de suelo, para definir la rigidez de las cimentaciones cuando el suelo presenta diversas

velocidades de ondas de cortante, asociadas a diversas longitudes de onda y frecuencias correspondientes.

Se puede así establecer la impedancia de la cimentación, que corresponde a cada velocidad media de ondas de cortante en el suelo. En la fig 6b se muestran las características de curvas de impedancia de un edificio, correspondientes a diversas velocidades de ondas de cortante.

Normalmente se aprecia un cambio importante en la variación de impedancia a medida que la velocidad de ondas de cortante resulta ser inferior a 600 m/s, en suelos cuya densidad se encuentre comprendida entre 1.0 y 2.

La impedancia es también dependiente del tipo de cimentación. En estructuras apoyadas en pilotes de fricción paralelos, un modelo de la Mecánica de Continuos, considera interacción entre ellos (fig 7) muestra que la longitud de los pilotes, su diámetro, la separación entre ellos y su distribución en planta, son parámetros importantes para conocer la impedancia de una cimentación.

En lo que sigue se consideran principalmente, estructuras apoyadas en pilotes de fricción, por lo que en la tabla 2 se condensan datos de dos modelos cuyas características se analizan en este trabajo.

Cabe destacar que la rigidez de la cimentación, comparada con

la rigidez de la estructura, es altamente significativa para definir las frecuencias naturales de vibración de la estructura. En la fig 8 se muestra la influencia de los parámetros $i = KR/EI/L$; $j = KD/EI/L^3$, que definen la relación de rigideces de la estructura y el suelo.

Se observa claramente que para valores de i y j mayores de 100, el efecto de la interacción entre suelo y estructura es despreciable en el cálculo de la frecuencia del primer modo.

Sin embargo, para valores pequeños de i y j , los periodos se vuelven altamente dependientes de i y j .

Por ello, se consideró necesario establecer un procedimiento confiable para medir periodos de una estructura, tomando en cuenta la interacción con el suelo; estos valores se podrían comparar con aquellos que se obtienen de considerar valores infinitos para i y j .

Así, la medición de periodos reales permite definir la impedancia de la cimentación correspondiente a cada modo.

Es aquí prudente señalar que la existencia de carga axial puede modificar también el valor de los periodos de una estructura. Así, en la siguiente expresión se resume el cambio en periodos provocados por la existencia de carga axial P

$$\omega_p = \omega \sqrt{1 - \frac{P}{P_c}} \quad (4.2)$$

dónde:

- ω_p frecuencia modificada por la existencia de P
- w frecuencia natural sin carga P
- P_c carga crítica en la columna empotrada en su base

En la fig 9 se muestra la importancia de incrementar la carga axial, en una columna cuyos parámetros i y j son conocidos. Se observa en la figura que al incrementar la fuerza axial se incrementan los factores de amplificación que se obtienen bajo excitación horizontal senoidal. El efecto es muy notable en valores pequeños de i y j .

En estructuras sometidas a carga axial, con resortes representativos de la rigidez lineal y angular de la cimentación, sus frecuencias naturales de vibración son altamente dependientes de los parámetros i y j , cuando estos adquieren valores pequeños como es el caso de edificios esbeltos desplantados en el subsuelo de la ciudad de México.

La frecuencia de una columna equivalente se puede encontrar a partir de expresiones del tipo:

$$\omega_p = \frac{p^2}{L^2} \sqrt{\frac{EI}{\mu}} \sqrt{1 - \frac{PL^2}{D^2 EI}} \quad (4.3)$$

donde

- ω_p frecuencia, en s^{-1}

- p parámetro adimensional descrito en la fig 7, dependiente de i , j y del modo de vibrar de la estructura
- L altura de la columna equivalente
- μ densidad de masa de la columna
- P carga axial aplicada a la columna
- D parámetro que considera el cambio de cargas y escuadras de un edificio en el cálculo de la carga crítica equivalente; para una columna de sección constante,
 $D = 0.5$

Los resultados previos indican que es posible evaluar las impedancias de una estructura por medio de sus frecuencias naturales de vibrar, mientras la geometría, masa y cargas que actúan en ella permanezcan constantes.

5. VIBRACION AMBIENTAL PARA IDENTIFICAR LAS CARACTERISTICAS DINAMICAS DE UNA ESTRUCTURA SUJETA A PEQUEÑOS DESPLAZAMIENTOS

En publicaciones previas (refs 8 y 9) se ha descrito y probado un procedimiento de medición del movimiento causado por vibración ambiental, en estructuras desplantadas en la zona del lago del valle de México.

Existe evidencia experimental (ref 10) que indica que el subsuelo del valle de México se encuentra en continuo movimiento. En la fig 10 se muestra el resultado de mediciones de la velocidad del suelo en diversas partes del valle. Se observa

claramente que el nivel de velocidad disminuye de manera apreciable durante la noche, cuando disminuye el tránsito en la ciudad.

La existencia del movimiento del subsuelo permite medir las aceleraciones en distintos niveles de un edificio esbelto, e identificar sus frecuencias y modos de vibrar.

Una revisión sistemática de edificios desplantados sobre pilotes de fricción (ref 9) mostró la existencia de frecuencia en modos de vibrar en flexión, torsión y bamboleo, cuyos valores permanecen estacionarios en diversos instantes de medición (fig 11).

En todos los edificios en los cuales se midió la aceleración inducida por vibración ambiental, se observó que de espectros estadísticos se puede llegar a identificar modos y frecuencias asociadas.

La obtención de espectros de potencia de aceleración a partir de mediciones de aceleración, en siete puntos adecuadamente distribuidos en la estructura, mediante la transformada rápida de Fourier, permite identificar las características dinámicas de una estructura real y de su cimentación, al incorporar la interacción entre suelo y estructura.

Cabe señalar que la identificación de las frecuencias, en las cuales influyen los parámetros descritos en la expresión 4.3,

requiere especial cuidado para conocer y describir las condiciones en las cuales se encuentra una estructura durante la etapa de mediciones.

Así, el conocimiento de la arquitectura, distribuciones en planta y alzado, existencia de muros y elementos no estructurales, escaleras, sistema de piso y distribución y forma de columnas es importante para identificar la impedancia de la cimentación de edificios esbeltos.

Además la distribución de masa, detalles constructivos, características de la estructura portante y los materiales que la forman, son datos indispensables para elaborar un modelo matemático adecuado para representar una estructura.

Por otra parte, el conocimiento de las características de estratigrafía, velocidad de ondas de cortante en cada estrato y tipo de cimentación contribuyen a generar un modelo matemático de la cimentación, y de ahí calcular curvas de impedancia de la cimentación.

6. RELACION ENTRE FRECUENCIAS DE VIBRACION MEDIDAS EN UN EDIFICIO Y LA IMPEDANCIA DE LA CIMENTACION

El estudio sistemático de edificios en el valle de México, mostró claramente que una vez que se establecen modelos representativos de la superestructura y de la cimentación, es posible identificar la impedancia asociada a la cimentación, en

cada uno de los modos de vibrar. Para ello es necesario seguir el siguiente procedimiento:

1. Se obtienen formas características y frecuencias asociadas a cada modo, mediante programas de micro-ordenador, como puede ser el programa Super E Tabs, considerando que la base de la estructura se encuentra impedida de desplazamientos lineales y angulares. Así se pueden conocer las frecuencias $\{w_i\}_{BF}$ asociadas a cada modo
2. Al introducir un piso ficticio bajo la base, con rigidez angular y lineal conocida, se determinan las frecuencias $\{w_{pi}\}$ en las cuales se incorporan los efectos de interacción suelo-estructura. Es necesario obtener las frecuencias de la estructura para velocidades de ondas de cortante en el subsuelo iguales a 30, 60 y 120 m/s en el caso de estructuras desplantadas en terreno suave, como el de la zona del lago de la ciudad de México
3. Se calculan simultáneamente los valores de la impedancia I_i correspondientes a cada modo y a cada velocidad de ondas de cortante en el subsuelo
4. Se definen los cocientes (w_{pi}/w_{iBE}) para cada impedancia. Se obtienen así $(w_{pi}/w_{iBE})_1$, $(w_{pi}/w_{iBE})_2$ y $(w_{pi}/w_{iBE})_3$ correspondientes a las velocidades $V_S = 30, 60$ y 120 m/s respectivamente, así como los valores I_{i1} , I_{i2} , I_{i3} asociados a cada velocidad

5. Se ha establecido en diversas estructuras esbeltas de la ciudad de México que

$$I_i^{N_i} = A_i \left(\frac{w_{iBE}}{w_{pi}} \right) \quad (6.1)$$

donde

I_i impedancia asociada el i ésimo modo

A_i coeficiente constante en cada modo

N_i exponente constante en cada modo

por ello, se pueden calcular:

$$N_i = \frac{\log \left[\left(\frac{w_{pi}}{w_{iBE/1}} \right) \left(\frac{w_{pi}}{w_{iBE/3}} \right) \right]}{\log \left(\frac{I_{i3}}{I_{i1}} \right)} \quad (6.2)$$

$$(A_i)_1 = \left(\frac{w_{pi}}{w_{iBE/1}} \right)^{N_i} I_1^{N_i} \quad (6.3)$$

$$(A_i)_2 = \left(\frac{w_{pi}}{w_{iBE/2}} \right)^{N_i} I_2^{N_i} \quad (6.4)$$

$$(A_i)_3 = \left(\frac{w_{pi}}{w_{iBE/3}} \right)^{N_i} I_3^{N_i} \quad (6.5)$$

6. Cuando los tres valores definidos por las ecuaciones 6.3, 6.4 y 6.5 sean prácticamente iguales, se puede afirmar que se conoce la impedancia asociada a cada modo de una estructura en estudio mediante la expresión

$$I_i = A_i^{1/N_i} \sqrt[N_i]{\frac{w_{iBE}}{w_{pi}}} \quad (6.6)$$

donde A_i , N_i se obtienen siguiendo la secuencia descrita en el inciso 6.5.

Conocida la expresión 6.5 para los modelos de estructura y cimentación de un edificio, se puede calcular la impedancia asociada a cada modo recurriendo a las frecuencias medidas con vibración ambiental en cada modo de la estructura, w_{iAM} y al dividir las entre la frecuencia correspondiente al i ésimo modo de vibrar de la estructura cuando su base esté impedida de girar y desplazarse, w_{iBE} , se pueden conocer los cocientes w_{iAM}/w_{iBE} correspondientes a cada modo. Los valores de la impedancia asociada a cada modo, se obtienen de aplicar repetidas veces la expresión 6.6, sustituyendo w_{pi} por w_{iAM} .

En el estudio sobre varios edificios de la ciudad de México se observó que cuando se consideran simultáneamente la existencia de los resortes de rigidez lineal y angular en la base de la estructura, y se obtienen los valores correspondientes de curvas de interacción en las cuales hace variar la rigidez angular y lineal en función del cociente (w_{pi}/w_{iBE}) , estas curvas difieren en menos de dos por ciento de aquellas obtenidas al considerar únicamente la impedancia angular de la cimentación (fig 12 b y d).

La afirmación anterior no es válida cuando se comparan curvas

de impedancia lineal con aquellas correspondientes a la interacción simultánea de los resortes angulares lineales. Para este caso las diferencias son muy apreciables (fig 12 a y c).

Por todo lo anterior es posible obtener los valores de impedancia angular correspondientes a los primeros modos de vibrar, a partir de la expresión 6.6 y los resultados obtenidos de mediciones de vibración ambiental.

Conocidos estos valores se comparan con aquellos descritos por la expresión 3.4 y se establece el cociente $I_1 / (KR)_{\text{crít}} = \text{FSV}$ que mide a un factor de seguridad contra volteo de una estructura esbelta por existencia de inestabilidad.

Es evidente que si en una estructura real FSV resulta igual o menor que la unidad, la estructura es necesariamente inestable, según lo establece el método de equilibrio.

Cuando FSV es mayor que la unidad, y la estructura y el suelo no son comparables con lo establecido por los modelos representativos de la estructura y la cimentación en la ref 2 se propone que si FSV es inferior a 1.7, la estructura presenta signos claros de inicio de inestabilidad.

7. APLICACION A ALGUNOS EDIFICIOS EN LA CIUDAD DE MEXICO

Se seleccionaron edificios regulares apoyados sobre pilotes de fricción, en la zona del lago del valle de México. Algunos de ellos no experimentaron daño durante los sismos de septiembre

de 1985. Otros experimentaron rotación muy notable en su base y se incluyó el edificio mostrado en la fig 4, el cual giró sobre su base, al provocarse el colapso.

En la tabla 3 describen algunas características del comportamiento de los edificios estudiados durante los sismos de 1985.

Se generaron modelos matemáticos de la estructura de cada edificio, mediante el programa Super E Tabs para representar a la superestructura. La cimentación se modeló siguiendo dos modelos:

- a) El señalado en las normas del Distrito Federal, que considera la existencia de contacto de la losa inferior del edificio con el suelo
- b) Un modelo obtenido de la Mecánica de Continuos, en el que se supone que el edificio solo se apoya sobre los pilotes de fricción, sin que exista contacto entre la losa y el terreno natural

Las principales características de los modelos matemáticos aparecen en la tabla 2 del apéndice.

En la fig 14 se condensan parte de los resultados obtenidos al aplicar el modelo de la Mecánica de Continuos, para calcular la constante de rigidez angular R , para el grupo de pilotes que soporta a cada edificio, en función del número de pisos y del número de pilotes.

Destaca la existencia de una línea de ajuste para correlacionar el valor de R con el número de pilotes, con un coeficiente de correlación igual a 0.95, en aquellos edificios en los cuales los sismos de 1985 no provocaron grandes rotaciones de la base.

La fig 14 también muestra puntos fuera y abajo de la línea de correlación, que representan los valores de la constante R correspondiente a los edificios B, G y Z, en los cuales se apreciaron signos de inestabilidad, al presentar rotaciones apreciables a simple vista en su cimentación.

Los cálculos que se efectuaron para conocer el parámetro R_y , que define a la rigidez lineal de la base de todos los edificios estudiados, indicaron que su valor osciló entre 0.089 y 0.142, a pesar del cambio en la distribución de los pilotes en todos los edificios.

Para calcular la rigidez angular de la base de los edificios, se consideró que los pilotes se encontraban unidos a la cimentación y que los parámetros $I_p = 0.07$, $I_H = 0.11$ e $I_{\theta M}$ tendía a infinito.

Se conocieron los datos de dimensiones, diámetro y propiedades de los pilotes de cada edificio, los cuales se usaron para calcular la rigidez angular de los grupos de pilotes bajo cada uno de los edificios. Siempre se consideró que el módulo de rigidez a la compresión simple del suelo, en prueba estática,

E_s , fuese igual a 500 ton/m^2 .

Se aceptó en todos los edificios estudiados que existía una fuerza cortante en la base de los edificios, igual a veinte por ciento del peso total del edificio sobre la cimentación, a fin de simular la acción de la perturbación sísmica de septiembre de 1985. Esta fuerza cortante basal H , disminuye notablemente la rigidez angular, a medida que su valor aumenta. Cabe destacar que en las recomendaciones contenidas en el reglamento de construcciones para el Distrito Federal no se establece ninguna consideración respecto a la influencia del cortante basal H , en la rigidez angular de la cimentación.

Conocidas las rigideces angulares de la cimentación, se compararon con la rigidez angular crítica obtenida de 3.4, y con aquella obtenida de vibración ambiental de cada edificio, a fin de juzgar las similitudes y diferencias existentes. En la tabla 4 se condensan algunos de los resultados obtenidos, así como el factor de seguridad contra volteo, FSV.

En la ref 2 se establece que el FSV debe ser necesariamente mayor a 1.7 para evitar problemas de inestabilidad. Los cálculos realizados mostraro lo siguiente:

- a) En el edificio Z, mostrado en la fig 4, se encontró que $FSV = 1.6 < 1.7$, a diferencia del resto de los edificios, para que los que se calcularon valores mayores de FSV.

- b) En el edificio G, $FSV = 1.89$, mayor que 1.7, se observaron rotaciones importantes del edificio, sin que se presentara el colapso de la estructura. La medición de vibración ambiental indicó valores muy altos de impedancia angular, atribuible a la posible penetración de los pilotes en la periferia de la cimentación, lo cual apoyó la losa inferior de la cimentación contra el terreno. Esto incrementó notablemente su rigidez angular, así como el apoyo proporcionado por una construcción vecina contra la cual chocó durante los sismos de 1985
- c) En el edificio B, que experimentó una gran rotación de la base, el FSV resultó superior a 1.7, pero no presentó colapso. La medición de vibración ambiental indicó un alto valor de la rigidez angular, también atribuible al posible apoyo del edificio en el terreno y en la atagüa circundante
- d) En la tabla 4 destacan los FSV muy grandes del edificio T1, en comparación con los demás edificios. Esto se atribuye a las características peculiares de la cimentación, formada por contratraveses labradas dentro del terreno y a la existencia de una losa que las conectaba, así como a la distribución de los pilotes de fricción en la periferia del edificio.

La evidencia que se presenta en la tabla 4 muestra claramente

que el modelo de Mecánica de Continuos permite identificar factores de seguridad contra volteo que detectan la inestabilidad de los edificios, cuando FSV se encuentra en la vecindad de 1.7.

Por otra parte, al considerar el apoyo en toda el área y despreciar la existencia de los pilotes y su distribución, se obtienen factores de seguridad contra volteo que no permiten identificar la posible existencia de colapso.

La medición de vibración ambiental, asociada a modelos matemáticos, indicó altos factores de seguridad, después de que los sismos de 1985 alteraron las condiciones de cimentación y propiciaron la penetración de pilotes en el suelo.

Es necesario señalar que las mediciones se efectuaron sin que existiera fuerza cortante horizontal, que es un factor importante para reducir la capacidad de las cimentaciones, desde el punto de vista de rigidez angular crítica.

8. RECOMENDACIONES PARA EL USO DEL MODELO EN EL ANALISIS DE ESTABILIDAD DE ESTRUCTURAS ESBELTAS

La cuidadosa modelación tridimensional de un edificio, que tome en consideración a la estructura reticular, miembros no estructurales y propiedades reales de los materiales es recomendable para el buen uso del modelo propuesto en la ref 2.

Así mismo, el empleo de programas que evalúen los parámetros

del modelo de la subestructura de una estructura esbelta, y que consideren el efecto de interacción entre pilotes, es recomendable para lograr una alta coherencia con mediciones experimentales.

Medición de la velocidad de propagación de ondas de cortante en el subsuelo contribuyen a corroborar las propiedades del subsuelo. Un sistema de medición de aceleraciones en un edificio, producidas por vibración ambiental, que permita obtener espectros estadísticos del movimiento de una estructura, mediante la transformación rápida de Fourier, es útil para identificar las frecuencias de los modos de vibrar de un edificio.

Se recomienda completar la información que se presenta en este trabajo, a fin de definir valores estadísticos que simplifiquen el cálculo numérico de los parámetros involucrados.

9. COMENTARIOS FINALES

La investigación realizada mostró la posibilidad de aplicar el modelo descrito en la ref 2 (fig 5) para evaluar las características de estabilidad de edificios apoyados sobre pilotes de fricción en el valle de México.

La rigidez angular crítica $(KR)_c$ de un edificio depende únicamente de la distribución de las cargas verticales y de su altura sobre la base del edificio, y es independiente de su rigidez.

La impedancia de la cimentación a la rotación depende de las propiedades del suelo, la distribución, número y características de los pilotes, la conexión de estos a la base del edificio y el nivel de fuerza cortante horizontal que se presente en la base del edificio.

Cuando solo se considera el área de contacto entre el suelo y la base del edificio (ref 5) se sobrestima el valor de la impedancia angular de la cimentación, en un orden de la magnitud.

Pruebas de vibración ambiental, aunadas al desarrollo de buenos modelos matemáticos de la super y subestructura del edificio, permiten identificar con facilidad la impedancia de la cimentación, cuando no existen solicitaciones laterales en la estructura durante la medición.

Las frecuencias naturales de la estructura son altamente dependientes de las características de impedancia angular de la cimentación, y del nivel de carga que soporta.

La evidencia mostrada en este trabajo indicó que el factor de seguridad contra volteo debe ser necesariamente mayor a 1.7, según el sistema de cálculo que se desarrolló durante esta investigación, a fin de evitar la inestabilidad de una estructura.

10. RECONOCIMIENTO

La valiosa colaboración de Ricardo González Alcorta, técnico

académico del Instituto de Ingeniería, en el manejo de información numérica y su trabajo durante las pruebas de campo, contribuyó de manera significativa a la terminación de este trabajo.

Los trabajos de investigación de Gabriel Hernández Hernández y Jorge Arboleda Villagómez, aportaron pruebas de corroboración a los desarrollos emprendidos en este trabajo.

Raúl Maldonado Alanís, técnico de instrumentación del Instituto de Ingeniería, se encargó de la buena operación del sistema experimental de medición.

Alfonso Gutiérrez y el departamento de dibujo del Instituto de Ingeniería realizaron las figuras de este escrito.

11. REFERENCIAS

1. Gregory, M: "Elastic Instability". SPON's Civil Engineering Series, Londres. 1967. Capítulo 3
2. Rodríguez Cuevas, N.: "Estabilidad de estructuras esbeltas". XII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. Querétaro, Qro. 198, pp
3. Timoshenko, S: "Theory of Elastic Stability". McGraw Hill, Nueva York 1936
4. Belluzzi, O: "Scienza delle Costruzione". Nicola Zanichelli Editore. Bollogna, 1955

6. Richart, FE; Hall, JR y Woods, RD.: "Vibrations of Soil and Foundations". Prentice Hall International Series. Englewood Cliffs, NJ, 1970
7. Poulos, HG y Davis, EH.: "Pile Foundation Analysis and Design". John Wiley, Nueva York, 1980
8. Rodríguez Cuevas, N.: "Análisis experimental de vibraciones en edificios". V Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. Veracruz, Ver. Mayo 1986, pp B8-01 a B8-11
9. Rodríguez Cuevas, N.: "Análisis experimental de vibraciones de edificios". Presentado al Departamento del Distrito Federal. Informe final. Instituto de Ingeniería, UNAM. Enero de 1987
10. Masaki, K.: Comunicación personal. México, 1987.

APENDICE

Tablas y figuras que se mencionan en el texto.

TABLA 1. CARACTERISTICAS DE LOS EDIFICIOS OBJETO DE ESTA INVESTIGACION

Edificio	No. niveles	No. pilotes	Altura (m)	Esbeltez H/B	P _{eq} /W (%)	Periodo de vibración del 1er modo(s)				Tipo de estructura
						Flexión X	Flexión Y	Torsión	Bamboleo	
A	11	144	37.4	2.25	57	1.56	2.08	0.53	0.35	2
AD	13	75	45.0	1.42	52	2.50	2.50	0.63	0.44	1
B	13	49	42.9	3.66	54	1.14	1.67	0.69	0.42	1
E	9	26	23.4	2.44	56	0.77	1.14	---	0.28	2
G	10	47	30.05	2.21	57	0.93	1.14	0.66	0.38	1
O	8	61	23.0	1.74	58	0.78	1.14	0.63	0.52	2
T ₁	9	21	24.5	2.54	49	0.89	1.56	0.54	0.34	3
T ₂	9	21	24.5	2.54	48	1.14	0.69	0.36	0.50	4
Z	10	22	27.0	1.96	48	----	----	----	----	2

H altura total del edificio
 B ancho mínimo de la base
 P_{eq} carga equivalente definida en (33)
 W peso total del edificio

Tipos de estructura

1. Estructura de concreto reforzado con muros sísmicos
2. Estructura de concreto reforzado
3. Planta baja dúctil y muros de tabique en niveles superiores
4. Macromarcos de concreto reforzado

TABLA 2. MODELOS MATEMATICOS PROPUESTOS PARA CALCULAR RIGIDECEES CIMENTACIONES APOYADAS EN PILOTES DE FRICCION

Rigidez	NORMAS DEL DISTRITO FEDERAL		Mecánica de continuos	
	Tipo	Valores propuestos	Tipo	Valores propuestos
Lineal	Horizontal	$D \leq 1m$ $6.7 G_s R_{x1}$ $D \leq 3m$ $6.3 G_s R_{x1}$	Horizontal	$\frac{LE_s}{R_{r2} I_H}$
	Vertical	$D \leq 1m$ $16.2 G_s R_{x1}$ $D \leq 3m$ $24.0 G_s R_{x1}$	Vertical	$R_{r2} LE_s$
Angular	Ejes x ó y	$D \leq 1m$ $7.3 G_s R_{r1}^3$ $D \geq 3m$ $10.9 G_s R_{r1}^3$	Ejes x ó y	$R \frac{E_s d^3}{I_p} - NL(R_{r2} H + \frac{E_s L}{I_{\theta M}})$
Torsional	Eje vertical	No se propone ningún valor	Eje vertical	$(CTX + CTY) \frac{LE_s}{I_H} + CTT $

D profundidad de desplante
 G módulo de rigidez al cortante del suelo en condiciones dinámicas
 E_s módulo de rigidez a compresión simple del suelo, en prueba estática
 L longitud de los pilotes
 d diámetro de los pilotes
 N número de pilotes
 H fuerza horizontal

R_{x1} cantidad dependiente del área RDF
 R_{r1} cantidad dependiente del área RDF
 R_{r2} coeficiente de rigidez lineal
 R coeficiente de rigidez angular
 CTX, CTY, CTT coeficiente de rigidez torsional
 $I_H, I_p, I_{\theta M}$ coeficientes adimensionales

TABLA 3. COMPORTAMIENTO DE LOS EDIFICIOS Y DAÑO CAUSADO POR LOS SISMOS DE SEPTIEMBRE DE 1985

Edificio	Periodo medido			Daño observado después de los sismos
	Periodo con base empotrada			
	Flexión X	Flexión Y	Torsión	
A	1.73	1.37	0.42	Se observó daño en losas de vigueta y bovedilla. Los nudos de la estructura presentaron daño severo. Daño severo en elementos no estructurales
AD	1.33	1.0	----	Daño en entrepiso reticular cerca de capiteles. Ligera rotación de la base. Daño en un muro sísmico
B	1.90	1.45	----	Daño ligero en la estructura. Rotación importante de la base al hundirse una esquina
E	0.99	0.98	----	Daño en muros de tabique. La estructura no experimentó daño. No se observó rotación de la base
G	1.57	1.43	1.29	Estructura de concreto intacta. Giró apreciablemente, hasta apoyarse en una construcción vecina
O	1.42	1.37	1.61	Daño ligero en una columna por irregularidad en la estructuración
T ₁	2.28	1.79	0.83	Planta baja intacta. Pisos superiores con daño severo por carecer de estructura. No se detectó rotación de la base
T ₂	2.71	1.35	0.92	Es el mismo edificio anterior reforzado con macromarcos en la dirección flexible. Se modificó la estructuración
Z	----	----	----	Estructura de concreto relativamente intacta, pero se dañó al chocar con el suelo por el colapso total.

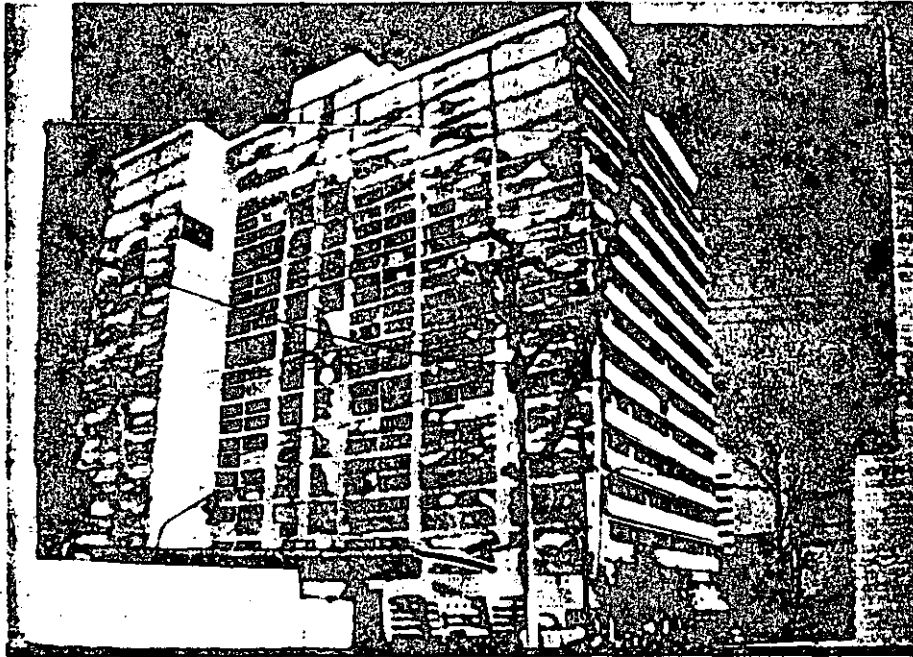
TABLA 4. RIGIDECES ANGULARES DE LA CIMENTACION Y FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA VOLTEO DE EDIFICIOS CON SIGNOS DE INESTABILIDAD

Edificio	RIGIDEZ ANGULAR MENOR 10 ⁵ ton-m/radian			RIGIDEZ ANGULAR CRITICA 10 ⁵ ton-m/radian	FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA VOLTEO		
	Debida a pilotes	Apoyo con suelo*	Medida**		Solo por pilotes	Apoyo to- da área*	De medición**
B	1.90	27.0	55.0	0.732	2.60	36.9	75.14
G	0.89	43.2	131	0.471	1.89	91.7	194.89
T ₁	2.72	164	5.67	0.158	17.22	161.6	605.51
Z	0.309	20.6	0	0.193	1.60	106.7	0

Las mediciones se efectuaron durante 1986. Se atribuye una rigidez nula al edificio Z por haber experimentado colapso total durante los sismos de 1985.

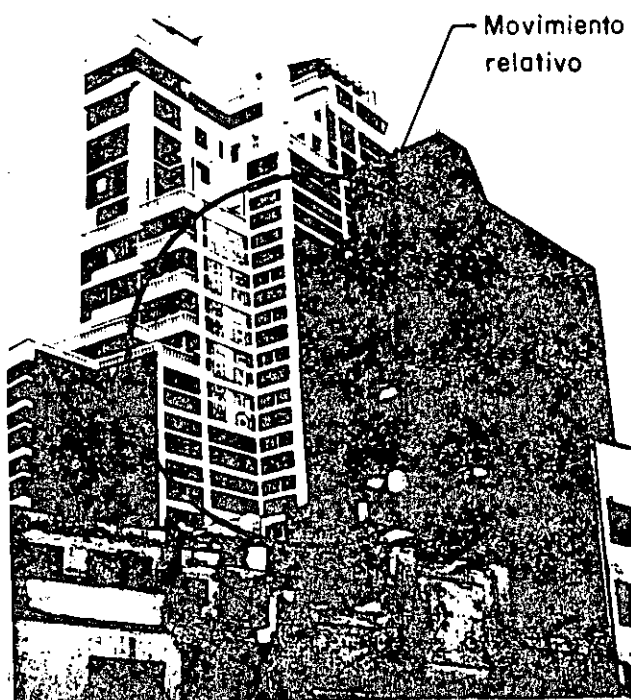
*obtenida con el modelo RDF con $v_s = 70$ m/seg

**la cimentación se modeló con el modelo del RDF

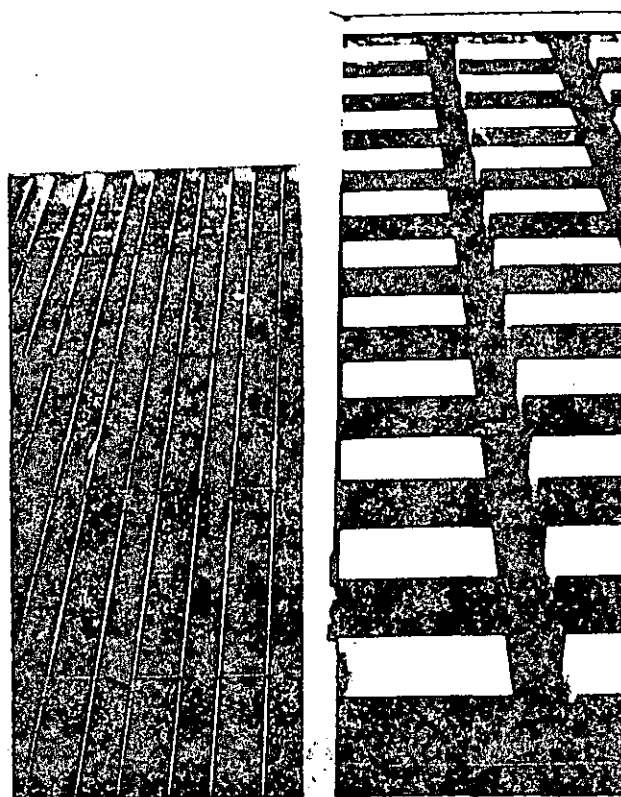


- a) Se notó un hundimiento relativo de 13.2 cm en la esquina SW, respecto a la NE
- b) El edificio experimentó daño severo en los niveles 11 a 14
- c) Los muros de concreto en zona de elevadores se dañaron en el nivel 2
- d) Los muros de lindero experimentaron daño severo

Fig 1 Edificio inestable, cimentado sobre pilotes de fricción (SA) dañado durante los sismos de 1985

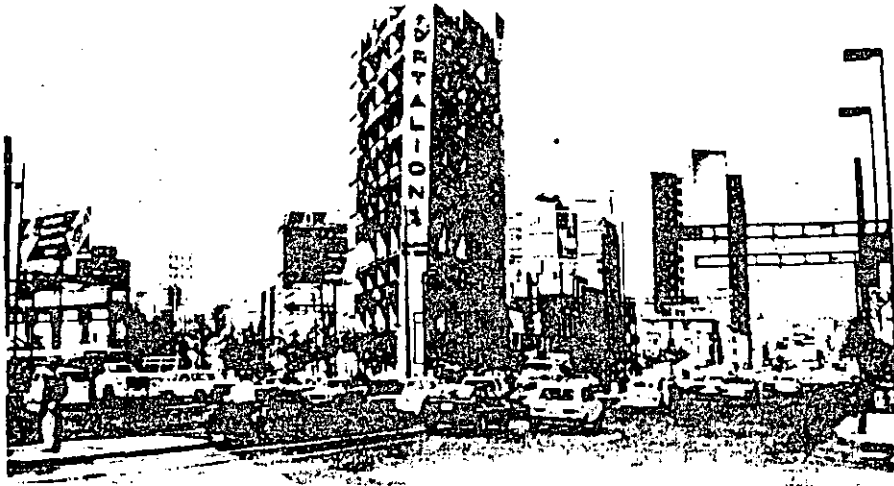


a) Vista desde el suroeste

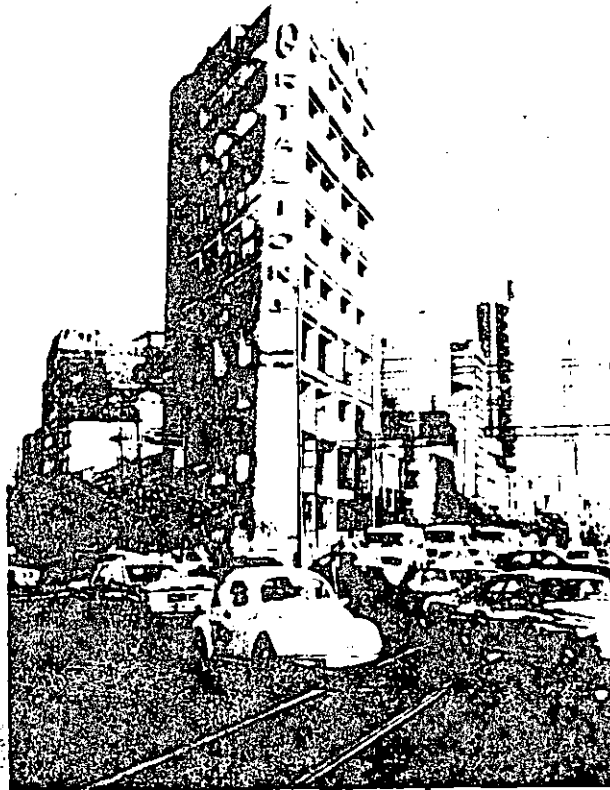


b) Vista desde el este

Fig 2 Separación de edificios provocada por el efecto de hundimiento relativo de sus bases durante los sismos de 1985

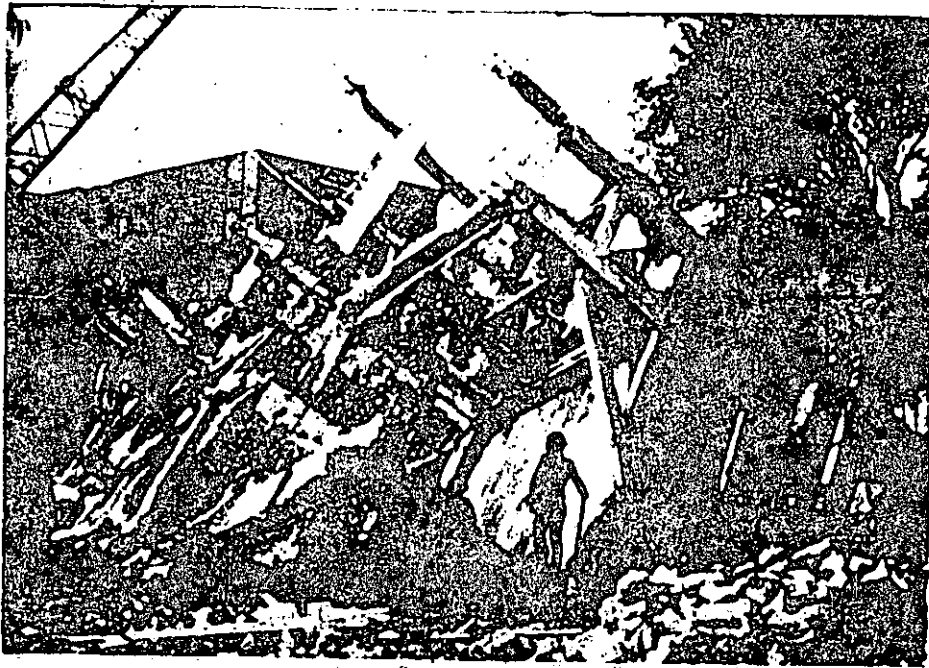


a) Vista desde el sureste

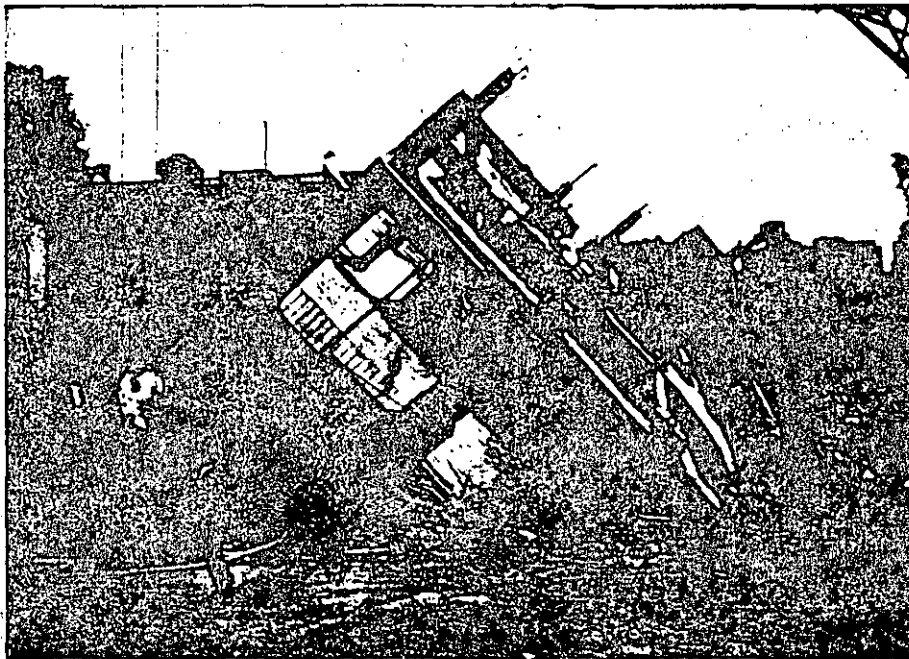


b) Acercamiento para mostrar detalles del movimiento

Fig 3 Edificio desplomado por movimiento de su base durante los sismos de 1985

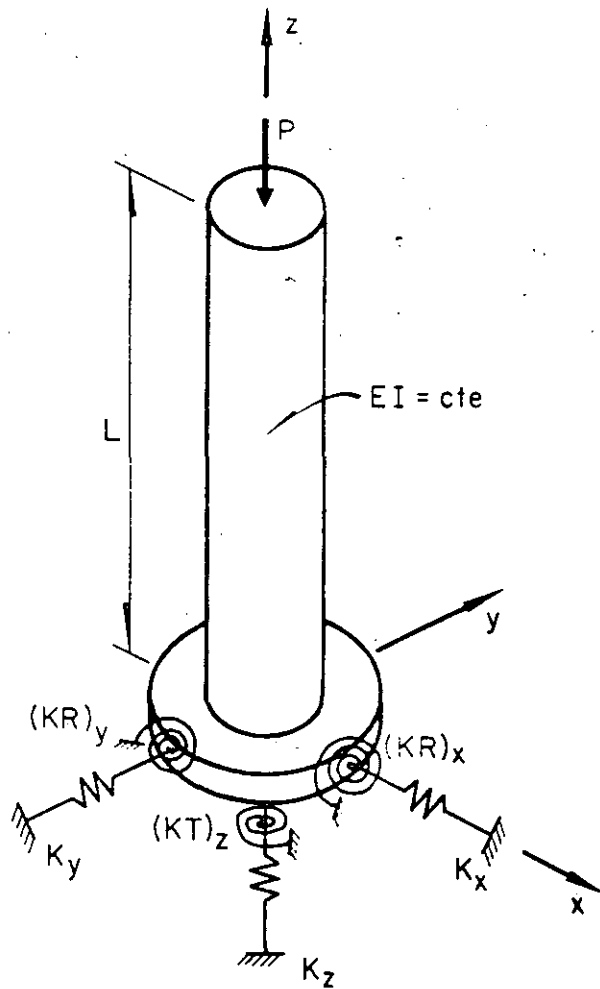


a) Vista desde el suroeste



b). Vista desde el norte. Se observa la gran rotación de la base

Fig 4 Edificio Z después del colapso originado por la perturbación sísmica de septiembre de 1985



Ecuación característica, en el plano xz

$$\left[-\frac{K_x}{(EI)_y} \frac{u^6}{L^6} \right] \operatorname{sen} u + \left[\frac{K_x}{(EI)_y} \frac{(KR)_y}{(EI)_y} \frac{u^5}{L^5} \right] \cos u = 0$$

$$\text{siendo } u = \frac{L}{J} = L \sqrt{\frac{P}{(EI)_y}}$$

Simplificando

$$\frac{L}{J} \tan \frac{L}{J} = \frac{(KR)_y L}{(EI)_y}$$

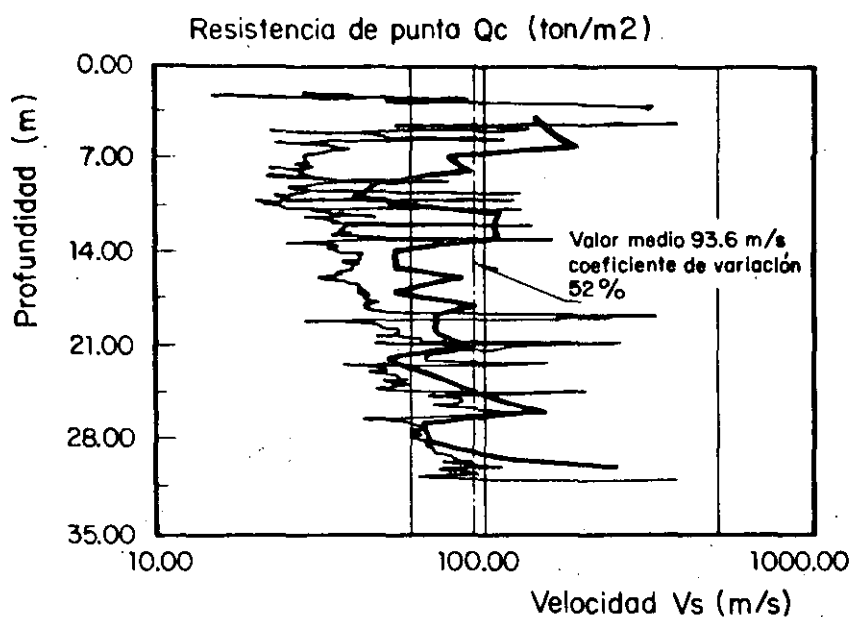
Por tanto, el valor crítico de la rigidez angular $(KR)_y$ será

$$\left[(KR)_y \right]_{\text{crit}} = \sqrt{P(EI)_y} \tan \sqrt{\frac{PL^2}{(EI)_y}}$$

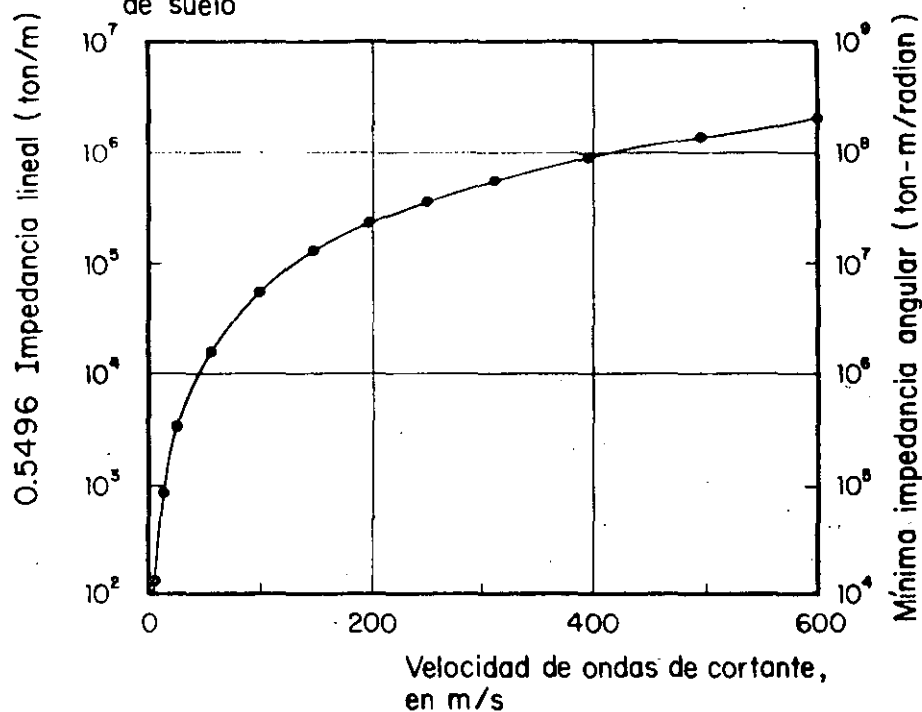
Por un planteamiento similar, en el plano yz

$$\left[(KR)_x \right]_{\text{crit}} = \sqrt{P(EI)_x} \tan \sqrt{\frac{PL^2}{(EI)_x}}$$

Fig. 5 Valores críticos de las rigideces angulares de los resortes que estabilizan una estructura esbelta.

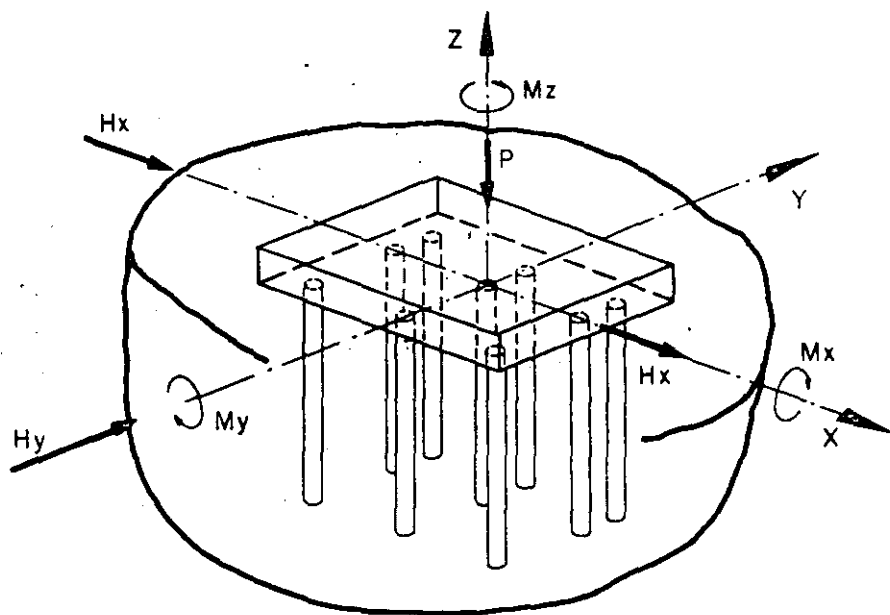


a) Distribución de velocidades de las ondas en la masa de suelo

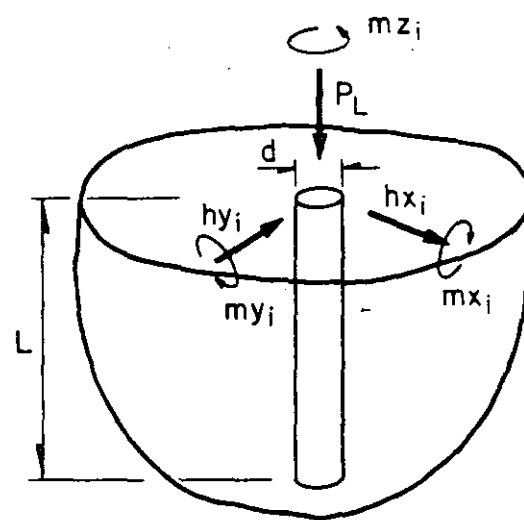


b) Variación de impedancias con la velocidad de ondas en el suelo

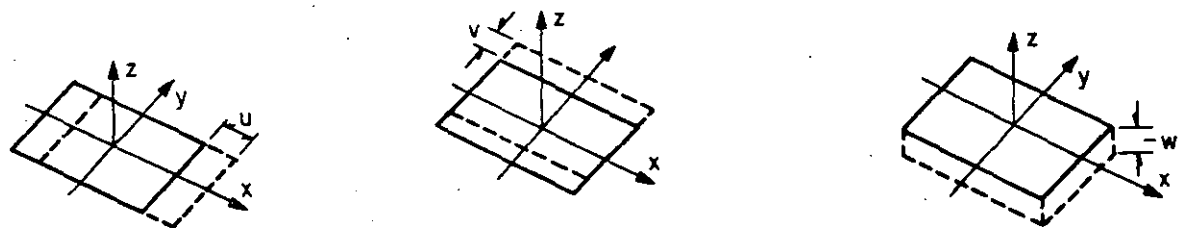
Fig 6 Influencia del perfil de velocidades en las impedancias de la cimentación de un edificio en la zona del lago



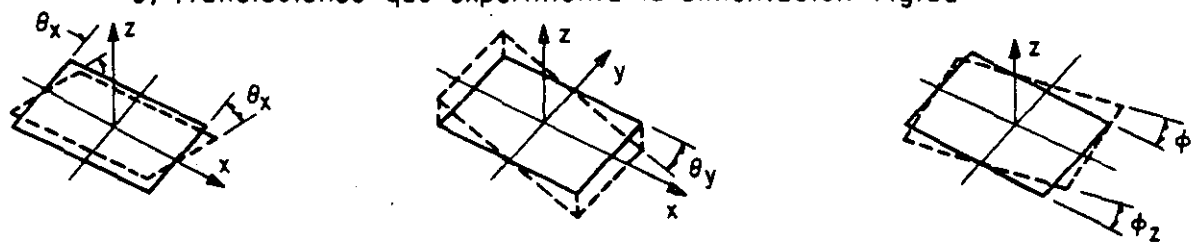
a) Elementos mecánicos que actúan sobre la cimentación rígida



b) Elementos mecánicos que actúan sobre cada pilote



c) Translaciones que experimenta la cimentación rígida



d) Rotaciones que se provocan en la cimentación

Fig 7 Acciones que provoca en una cimentación sobre pilotes de fricción, una estructura esbelta sometida a una perturbación

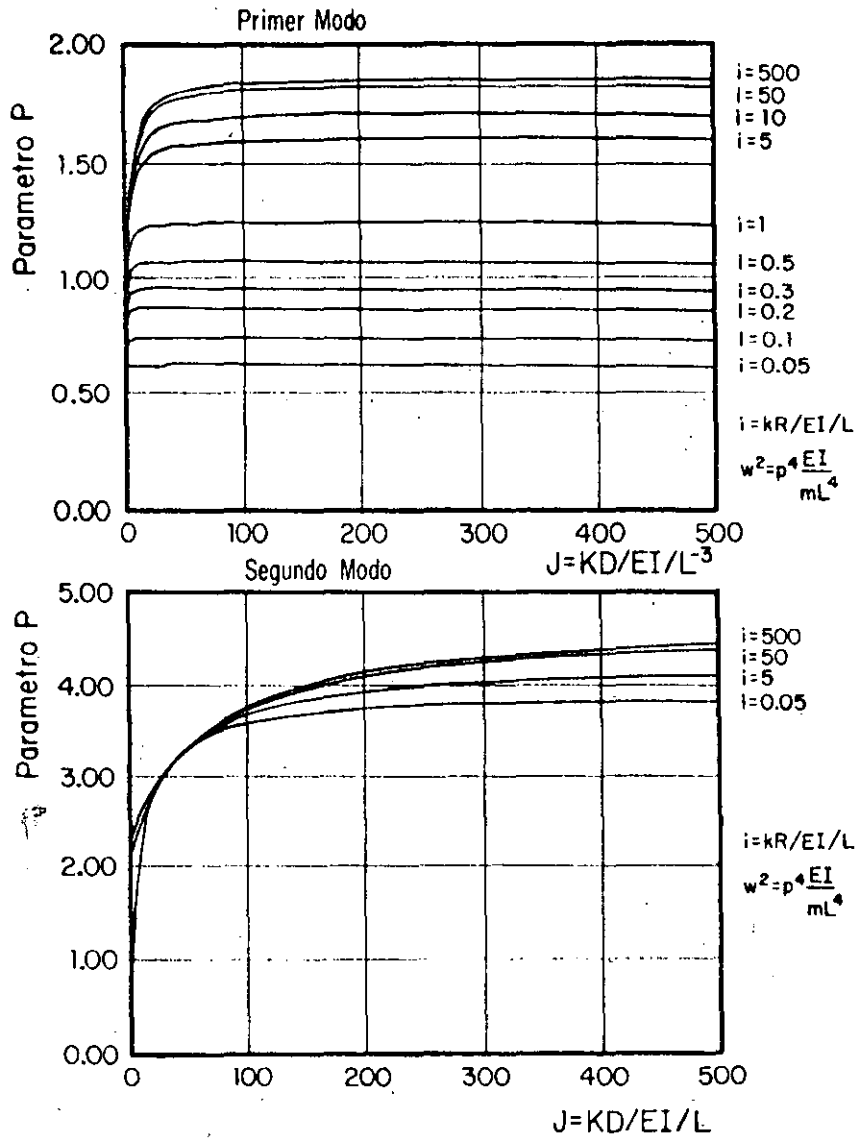
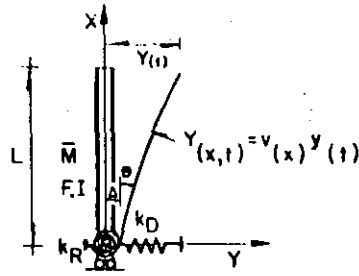


Fig 8 Cambio en la frecuencia de los modos de vibrar de una estructura apollada en resortes

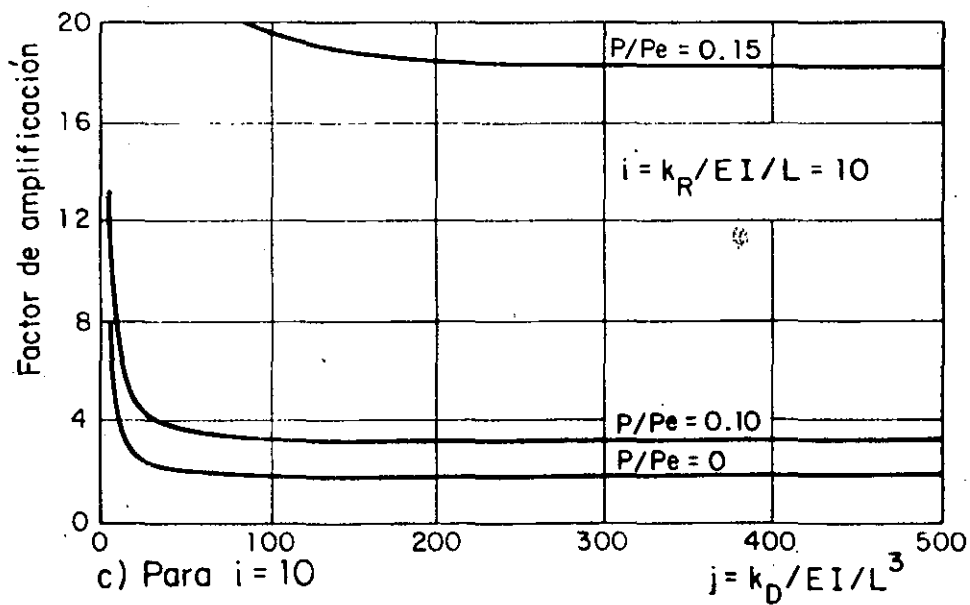
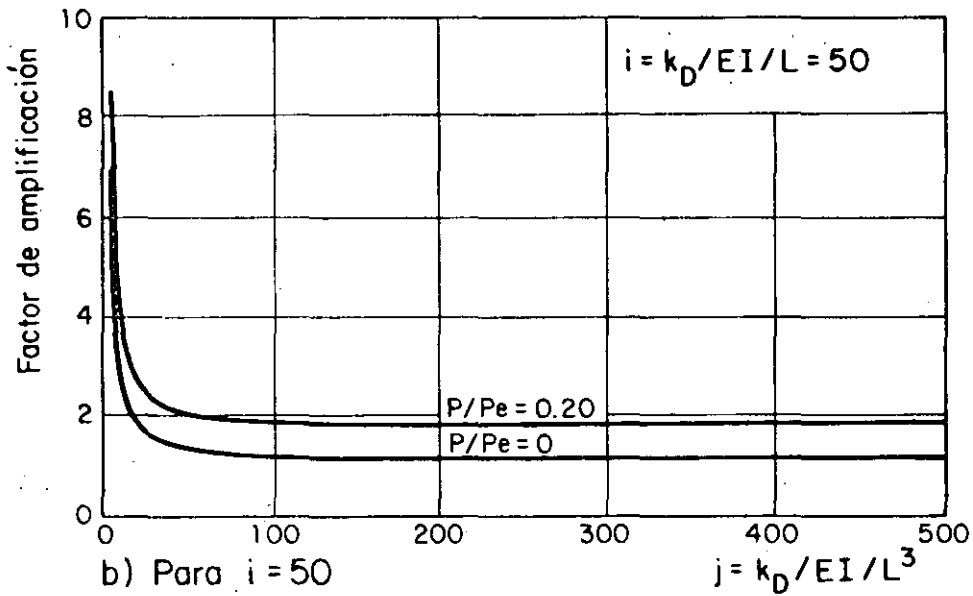
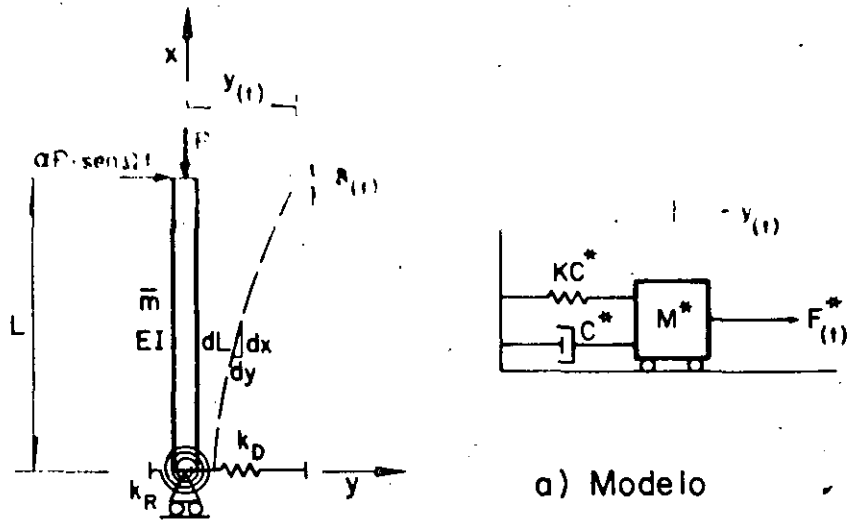
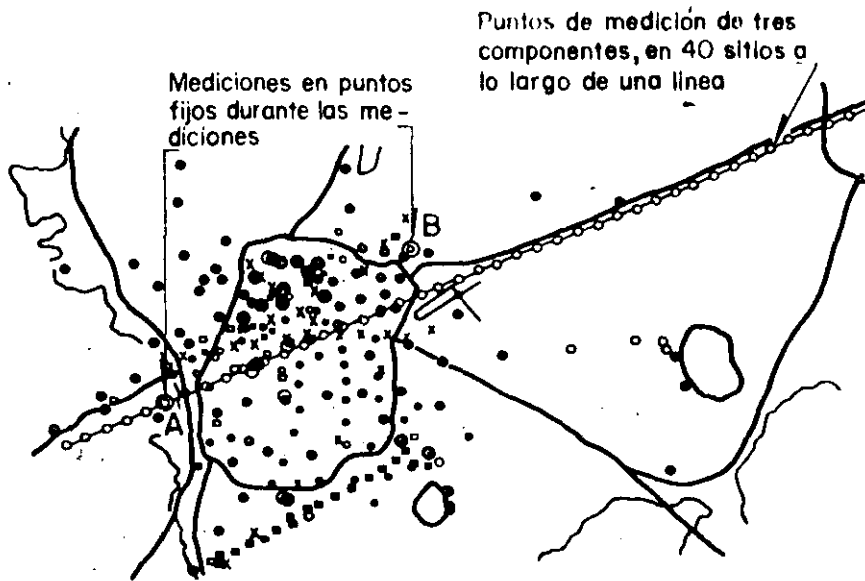
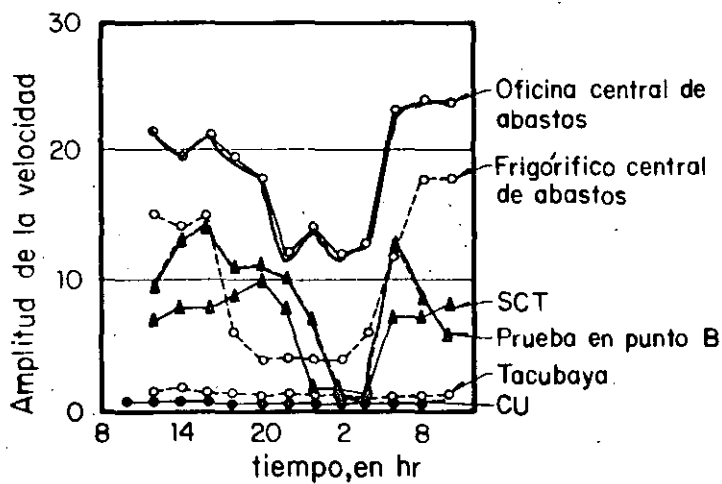


Fig 9 Influencia de la carga axial, de la rigidez de la estructura y del suelo en la amplificación dinámica de respuesta

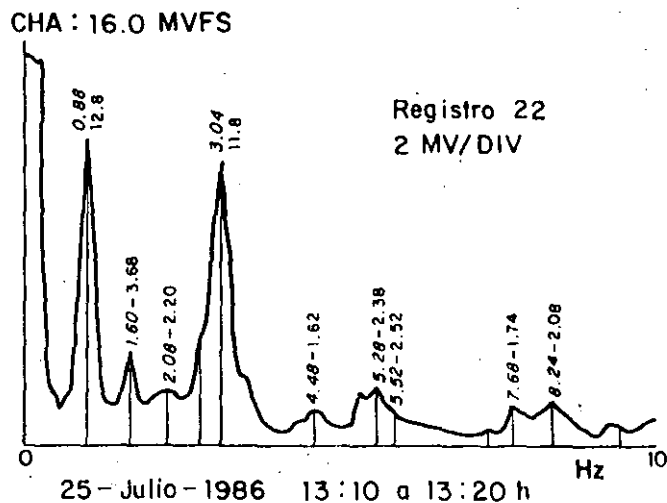
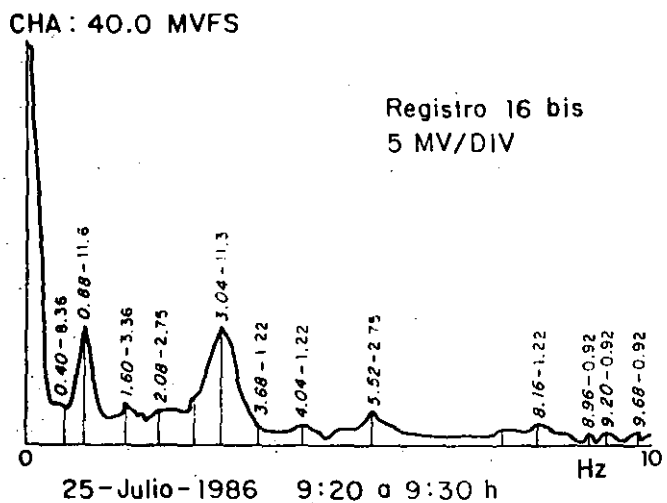
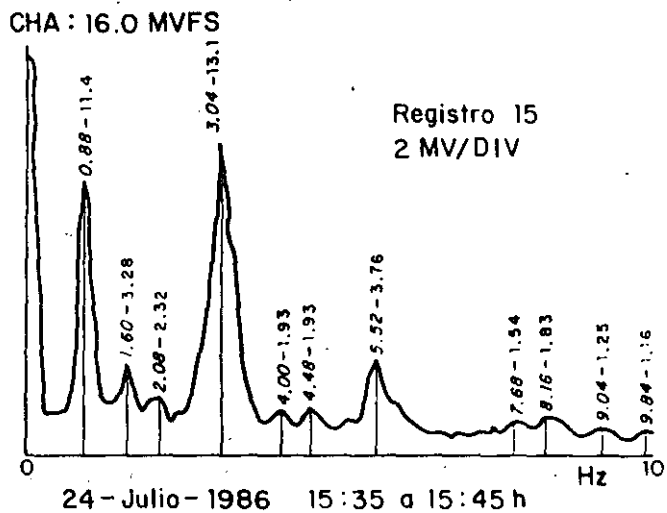
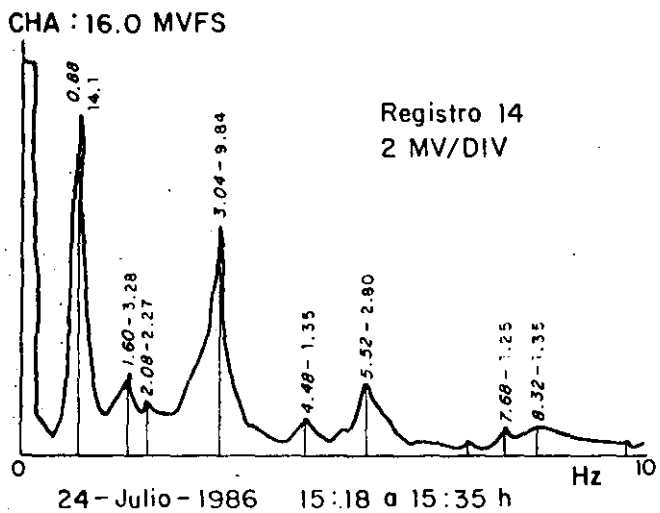
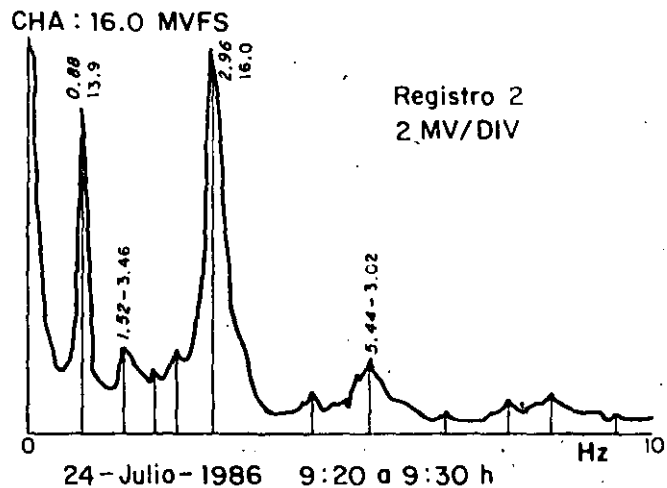
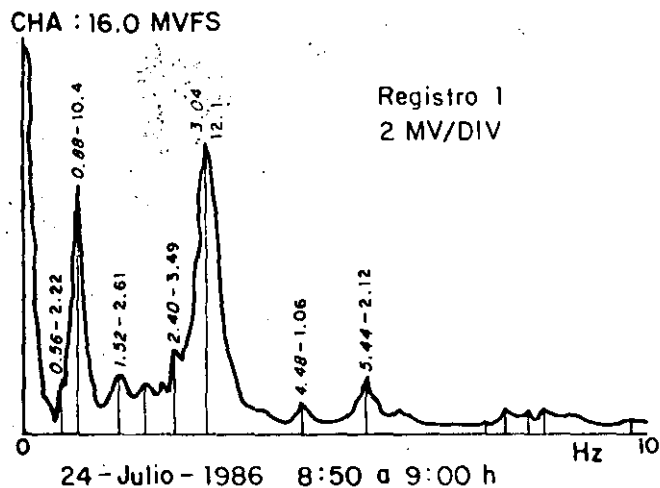


a) Mediciones realizadas en una línea que atraviesa el centro del Lago de Texcoco



b) Cambio en amplitud de velocidad de ondas en la superficie en distintos puntos de medición

Fig 10 Resultado de mediciones de velocidad superficial en el Valle de México



Acelerómetro blanco en azotea.
32 eventos

Fig 11 Espectros de aceleración en la azotea;(edificio Oaxaca)obtenidos en diversas horas del día, dirección E :

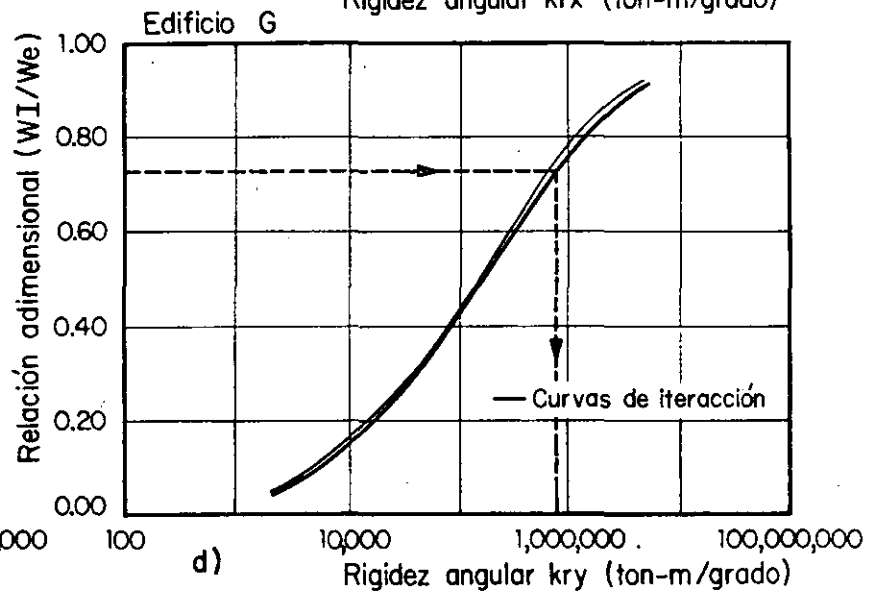
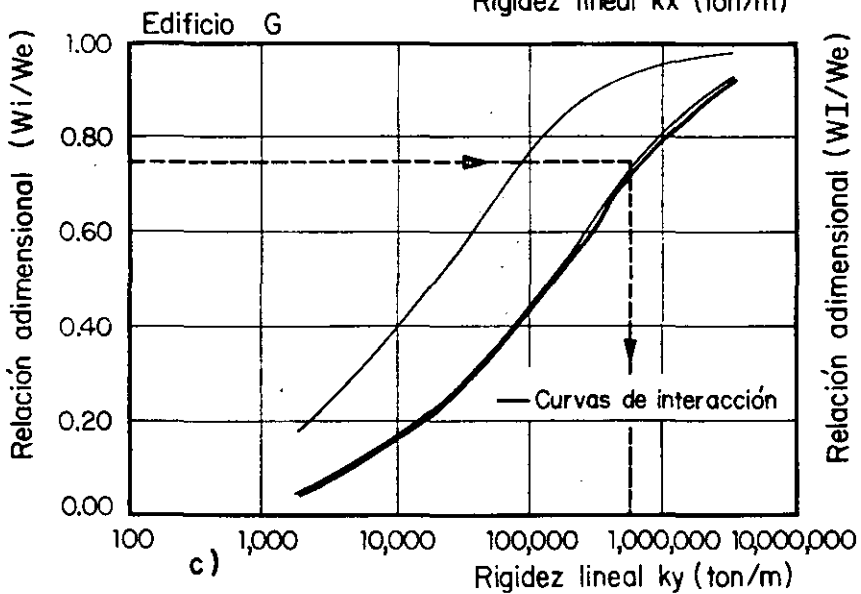
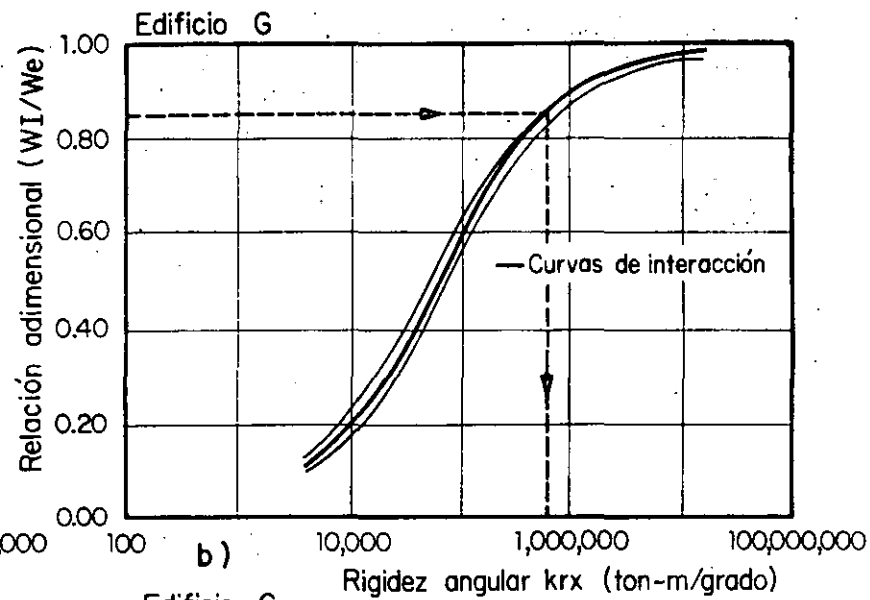
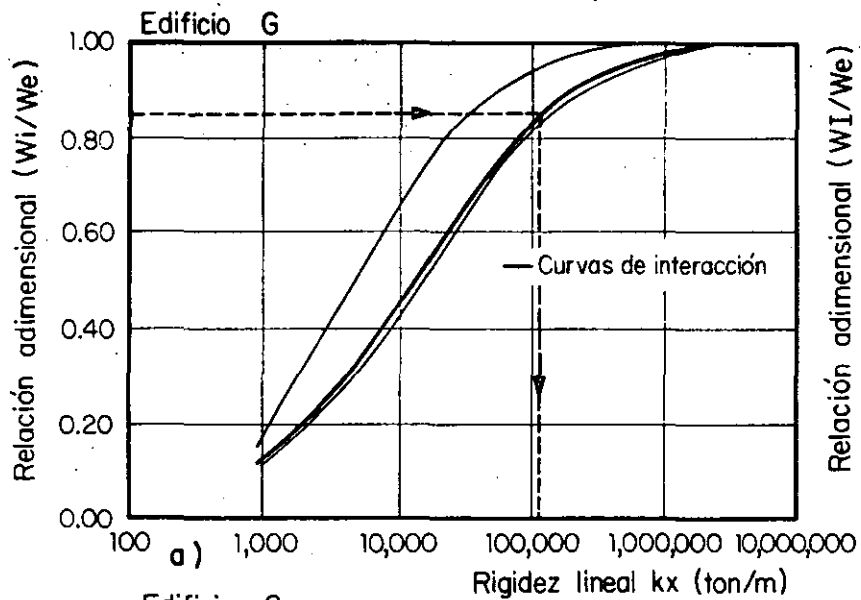


Fig 12 Curvas de interacción e impedancia en un edificio de la ciudad de México

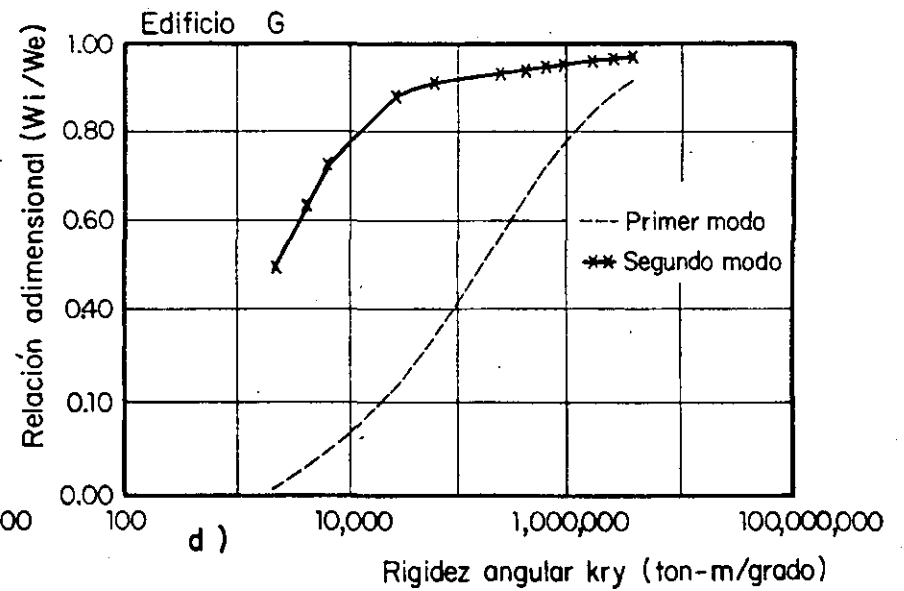
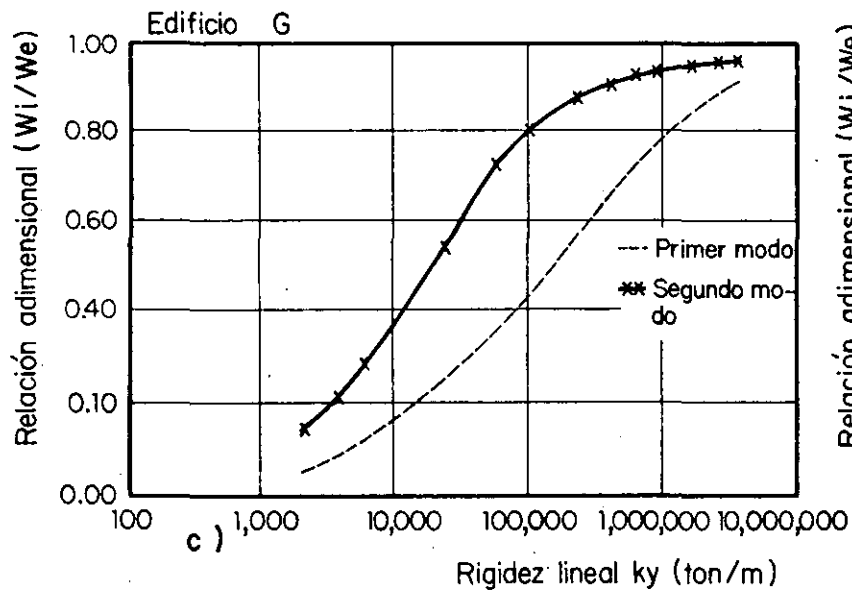
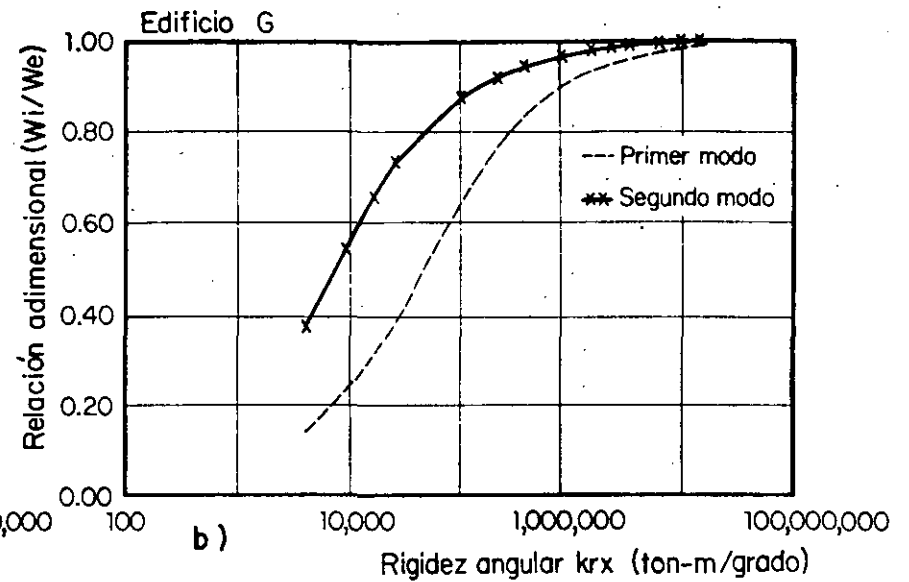
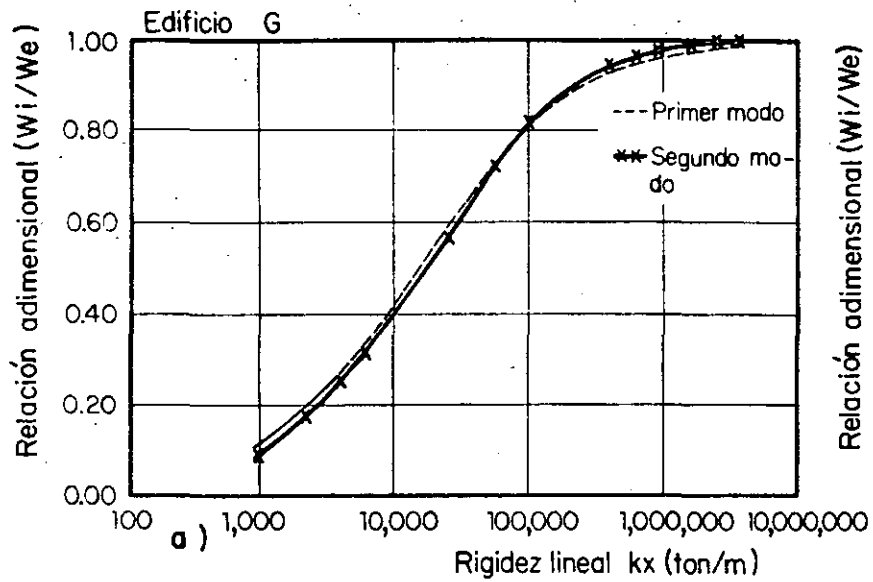
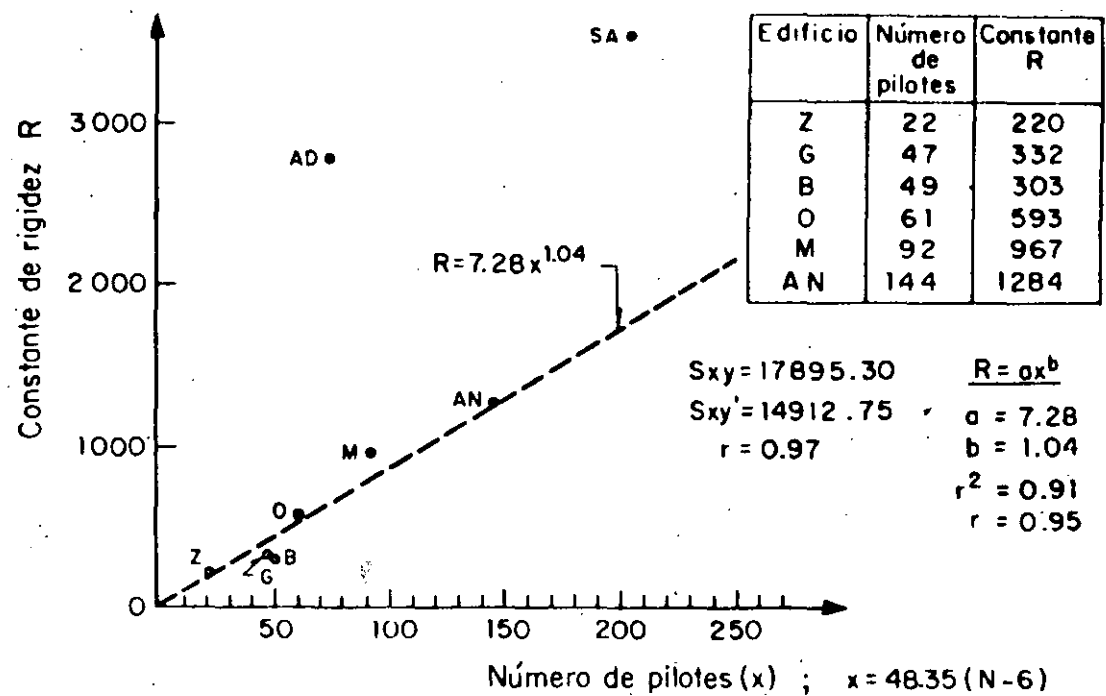
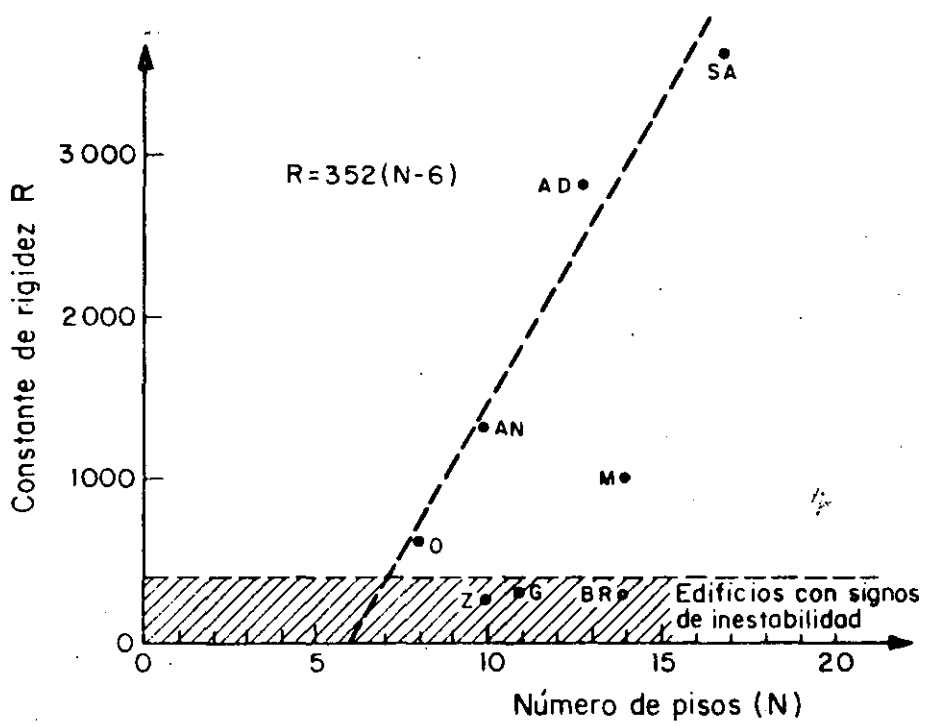


Fig 13 Efecto de la impedancia en la relación de frecuencia de dos modos, y aquella que se obtiene al impedir el movimiento

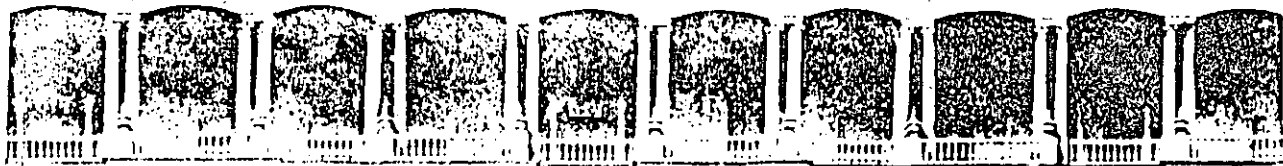


a) Relación entre número de pilotes y coeficiente de rigidez R



b) Relación entre número de pisos y coeficiente de rigidez R

Fig 14 Resultados obtenidos del estudio de cimentaciones



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

XX CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

**MODULO IV
DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES**

INTERACCION SUELO - ESTRUCTURA

M. EN I. NEFTALI RODRIGUEZ QUEVA

INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

Neftalí Rodríguez Cuevas

Introducción histórica

La acción de sismos o viento introduce fenómenos interesantes de interacción entre la losa de apoyo de estructuras sobre el suelo y los estratos que forman el subsuelo.

Se considera como aspecto fundamental en este fenómeno el poder describir el movimiento, la rigidez y los esfuerzos de contacto, como los aspectos más sobresalientes, cuando ondas de diversos tipos actúan contra la base de un edificio.

Cuando se trata de interacción por la existencia de una losa de contacto, el problema se puede plantear como el de un cuerpo rígido que actúa en la frontera de un semiespacio viscoelástico; para simplificar la búsqueda, se establecen seis grados de libertad a la base rígida, consistentes en tres posibles desplazamientos a lo largo de tres ejes ortogonales colocados en la base y las rotaciones alrededor de dichos ejes.

Estos movimientos han sido ya estudiados por diversos investigadores, al considerar variación armónica en el tiempo. En la ref 1 se hace una presentación del trabajo realizado hasta 1968 por diversos autores, que Richart y coautores resumen en un libro.

Se puede clasificar a los estudios realizados en tres grandes

grupos:

10. En este grupo la respuesta se obtiene al considerar que la distribución de presiones entre el suelo y la cimentación proviene de consideraciones estáticas, sin considerar efectos dinámicos.

Dentro de este grupo de trabajos cabe destacar las aportaciones de Reissner (ref 2 y 3), Reissner y Sagoci (ref 4), Quinlan (ref 5) y Sung (ref 6) quienes estudiaron analíticamente el efecto de vibraciones verticales y torsionales, mientras que Arnold y coautores (ref 7) y Bycroft (ref 8), estudiaron el balanceo y desplazamientos laterales de una cimentación circular rígida.

20. En este grupo, la respuesta se obtiene por planteamientos analíticos-numéricos que resuelven el problema completo de valores de frontera mixtos, mediante la reducción de las ecuaciones que gobiernan el movimiento a ecuaciones no homogéneas, del tipo de integrales de Fredholm. Por medio de este enfoque, las rigideces dinámicas, o las flexibilidades de la cimentación, se pueden obtener en forma completa, como función de la frecuencia. En este grupo de estudios se pueden mencionar a Collins (ref 9) quien trata los efectos torsionales; Robertson (ref 10) quien trata los movimientos verticales y Gladwell (ref 11) quien estudia oscilaciones laterales y de rotación de la base. Veletsos y Wei (ref 12) presentaron el análisis de movimientos

acoplados de un disco rígido en desplazamientos lateral y rotación, mientras que Luco y Westman (ref 13) consideraron el efecto adicional de oscilaciones verticales y torsionales acopladas. Veletsos y Vervic (ref 14) consideraron el problema viscoelástico de un semiespacio que sostiene un disco rígido que experimenta desplazamiento lateral y rotación, tomando así en consideración los efectos de amortiguamiento por geometría y por radiación, al considerar las partes imaginarias de las rigideces complejas de las cimentaciones rígidas.

30. En este tercer grupo, se agrupan métodos aproximados de análisis de cimentaciones rígidas de cualquier forma. Lysmer (ref 15) determinó la correcta flexibilidad vertical de un disco rígido, al considerar un conjunto de anillos concéntricos uniformemente cargados. Un planteamiento similar fue presentado por Elorduy y coautores (ref 16), para oscilaciones verticales de placas rígidas de forma arbitraria, las cuales se discretizaron en un número finito de subregiones, en las cuales las fuerzas de contacto se reemplazaron por fuerzas concentradas, cuya influencia en el semiespacio se obtuvo mediante la solución de Pekeris (ref 17). Wong y Luco, (ref 18) siguieron la misma idea de discretizar a la superficie de contacto y desarrollaron una secuencia numérica más eficiente para obtener la respuesta dinámica de cimentaciones de cualquier forma, considerando que en cada subregión rectangular se presentaba una

distribución uniforme de esfuerzos de contacto, y consideraron las flexibilidades propuestas por Thomson y Kabori (ref 19) para cada rectángulo. Ellos aplicaron su método para obtener las flexibilidades vertical, horizontal y de balanceo para cimentaciones cuya planta es rectangular. Al seguir un planteamiento similar, Gaul (ref 20) logró estudiar el comportamiento dinámico de cimentaciones rígidas de cualquier forma, en un semiespacio viscoelástico.

La respuesta dinámica de cimentaciones rígidas de forma arbitraria en semiespacios elásticos fue también estudiada por Kitamura y Sakurai (ref 21 y 22) así como por Adeli y coautores (ref 23), por medio de aproximaciones eficientes similares a las expresadas por los autores de las ref 16 y 18. Una versión mejorada del método propuesto por la ref 17 ha sido elaborada por Hamidzadeh-Eraghi y Grootenius (ref 24). Se debe aquí hacer mención del trabajo desarrollado por Savidis y Richter (ref 25), quienes estudiaron el problema de interacción de dos cimentaciones rectangulares, por un método similar al propuesto por Wong y Luco (ref 18). El efecto de ondas sísmicas oblicuas a la superficie, en cimentaciones rígidas ha sido estudiado por Wong y Luco (ref 26), quienes consideraron ondas SH, SV y P y Luco y Wong (ref 27) quienes consideraron el efecto de ondas de Rayleigh. Bielak y Coronato consideraron el efecto de ondas SH y de Rayleigh en dos cimentaciones rectangulares sobre la superficie de un espacio viscoelástico (ref 28). Se ha encontrado (ref 26 y 27) que el tratamiento de ondas

sísmicas incidentes que no actúan verticalmente requiere no solo de la matriz de rigideces completa de la cimentación, sino que también es necesario conocer el movimiento de entrada a la cimentación y de aquellas ondas que excitan a modos de vibración adicionales a aquellos que se producen por ondas verticales.

Se debe mencionar que en las referencias ya mencionadas del tercer grupo, excepto la ref 26 y 27, se consideran condiciones de frontera relajadas. Se debe mencionar que Wong y Luco (ref 26) mostraron que la diferencia en respuesta de sistemas relajados y restringidos es pequeña y que de hecho es menor que la diferencia en los valores estimados por diferentes autores para el mismo problema. En dos artículos de Werner y sus coautores (ref 29) y de Luco y Wong (ref 30), en donde sintetizan los resultados de trabajos previos, ellos pueden formular y resolver el problema de definir la respuesta de puentes sobre pilas y de estructuras de edificios respectivamente, con cimentaciones superficiales de forma arbitraria, sometidos a la acción de ondas sísmicas incidentes inclinadas respecto a la vertical.

El problema de la respuesta dinámica de cimentaciones ha sido ampliamente estudiado por medio de modelos discretos. Los métodos más ampliamente usados han sido el método de elementos finitos (MEF) y el método de diferencias finitas (MDF); el primero de ellos ha sido el más popular.

En principio, el MEF se aplica a problemas de interacción

suelo-estructura de carácter lineal y parece ser bastante efectivo, ya que se puede aplicar a geometrías complejas y proporciona la solución mediante la técnica de la transformada de Fourier o por integración paso a paso. Pocos casos de cimentaciones rígidas superficiales han sido estudiados por el MEF y se pueden mencionar los trabajos de Roesset y Gonzáles (ref 31) así como de Gupta y coautores (ref 32) quienes analizaron modelos tridimensionales. La mayor parte de las aplicaciones del MEF se han hecho en cimentaciones enterradas, superficiales y flexibles en suelos heterogéneos, para lo cual el método presenta ventajas sobre otros métodos. Sin embargo, el MEF adolece del defecto de que el semiespacio tiene que ser representado por una porción del semiespacio, de dimensiones finitas. Para remediar esto se ha recurrido a un gran tamaño de la porción o mediante el uso de fronteras trasmisoras (ref 33 y 34); al uso de elementos infinitos (ref 35 y 36) o al de técnicas híbridas especiales (ref 37, 38, 39 y 40). El estudio detallado de las diferencias entre ambos métodos ha sido realizado por Hadjian y coautores (ref 41) quien favorece a los métodos del continuo y por Seed y coautores (ref 42) quien favorece al MEF.

El MDF se ha empleado en la solución de problemas dinámicos de interacción suelo-estructura (ref 43 y 44) en un número de publicaciones más restringido que aquellas que emplearon MEF, debido a las dificultades inherentes al manejo de geometrías complicadas.

Durante los últimos 18 años se ha dedicado una gran actividad al desarrollo de otra técnica numérica, el método de elementos de frontera (MEFR). Este método ha sido aplicado con éxito a una variedad de problemas en la ciencia de la Ingeniería, como lo demuestra un texto reciente de Banerjee y Butterfield (ref 45).

En la elasticidad lineal el método directo del MEFR parte de la aplicación del principio de deformaciones recíprocas de Betti y usando funciones de Green, llega a una ecuación integral que relaciona los desplazamientos con los esfuerzos a lo largo de la frontera del dominio que se estudia.

Por tanto, el MEFR parece ser el apropiado para tratar problemas de interacción suelo-estructura, especialmente en problemas tridimensionales, ya que solo discretiza en la superficie del dominio y no en su interior y toma automáticamente en consideración las condiciones de radiación debido a la existencia de funciones singulares de Green.

En lo anterior se han manejado soluciones elásticas; cuando se consideran problemas viscoelasto-dinámicos, o problemas de transitorios, han surgido tres alternativas en el MEFR: a) Obtención de soluciones a problemas estacionarios armónicos por el MEFR y el uso de síntesis de Fourier para obtener la respuesta dinámica en el dominio del tiempo (ref 46 y 47).

b) Solución del problema en el dominio de la transformada de

Laplace por el MEFR y su subsecuente inversión para obtener la respuesta en el dominio del tiempo, como se muestra en las refs 48 a 52.

- c) Formulación en el dominio del tiempo y su solución mediante MEFR e integración paso a paso (ref 53 y 54).

Manolis (ref 55) compara los tres planteamientos previos y muestra que para el mismo nivel de precisión, el MEFR en el dominio del tiempo es la solución más costosa, pero la que proporciona mejores resultados en el inicio del movimiento y establece la base para la posible extensión del método para la solución de problemas no-lineales.

Domínguez (ref 56) fue el primero que obtuvo solución a problemas de cimentaciones, tanto bidimensionales como tridimensionales de planta rectangular, tanto en la superficie o con nivel de desplante bajo la superficie del semiespacio, al obtener, en el dominio de las frecuencias, las rigideces dinámicas de las cimentaciones.

Apsel (ref 57), al usar el MEFR indirecto en el dominio de las frecuencias, obtuvo las rigideces dinámicas de cimentaciones cilíndricas dentro de un semi-espacio viscoelástico uniforme, o con estratificaciones. Recientemente Ottenstreuer y Schmid (ref 58) siguieron el planteamiento de Domínguez (ref 56) y estudiaron el problema de interacción entre dos cimentaciones rectangulares rígidas.

En páginas anteriores se ha intentado resumir los diversos métodos que han sido empleados para estudiar el comportamiento dinámico de cimentaciones rígidas en semiespacios, dentro del dominio de las frecuencias. Ello implica una limitación importante, ya que evita la extensión de dichos métodos a aplicaciones a problemas de carácter no-lineal.

Sin embargo, existen ya estudios de la respuesta dinámica de cimentaciones rígidas sin masa, de cualquier forma, que descansan en un semiespacio elástico, mediante análisis en el dominio del tiempo, recurriendo al MEFR, tomando ventaja del método para calcular directamente la respuesta dinámica y simultáneamente estableciendo bases firmes para la extensión del método a problemas de carácter no-lineal.

Existen estudios en los cuales se ha considerado la existencia de fuerzas externas, así como de ondas sísmicas incidentes inclinadas respecto a la superficie de un semiespacio como perturbaciones dinámicas, para definir los movimientos verticales, horizontales de rotación y de balanceo de las estructuras.

Underwood y Geers (ref 59) han generado ya un MEFR doblemente asintótico, que permite obtener solución a problemas bidimensionales de interacción suelo-estructura; su método es un MEFR estático mediante el cual definen a la matriz de rigideces del suelo que permitan su uso en la ecuación estándar para MEF dinámico de la estructura.

El trabajo de Veletsos y Verbic (ref 60) probablemente representa el primer esfuerzo para encontrar la formulación en el dominio del tiempo, del problema de interacción suelo-estructura, aunque el trabajo se limita a estudiar cimentaciones circulares y usa funciones de respuesta impulsivas en una formulación de convolución con lo que establece las bases para extender el método a casos de suelos no lineales.

Karabalis y Beskos (ref 61) extienden el método a cimentaciones de forma arbitraria. Su método reduce las dimensiones del problema y toma automáticamente en consideración los efectos de radiación, eliminando la necesidad de frontera no reflejantes comunmente usadas en el MEF o en MDF.

Finalmente cabe mencionar el tratamiento de problemas de interacción suelo-estructura mediante el MEF en conjunción con resortes independientes de la frecuencia y amortiguadores para representar la rigidez del suelo. El procedimiento permite la formulación en el dominio del tiempo, tal como se menciona en las refs 1, 62 y 63. Sin embargo, este procedimiento, que representa ventajas de economía y conveniencia, resulta ser un procedimiento aproximado, generalmente restringido a problemas bidimensionales, que requiere un amplio juicio ingenieril para seleccionar a los resortes y a los amortiguadores apropiados para una buena solución.

En el campo de las cimentaciones profundas ha existido un amplio trabajo de investigación por diversos autores.

Se pueden mencionar las aportaciones originales presentadas por Novak (ref 63 y 64) así como las aportaciones de Poulos y Davis (ref 65), quienes mediante el manejo de la solución de Mindlin a problemas de semi-espacios, resuelven el problema de grupos de pilotes con diversas configuraciones, sometidos a movimientos horizontales, verticales, de rotación y torsión, mediante enfoques de carácter estático. Así mismo los estudios de Benarjee y Butterfield (ref 66) sientan las bases para estudiar problemas viscoelásticos en grupos de pilotes.

En nuestro medio, existen algunos trabajos de Rodríguez Cuevas (ref 67 y 68) en los que mediante simplificaciones que reducen el tiempo de máquina, se logra calcular las constantes de rigidez y establecer las bases para poder estudiar las condiciones de estabilidad de estructuras esbeltas, desplantadas sobre grupos de pilotes de fricción.

En la versión en estudio del Reglamento de Construcciones, se establecen algunas consideraciones simplistas para considerar los efectos de rotación de la base de estructuras sobre pilotes de fricción, asociándolos a bases rígidas sobre semiestratos, sin considerar la presencia de pilotes, pero alterando los coeficientes que aparecen en la literatura.

Es de notar el trabajo realizado por Wolf (ref 69), quien en su libro presenta un resumen importante de procedimientos desarrollados en Europa para considerar los efectos de interacción suelo-estructura.

Referencias

1. Richart, FE; Hall, JR y Woods, RD: "Vibrations of Soils and Foundations". Prentice Hall, New Jersey, 1970
2. Reissner, E: "Stationäre axialsymmetrische durch eine schüttelnde Masse erregte Schwingungen eines homogen elastischen Halbraumes". Ing Arch, 7, 1936, pp 331-396
3. Reissner, E: "Freie und erzwungene Torsionsschwingungen des elastischen Halbraumes". Ing Arch, 8, 1937 pp 229-245
4. Reissner, E y Sagoci, HF: "Forced torsional oscillations of an elastic halfspace". Journal Applied Physics, 15, 1944 pp 652-652
5. Quinlan, PM: "The elastic theory of soil dynamics". Sym. on Dynamic Testing of Soils ASTM, STP No 156, 1954, pp 3-34
6. Sung, T Y: "Vibrations of semi-infinite solids due to periodic surface loadings" Sym. on Dynamic Testing of Soils, ASTM, STP No 156, 1954, pp 35-64
7. Arnold, RM; Bycroft, GN y Warburton, GB: "Forced vibrations of a body on an infinite elastic solid". Jour. of applied Mechanics, ASME, 22, 1955, pp 397-400
8. Bycroft GN: "Forced vibrations of a circular rigid plate on a semi-infinite elastic space and on an elastic stratum" Philosophical Trans Royal Soc. Londres, A 248, 1956, pp 327-

368

9. Collins, WD: "The forced torsional oscillations of an elastic half-space and an elastic stratum": Proc. London Math, Soc, 12, 1962, pp 226-244
10. Robertson, IA: "Forced vertical vibration of a rigid circular disc on a semi-infinite elastic solid". Proc Cambridge Phil Soc, 62, 1966, pp 547-553
11. Gladwell, GML: "Forced tangential and rotatory vibration of a rigid circular disc on a semi-infinite solid", International Jour. of Eng. Sci. 6, 1968 pp 591-607
12. Veletsos, AS y Wei, YT: "Lateral and rocking vibrations of footings". ASCE Jour. Eng. Mech. Div. 97, 1971, pp 1227-1248
13. Luco, JE y Westmann, RA: "Dynamic response of circular footings". ASCE Jour. Eng. Mech. Div., 97, 1971 pp 1381-1395
14. Veletsos, AS y Verbic, B: "Vibration of Viscoelastic foundations" Earth. Eng. Struct. Dyn. 2, 1973, pp 87-102
15. Lysmer, J: "Vertical motion of rigid footing" PhD dissertation, University of Michigan Ann Arbor, agosto 1963
16. Elorduy, J; Nieto, JA y Szekely, EM "Dynamic response of bases of arbitrary shape subjected to periodic vertical

- loading" Proc. Intern. Wave Propagation Albuquerque, Nuevo México, 1967, pp 105-121
17. Pekeris, CL: "The seismic surface pulse" Proc. Nat. Acad. Science USA, A1, 1955 pp 469-480
 18. Wong, HL y Luco, JE: "Dynamic response of rigid foundation of arbitrary shape" Earth. Eng. Struct. Dyn. 4, 1976, pp 579-587
 19. Thomson, WT y Kobori, T: "Dynamic compliance of rectangular foundations on an elastic half-space" Jour. Appl. Mech. ASME 39, 1972, pp 527-534
 20. Gaul, L: "Dynamische wechsell wirkung eiries Fundamentes mit dem viskoelastischen Halbraum" Ing. Arch. 46, 1977, pp 401-422
 21. Kitamura, Y, Sakurai, S: "Dynamic stiffness for rectangular rigid foundations on a semi-infinite elastic medium" Intern. Journ. Num. Anal. methods in geomechanics, 3, 1979, pp 159-171
 22. Kitamura, Y y Sakurai, S: "A numerical method for determining dynamic stiffness" Num. Meth in Geomechanics (Ed. Z, Eisenstein) Balkema, Rotterdam, 1982 pp 393-399
 23. Adeli, H; Hejazi, MS; Keer, LM y Nemat-Nasser, S: "Dynamic response of foundations with arbitrary geometry" ASCE

- Jour. Eng. Mech. Div. 107, 1981, pp 953-967
24. Hamidzadeh-Ereghi, HR y Grootenhuis, P: "The dynamics of a rigid foundation on the surface of an elastic half space" Earth Eng. Struct. Dyn. 9, 1981, pp 501-515.
 25. Savidis, SA y Richter, T: "Dynamic interaction of rigid foundations" Proc. 9th Int. Conf. in Soil Mech. and Found. Eng. Tokio, 2, 1977, pp 369-374
 26. Wong HL y Luco, JE: "Dynamic response of rectangular foundations to obliquely incident seismic waves" Earth Eng. Struct. Dyn, 6, 1978, pp 3-16
 27. Luco, JE y Wong, HL: "Dynamic response of rectangular foundations for Rayleigh wave excitation" Proc. 6th WCEI New Delhi, India, 1977, pp 1542-1548
 28. Bielak, J y Coronato, JA: "Response of multiple mass systems to non-vertical seismic wave" proc. Int Conf. on Recent advances in Geotech. Earth. Eng. Soil Dyn. University of Missouri - Rolla, 1981, pp 801-804
 29. Werner, SD; Lee, Lc; Wong, HL y Trifunac, MD: "Structural response to travelling seismic waves" ASCE Journ of Struct Div. 105, 1979, pp 2547-2564
 30. Luco, JE y Wong HL: "Response of structures to nonvertically incident seismic waves" Bull. Seism. Soc. Am 72, 1982,

pp 275-302

31. Roesset JM y González, JJ: "Dynamic interaction between adjacent structures". Dynamical Methods in Soil and Rock Mechanics (Ed. B. Prange) Balkema, Rotterdam, Vol 1, 1978, pp 127-166
32. Gupta, S; Pienzien, J; Lin, Tw y Yeh, CS: "Three dimensional hybrid modelling of soil-structure interaction" Earth. Eng. Struct. Dyn. 10, 1982, pp 69-87
33. Roesset, JM y Ettouney, MM: "Transmitting boundaries; a comparison" Int. Jour. Num. Anal, Meth. Geomech. 1, 1977 151-176
34. Kausel, E y Tasoulas, JL: "Transmitting boundaries: a closed form comparison" Bull Seis. Soc. Am. 71, 1981, pp 143-159
35. Bettess, P y Zienkiewicz, DC: "Diffraction and refraction of surface waves, using finite and infinite elements". Int. Jour. Num. Meth. Eng.", 1977, pp 1271-129
36. Chow, YK y Smith, IM: "Infinite elements for dynamic foundation analysis". Numerical Methods in Geomechanics (Ed Z. Eisenstein) Balkema, Rotterdam, Vol 1, 1982, pp 15-22
37. Gutiérrez, JA y Chopra, AK: "A substructure method for

- earthquake analysis of structures, including soil structure interaction". Earth. Eng. Struc. Dynam. 6, 1978 pp 51-69
38. Gupta, S; Pienzien, J; Lin, TW y Yeh, CS: "Three dimensional hybrid modelling of soil-structure interaction". Earth. Eng. Struct. Dyn. 10, 1982, pp 69-87
 39. Nelson, I, Isemer, J: "Soil island approach to structure media interaction" Num. Meth in Geomechanics (ED. CS Desai) ASCE, 1976, pp 41-57
 40. Murkami, H; Shioya, S; Yamada, R. y Luco, JE: "Transmitting boundaries for time-harmonic elastodynamics on infinite domains" Int. Jour. Num. Meth Eng. 17, 1981, pp 1697-1716
 41. Hadjian, AH; Luco, JE y Tsai, NC: "Soil-structure interaction: Continuum or finite element" Nucl. Eng. Des. 31, 1974, pp 151-167
 42. Seed, HB; Lysmer, J y Hwang, R.: "Soil-structure interaction analyses for seismic response" Jour. Geotech. Eng. Divl. ASCE 101, 1975, pp 439-457
 43. Ang, AHS y newmark, NM: "Computation of underground structural response" Univ. of Illinois Report for Defense Nuclear Agency. DASA Rep. 1386, Washington, DC junio 1963
 44. Wilkings, ML y coautores: "A method for computer simulation of Problems in Solid Mechanics and Gas Dynamics in three dimensions and time". Informe UCRL-51574 Lawrence Livermore Laboratory. University of California 1974

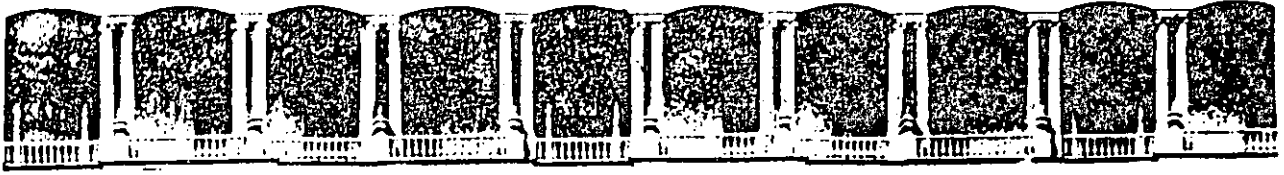
45. Benerjee, PK y Butterfield, R.: "Boundary element method in Engineering Science". Mc. Graw Hill, 1981
46. Banaugh, RP y Goldsmith, W: "Diffraction of steady elastic waves by surfaces of arbitrary shape". Jour. Applied Mech. ASME, 30, 1963, pp 589-597
47. Kobayashi, S y Nishimuro, N: "Transient stress-analyses of tunnels and caverns of arbitrary shape due to traveling waves". En "Developments in Boundary Elements Method" (Ed. PK Benerjee y RP Shaw) Applied Science Publishers, Londres, 1982, pp 177-210
48. Cruse, TA y Rizzo, FJ: "Una formulación directa y la solución numérica del problema general elastodinámico en estado transitorio". Jour. Math. Anal. Appl. 22, 1968, pp 244-259
49. Cruse, TA: "A direct formulation and numerical solution of the general transient elastodynamic problem II" Jour. Math Anal. Appl. 22, 1968 pp 341-355
50. Manolis, GD y Beskos, DE: "Dynamic Stress Concentration studies by boundary integrals and Laplace Transform". Int. Journ. Numer. Meth. Eng. 17, 1981, pp 573-599
51. Manolis, GD y Beskos, DE: "Dynamic response of lined tunnels by an isoparametric boundary method" Com Meth. Appl. Mech. Eng. 36, 1983, pp 291-307

52. Manolis, GD y Beskos, DE: "Dynamic stress field around a cavity embedded in a half-plane by the boundary element method". Earth Eng. Struct. Dyn. (por publicarse)
53. Cole, DM; Kosloff, DD y Minister, JB: "A numerical boundary integral equation method for elastodynamics I": Bull. Seis. Soc. Am. 68, 1978, pp 1331-1357
54. Niwa, Y; Fukui, T; Kato, S y Fujiki, K.: "An application of the integral equation method to two-dimensional elastodynamics". Proc. 28th Japan Nat. Cong. Appl. Mech 28, 1978, pp 281-290
55. Manolis, GD: "A comparative study of three boundary element method approaches to problems in elastodynamics". Int. Jour. Num. Meth in Eng. 19, 1983, pp 73-91
56. Domínguez, J: "Dynamic stiffness of rectangular foundations" Pub. R. 78-20. Department of Civil Engineering, MIT agosto 1978
57. Apsel, RJ: "Dynamic Green's functions for layered media and applications to boundary value problems" Ph'D Thesis University of California, San Diego, 1979
58. Ottenstreuer, M y Schmid, G: "Boundary elements applied to soil-foundation interaction" Proc 3th Int. Sem Recent Advances in boundary element methods. Irvine, Calif. 1981

59. Underwood, P y Geers, TL : "Doubly asymptotic boundary element analysis of dynamic soil-structure interaction" Int. Jour. Solids Struct. 17, 1981, pp 687-697
60. Veletsos AS y Verbic, B: "Basic response function for elastic foundations" Jour Eng Mec Div. ASCE 100, 1974 pp 189-202
61. Karabalis, DL y Beskos, DE: "Dynamic response of 3-D Rigid Surface Foundations" Earth. Eng. Struct. Dun. Vol 12, 1984, pp 73-93
62. Clough, RW y Penzien, J: "Dynamics of structures", Mc Graw Hill, 1975, pp 578-594
63. Novak, M: "Foundations and soil-structure interaction" Proc 6th WCEE. Nueva Delhi, India, 1977, pp 1421-1448
64. Novak, M: "Dynamic stiffness and damping of piles NRCC Canadian Geotechnical Journal, Vol 11, No 4, 1974, pp 574-598
65. Poulos, HG y Davis, EH: "Elastic solutions in soil and rock mechanics". John Wiley, 1974, pp 269-296
66. Butterfield, R y Benarjee, PK: "The elastic analysis of compressible piles and pile groups" Geotechnique, 21, No 1, 1971 pp 135-142
67. Rodríguez Cuevas, N: "Estabilidad de estructuras esbeltas

apoyadas sobre pilotes de fricción", Proy 7191, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1978

68. Rodríguez Cuevas, N: "Estabilidad de estructuras esbeltas apoyadas sobre pilotes de fricción" XII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, SMMS. Querétaro, 1984, pp 147-156
69. Wolf, JP: "Dynamic soil-structure interaction" Prentice Hall, Nueva Jersey, 1985.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

XX CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

**MODULO IV
DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES**

PROPIEDADES Y COMPORTAMIENTO DINAMICO DE LOS SUELOS

ING. EFRAIN OVANDO SHELLEY.

1 9 9 4.

PROPIEDADES Y COMPORTAMIENTO DINAMICO DE LOS SUELOS

1.- INTRODUCCION

Solicitaciones dinámicas en suelos.

Se distinguen tres tipos de problemas dinámicos de interés en geotecnia: impacto, vibración y fatiga. Para diferenciarlos es necesario tomar en cuenta la duración de la aplicación de la carga (o el período de los ciclos de carga) y el número de ciclos de carga aplicados. En la figura 1 se ejemplifican algunos de estos problemas.

Solicitaciones sísmicas en suelos.

Usualmente se supone que los esfuerzos inducidos por un temblor dentro de una masa de suelo se deben a la propagación vertical de ondas de corte. El estado de esfuerzo en un depósito de suelo con una frontera superior horizontal se puede estimar suponiendo que los esfuerzos principales mayor y menor son verticales u horizontales y que se tiene un estado de deformación plana (Seed, 1979). Una hipótesis adicional consiste en suponer que el esfuerzo principal intermedio es igual al esfuerzo principal menor. En ocasiones el estado original de esfuerzos es tal que las direcciones principales de esfuerzo no coinciden con los planos horizontal y vertical (por ejemplo, en los extremos de un cajón de cimentación). Durante un temblor se generan esfuerzos cortantes cíclicos, en general de magnitud variable, que actúan en los planos horizontal y vertical de un elemento de suelo. Los esfuerzos cortantes sísmicos provocan cambios en la magnitud y en el plano de aplicación de los esfuerzos cortantes máximos. Además, provocan cambios cíclicos en las direcciones principales de esfuerzos (véase la figura 2). Tratándose de materiales mecánicamente isotrópicos estos giros no tienen mayor trascendencia pero en aquellos que son anisotrópicos (como los suelos), los cambios en α , las direcciones principales de esfuerzos pueden ser de gran importancia (Arthur *et al*, 1980; Atrhur, 1982; , etc.).

Parámetros para estudiar el comportamiento dinámico de los suelos.

Desde el punto de vista de la ingeniería sísmica interesa conocer el comportamiento general de los suelos ante cargas cíclicas así como la determinación de ciertos parámetros dinámicos específicos. La descripción del comportamiento general del suelo requiere el conocimiento de:

- Curvas esfuerzo-deformación
- Trayectorias de esfuerzos efectivos,

- Curvas de presión de poro contra número de ciclos de carga aplicada y
- Curvas de deformación permanente contra número de ciclos de carga aplicada.

El conocimiento detallado del comportamiento dinámico de los suelos permite la formulación marcos de referencia conceptuales con los que es posible hacer predicciones cualitativas acerca del comportamiento de los suelos. Un marco de referencia (o modelo conceptuales extremadamente útil, como paso previo a la formulación de modelos matemáticos. Estos estudios generalmente se llevan acabo en el laboratorio.

Los parámetro dinámicos específicos que interesan son:

- La resistencia al esfuerzo cortante en condiciones dinámicas,
- La rigidez del suelo (módulo de Young o módulo de cortante),
- El cociente de Poisson y
- La capacidad del suelo para disipar energía.

Estos parámetros se emplean en modelos ya existentes para predecir, por ejemplo la respuesta dinámica de depósitos de suelos o en problemas de interacción dinámica suelo-estructura. Existen técnicas de laboratorio y de campo para su obtención.

2.- DESCRIPCION EN EL LABORATORIO DEL COMPORTAMIENTO DINAMICO DE LOS SUELOS.

Introducción.

En principio es posible adaptar o modificar cualquiera de los aparatos empleados en ensayos estáticos convencionales, a condiciones dinámicas. El uso de servomecanismos acoplados a actuadores electromagnéticos y electrohidráulicos gobernados por computadoras en circuitos cerrados de control ha permitido la ejecución de pruebas en las que es posible aplicar una amplia gama de historias de carga y de trayectorias de esfuerzo. Inicialmente el ensayo dinámico de los suelos se basó en el uso de cámaras triaxiales. Posteriormente se desarrollaron aparatos de corte simple, aparatos de cilindro hueco, aparatos "triaxiales verdaderos", cajas de "corte direccional", etc. También se han empleado mesas vibratoras para sujetar muestras de suelo a cargas dinámicas. Los avances en el desarrollo de equipo de laboratorio han sido acompañados por una mejora sustancial en las técnicas de medición. Por ejemplo, Brown *et al* (1980), describen el uso de LVDT's y transductores de proximidad en una cámara triaxial servo-controlada; Hight (1982) describe un transductor de presión miniatura en el que el tiempo de respuesta teórico es del orden de

milisegundos; Burland y Symes (1981) desarrollaron transductores de desplazamiento para medir localmente deformaciones axiales y tangenciales.

En las siguientes secciones se describen brevemente los estados de esfuerzo y las condiciones de frontera de los aparatos de laboratorio. Estas se comparan con los requerimientos para simular los patrones de carga cíclica discutidos anteriormente; con base en esta comparación se evalúan las ventajas y las limitaciones de cada aparato. El lector interesado podrá encontrar discusiones más amplias del tema general de ensayos de laboratorio, en el trabajo de Saada y Tounsend (1981). Woods (1978) presenta una revisión exhaustiva de la técnica para el ensayos dinámicos de suelos en el campo y en el laboratorio. Arthur *et al* (1980) y Martin *et al* (1978) cubren otros aspectos del tema.

2.1 Cámara triaxial cíclica.

Antecedentes.

Las ventajas y las limitaciones de la cámara triaxial aplicada a ensayos estáticos y cuasi-estáticos han sido descritas por Bishop y Henkel (1957). Como herramienta para el estudio dinámico de suelos, la cámara triaxial se empleó por primera vez por Seed y Lee (1966) en el estudio de licuación de arenas inducida por sismos.

Estado de esfuerzos y condiciones de frontera.

Bajo condiciones ideales, un elemento de suelo estará sujeto a los esfuerzos indicados en la figura 3. Los equipos actuales permiten consolidar los especímenes de suelo isotrópicamente y anisotrópicamente. En esta última condición generalmente se simulan condiciones de k_0 (nulo desplazamiento radial). En pruebas cíclicas, los planos sobre los que se alternan los esfuerzos cortantes no son horizontales (como ocurre en el campo, de acuerdo con las hipótesis descritas anteriormente) sino inclinados a 45 grados con respecto a la horizontal. Debido a las condiciones de ensaye, las direcciones del esfuerzo principal mayor sólo pueden rotar dando "saltos" de la dirección vertical o la horizontal mientras que en la condición de campo, durante un temblor, se tienen rotaciones graduales de las direcciones principales de esfuerzo.

Limitaciones.

Según Woods (1978), alguna de éstas son:

- 1.- Las medición de deformaciones de cortante menores que 10^{-2} % es difícil de lograr. Un recuento detallado de las fuentes de error en las mediciones de deformaciones lo proporcionan Jardine *et al* (1984) quienes además demuestran que estos errores se evitan mediante el uso de

transductores aplicados localmente a las muestras. El uso de estos transductores permite ampliar el rango útil de la cámara triaxial en lo tocante a la medición de deformaciones (Ovando Shelley, 1988).

2.- Los ciclos de compresión y extensión producen respuestas no simétricas. Este efecto se debe a la anisotropía en la propiedades mecánicas de los suelos y ha sido observado en muchos materiales (cfr. Ishihara y Takatsu, 1979).

3.- Durante la aplicación cíclica de esfuerzos se redistribuyen los vacíos dentro de la muestra. Este fenómeno ocurre acompañado por una redistribución simultánea del agua de poro y ha sido observado experimentalmente en ensayos donde se ha medido la presión de poro en diferentes partes de la muestra (De Campos 1984). Desde luego, este efecto es particularmente importante en suelos arcillosos.

4.- Existen concentraciones de esfuerzo en los extremos de las muestras. Esta situación, ampliamente conocida, hace recomendable el uso de extremos lubricados.

Los resultados de pruebas triaxiales cíclicas se ven afectadas por muchos otros factores. Townsend (1978) presenta un minucioso análisis de estos para el caso específico de ensayos en arenas. Sangrey *et al* (1978) consideran los problemas de incrementos diferidos de presión de poro (*undrained creep*) y de difusión de aire a través de membranas, con relación a ensayos de suelos arcillosos. El problema de la penetración de la membrana en las oquedades periféricas de los especímenes — de gran importancia en el ensayo de materiales granulares — ha sido tratado por Lade y Hernández, (1977); Molenkamp y Luger, (1981) y Baldi y Nova (1985), entre otros. Martín *et al* (1978) examinaron los efectos de penetración de membrana en pruebas de licuación y concluyeron que incrementan la resistencia de licuación

2.2 Aparato triaxial verdadero.

En este aparato se utilizan muestras de suelo cúbicas a las que se aplican fuerzas normales a sus seis caras. Según algunos investigadores, los resultados obtenidos con el aparato triaxial verdadero son consistentes con los que se obtienen en la cámara triaxial (Ko y Scott, 1967; Wolfe *et al*, 1977; Ishihara y Yamada, 1981). Otros sostienen que existen dudas acerca de la posibilidad real de controlar las direcciones principales de esfuerzo y que la obtención de leyes esfuerzo-deformación es menos precisa que con cámaras triaxiales convencionales (Green, 1967; Arthur *et al*, 1980). Se ha sugerido, incluso, que es poco lo que se gana en términos de exactitud, calidad y relevancia de los datos experimentales a expensas de complicaciones enormes en la preparación de muestras y el manejo del equipo (Lee, 1976).

2.3 Aparatos de corte simple.

Generalidades.

Las cajas de corte simple se han utilizado en problemas dinámicos con el fin de lograr una mejor aproximación a las condiciones en esfuerzo inducidas por sismos. Existen dos tipos básicos de aparatos de corte simple: la caja Cambridge y la celda del Instituto Geotécnico Noruego. La condición ideal de esfuerzos en las fronteras de ambos se presentan esquemáticamente en la figura 4.

La caja de corte simple de Cambridge.

El estado de esfuerzo dentro de una caja de corte simple fue estudiado por primera vez por Roscoe (1953) suponiendo condiciones ideales de deformación plana y elasticidad lineal. De este estudio se concluye que en las orillas y en las esquinas de la muestra existen grandes concentraciones de esfuerzo y que la distribución de esfuerzo a lo largo de la superficie de la muestra, con excepción del tercer medio, dista mucho de ser uniforme. Las no uniformidades resultan de la falta de esfuerzos complementarios aplicados en las fronteras verticales del espécimen (Lee 1976). En otro análisis, Wright *et al* (1978) concluyen que la condición ideal (corte simple) representa un extremo de las posibles configuraciones de deformación que pueden presentarse en una caja de corte simple. Los deslizamientos entre el espécimen y la tapa superior de las cajas de corte simple aumentan las no uniformidades en la distribución de esfuerzos (Prevost y Hoeg, 1976). Sin embargo, para pequeños desplazamientos la suposición de distribuciones uniformes de deformación parece ser aceptable (Wood y Budhu, 1980).

Celdas tipo NGI.

En esta, una muestra cilíndrica rodeada de una membrana de hule, a veces reforzada, se sujeta a una fuerza normal y una tangencial, aplicadas en su frontera superior. Algunos tipos de este aparato permiten la aplicación de una presión confinante isotrópica. Los estados de esfuerzo dentro de celdas NGI han sido estudiadas por Prevost y Hoeg (1976) por Wright *et al* (1978) y Shen *et al* (1978). Al igual que en las cajas tipo Cambridge, estos estudios demuestran que existen no uniformidades en la distribución de deformaciones debidas a la no aplicación de esfuerzos cortantes complementarios. En la figura 5 se presenta una versión de este aparato desarrollado en el Instituto de Ingeniería, UNAM (Jaime, 1987).

Comentarios.

Las no uniformidades en las distribuciones de deformación y de esfuerzo que se discutieron resultan de la geometría y de las

condiciones de frontera de los aparatos tipo Cambrigde y tipo NGI. En general no es posible examinar en ellas condiciones de nula deformación lateral ni de estudiar el efecto de las rotaciones de las direcciones principales de esfuerzo, pues estos cambian sin que se puedan controlar (Arthur et al 1980). La interacción de la membrana con la muestra provoca problemas adicionales (Martin et al 1978). Debido a esto, en ocasiones se ha preferido ejecutar pruebas de volumen constante en lugar de pruebas no drenadas (Moussa, 1975; y Vaid 1977). Aún para condiciones ideales, es necesario mencionar que la fuerza normal horizontal rara vez se mide por lo que el estado completo de esfuerzo queda indeterminado (Lee, 1976). Desde luego, esta deficiencia está subsanada en las celdas en las que se aplica presión confinante.

2.4 Ensayes en mesa vibradora.

En este tipo de ensayos una muestra de suelo confinada por algún recipiente o membrana se coloca sobre la superficie de la mesa y se somete a vibraciones generadas por un actuador. Finn et al. (1971) han utilizado recipientes de paredes rígidas en estudios sobre licuación de arenas; Woods (1978) describe algunas otras experiencias con recipientes de este tipo. Es claro que en un aparato de paredes rígidas las condiciones de corte simple están lejos de cumplirse. Una mejor alternativa es la que desarrollaron Días Rodríguez et al (1973) quienes proponen el uso en mesa vibratoria de una caja de corte simple tipo Cambrigde de grandes dimensiones (0.3 m x 0.6 m x 0.9 m). En este aparato, las fuerzas cortantes se generan mediante el uso de una masa de inercia. Otros investigadores han recurrido al método de confinar el suelo dentro de membranas flexibles. De Alba et al, (1976) montaron muestras de arena de 2.3 cm x 1.1 cm x 0.10 cm en una mesa vibratoria en las que las fuerzas cortantes también se generan con una masa de inercia

Ventajas y desventajas.

Debido a que es posible ensayar especímenes grandes en mesa vibratoria, la no uniformidad en las distribuciones de esfuerzos y deformaciones ofrece menos problemas que cuando se ensayan muestras pequeñas. Usando mesas vibratorias se han examinado otros efectos como el de vibraciones transversales (Seed et al 1978) que difícilmente podrían estudiarse en otros dispositivos. Sin embargo, la interpretación de estos ensayos ofrece dificultades ya que, en general, no es posible medir todas las componentes de esfuerzo y de deformación. Por otro lado, el equipo requerido involucra altos costos.

2.5 La celda de corte direccional.

Este aparato fue desarrollado en el University College, Londres con el objeto de superar los inconvenientes de las cajas de corte

simple (Arthur et al 1980, Arthur, 1982). Hasta la fecha no se ha utilizado para ensayos dinámicos pero es, potencialmente, una herramienta de investigación muy poderosa. En este aparato una muestra cúbica de suelo se sujeta a esfuerzos normales a sus seis caras. En dos de estas los esfuerzos normales permanecen constantes y las fronteras son rígidas. En las otras cuatro caras se aplican esfuerzos normales y tangenciales usando para ello bolsas de presión (ver fig 6). Con este arreglo se tienen un modo de deformación plana en el que sí se aplican esfuerzos cortantes complementarios. Además, el aparato permite girar controladamente las direcciones principales de esfuerzo en el plano horizontal.

Ventajas y desventajas.

Entre las ventajas de este aparato están:

- 1) Es relativamente barato.
- 2) Es posible adaptarlo a necesidades específicas.
- 3) El uso de fronteras flexibles da lugar a distribuciones de esfuerzo casi uniformes.
- 4) Es posible conocer el estado completo de esfuerzos y deformaciones..

Algunas de sus desventajas son:

- 1) Hay más variables que controlar.
- 2) El posicionamiento de las bolsas de presión no es único.
- 3) Existen concentraciones de esfuerzos en las esquinas y las orillas de los especímenes.
- 4) Es difícil medir las deformaciones directamente excepto con fotografía o rayos-x.

2.6. Aparatos de cilindro hueco.

En éstos una muestra cilíndrica hueca se sujeta a una carga axial y momento torsionante. A lo largo de sus paredes verticales se aplica presión hidrostática. Dependiendo del tipo de configuración elegida, la presión interior puede ser igual o diferente a la externa. Estos aparatos han sido utilizados en aplicaciones dinámicas por Ishibashi y Sheriff (1974), Ishihara y Yasuda (1975), Ishihara y Takatsu (1979), Muramatsu y Tatsuoka (1981), etc. Como se ve en la figura 8 en los cilindros huecos se satisface la condición de corte simple y también es posible controlar la magnitud y la orientación de las direcciones principales de esfuerzo. Cuando la presión interna y externa son independientes es posible aplicar controladamente estados de esfuerzo verdaderamente tridimensionales variando la magnitud y la orientación de las direcciones principales de esfuerzo. Para aplicar el momento torsionante es necesario que las fronteras horizontales sean rugosas, dando lugar a no uniformidades en las distribuciones de esfuerzos (Wright *et al*, 1978; Saada y Townsend, 1981). La elección cuidadosa de las proporciones del espécimen minimiza estas no uniformidades (Hight *et al*, 1982).

Comentarios.

Los cilindros huecos permiten simular adecuadamente las condiciones de esfuerzo inducidas por temblores siempre y cuando las dimensiones del espécimen sean las adecuadas. En este sentido ofrecen una alternativa muy prometedora en el desarrollo futuro de la investigación de las propiedades dinámicas de los suelos. Sin embargo tiene algunas desventajas:

- 1) Es difícil preparar muestras homogéneas y en el caso de suelos arcillosos sensitivos el remoldeo por formación de la muestra podría ser una gran limitante.
- 2) Requieren de más instrumentación.
- 3) La medición de la deformación y de esfuerzos se hace en términos de valores promedio.
- 4) El control manual de las variables (momento torsionante, carga axial, presiones interna y externa) es difícil lo que obliga al uso de servomecanismos controlados por computadora.

2.8 *Discusión.*

Es claro que ninguno de los aparatos descritos anteriormente simula con exactitud las condiciones de campo. Conviene recordar lo expresado por Lee (1976): "...el desarrollo de un aparato que satisfaga correctamente los requerimientos teóricos y mecánicos con respecto a las componentes de un esfuerzo es una tarea casi imposible". Es evidente que se tienen que establecer un compromiso entre la necesidad de simular las condiciones de campo y las posibilidades reales de lograrlo. En la tabla 1 se resumen las características de cada uno de los aparatos dcutidos anteriormente. Dicha tabla proporciona una guía preliminar para determinar cuál es el aparato más apropiado en cada aplicación.

3.- DESCRIPCION DEL COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS ANTE CARGAS CICILICAS

3.1 Antecedentes

La gran mayoría de ls estudios realizados para describir el comportamiento de los suelos ante cargas dinámicas se han llevado a cabo usando cámaras triaxiales cíclicas. En opinión del Autor, ello no obedece al desconocimiento de las desventajas de este aparato ni al de las virtudes de los dispositivos experimentales alternativos . Tal vez se deba a que la cámara triaxial es un aparato simple y económico que proporciona resultados de fácil interpretación. La cajas de corte simple también se han utilizado con relativa frecuencia. Se suele comparar los resultados obtenidos con cajas de corte simple con los que provienen de cámaras triaxiales. Es conveniente hacer notar que tales comparaciones sólo son significativas cuando éstas se hacen en terminos de invariantes de esfuerzo y deformación, dadas las diferencias que existen en los estados de esfuerzo aplicados y en las condiciones de frontera en ambos aparatos. (ver por ejemplo, Van Eekelen y Potts, 1978).

Trayectorias de esfuerzos efectivos (TEE).

Para las condiciones de una cámara triaxial se obtienen dibujando una gráfica en la que las abscisas son $s' = 1/2(\sigma'_1 + \sigma'_3)$ y las ordenadas $t = 1/2(\sigma'_1 - \sigma'_3)$. Otra notación común es la usada por el grupo de la Universidad de Cambridge en la que las abscisas son $p' = 1/3(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)$ y las ordenadas $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$. Nótese que en compresión triaxial $\sigma'_{1v} = \sigma'_v$ y $\sigma'_{3h} = \sigma'_h$. Para pruebas triaxiales de extensión, $\sigma'_{1h} = \sigma'_h$ y $\sigma'_{3v} = \sigma'_v$.

Es fácil demostrar que p' y q son proporcionales respectivamente al primer y al segundo invariante del tensor de esfuerzos (Schofield y Wroth, 1968).

Factores que determinan el comportamiento de los suelos ante cargas cíclicas

Los principales factores que influyen en la respuesta del suelo cuando se somete a cargas alternantes son los siguientes:

- 1) Las condiciones iniciales del suelo: estructura, relación de vacíos y/ o cantidad de agua.

- 2) La historia previa de esfuerzos, incluyendo los efectos de muestreo en suelo arcillosos.
- 3) La trayectoria de esfuerzos de consolidación y el grado de preeconsolidación.
- 4) La posición relativa del estado de esfuerzos al final de la consolidación con respecto a la envolvente de falla del material.
- 5) La trayectoria de esfuerzos seguida durante la aplicación de carga cíclica (carga o descarga, giros en las direcciones principales de esfuerzo).
- 6) La magnitud de los esfuerzo cortantes cíclicos.

Muchos de estos factores son aún objeto de investigación y de estudio. Por ejemplo, a pesar de que se reconoce la influencia de la estructura inicial en la respuesta de materiales granulares, no existe hasta la fecha una manera fácil y directa de cuantificarla (Oda, *et al* 1985). Tampoco es posible evaluar cuantitativamente los efectos de las alteraciones por muestreo en suelos arcillosos aunque recientemente se han hecho intentos para visualizarlos más claramente mediante el uso de trayectorias de esfuerzo y de deformación (Higt *et al*, 1985). Un estudio detallado de estos factores, de su interdependencia y de su influencia relativa en la respuesta de un suelo involucra un número considerable de ensayos. En la práctica no es posible considerarlos exhaustivamente y sólo se toman en cuenta algunos de ellos.

3.2 Arenas.

La gran mayoría de los estudios experimentales en arenas se han dirigido a determinar la susceptibilidad de licuación de estos materiales. Por esta razón es importante estudiar la forma en la que se acumula la presión de poro durante la aplicación cíclica de esfuerzos cortantes.

Conocidos los esfuerzos totales aplicados a la muestra y la presión de poro generada por las cargas cíclicas, el análisis del comportamiento puede hacerse en términos de esfuerzos efectivos.

Trayectorias de esfuerzos efectivos.

En problemas dinámicos interesa conocer cómo migran las TEE hacia el origen del espacio de esfuerzos durante la aplicación de cargas cíclicas. Cuando los parámetros de esfuerzos efectivos s' o p' tienden a cero, puede presentarse el fenómeno de licuación. Para dos muestras iguales (formadas con el mismo método y con la misma densidad), la tasa con la que las TEEs migran hacia el origen del espacio de esfuerzos depende de los factores enunciados

anteriormente. Por ejemplo, en la figura 9 se ilustra el efecto de la historia de consolidación en la respuesta a cargas cíclicas de dos muestras de arena normalmente consolidadas, ensayadas en una cámara triaxial (Ovando Shelley, 1986).

Curvas esfuerzo-deformación.

El efecto de la aplicación repetida de esfuerzos cortantes en las curvas esfuerzo-deformación puede dar lugar a dos condiciones extremas, según se ha observado en el laboratorio:

a) El endurecimiento progresivo del material a cada ciclo de carga. Es decir, el aumento de la rigidez del material al aplicarse ciclos de carga y descarga, acompañado por una reducción en el área de los ciclos de histéresis. Esto se ha observado en arenas consolidadas anisotrópicamente en las que no hay cambios en la dirección del esfuerzo principal mayor (Ovando, 1986). La figura 10.a se ejemplifica este hecho. En arenas suficientemente sueltas, a la etapa de endurecimiento le sigue una en la que la rigidez se pierde súbitamente (licuación), Poulos, Castro y France (1985).

b) La degradación progresiva de la rigidez del material, acompañada de un aumento del área de los ciclos de histéresis (ver figura 10.b). Este fenómeno se ha observado en pruebas triaxiales cíclicas cuando se aplican ciclos de carga en compresión y en extensión; es decir, cuando ocurren giros de 90° en la dirección del esfuerzo principal mayor.

Acumulación presión de poro y de deformación.

La migración de las TEEs hacia el origen del espacio de esfuerzo o hacia la envolvente de falla se puede representar gráficamente dibujando los parámetros p' o s' como ordenadas y el número de ciclos de carga como abscisas. En la figura 11 se presentan las curvas de p' contra el número de ciclos correspondientes a las TEEs de la figura 9 (Ovando, *op cit*). Alternativamente, la acumulación de presión de poro puede representarse haciendo una gráfica del incremento de presión de poro, contra el número de ciclos (Fig 12). La deformación acumulada en cada extremo de los ciclos de carga se representan gráficamente en forma parecida, como se ve en la figura 13. Existe una correspondencia entre los aumentos de presión de poro y la acumulación de deformaciones (Seed y Lee, 1966) lo cual se evidencia en la figura 14.

Efecto de la rotación de esfuerzos principales.

Como se discutió anteriormente, el efecto aislado de la rotación de las direcciones principales de esfuerzo sólo se puede estudiar en aparatos triaxiales verdaderos, en la celda de corte direccional y en aparatos de cilindro hueco. En condiciones no drenadas este tema ha sido abordado utilizando cilindros huecos por Ishihara y Towhata (1983), Symes *et al* (1984) y Shibuya (1985). Para

visualizar este efecto en el espacio de esfuerzos conviene introducir una variable adicional: la orientación del esfuerzo principal mayor con respecto a la vertical, α . En la figura 15 presenta el resultado de un ensaye en el quemanteniendo constante el invariante q (proporcional al esfuerzo cortante octaédrico), se hizo variar la dirección del esfuerzo principal mayor con respecto a la vertical, α (Shibuya, *op cit*). Como se ve, la rotación de las direcciones principales, por si sola, provoca incrementos de presión de poro.

3.2 Arcillas.

Trayectorias de esfuerzos efectivos.

En estos materiales no es posible medir correctamente la presión de poro dentro de muestras de suelo bajo condiciones de carga cíclica dinámica. Aunque existen transductores de pequeño tiempo de respuesta para medir puntualmente la presión de poro, las no homogeneidades en la distribución de presión de poro impiden obtener valores significativos de ésta (ver inciso 2.1). Por tal razón, el comportamiento dinámico de las arcillas estudiadas en el laboratorio se hace en términos de esfuerzos totales. En la figura 16 se presenta la TEE seguida por una arcilla reconstituida de baja plasticidad que se sometió a cargas cíclicas de período largo (DeCampos, 1984). En estos ensayos la presión de poro se midió en la altura de la muestra con el transductor descrito por Hight (1982). La figura 16 da una idea cualitativa de cómo podrán ser las TEEs bajo cargas dinámicas de materiales arcillosos, en caso de que fuera factible medir correctamente la presión de poro.

Curvas esfuerzo deformación.

En la figura 17 se presentan las curvas esfuerzo-deformación y presión de poro-deformación obtenidas para los ensayos cuyas TEEs se discutieron en el párrafo anterior. En esta figura se observa la degradación paulatina de la rigidez y la no-simetría de los ciclos de histéresis, debidas a la anisotropía en las propiedades mecánicas de esta arcilla. Obsérvese, asimismo, el aumento de la presión de poro con cada ciclo de carga. Una discusión más detallada sobre el comportamiento de arcillas ante cargas cíclicas y dinámicas se encuentra en Zienkiewicz y Pande (1982). En la figura 18 se presentan las curvas esfuerzo-deformación obtenidas al ensayar dinámicamente en cámara triaxial arcillas del Valle de México (Romo y Jaime, 1986). En estos ensayos también se observa la degradación gradual de la rigidez del material.

4.- OBTENCION DE PARAMETROS DINAMICOS

4.1 Introducción.

Cuando la excitación dinámica no induzca en el suelo deformaciones permanentes, su respuesta puede estudiarse adecuadamente utilizando la teoría de la elasticidad lineal. Si el nivel de deformaciones es mayor, es necesario tomar en cuenta que los suelos dejan de tener una respuesta lineal cuando las deformaciones unitarias exceden cierto valor. Para deformaciones aún mayores se tendrán deformaciones irrecuperables y las teorías elásticas, lineales y no lineales, dejan de tener validez. Antes de realizar análisis dinámicos es necesario estimar el nivel de deformaciones esperadas. Esto permite elegir el modelo analítico relevante para el caso y, consecuentemente, determinar los parámetros requeridos para el análisis.

4.2 Definición de los parámetros dinámicos.

Resistencia dinámica.

La resistencia estática no drenada aumenta con la velocidad de aplicación del esfuerzo cortante y con la velocidad de deformación. Esto es especialmente importante en materiales arcillosos y, al parecer, afecta más a las arcillas de alta plasticidad. En la figura 19 se ilustra el efecto de variar la velocidad de aplicación del esfuerzo cortante en una arcilla de baja plasticidad anisotrópicamente consolidada y con diversos grados de preconsolidación (DeCampos, 1984). La resistencia de las arenas también aumenta con la velocidad de aplicación del esfuerzo cortante (Whitman, 1962) y con la velocidad de deformación (Ovando y Hight, 1987). Sin embargo, en materiales granulares estos efectos son mucho menos importantes (ver figura 20).

Rigidez.

Suele expresarse a través del módulo de Young no drenado E_u y, más comúnmente en ingeniería sísmica, a través del módulo de cortante G . La relación entre E_u y G está dada por

$$G = \frac{E_u}{2(1+\nu_u)}$$

en donde ν_u es el valor del cociente de Poisson para condiciones no drenadas. El módulo de G se determina experimentalmente a partir de la curva esfuerzo deformación como módulo secante (figura 21) Los factores que influyen sobre el valor de G son los mismos que se

señalan en el inciso 3 y se han jerarquizado en la figura 22 (Hardin y Drnevich, 1972). La influencia del nivel de deformaciones se aprecia claramente al observar las curvas de rigidez contra deformación (figuras 23 a 25). En general se observa que la rigidez es aproximadamente constante para deformaciones angulares hasta alrededor de $10^{-3}\%$ y que para deformaciones mayores que esta, la rigidez decae rápidamente. En arcillas de muy alta plasticidad, como las del Valle de México este valor es mayor (Romo y Jaime 1986). El punto que marca el límite de la porción de rigidez constante corresponde a un punto de cedencia y, por consiguiente, para deformaciones menores que las que corresponden a este límite se tendrá comportamiento elástico. Para deformaciones mayores se tendrán deformaciones plásticas. En las figuras 23 y 24 se ilustran los efectos de algunos de los factores para el caso de las arenas. La figura 28 muestra una curva típica para arcillas de diferentes localidades (Dobry, 1988). Destaca en esta figura la enorme capacidad de las arcillas del Valle de México para soportar deformaciones antes de que su rigidez se degrade. En la figura 29 se presenta una gráfica en la que el cociente G/G_{\max} valuado a una deformación de cortante de 0.1% se dibujó contra el índice de plasticidad. De aquí se concluye que las arcillas más plásticas como las del Valle de México sufren una degradación poco importante de su módulo de rigidez cuando la deformación por cortante es de 0.1% . En el extremo opuesto, el módulo de rigidez de las arenas a esta misma deformación es cerca de cinco veces menor que G_{\max} (Dobry, op. cit.). Finalmente, en la figura 29 se presenta una curva obtenida para una arcilla del Valle de México (Romo y Jaime, 1986).

Relación de Poisson.

La relación de Poisson cambia con las condiciones de drenaje. Para medios elástico-porosos no drenados, ν_u , vale 0.5 (Bishop y Hight, 1977). Cuando el medio no está saturado o cuando se tienen deformaciones grandes, este valor puede cambiar.

Capacidad del suelo para disipar energía.

Un suelo disipa energía a través de cuatro formas fundamentales:

- a) De naturaleza viscosa ($f_v = c v$); c = coeficiente de viscosidad; v = velocidad.
- b) De naturaleza elástoplastica. Se debe al trabajo plástico desarrollado por las cargas aplicadas al suelo.
- c) Por transmisión de energía.
- d) Por irradiación de energía.

La mayoría de los modelos matemáticos utilizados en dinámica de

suelos consideran que el suelo disipa energía a través de un amortiguamiento viscoso. La disipación de energía por trabajo plástico del suelo no se considera. Generalmente la energía viscosa equivalente disipada por el suelo se toma en cuenta a través del cociente de amortiguamiento, λ , que se calcula con base en las curvas esfuerzo-deformación según se indica en la figura 21. El parámetro λ también se puede obtener experimentalmente a partir de curvas de respuestas a la frecuencia de muestras de suelo ensayadas en columna resonante (Richart, *et al* 1970) o con ensayos de vibración libre Zeevaert (1973). El valor de λ también depende de los factores indicados en el inciso 3. La Tabla de la figura 22 muestra la influencia de algunos factores con los valores que puede adoptar la λ . Las figuras 30 y 31 muestran la influencia de algunos de estos factores para arenas y la figura 32 presenta un resumen de resultados obtenidos por varios autores.

Discusión.

La obtención de los parámetros dinámicos G y λ requiere de técnicas especiales ya que el rango de niveles de deformación con el que es necesario expresarlos, va desde las deformaciones muy pequeñas hasta deformaciones relativamente grandes. Para construir las curvas rigidez deformación es necesario conocer, en primera instancia, el módulo de rigidez inicial, G_0 . Una práctica común es considerar que G_0 es la rigidez que se obtiene a deformaciones de corte menores o iguales a 0.004 $\%$. Los aparatos de laboratorio descritos en el inciso 2 no permiten obtener datos significativos para deformaciones tan pequeñas y por ello es necesario recurrir al uso de aparatos y ensayos de campo diseñados especialmente para estos fines. En la figura 33 se presenta el rango de aplicabilidad de los aparatos y los métodos de campo más comunes. Las primeras se discuten en el inciso 4.3 y las segundas en el 4.4. En el inciso 4.5 se dan algunas correlaciones empíricas para obtenerlos.

4.3 Métodos de laboratorio

Pruebas de columna resonante.

Permiten obtener los módulos de rigidez (E_u o G) y el parámetro de amortiguamiento, λ . En la figura 34 se muestra esquemáticamente la columna resonante empleada en el Instituto de Ingeniería. En estas pruebas una muestra cilíndrica sólida o hueca se sujeta inicialmente a las mismas condiciones que en una cámara triaxial. En algunas versiones de este aparato se pueden aplicar esfuerzos cortantes estáticos (consolidación anisotrópica). Se recomienda que los métodos para la aplicación de los esfuerzos estáticos iniciales sean los mismos que en pruebas triaxiales convencionales (Drnevich *et al*, 1978). Después de la aplicación de los esfuerzos estáticos, la muestra se sujeta a vibraciones longitudinales o torsionantes. El rango típico de frecuencias de trabajo en una columna resonante es de 50 Hz a 200 Hz. El procedimiento de la prueba es el siguiente: 1) se aplica un momento torsionante o una carga axial de

magnitud conocida, haciendo variar la frecuencia de la excitación; 2) se encuentra la frecuencia de resonancia del espécimen de suelo; 3) se miden las deformaciones (angular y axial) que corresponde a la frecuencia de resonancia; 4) se repite el procedimiento para otros valores de la carga aplicada. El valor de la rigidez del suelo para cada nivel de deformación se calcula a partir de la teoría de vibraciones de barras elásticas (ver, por ejemplo, Richart *et al*, 1974, etc). Si se construye la curva de respuesta a la frecuencia para cada "barrido" de frecuencias, también se puede obtener el valor de cociente de amortiguamiento para cada nivel de carga y deformación.

En estas pruebas es importante recordar que la frecuencia natural del espécimen depende de sus condiciones de frontera. Se tienen tres casos (Richart *et al*, 1970):

- 1) Ambos extremos libres o empotrados

$$\omega_n = n \frac{\pi V}{L} ; n = 1, 2, 3, \dots \quad (4.2)$$

- 2) Un extremo libre y otro empotrado

$$\omega_n = n \frac{\pi V}{2L} ; n = 1, 3, 5, \dots \quad (4.3)$$

- 3) Un extremo empotrado y el otro con una masa de peso W_m

$$\omega_n \frac{L}{V} \times \tan \frac{W_n L}{V} = \frac{W_b}{W_m} \quad \text{ó} \quad \frac{I}{I_0} \quad (4.4)$$

en donde I, I_0 = momentos polares de inercia de la barra y de la masa respectivamente; L = longitud de la barra; n = modo de vibración; V = velocidad del tipo de onda generada; ω_n = frecuencia circular de vibración en el modo n ; W_b y W_m = pesos de la barra y de la masa. Los modulos G y E_u resultan ser

$$E = \rho V_s^2 \quad \text{y} \quad G = \rho V_b^2 \quad (4.5)$$

en donde V_s = velocidad de propagación de ondas de corte y V_b = velocidad de propagación de ondas longitudinales de barra (diferente de las ondas compresionales); ρ = densidad de muestras de suelo.

Pruebas de vibración libre.

La muestra de suelo se coloca dentro de una cámara presurizada. Se aplica en momento torsionante en la frontera superior del

especimen y cuando este se libera, se registran las vibraciones libres del espécimen. A partir de este registro se calcula la frecuencia natural y el amortiguamiento. La teoría relevante para el cálculo de G y λ a partir de pruebas de vibración libre la da Zeevaert (1973) quien diseñó y construyó uno de estos aparatos (ver figura 35). El módulo G se calcula con:

$$G = \frac{\omega_s^2}{1 + (\omega_s/\omega_u)^2}$$

en donde ω_s = frecuencia natural amortiguada del sistema suelo-aparato; ω_u = frecuencia natural amortiguada del aparato; k = constante que depende de la geometría del aparato. La constante de amortiguamiento se calcula a partir del decremento logarítmico, δ ;

$$\delta = \ln \left(\frac{X_n}{X_{n+1}} \right) \frac{2\pi\lambda}{\sqrt{1-\lambda^2}}$$

en donde X_n y X_{n+1} son las amplitudes de vibración de dos ciclos sucesivos de oscilación libre.

Pruebas de pulsos ultrasónicos.

Esta técnica se ha usado para medir las propiedades de rocas. Su aplicación al caso de suelos ha sido descrita por Woods (1978) y Stephenson (1978). En esta prueba una fuente de ruido genera ondas de compresión, de cortante y Rayleigh en un extremo de la muestra. En el otro extremo se miden las ondas inducidas. Se determinan las velocidades de propagación de estas y con expresiones como la 4.5. se obtienen los módulos. El método es análogo al de prospección sísmica pero a muy pequeña escala.

4.4 Métodos de Campo

Antecedentes.

Estos métodos involucran dos aspectos: a) generar una onda o tren de ondas en el suelo; b) registrar e interpretar dicha excitación. Las ondas se pueden generar mediante explosivos, por impacto o por medios mecánicos. La interpretación involucra la identificación en los registros del tipo de onda deseada, así como la obtención de parámetros del suelo (generalmente velocidades de propagación de ondas) a partir de ellos. Usando la teoría de la elasticidad se calculan los módulos dinámicos con las expresiones 4.5. Las deformaciones que se inducen en el suelo por efectos del agente excitador son muy pequeñas, típicamente del orden de 10^{-4} o menores (véase la figura 33). Por esta razón los métodos de campo proporcionan valores que corresponde muy cercanamente a los de los módulos iniciales, G_{max} $E_{u_{max}}$, y sólo son aplicables en problemas de deformaciones pequeñas.

Tipos de ondas generadas en el suelo.

En general se tienen:

a) Ondas de cuerpo.

Estas pueden ser:

1) De compresión. Excitan a las partículas en la misma dirección en la que se propagan, produciendo cambios de volumen en el suelo. En medios saturados, los métodos de campo identifican a la velocidad de compresión de agua y no a la de suelo.

2) De corte. Se propagan en dirección perpendicular al movimiento de las partículas y sólo se transmiten a través de la fase sólida del suelo ya que los líquidos carecen de rigidez al corte. Sólo producen distorsiones angulares en las partículas, a volumen constante.

b) Ondas superficiales.

Se tienen dos tipos principales de ellas: las de Rayleigh y las de Love. Las primeras son las más importantes desde el punto de vista ingenieril. Producen en el suelo un movimiento elíptico retrógrado con respecto a la velocidad de propagación. La velocidad de propagación de las ondas de Rayleigh es muy cercana pero menor a la de las ondas de corte. Las ondas de corte y de compresión se ilustran en la figura 36.

Tipos de métodos de campo.

Existen dos clases de métodos: los geofísicos y los de oscilación forzada. A su vez los métodos geofísicos se pueden dividir en métodos de sondeos (pozos cruzados, "up-hole", "down-hole", sonda suspendida, etc) y en métodos de refracción. Entre los métodos de vibración forzada se cuenta el de vibración con masas excéntricas.

Ensaye de refracción.

Cuando una onda se propaga a través de un medio elástico y pasa a otro de densidad diferente ocurren reflexiones y refracciones de la onda. La ley de Snell relaciona la velocidad de propagación de las dos medios con los ángulos de incidencia y de refracción:

$$\frac{V_1}{\text{sen } i} = \frac{V_2}{\text{sen } i_r}$$

en donde V_1 , V_2 = velocidades de propagación de ondas en los medios 1 y 2; i = ángulo de incidencia, i_r = ángulo de refracción. El ensaye de refracción empleado en ingeniería civil se basa en la refracción total. Cuando hay refracción total $i_p = 90^\circ$. El procedimiento de prueba se ilustra en la fig 37.

Las ondas en las que se produce refracción total viajan a lo largo de la frontera entre los dos medios y regresan a la superficie, a través del primer medio, con ángulo de incidencia, i_0 , denominado ángulo crítico. Cuando hay refracción total, la ley de Snell se escribe:

$$\text{sen } i_0 = V_1 / V_2$$

Las condiciones de la prueba imponen que el ángulo de incidencia sea menor que 90° y consecuentemente $V_1 < V_2$. Esta es una limitación del método pues en muchas ocasiones esta desigualdad no se cumple. La prueba se ejecuta generando ondas por percusión o con explosivos y registrando las vibraciones resultantes con geófonos como se ve en la fig 37. Los geófonos vecinos a la fuente de excitación registran primero ondas que viajan únicamente a través del primer medio; los más lejanos registran primero ondas refractadas. En los geófonos se registran los tiempos de arribo de las ondas y haciendo una gráfica del tiempo de arribo contra la separación de dos geófonos con respecto a la fuente de excitación, se obtiene una curva llamada domocrónica cuya pendiente es el

recíproco de la velocidad de propagación. En este método existen procedimientos para generar ondas de compresión y de cortante.

Pruebas en sondeos

En estos se considera que las ondas sísmicas viajan directamente del foco de excitación al punto de recepción de la señal. Estas pruebas requieren de cuatro elementos: 1) Perforación de uno o más pozos; 2) Una fuente generadora de ondas; 3) Equipo de captación (geófonos); 4) Equipo de registro. Las pruebas de sondeos más comúnmente usadas son las siguientes:

a) Pozos cruzados (cross-hole). Ha sido empleado en muchas ocasiones pues su interpretación es confiable en general (Stokoe y Woods, 1972; Woods, 1978). Consiste en producir una excitación dinámica dentro de un pozo y captar las ondas generadas por esta excitación en otro u otros pozos perforados a corta distancia. Para obtener las velocidades de propagación de ondas, es necesario identificar, primero, el tipo de onda; después se determinan los tiempos de arribo de las ondas al punto de medición y, conocida la separación entre fuente de excitación y estación receptora, se determina la velocidad de propagación de las ondas de compresión y de corte.

b) Prueba de impulsos *in situ*. Es una variación del método de pozos cruzados en la que es posible obtener módulos dinámicos a deformaciones relativamente grandes (Miller, et al 1975). La fuente de excitación se coloca dentro de un pozo central y la excitación generada se recibe un pozo colocado a diferentes distancias de la fuente, instalado radialmente a cada 120° . Las velocidades de propagación se obtienen de manera parecida al caso anterior.

c) Métodos pozo-superficie (up-hole) y superficie-pozo (down-hole). En el primero se coloca la fuente de excitación dentro del pozo y los geófonos en la superficie del terreno; en el segundo, el arreglo se hace a la inversa (Kramer *et al*, 1975). Las velocidades de propagación se determinan a partir de los tiempos de llegada de las ondas, como en los métodos descritos antes. El método pozo-superficie ofrece más problemas de interpretación, ya que en ocasiones es difícil identificar las ondas (ver fig 40). En el método superficie-pozo se pueden generar ondas de corte por percusión tangencial sobre una plataforma debidamente lastrada (fig 41) y ondas de compresión por percusión vertical sobre ésta.

d) Método de sonda suspendida. En éste la fuente de excitación y los geófonos se colocan dentro de un sólo pozo lleno con fluido de perforación o agua. Este es

un método de excitación indirecta. La fuente generadora de ondas excita el fluido del pozo que, a su vez, excitará las paredes del mismo. La excitación se propaga entonces a lo largo del pozo (ver fig 42). Si la longitud de onda de la excitación es considerablemente mayor que el diámetro del pozo, las oscilaciones del agua coinciden con las del pozo. La sonda suspendida cuenta con dos geófonos separados entre sí por 1 m. Cada geófono puede registrar ondas P y S.

El procedimiento de prueba es el siguiente: 1) Se produce una fuente de excitación en la dirección perpendicular del eje del pozo. Las ondas generadas se reciben y registran por los geófonos (componente horizontal) y se guardan en la memoria del sistema. 2) Se produce otra onda en la dirección opuesta y se registran sus componentes horizontales, 3) Se genera una onda normal cuyas componentes verticales se registran en los geófonos. Con estos datos se puede verificar la oposición de fases de la onda S. La velocidad de propagación de las ondas S se calcula a partir de la diferencia en tiempos de llegada a los dos geófonos. Procediendo análogamente con las componentes verticales, se obtiene la velocidad de propagación de las ondas P. La fig 43 muestra un registro típico obtenido en la Central de Abastos, D.F. (Jaime et al, 1987).

Método de oscilación forzada.

Se coloca un vibrador de masas excéntrica sobre la superficie del terreno y con éste se generan ondas de Rayleigh, excitando al medio verticalmente. Se utiliza un geófono móvil para detectar las oscilaciones del terreno (ver fig 44). Con el geófono se determinan aquellos sitios en los que las vibraciones del suelo están en fase con la del oscilador de masas excéntricas. Estos puntos se encuentran separados entre sí por una distancia igual a la longitud de onda de la vibración generada. Como la frecuencia de vibración se conoce, es posible determinar la velocidad de propagación de la onda de Rayleigh, V_r con la siguiente expresión:

$$V_r = L_r f$$

en donde f = es la frecuencia del oscilador en H_z , L_r = longitud de onda en m. La profundidad investigada con este método es aproximadamente igual a la mitad de la longitud de onda y V_r es un

valor promedio de la velocidad de propagación hasta dicha profundidad. Para investigar profundidades mayores, es necesario disponer de osciladores muy pesados que generan fuerzas dinámicas de gran magnitud a bajas frecuencias. Conocida V_r se puede inferir V_s o V_p a partir de relaciones como la que se muestra en la fig 45.

4.5 Correlaciones empíricas.

Expresiones para obtener los parámetros dinámicos en función de las deformaciones

Hardin y Drnevich (1972) y Hardin y Black (1968) han propuesto diversas expresiones, basándose en evidencia experimental. A continuación se presentan algunas expresiones sugeridas por Ishihara (1982) en las que se recoge la experiencia no sólo de los autores antes mencionados sino la de las investigaciones posteriores. Suponiendo válida la noción de que las curvas esfuerzo-deformación son hiperbólicas (Kondner y Zelasko, 1963), estas se pueden escribir como:

$$\tau = \frac{G_0 \gamma}{1 + (G_0/\tau_f) \gamma}$$

en donde G_0 = módulo secante inicial, γ = deformación angular; τ_f = esfuerzo cortante asintótico final. La expresión para el módulo de rigidez, resulta

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \gamma_a/\gamma_r}$$

en donde γ_a y γ_r se definen en la fig 46. El factor de amortiguamiento λ resulta

$$\lambda = \frac{4}{\pi} \frac{1}{1 - G/G_0} \left[1 - \frac{G/G_0}{1 - G/G_0} \ln \frac{1}{(G/G_0)} \right] - 2\pi$$

como se ve, para utilizar las ecuaciones anteriores se requiere conocer G_0 . Para arenas se recomienda la siguiente expresión:

$$G_o = A B \frac{(2.17-e)^2}{1+e} (\sigma'_o)^m$$

en donde A = es función de la amplitud de deformación; B = es un factor que toma en cuenta las características de los granos de arena; e = relación de vacíos ; σ'_o = esfuerzo efectivo de confinamiento; m = factor determinado experimentalmente. El parámetro A tienen valores que fluctúan entre 16,600 y 14,300 cuando la deformación angular pasa de 10^{-4} % a 10^{-2} %. Para deformaciones pequeñas $m = 0.4$. Para arenas limpias $B = 1.0$ y para aquellas conteniendo finos $B < 1.0$.

Se sugiere que la siguiente expresión, debida a Hardin y Black (1968) se utilice sólomente con arcillas de baja plasticidad:

$$G_o = 3270 \frac{(2.97-e)^2}{1+e} (\sigma'_o)^{0.5}$$

para arcillas de alta plasticidad se sugiere:

$$G_o = 445 \frac{(4.4 - e)^2}{1+e} (\sigma'_o)^{0.5}$$

y para arcillas de muy alta plasticidad y compresibilidad de origen fluvial:

$$G_o = 90 \frac{(7.32 - e)^2}{1+e} (\sigma'_o)^{0.6}$$

Es claro que las expresiones anteriores no pueden, no deben, aplicarse en los suelos de la Ciudad de México pues las relaciones de vacíos que suelen encontrarse en este caso resultan mayores que 8 en muchas ocasiones. Para los suelos de la Cuenca de México, Zeevaert (1972) ha propuesto correlaciones en donde G_o se da como función de la presión de confinamiento, σ_c . En un estudio reciente, Jaime (1988) propone las siguientes correlaciones para diferentes sitios dentro de la Cuenca de México:

Lago de Texcoco preconsolidado:

$$G_o = [102 - 5.58 (e-3)] \sigma_c$$

válida para $3 < e < 8$ y $0.2 < \sigma_c < 2.2 \text{ kg / cm}^2$

Lago de Texcoco virgen:

$$G_0 = [95.18 - 9.39 (e-3)] \sigma_c$$

válida para $3 < e < 8$ y $0.2 < \sigma_c < 2.2 \text{ kg / cm}^2$

Lago Xochimilco - Chalco:

$$G_0 = [94.34 - 3.35 (e - 3)] \sigma_c$$

válida para $2 < e < 8$ y $0.2 < \sigma_c < 3.6 \text{ kg / cm}^2$

Estas expresiones son sólo indicativas y deberá ejercerse cuidado al aplicarlas a casos concretos. En ningún caso deberán tomarse como sustitutos de los ensayos dinámicos.

Correlaciones entre los parámetros dinámicos
y otros parámetros geotécnicos.

Se han obtenido a partir de resultados de exploraciones geotécnicas convencionales (prueba de penetración estándar, prueba de cono eléctrico, pruebas triaxiales, etc.) y de pruebas dinámicas (columna resonante, pruebas de pozos, etc.). Debido a la amplia difusión de la prueba de penetración estándar se han propuesto múltiples correlaciones entre la resistencia a la penetración, N , y la velocidad de propagación de ondas de corte, V_s . Una forma común de estas correlaciones es:

$$V_s = A N^B$$

en donde A y B son parámetros determinados experimentalmente. En la fig 47 se presenta una correlación obtenida entre N y V_s para arenas (Uchiyama, et al 1984). En suelos arcillosos blandos, como los del Valle de México, se han encontrado correlaciones entre la resistencia a la penetración de punta medida en una pruebas de cono eléctrico y V_s , medida con sondeos de sonda suspendida (Romo et al, 1987). La fig 48 ilustra el resultado de una medición realizada en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, D. F. y las figs 49 y 50 las correlaciones encontradas.

Las correlaciones se obtuvieron dentro de un programa de investigación que realizado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM. La validez de las correlaciones se limita a sitios parecidos (en términos geotécnicos) a aquellos en los que fueran obtenidos y, por consiguiente, deberá ejercerse cautela al aplicarlas.

REFERENCIAS

Arthur, J. R., Chua, K. S., Dunstan, T. y Rodriguez del Toro J., (1980). Principal stress rotation: a missing parameter. J. Geotech. Eng. Div., ASCE, 106, GT4.

Arthur, J. R., (1982). Innovative shear apparatuses and methods of quality evaluation. Proc. European Conf. on Mechanics.

Baldi, G. y Nova, R. (1984). Membrane penetration effects in triaxial testing. Jour. Geotech. Engn. Div., ASCE, 110, GT3.

Bishop A. W. and Henkel D. J. (1957). The measurement of soil properties in the triaxial cell. Londres: Edward Arnold.

Bishop, A. y Hight, D. W. (1977). The value of Poisson's ratio in saturated soils and rocks stressed under undrained conditions. Geotechnique, 27, 3.

Brown, S. F., Austin, G. y Overy, R.F. (1980). An instrumented triaxial cell for cyclic loading of clays. Geotech. Testing Jour., ASTM, 3, 4.

Burland, J. B. y Symes, M (1982). A simple axial displacement gauge for use in triaxial apparatus. Geotechnique, 32, 1.

De Alba, P., Seed, H. B., y Chan, C. K. (1976). Sand liquefaction in large scale simple shear tests. Jour. Geotech. Engn. Div., ASCE, 103, GT9.

De Campos, T. (1984). Two low plasticity clays under transient and cyclic loading. Tesis doctoral, Imp. Col. of Sc. and Tech., Univ. de Londres.

Diaz Rodriguez A., Iturbe R. y Weckmann O. (1973). Licuacion de arenas. Primera parte. Informe interno no. 242, Instituto de Ingenieria, UNAM.

Dobry, R. (198). Dynamic properties and seismic response of soft clay deposits. *Memorias, Simp. Int. de Suelos Blandos*, vol 2, Soc. Mex. de Mec. de Suelos, México (en prensa).

Drnevich, V. P., Hardin, B. O. y Shippey, D. J. (1978). Modulus and damping in the resonant column method. *ASTM STP 654*.

Drnevich, V. P. (1978). Resonant column testing-- problems and solutions. *ASTM STP 654*.

Finn, W., Emery, J. y Gupta Y. (1971). Liquefaction of large samples of saturated sand on a shaking table. *Proc. 1st Can. Conf. on Earthq. Engn., Vancouver*.

Finn, W. D. y Vald, Y. D. (1977). Liquefaction potential from drained constant volume cyclic simple shear tests. *Proc. 6th World Conf. Earthq. Engn., v6*.

Green, G. E. (1967). Correspondence on: A new testing apparatus by Ko and Scott. *Geotechnique*, 17, 295. Hardin, O. B. y Black, W. L. (1968) normally consolidated clays. *Jour. Soil Mech. Fdns. Div., ASCE*, 94, SM2.

Hardin, O. B. y Drnevich, P. V. (1972). Shear Modulus and damping in soils. I: measurement and parameter effects. II: Design equations and curves. *Jour. Soil Mech. Fdn. Engn. Div., ASCE*, 98, SM6, SM7.

Hight D. W., Gens, A., y Symes, M. J. (1982). The development of a new hollow cylinder for investigating the effects of principal stress rotations in soils. *Geotechnique*, 32.

Hight, D. W. (1982). A simple piezometer probe for the routine measurement of pore pressure in triaxial tests on saturated soils. *Geotechnique*, 32, 4.

Hight, D. W., Gens A. y Jardine, R. J. (1985). Evaluation of geotechnical parameters from triaxial tests on offshore clay. *Cap. 16 en: Advances in underwater technology and offshore engineering*, v3. Londres: Graham y Trolman.

Ishibashi, I. y Sheriff, M. (1974). Soil liquefaction by torsional simple shear device. *Jour. Geotech. Eng. Div., ASCE*, 100, GT8.

Ishihara K. y Yasuda, S. (1975). Sand liquefaction in hollow cylinder torsion under irregular excitation. *Soils and Foundations*, 15, 1.

Ishihara, K. y Takatsu, H. (1979). Effects of overconsolidation and Ko conditions on the liquefaction characteristics of sands. *Soils and Foundations*, 19, 4.

Ishihara, K. and Yamada, Y. (1981). Liquefaction tests using a true triaxial apparatus. Proc. 10th Int. Conf. Soil Mech. Fdn. Engng., Estocolmo, v3.

Ishihara, K. (1982). Evaluation of soil properties for use in earthquake response analysis. Proc. Int. Symp. on Numerical Models in Geomechanics, Zurich.

Ishihara, K. y Towhata I. (1983). Sand response to cyclic rotation of principal stress directions as induced by wave loads. Soils and Foundations, 23, 4.

Jaime, A. (1980). Comportamiento dinámico de suelos. Memorias, X Reunion Nac. de Mecanica de Suelos, Morelia.

Jaime A., Legorreta H. y Martín G. (1987). Aparato de Corte Simple Cíclico. México: Instituto de Ingeniería, UNAM, Serie Azul No. 508.

Jaime A. (1988) Características Dinámicas de la Arcillas del Valle de México. Tesis Doctoral, Facultad de Ingeniería, UNAM, Div. de Estudios de Posgrado, México.

Jardine, R. J., Symes, M. y Burland J. (1984). The measurement of soil stiffness in the triaxial apparatus. Geotechnique, 34, 3.

Ko, H. y Scott, R. F. (1967). A new soil testing apparatus. Geotechnique, 17.

Kondner, R. L. y Zelasko, J. S. (1963). A hyperbolic stress-strain formulation of sands. Proc. 2nd Pan American Conf. on Soil Mech. and Fdn. Eng.

Kramer, R. W., Mac Donald, R. B., Tiedeman, D. A. y Viksne, A. (1975). Dynamic analysis of Tsengwen Dam, Republic of China. Reporte del U. S. Dept. of the Interior, Bureau of Reclamation.

Lade, P. y Hernandez, S. (1977). Membrane penetration effects in undrained tests. J. Geotech. Engng. Div., ASCE, 109, GT2.

Lee, K. L. (1976). Fundamental considerations for cyclic triaxial tests on saturated sand. Proc 1st BOSS, v1.

Martin, G. R., Finn, W.D., y Seed H. B. (1975). Fundamentals of liquefaction under cyclic loading. Jour. Geotech. Engn. Div., ASCE, 101, GT5.

Martin, G. R., Finn, W. D. y Seed, H.B. (1978). Effects of system compliance on liquefaction tests. Jour. Geotech. Engn. Div., ASCE, 104 GT4.

Moussa, A. A. (1975). Equivalent drained-undrained shearing resistance of sand to cyclic simple shear loading. Geotechnique, 25.

Molenkamp, F. y Luger, H. J. (1981). Modelling and minimization of membrane penetration effects. *Geotechnique*, 31, 4.

Mullis, J. P., Townsend, F. C. y Horz, R. C. (1978). Triaxial testing techniques and sand liquefaction. ASTM STP 654.

Muramatsu F. y Tatsuoka F. (1981). Cyclic undrained stress-strain behaviour of dense sand by torsional simple shear tests. *Bull. ERS, Japon*, v14.

Oda M., Konishi, J. y Nemat-Nasser, S. (1982). Experimental micro-mechanical evaluation of strength of granular materials: effects of particle rolling. *Mechanics of Materials*, v1, n4.

Ovando E. (1986). Stress-strain behaviour of granular soils tested in the triaxial cell. Tesis doctoral, Imp. Col. of Sc. and Tech., Univ. de Londres.

Ovando Shelley E. (1988). Rigidez y anisotropía no drenadas de una arena saturada. Memorias, XIV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, vol 1, Monterrey.

Ovando E. y Hight, D. W. (1987). Some effects of stress history on the response of a saturated medium fine sand. En prensa, *Geotechnique*.

Overy, R. F. y Brown, S. F. (1978). Influence of cyclic loading on clays. Reporte RFO/1, Univ. de Nottingham, G. B.

Pande, G. N. y Zienkiewicz O. C., eds. (1982). *Soil Mechanics--transient and cyclic loads*. Londres: John Wiley and Sons.

Poulos, S., Castro, G. y France, W. (1985). Liquefaction evaluation proPrevost, J. and Hoeg, K. (1976). Re-analysis of simple shear soil testing. *Can. Geotech. Jour.*, 13, 4.

Richart, F. E., Woods, R. D. y Hall, J. R. (1970). *Vibration of soils and foundations*. Nueva Jersey: Prentice Hall Inc.

Romo, M. (1980). Análisis dinámico de sistemas suelo-estructura y presas de tierra. Memorias, X Reunión Nac. de Mec. de Suelos, Morelia.

Romo, M. y Jaime (1986). Características dinámicas de las arcillas del Valle de México y análisis de respuesta dinámica del suelo. Primera etapa. Informe interno, proy. 6504, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Romo, M., Jaime, A. y Ovando E. (1987). Características del suelo en el sitio SCT. Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM al Departamento del Distrito Federal.

Roscoe, K. H. (1953). An apparatus for the application of simple shear to soil samples. *Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech. Fdn. Engng.*, v1.

Saada A. S. y Townsend, F. C. (1981). State of the art: laboratory strength testing of soils. ASTM STP 740.

Sangrey, D. A., Pollard, W. S. and Egan, J. A. (1978). Errors associated with rate of undrained cyclic testing of clay soils. ASTM STP 654.

Schofield, A. y Wroth, P. (1968). Critical state soil mechanics. London: Mc. Graw-Hill.

Seed, H. B. y Lee, K. L. (1966). Liquefaction of saturated sands during cyclic loading. Jour. Soil Mech. Fdn. Engng. Div. ASCE, 92, SM6.

Seed, H. B. e Idriss, M. I. (1970). Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis. Rep. no. EERC 70-10, Univ. de California, Berkeley.

Seed H. B., Pyke, R. M. y Martin, G. R. (1978). Effect of multidirectional shaking on pore pressure development in sands. Jour. Geotech. Engr. Div., ASCE, 104.

Seed H. B. (1979). Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes. Jour. Geotech. Engr. Div., ASCE, 105, GT2.

Shen, C. K., Sadigh, K. y Herrmann, L. R. (1978). An analysis of NGI simple shear apparatus for cyclic soil testing. ASTM STP 654.

Shibuya, S. (1985). Undrained behaviour of granular materials under principal stress rotations. Tesis Doctoral, Imperial College of Sc. and Tech., Univ. de Londres.

Stokoe, K. H. y Woods, R. D. (1972). In situ shear wave velocity by cross hole method. Jour. Soil Mech. Fdns. Div., ASCE, 98, SM5.

Symes, M., Gens, A. y Hight, D. W.. (1984). Undrained anisotropy and principal stress rotations in saturated sand. Geotechnique, 34, 1.

Takahashi, M. (1981). Transient and cyclic behaviour of a sandy clay. Tesis doctoral, Imp. Col. of Sc. and Tech., Univ. de Londres.

Townsend, F. C. (1978). Review of factors affecting cyclic triaxial tests. ASTM, STP 654.

Uchiyama, S., Tonuchi, K. e Imai, T. (1983). Measurement of S-wave velocity of the ground and application of S wave velocity data for civil engineering. Reporte tecnico no. 4162, Oyo Corp, Tokio.

Van Eekelen, H. y Potts, D. (1978). The behaviour of Drammen Clay under cyclic loading. Geotechnique, 28, 2.

Whitman y Healey (1962). Shear strength of sands under rapid loading. Jour. Soil Mech. and Found. Engr. Div., ASCE, 82, SM2.

Wolfe, W. E., Mokhtar, A. y Lee, K. L. (1977). Soil liquefaction in cyclic cubic test apparatus. Proc. 6th Conf. on Earthq. Engr., Nueva Delhi, v3.

Wood, D. M. y Budhu, M. (1980). The behaviour of Leighton Buzzard sand in cyclic simple shear tests. Proc. Int. Symp. of Soils under Cyclic and Transient Loading, Swansea, G. B., v1.

Woods, R. D. (1978). Measurement of dynamic soil properties. Proc. Conf. on Earthq. Engr. and Soil Dyn., Pasadena, Cal. v1.

Wright, D. K., Gilbert, P. A. and Saada, A. S. (1978). Shear devices for determining dynamic soil properties. Proc. Conf. on Earthq. Engr. and Soil Dyn., Pasadena, Cal., v2.

Zeevaert, L. (1972). Foundation engineering for difficult subsoil conditions. Nueva York: Van Nostrand Reinhold, Co.

TABLE 1 ASSESSMENT OF LABORATORY APPARATUS FOR CYCLIC LOADING

Reliable capabilities	Initial stress state	Cyclic soil Behaviour ⁺	σ' vs ϵ	q vs p'	vary σ_2 condition	Principal stress rotation	Dynamic E	Moduli G	ξ
Apparatus									
Cyclic triaxial cell	YES	YES	YES	YES	NO	NO	Δ	NO	Δ
Simple shear NGI	Δ	YES	?	NO	NO	NO	NO	NO	NO
Poscoe type	NO	YES	?	NO	NO	NO	NO	NO	NO
True triaxial	YES	YES	YES	YES	YES	*	NO	NO	NO
Stepped ring shear	NO	YES	?	?	NO	NO	NO	NO	NO
Directional Shear cell	YES	YES	YES	YES	NO	**	NO	NO	NO
Hollow cylinder $P_i = P_o$	YES	YES	YES	YES	NO	**	NO	NO	NO
Hollow cylinder $P_i \neq P_o$	YES	YES	YES	YES	YES	YES	NO	NO	NO

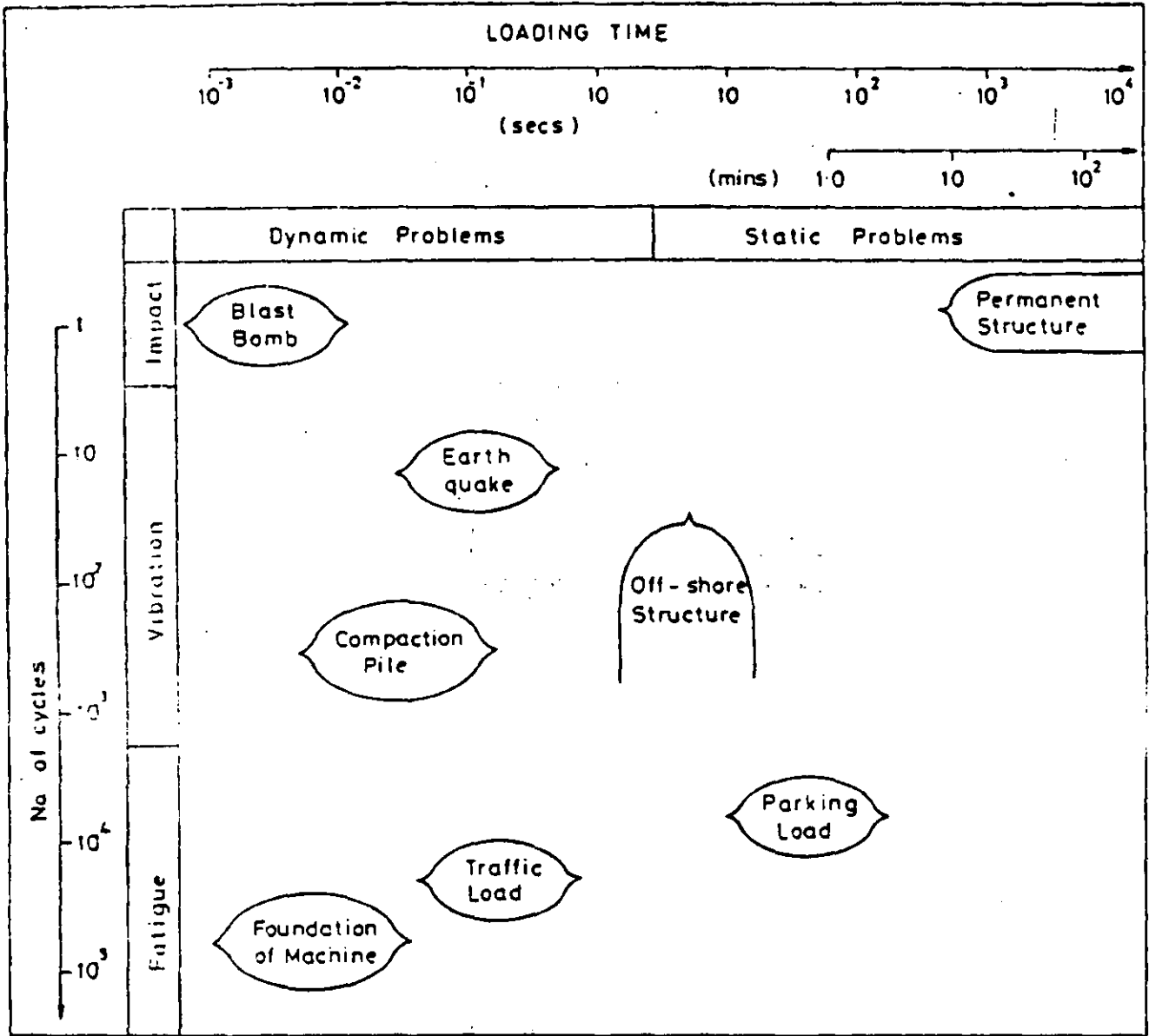
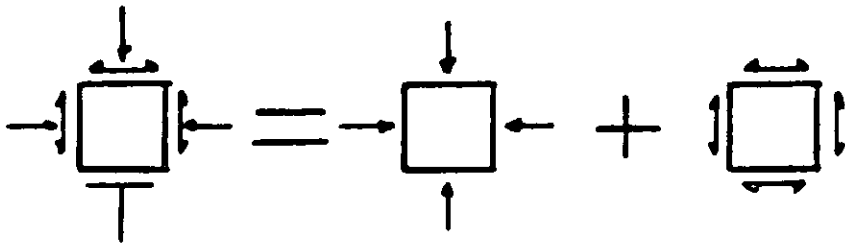
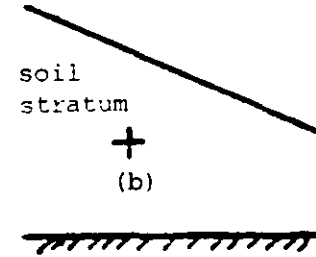
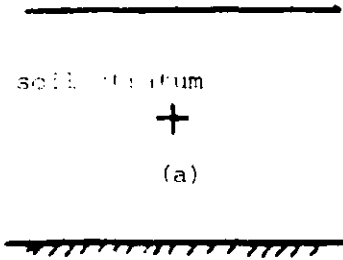
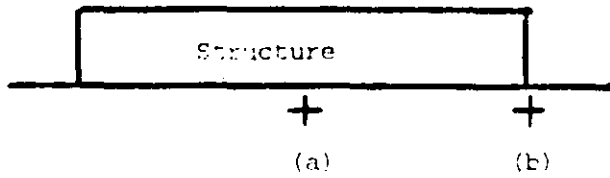
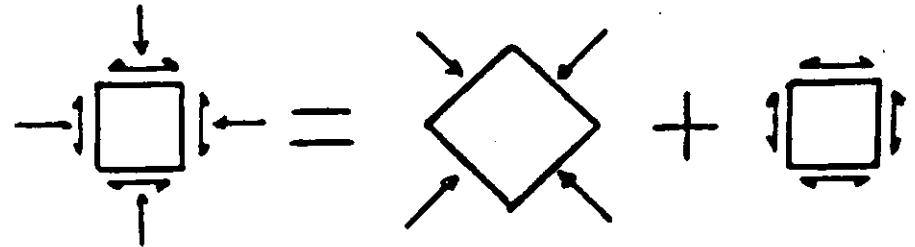


Fig 1 Classification of dynamic problems in terms of loading time and number of cycles . After Takahashi, (1981).



(a) No initial shear stresses



(b) Initial shear stresses, principal directions initially inclined.

Figure 2 Field stress states for earthquake conditions.

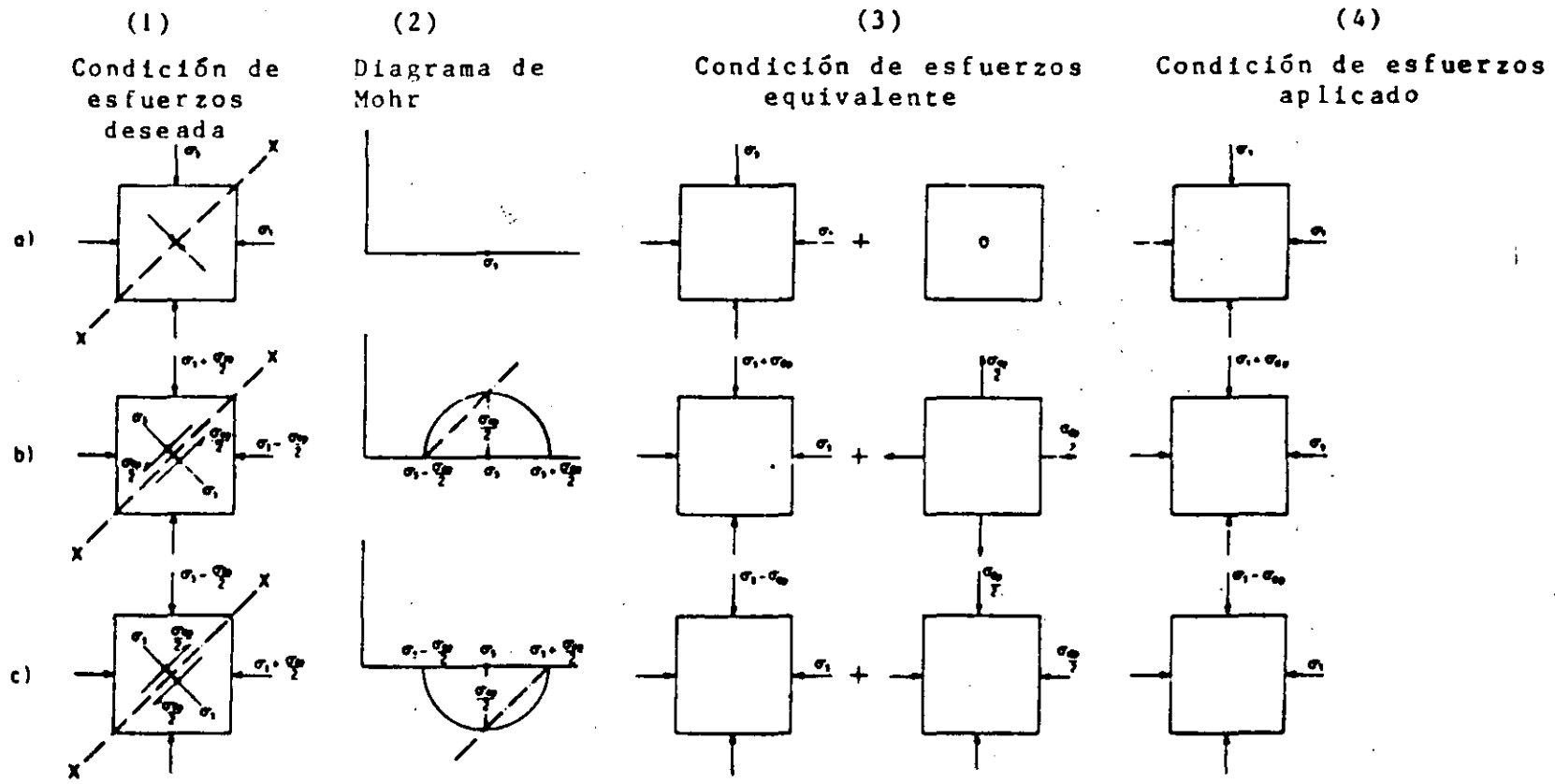
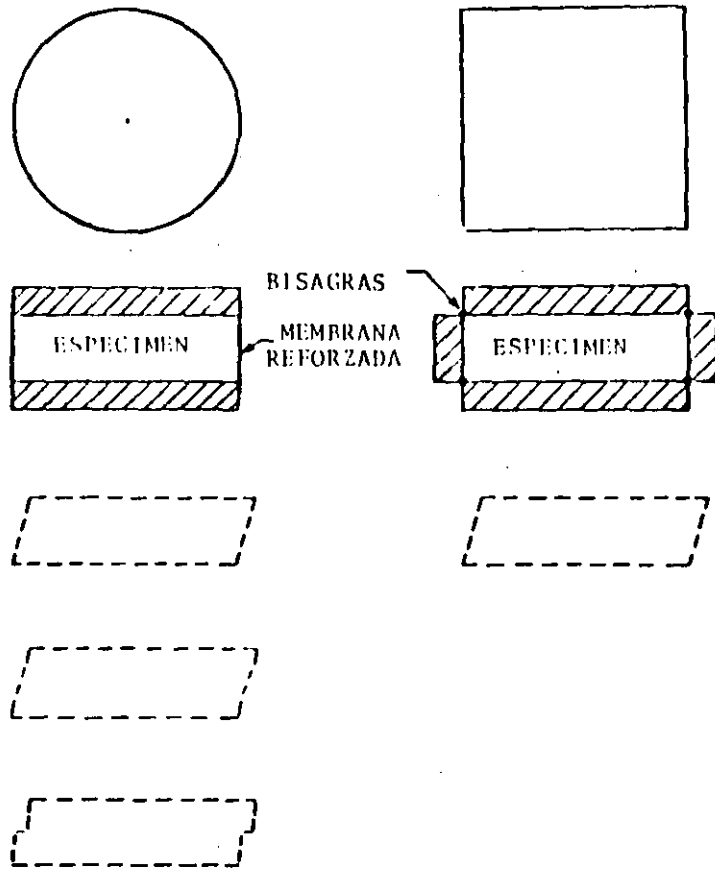


FIG. 3 CONDICION DE ESFUERZOS PARA LA PRUEBA TRIAXIAL CICLICA
(SEED Y LEE, 1966)



INSTITUTOS NORUEGO Y SUECO
DE GEOTECNIA

UNIVERSIDAD DE CAMBRIDGE

FIG. 4 DOS TIPOS DE APARATOS DE CORTE SIMPLE.

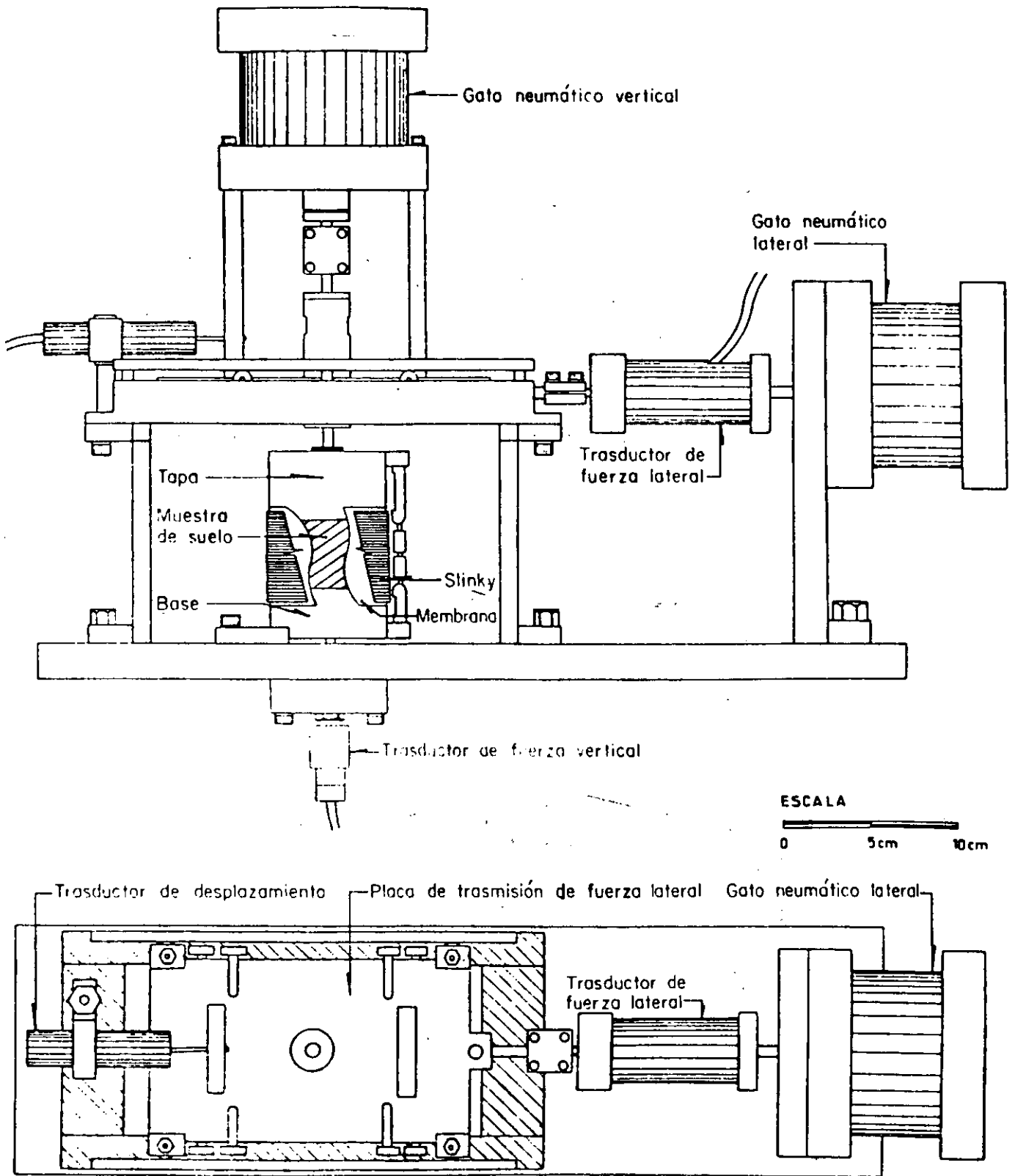


Fig. 5 Aparato de corte simple cíclico,
 Instituto de Ingeniería (Jaime, 1987)

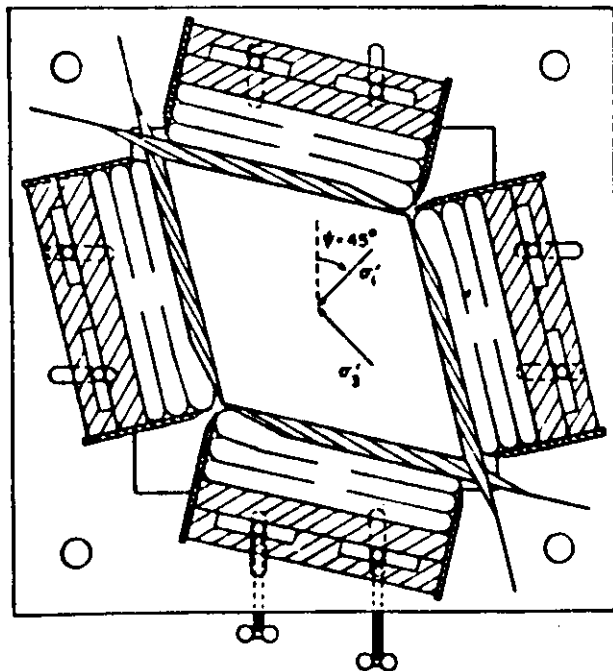
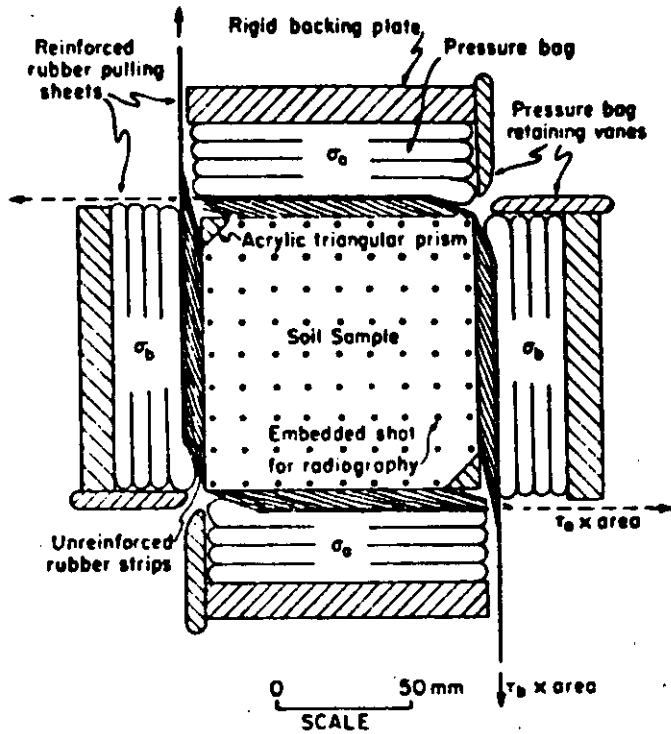


FIGURE 6 Stress conditions and principal directions rotations in the DSC cell. After Arthur (1992).

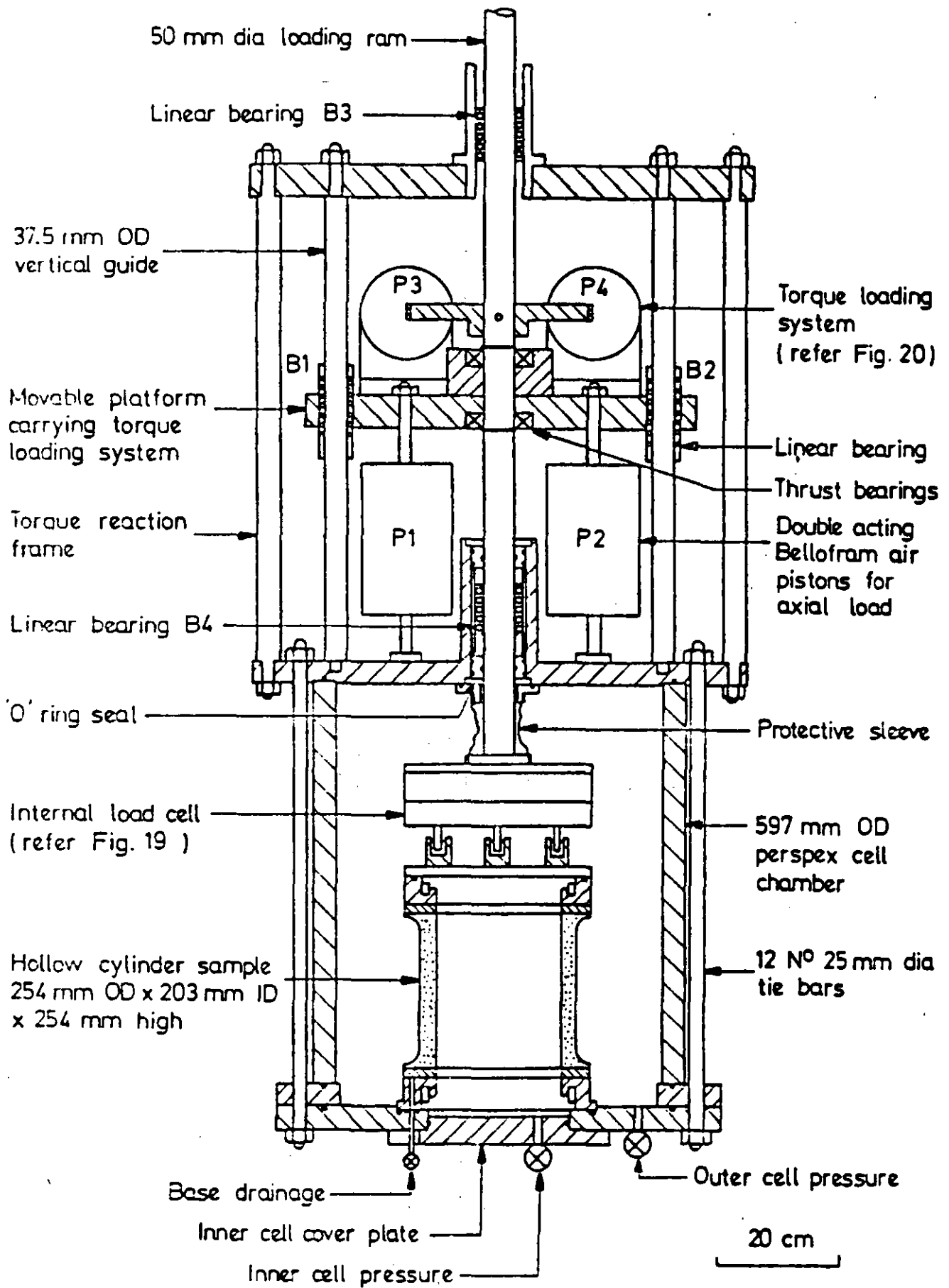
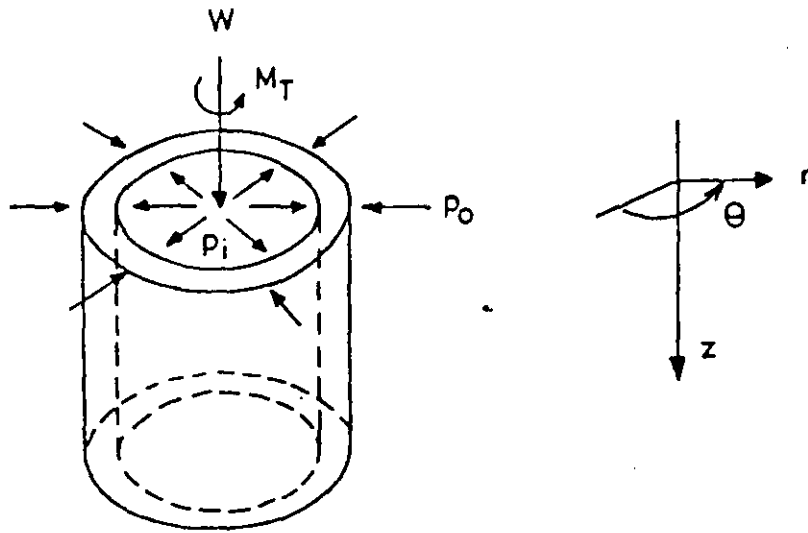
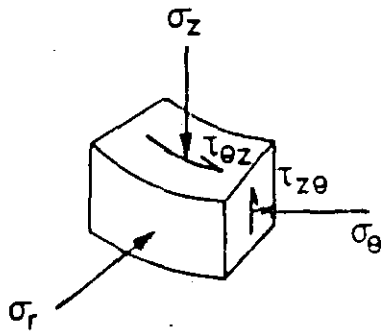


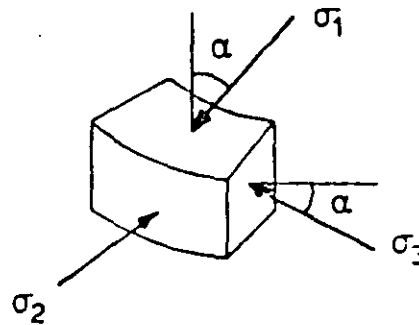
Fig. 7 General layout of the new hollow cylinder apparatus. After Hight, et al (1982).



(a) Hollow cylinder sample under axial load, W , torque, M_T , internal pressure, p_i , external pressure, p_o



(b) Stresses on an element in the wall of a hollow cylinder sample



(c) Principal stresses on an element in the wall

A $p_o \neq p_i$ hollow cylinder sample (After Hight et al, 1982)

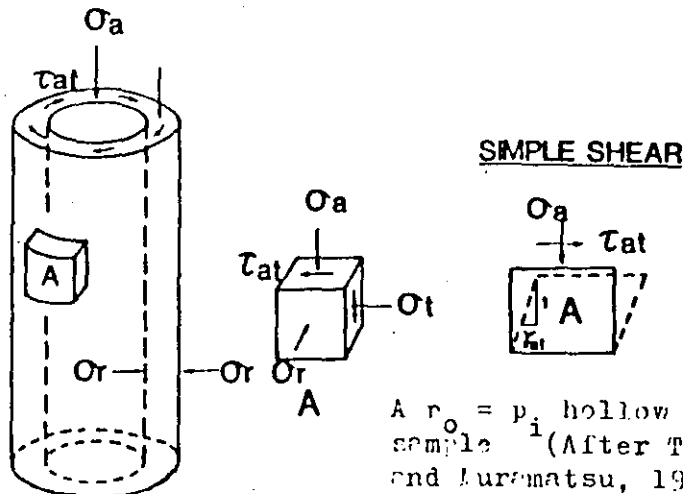
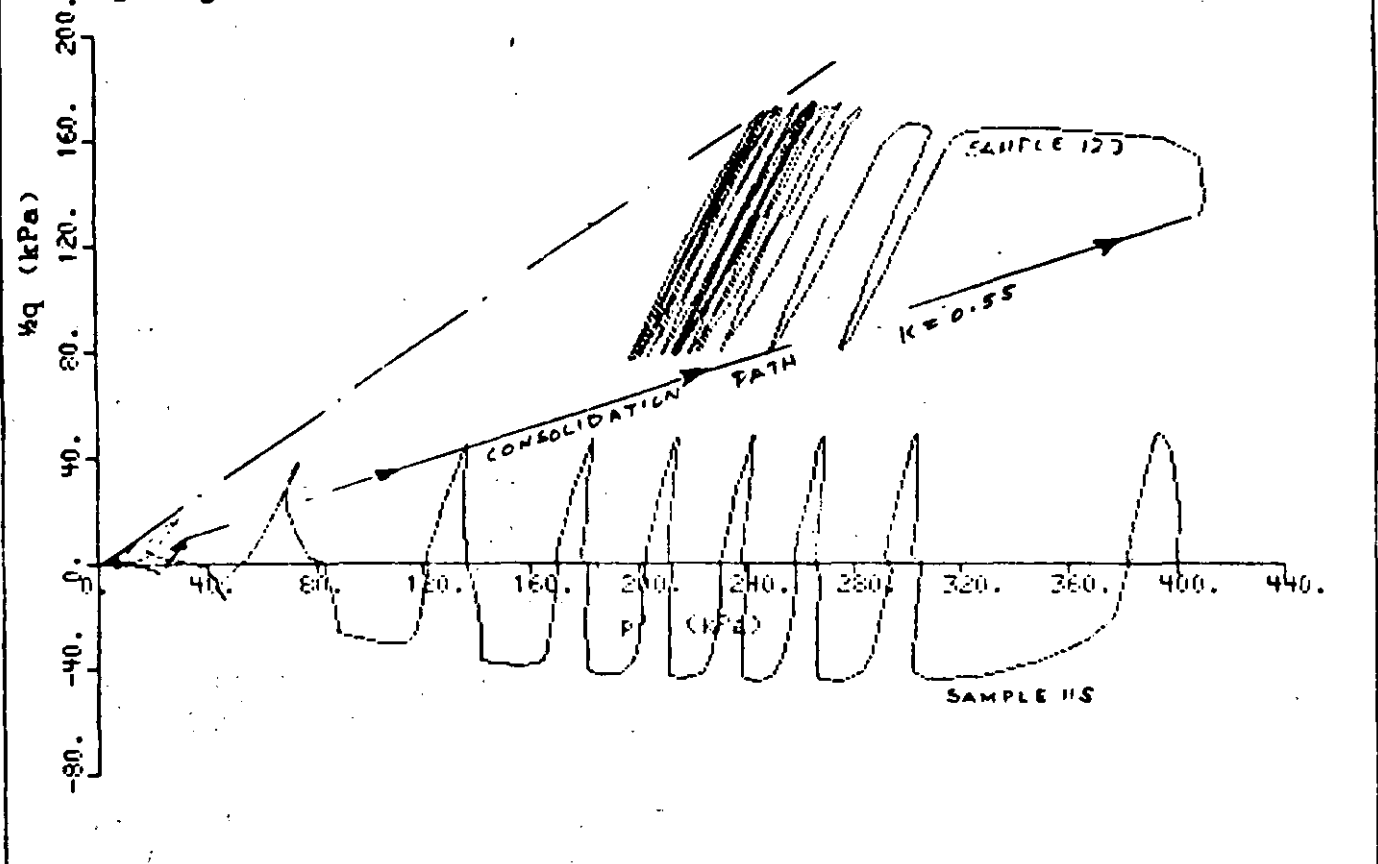


FIGURE 8 Stresses in hollow cylinder apparatuses.

Fig. 9 - NORMALLY CONSOLIDATED SAMPLES WITH DIFFERENT STRESS HISTORIES



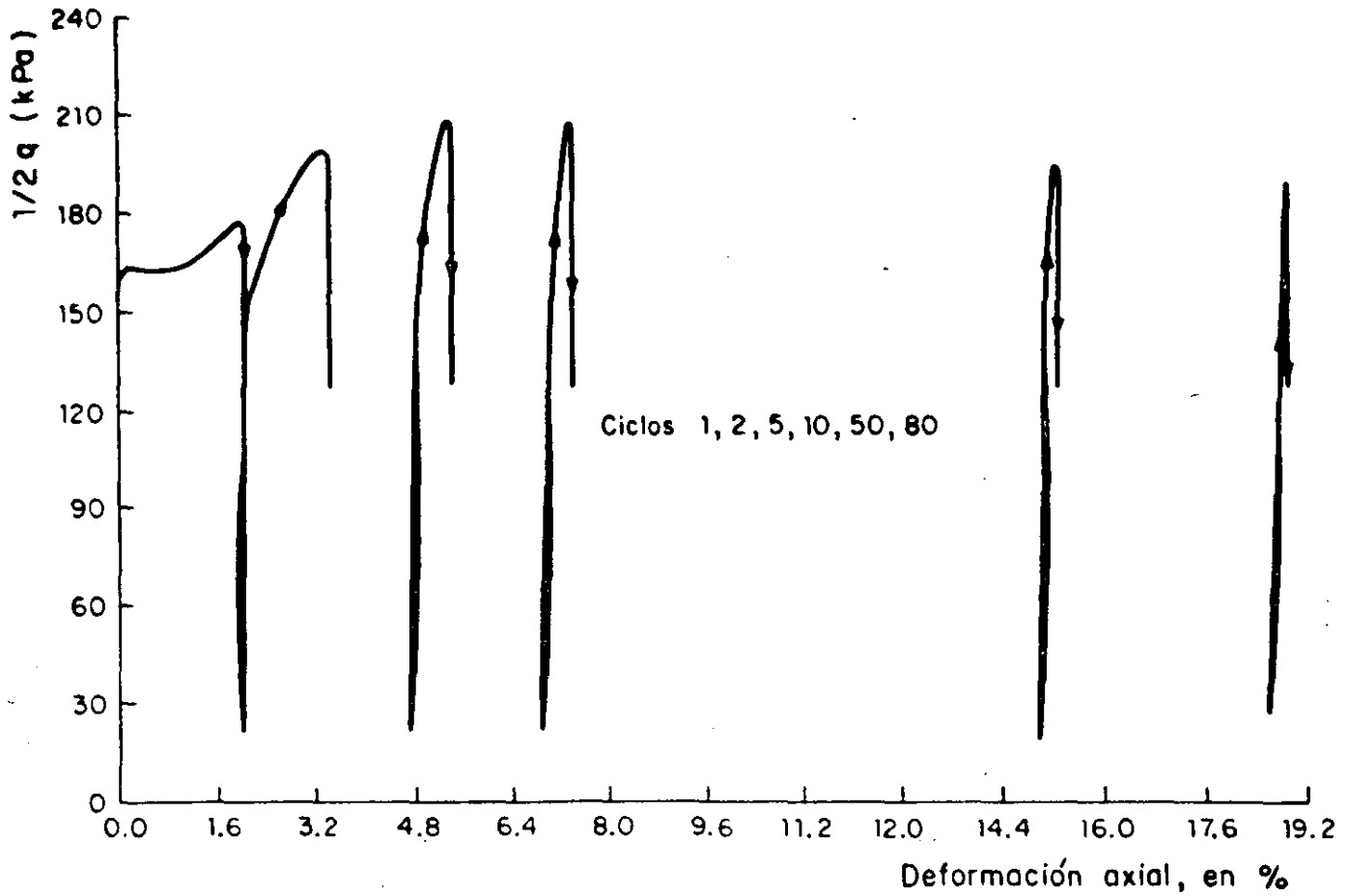


Fig. 10.A Ejemplo de una curva esfuerzo-deformación con endurecimiento progresivo.

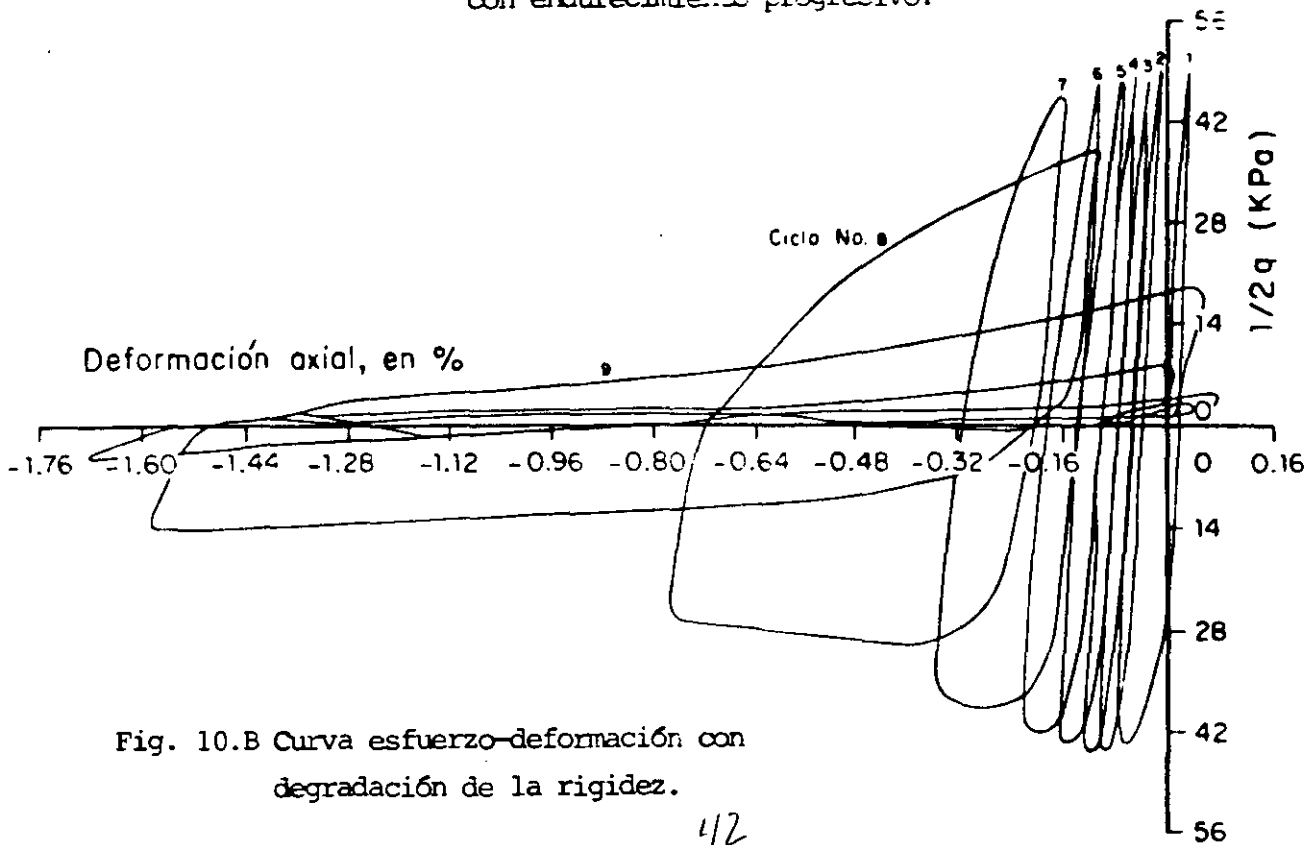
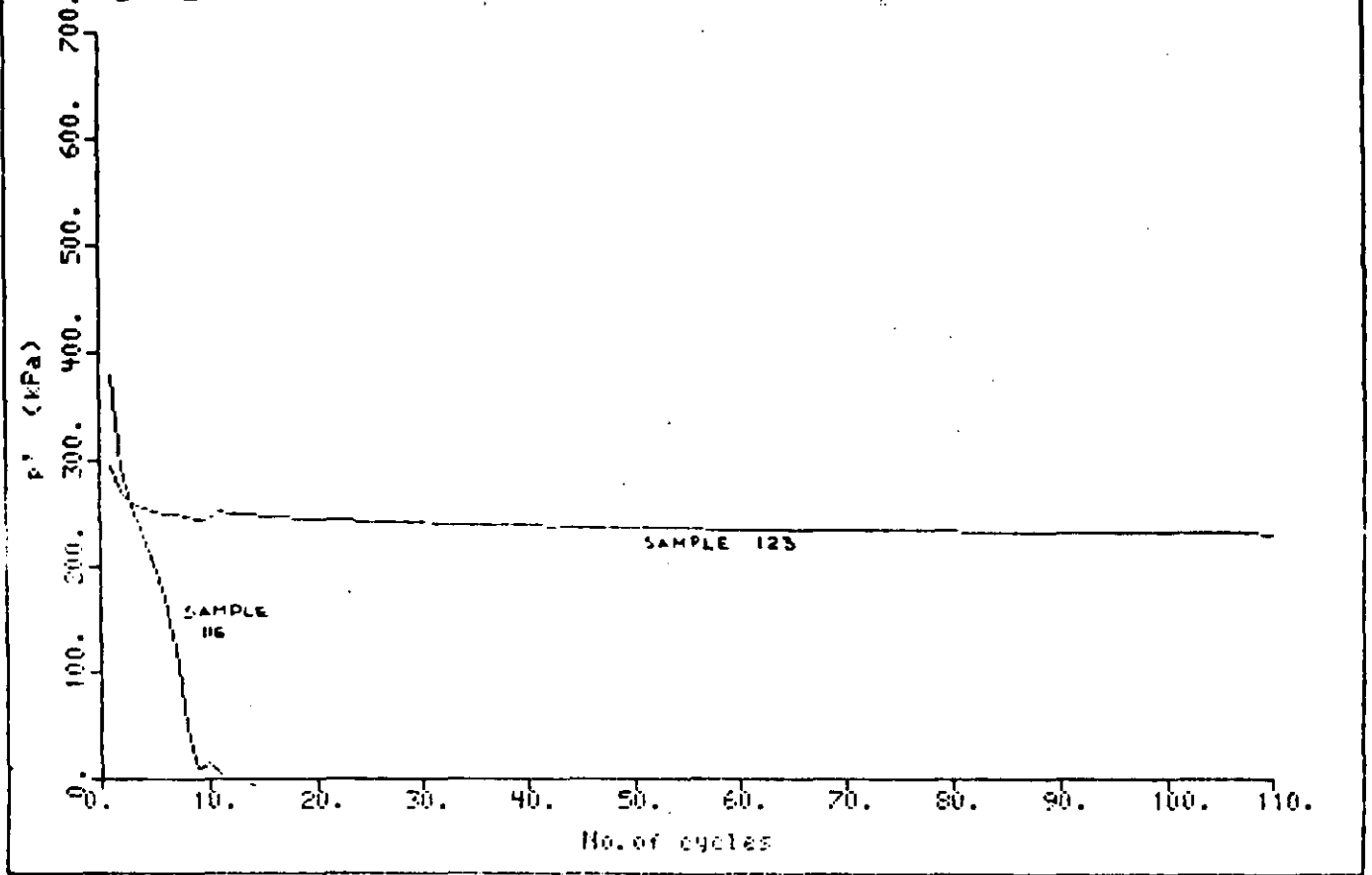


Fig. 10.B Curva esfuerzo-deformación con degradación de la rigidez.

Fig. 11 . NORMALLY CONSOLIDATED SAMPLES WITH DIFFERENT STRESS HISTORIES



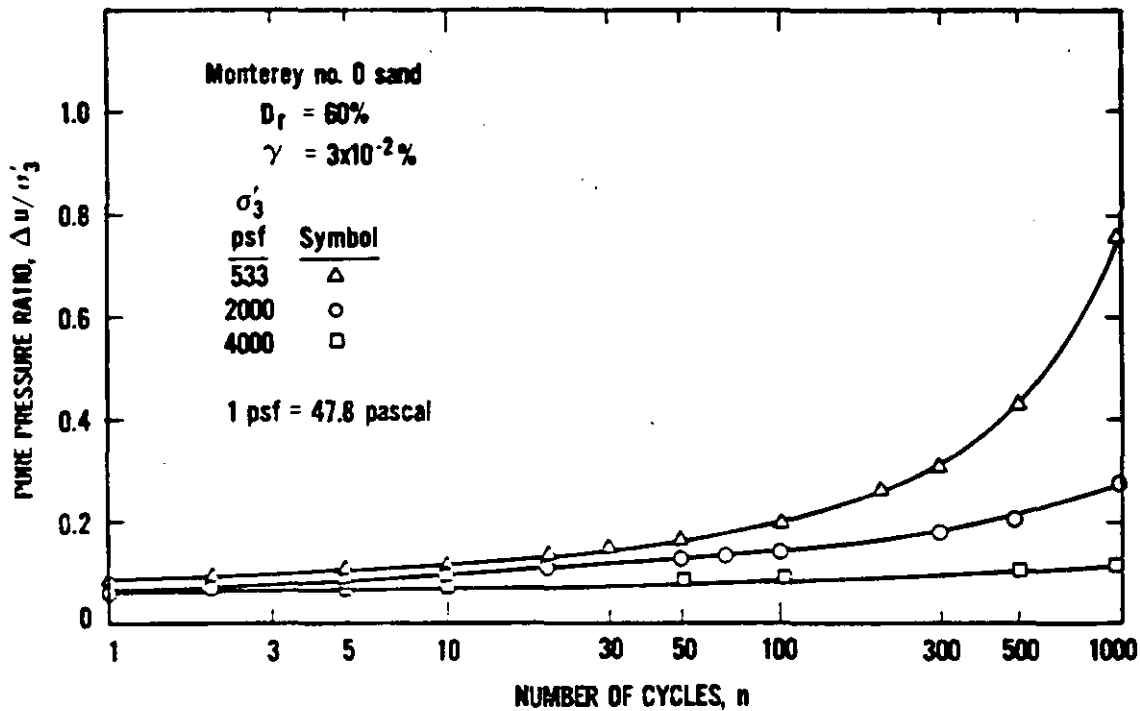


Figure 12 Pore water pressure buildup as a function of number of cycles for Monterey No. 0 sand at $D_r = 60$ percent, $\gamma = 3 \times 10^{-2}$ percent and various effective confining pressures (DOBRY, ET AL., 1982).

These values calculated by computer

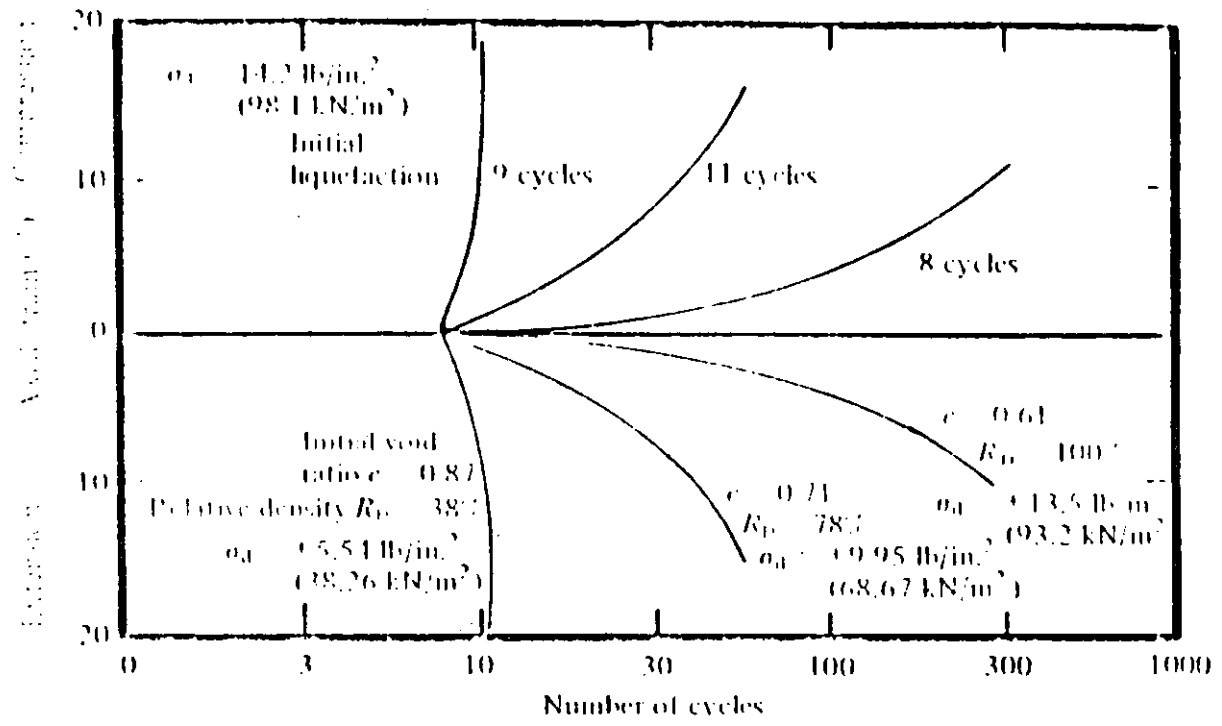


FIGURE 13 Axial strain after initial liquefaction for pulsating load tests at three densities for Sacramento River sand. [Seed, H. B., and Lee, K. L. (1966).]

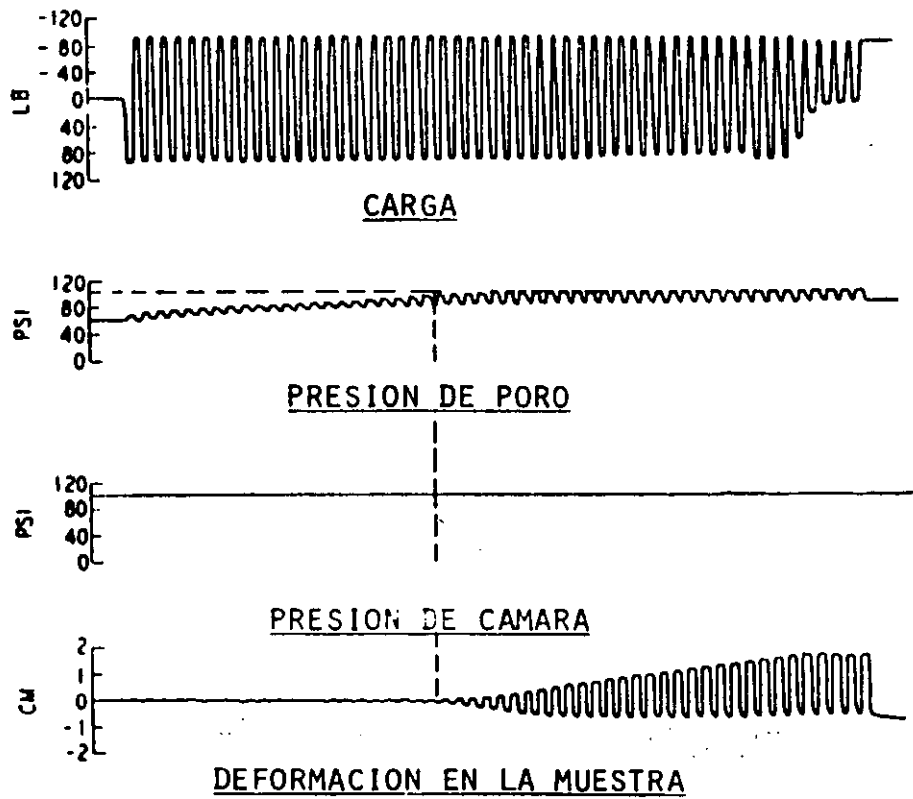


FIG. 14 DATOS DE LABORATORIO DE LA PRUEBA TRIAXIAL CICLICA A CARGA CONSTANTE (ARANGO,1980)

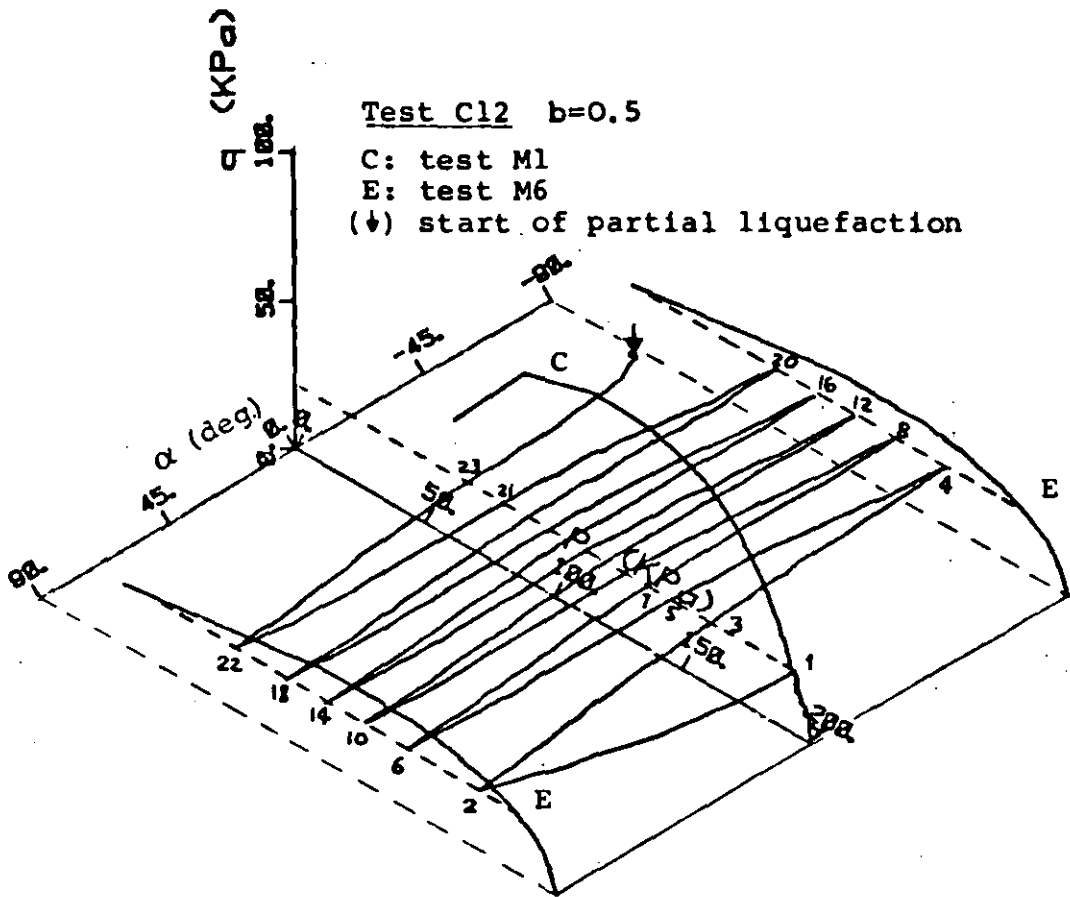


Fig. 15.A

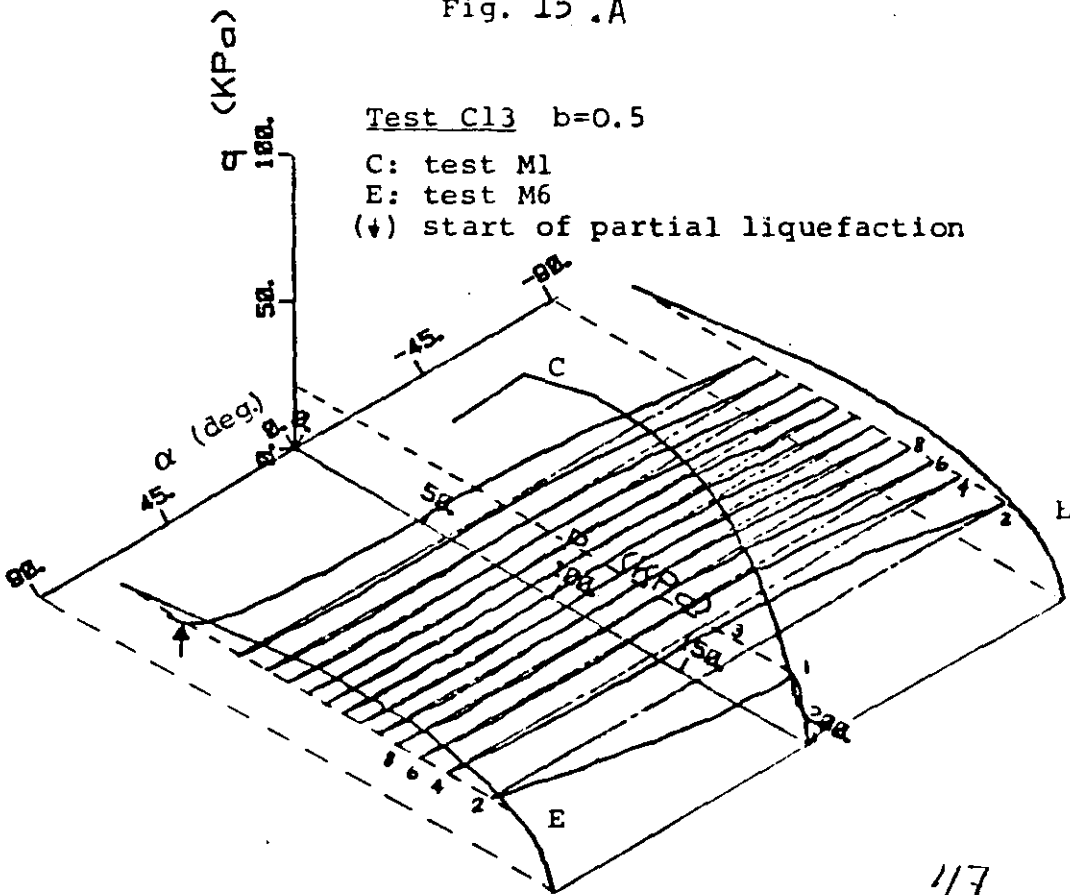


Fig. 15.B

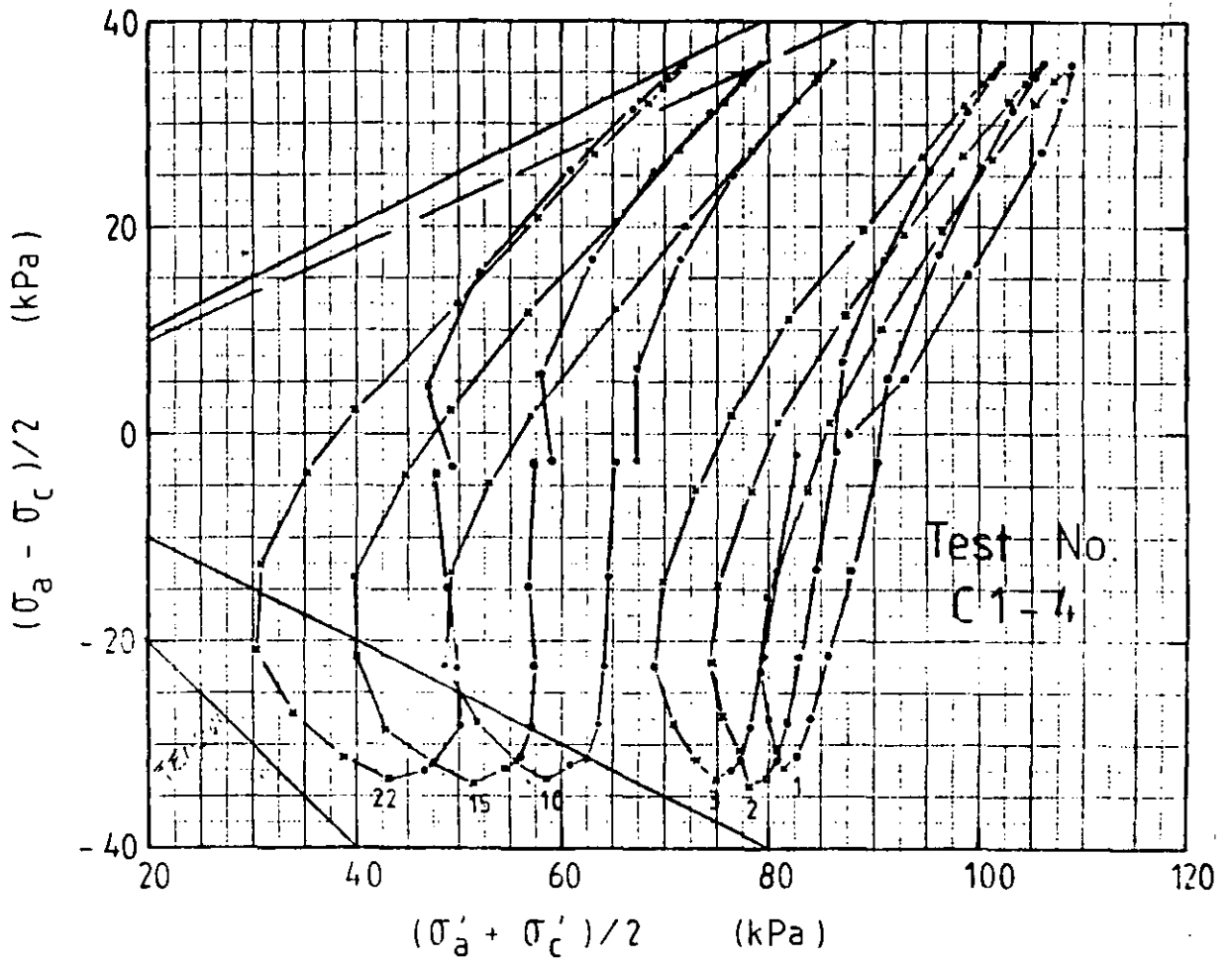


Fig. 16 Effective Stress Paths for AOCR4 LCT under Two-Way Cyclic Loading

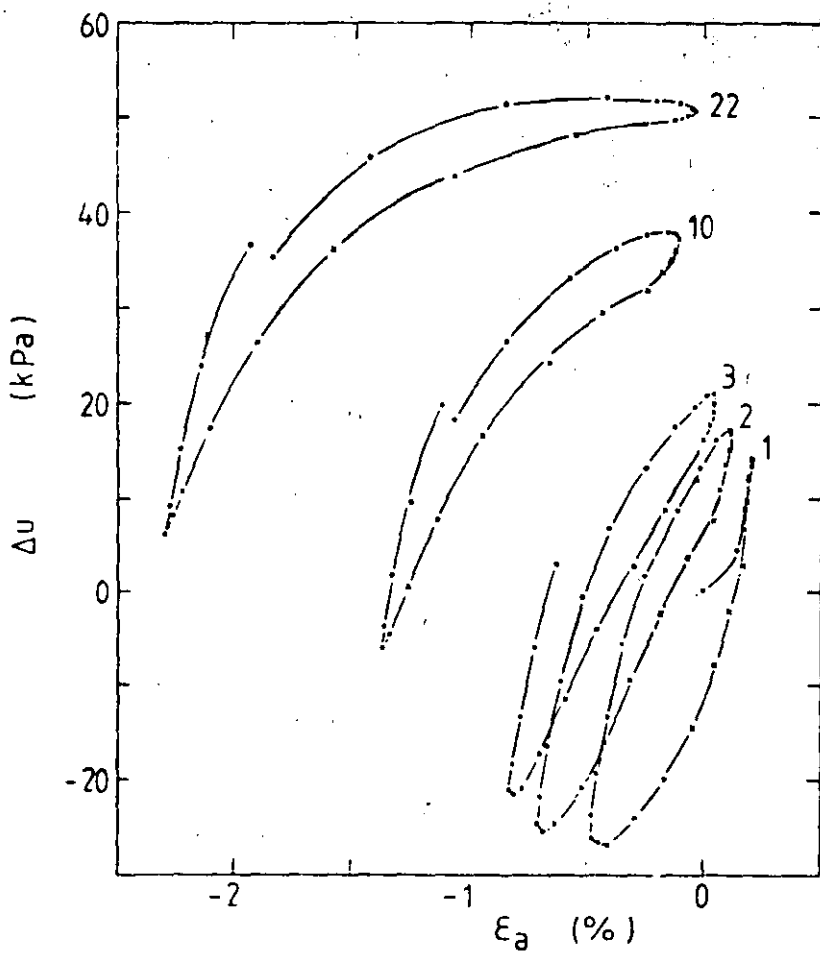
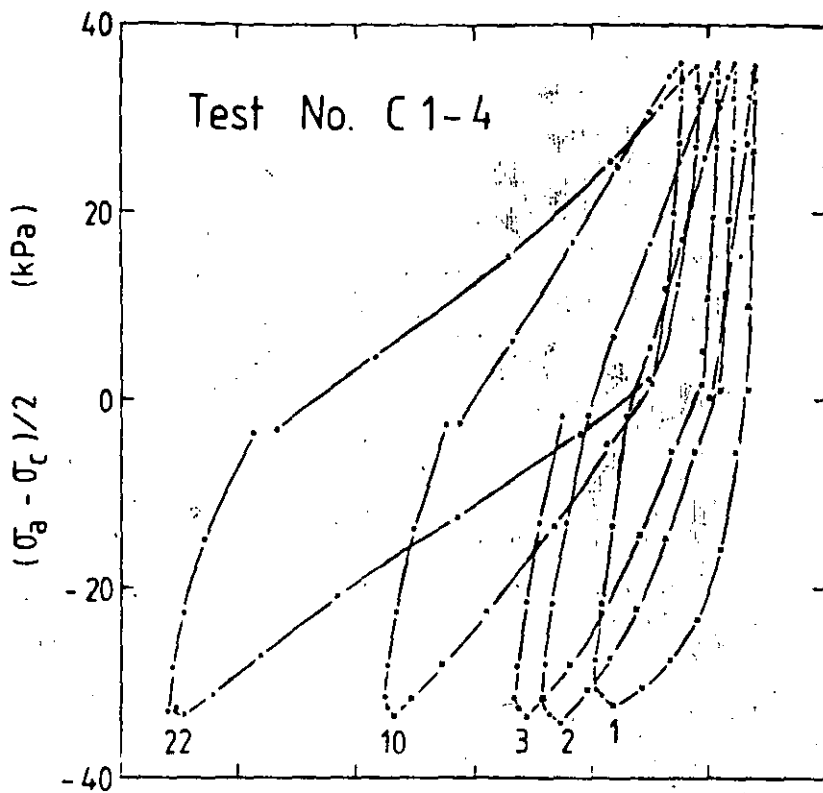
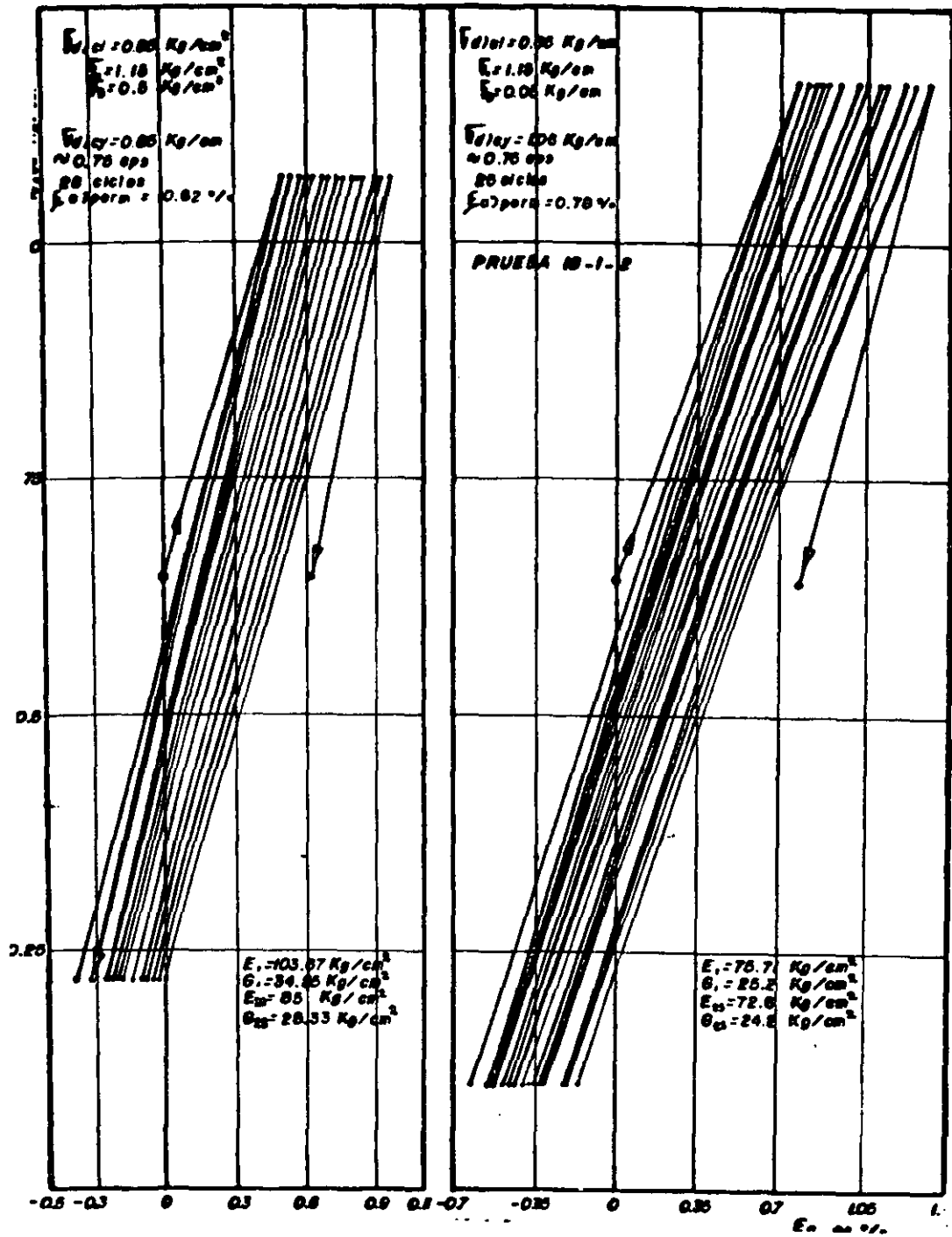


Fig. 17 Stress-Strain and P.W.P. Strain Curves for AOCR4 LCT under Two-Way Cyclic Loading



50

FIG. 18

19

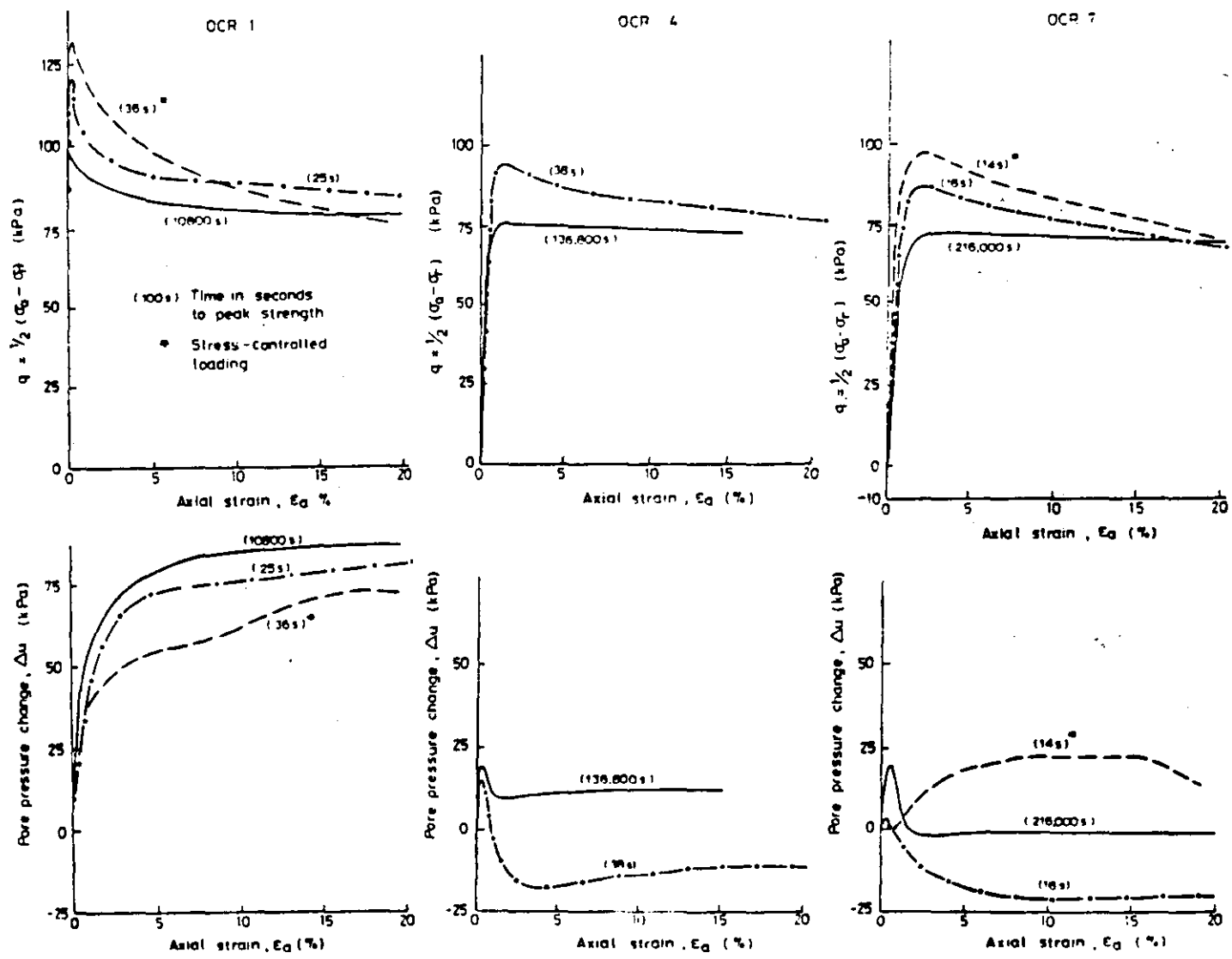


Fig. 19 Stress-Strain and P.W.P.-Strain Curves for Compression Loading on Anisotropically Consolidated Lower Cromer Till

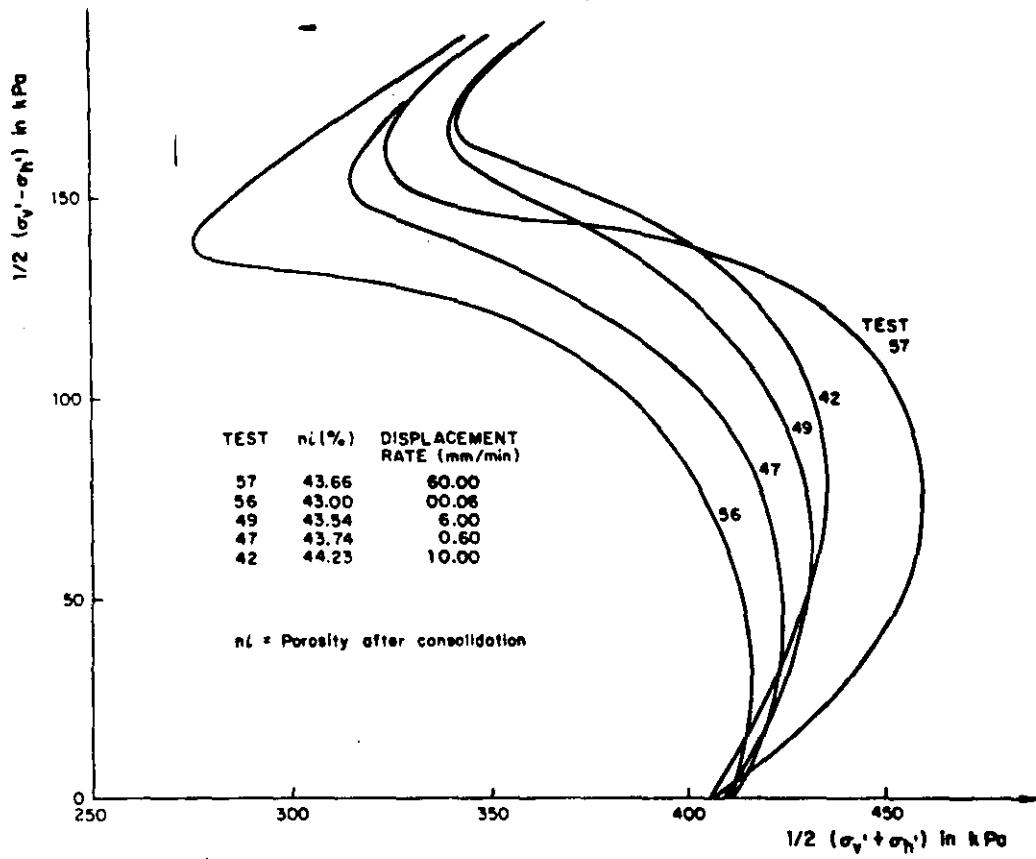


FIG 20.A Effect of axial displacement rate on the UESPs of isotropically, normally consolidated HRS (OVANDO Y HIGHT)

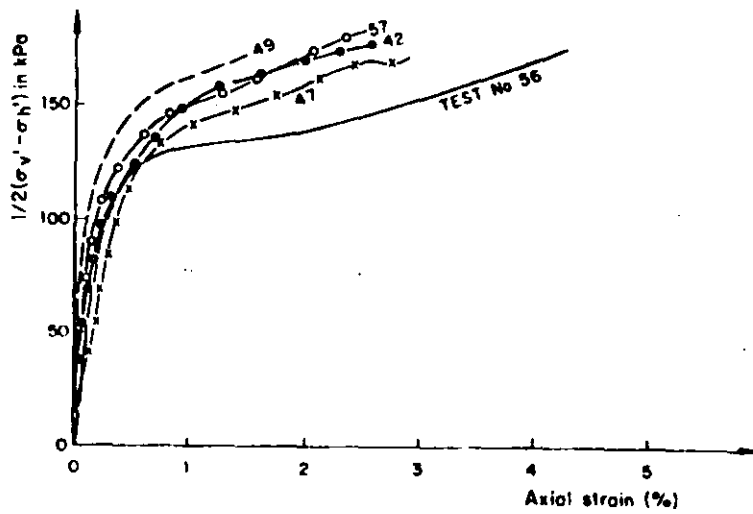


FIG. 20.B HRS tested at different strain rates. Stress-strain curves (OVANDOy HIGHT)

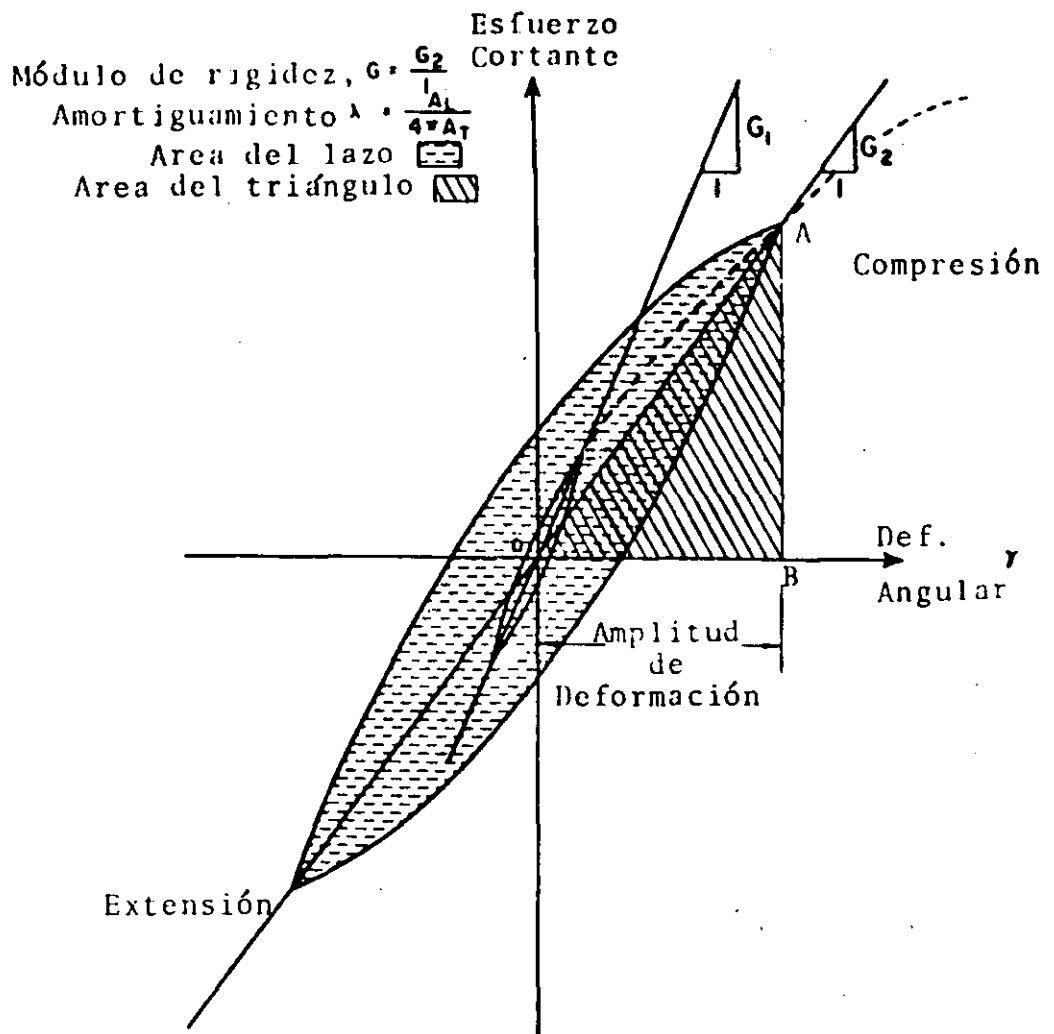


FIG. 21 RELACION HISTERETICA ESFUERZO-DEFORMACION PARA DIFERENTES AMPLITUDES DE DEFORMACION.

FIG. 22

FACTORES QUE AFECTAN LAS PROPIEDADES Y
(HARDIN Y DRNEVICH,1972)

FACTOR	Importancia en	
	Módulo de corte	amortiguamiento
	Suelos granulares	Suelos granulares
1. Amplitud de deformación	M	M
2. Esfuerzo efectivo octaédrico	M	M
3. Relación de vacíos	M	M
4. Número de ciclos	P	M
5. Grado de saturación	P	I
6. Grado de consolidación	P	P
7. Envolvente de resistencia	I	I
8. Esfuerzo de corte octaédrico	I	I
9. Frecuencia	P	P
10. Efectos del tiempo	P	P
11. Características de las partículas	P	P
12. Estructura del suelo	M	M
13. Cambio volumétrico por deformación angular (para $\gamma < 0.5\%$)	P	P

M = muy importante

I = importante

P = poco importante

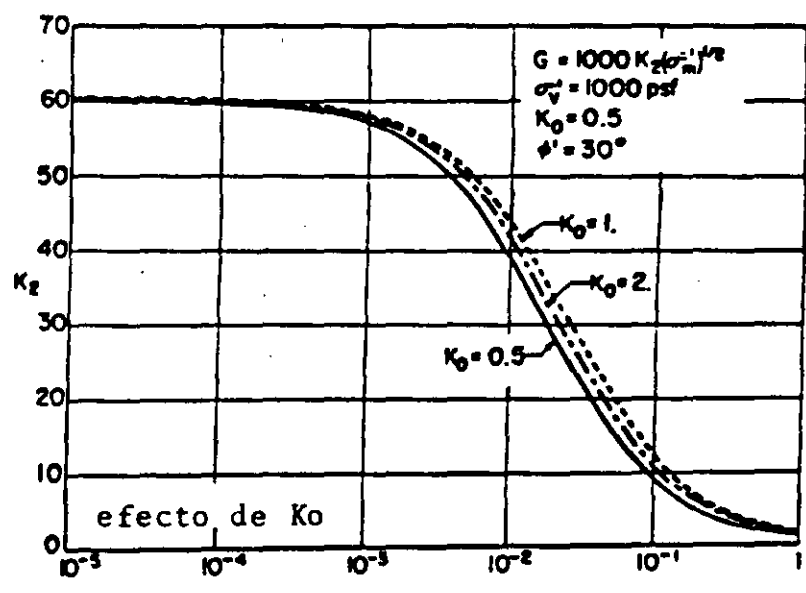
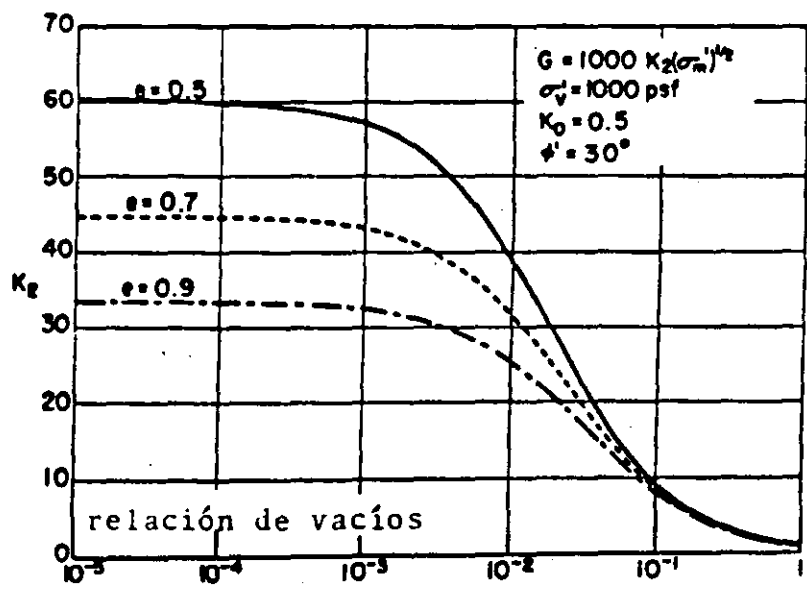
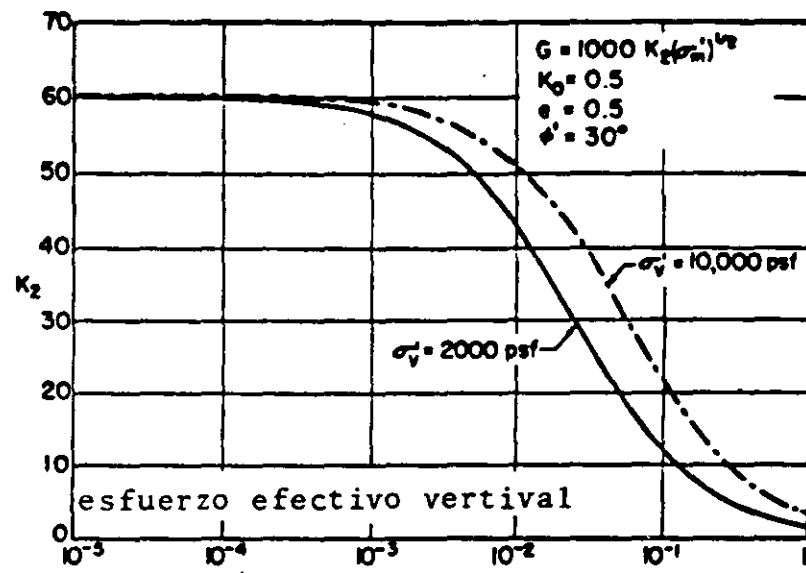
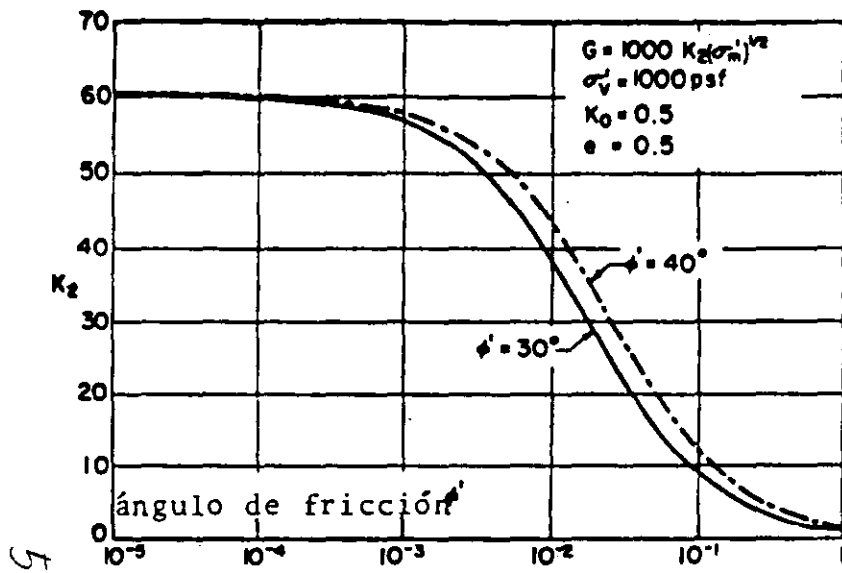


FIG. 23 INFLUENCIA DE VARIOS FACTORES SOBRE EL MODULO DE RIGIDEZ AL CORTANTE DE ARENAS. (SEED E IDRIS, 1970)

95

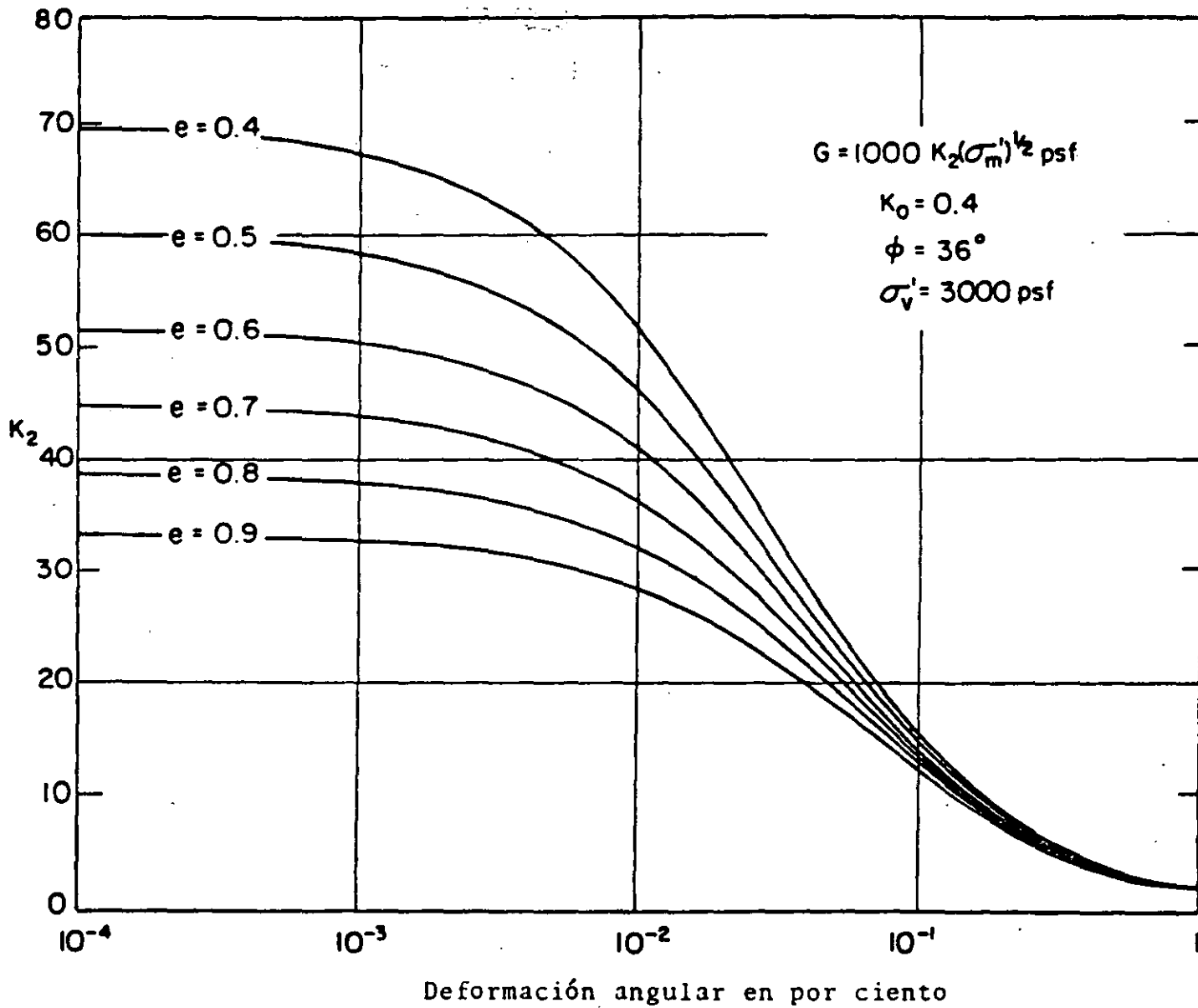


FIG. 24 MODULO DE RIGIDEZ AL CORTANTE PARA ARENAS
(SEED E IDRISSE, 1970)

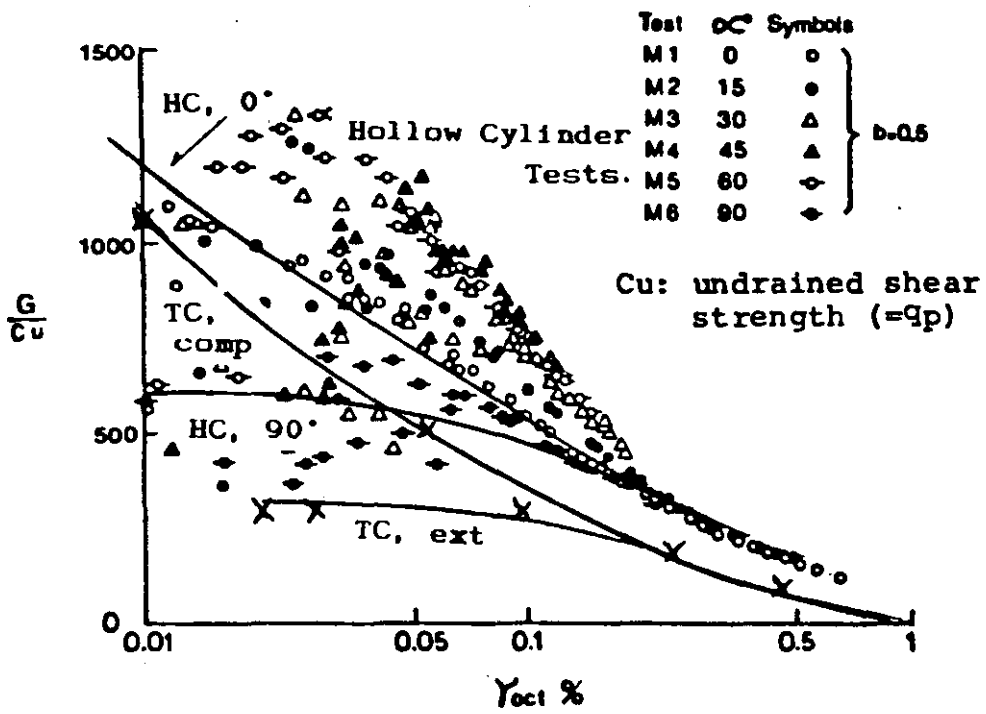


Fig. 25 G/C_u against octahedral shear stress. Hollow Cylinder tests after Shibuya (1985).

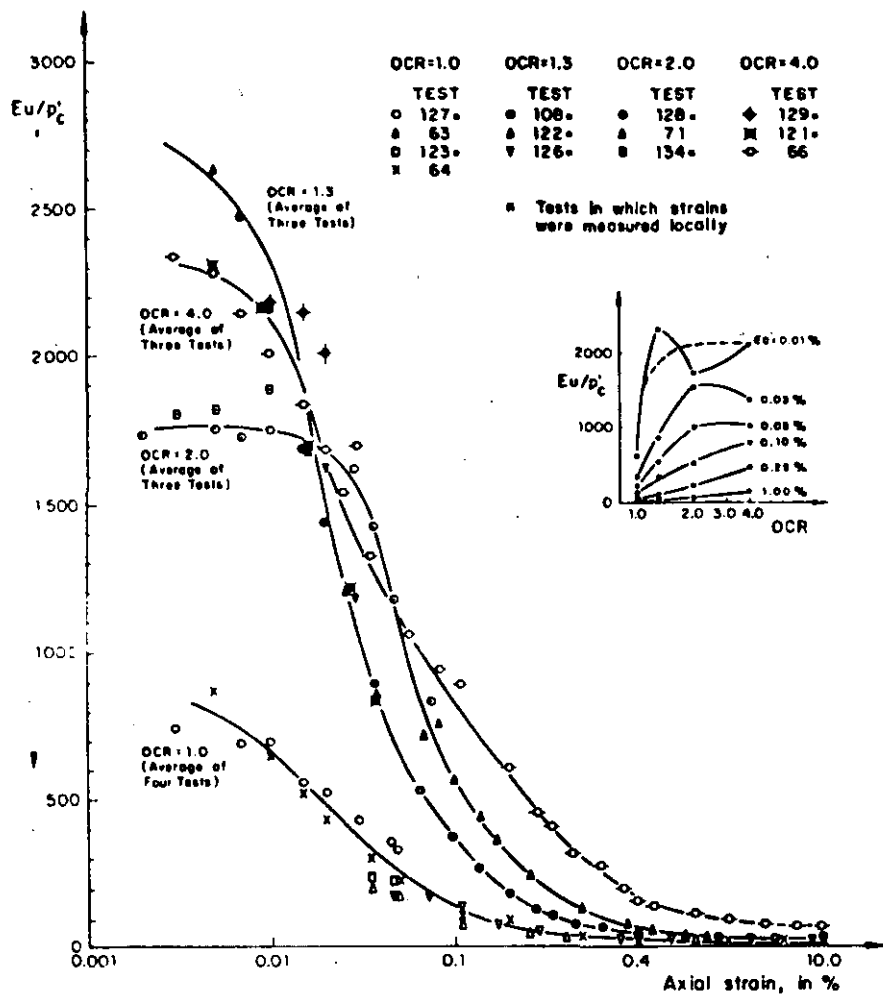


Fig 26 Normalized stiffness vs strain curves for anisotropically consolidated samples sheared in compression

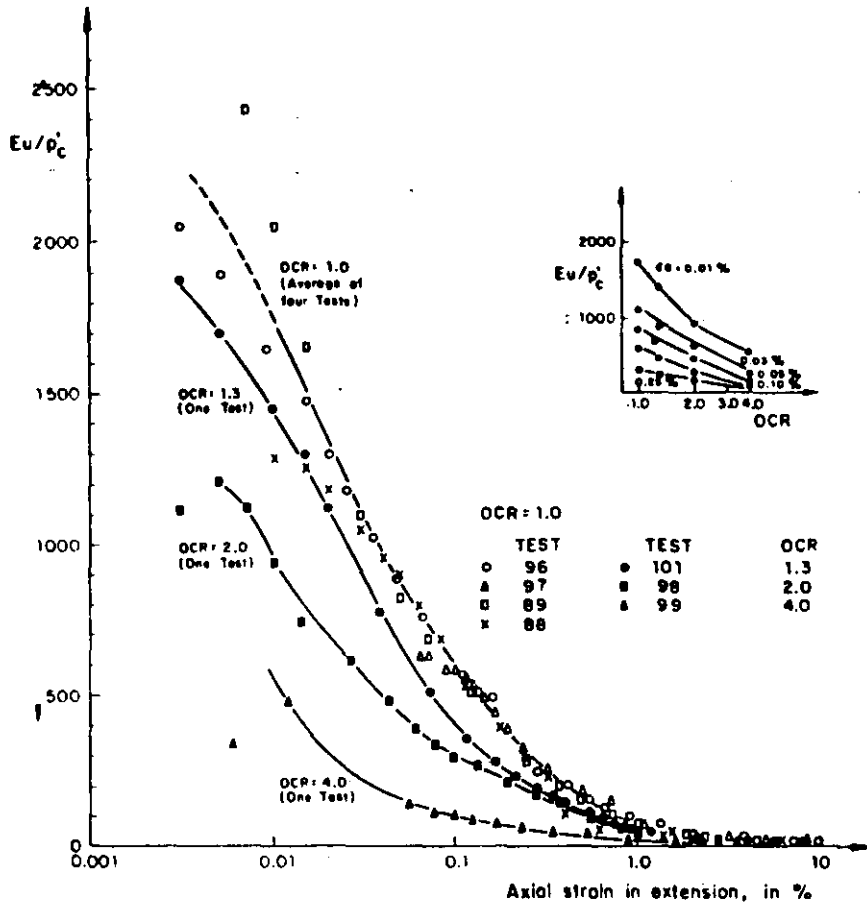
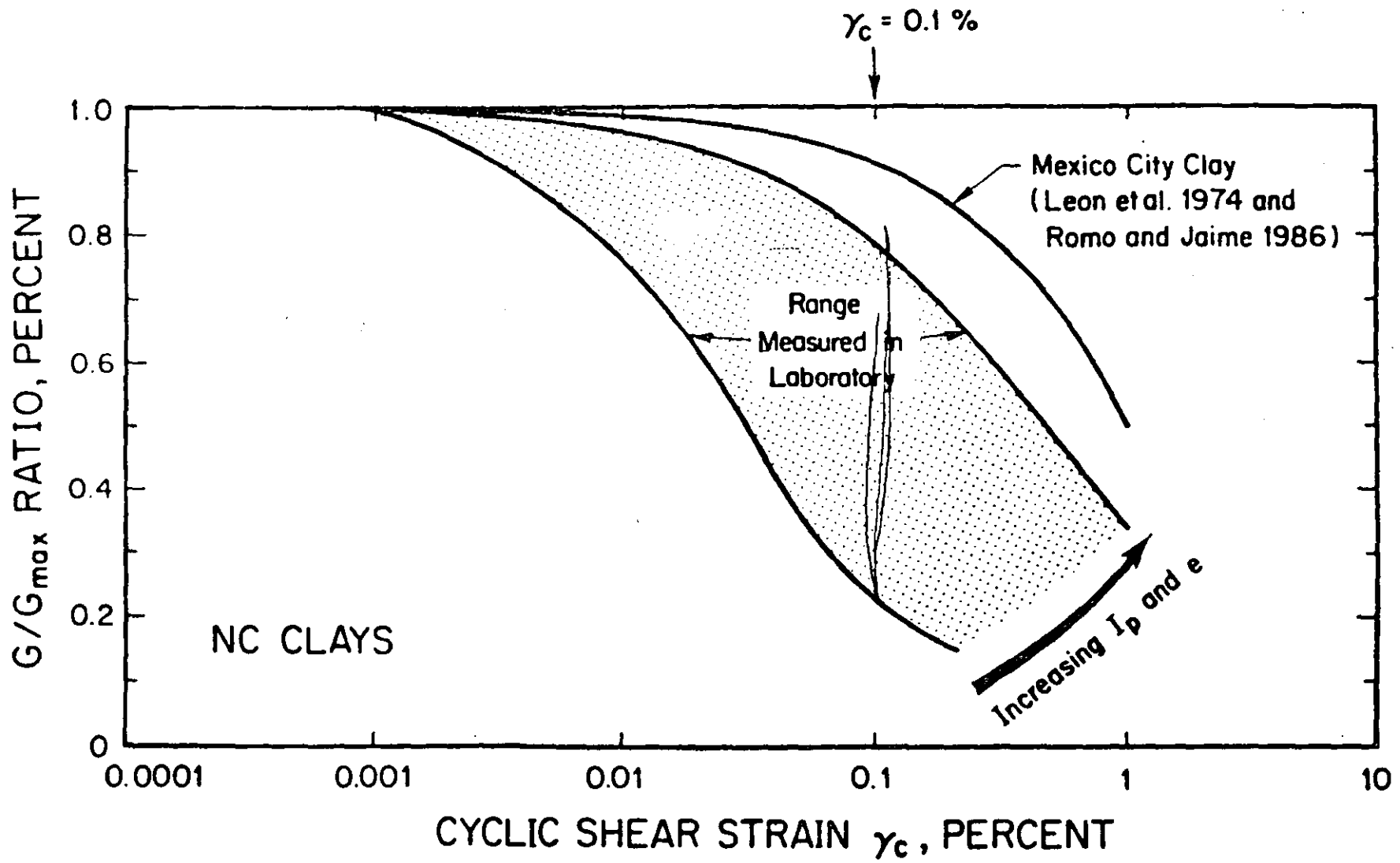


Fig 27 Normalized stiffness vs strain curves for anisotropically consolidated HRS sheared in extension



09

Fig. 28 Curvas rigidez normalizadas contra deformación para diferentes suelos (Dobry, 1987).

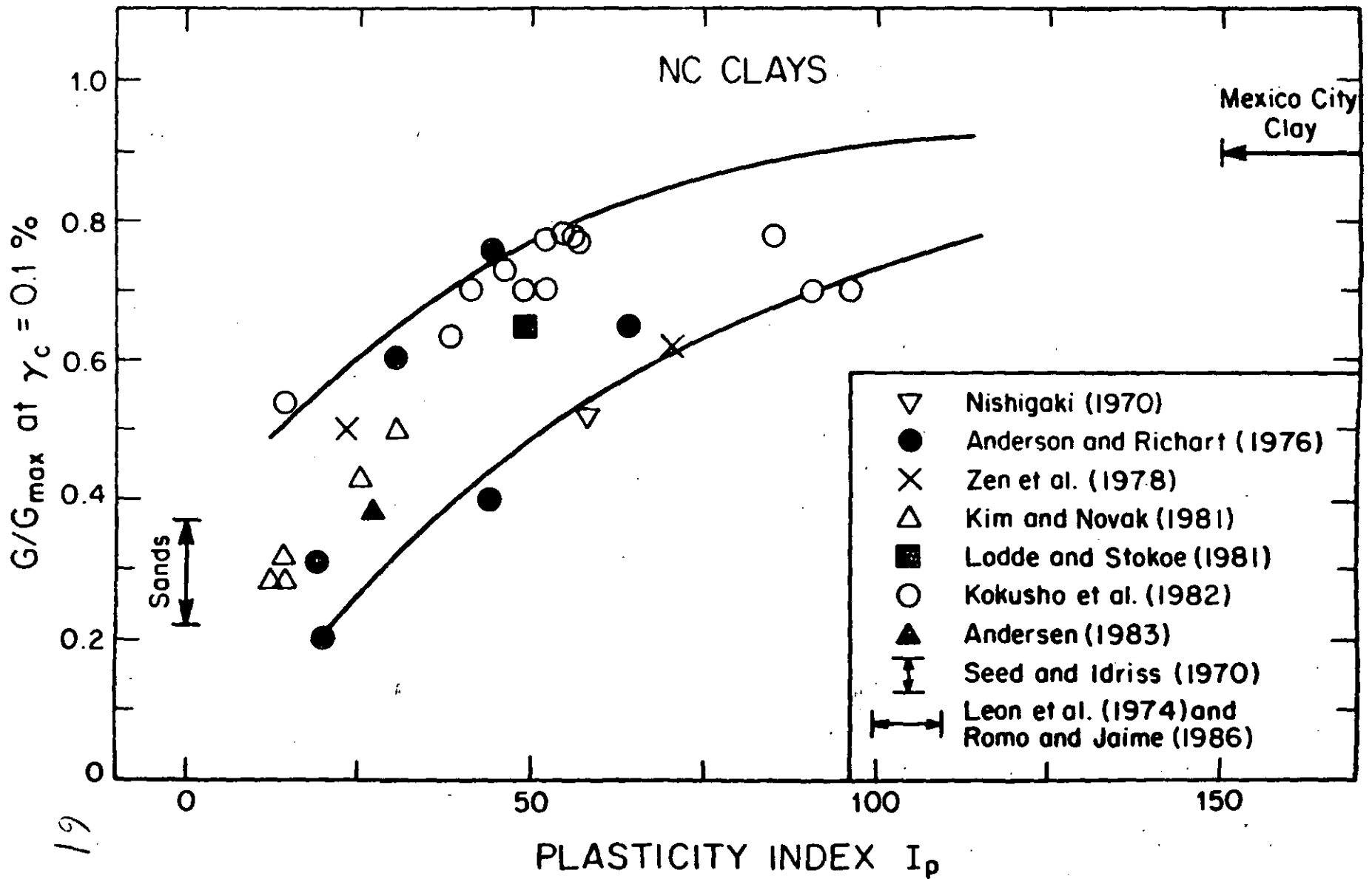


Fig. 29 Rigidez a 0.1% de deformación como función del índice de plasticidad.

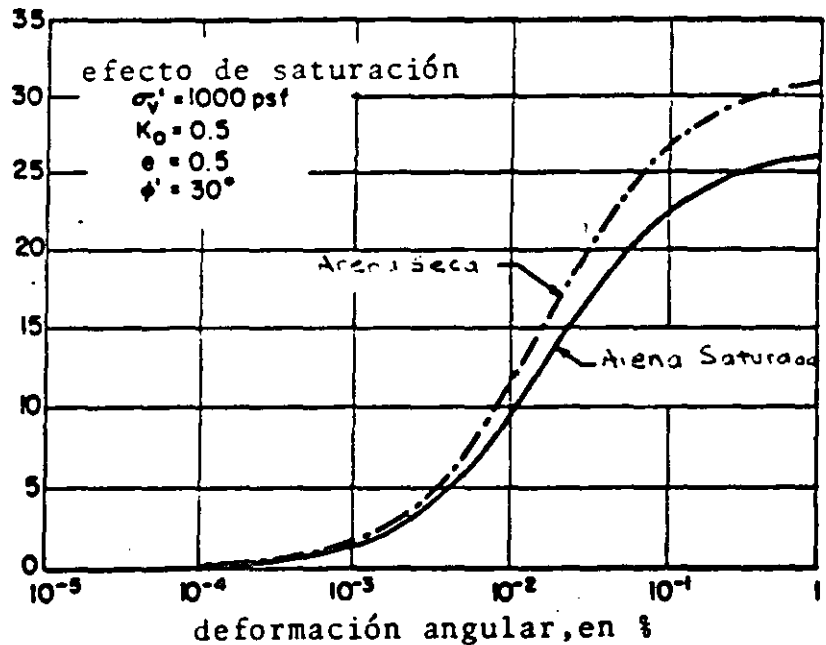
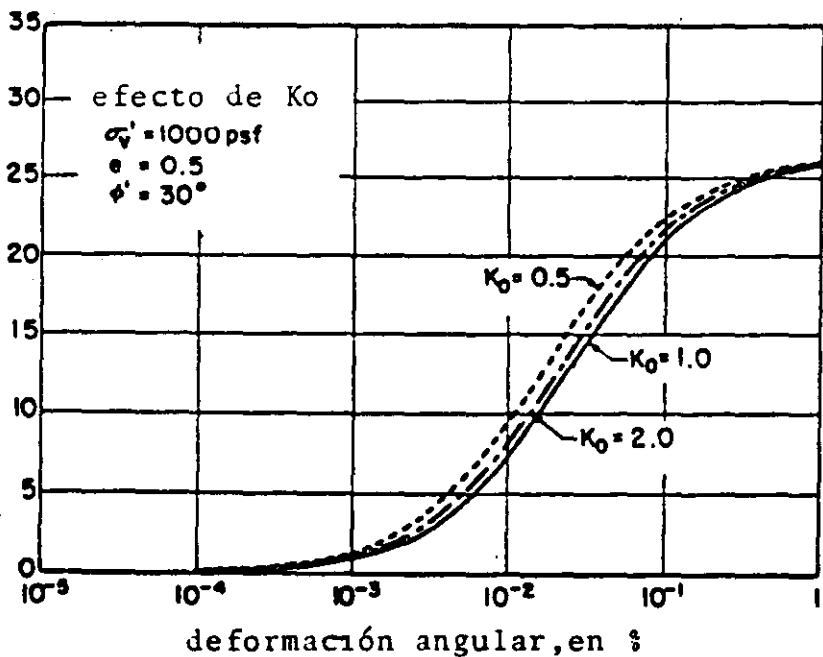
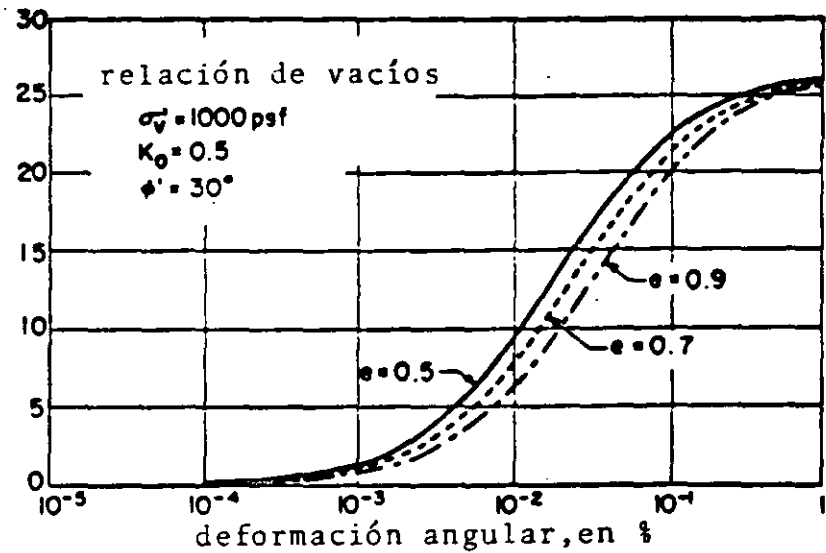
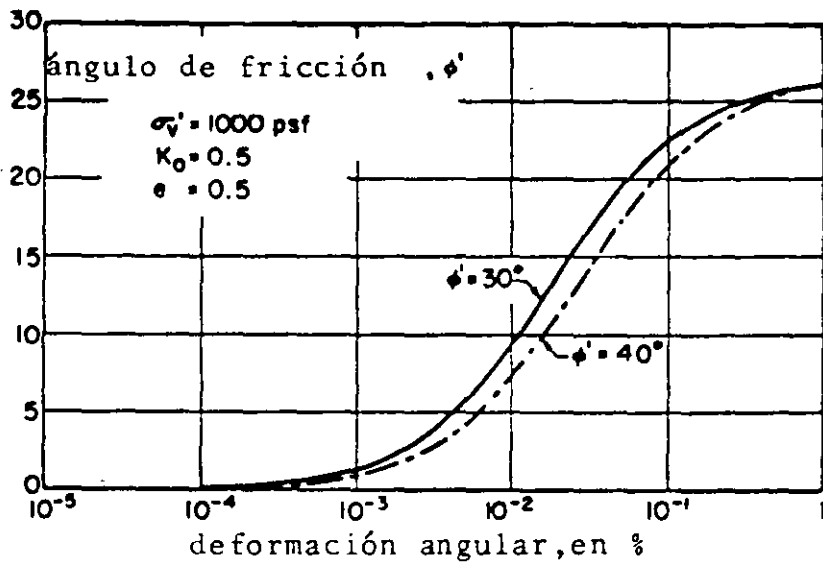


FIG. 30 INFLUENCIA DE VARIOS FACTORES SOBRE LA RELACION DE AMORTIGUAMIENTO PARA ARENAS. (SEED E IDRIS, 1970)

59

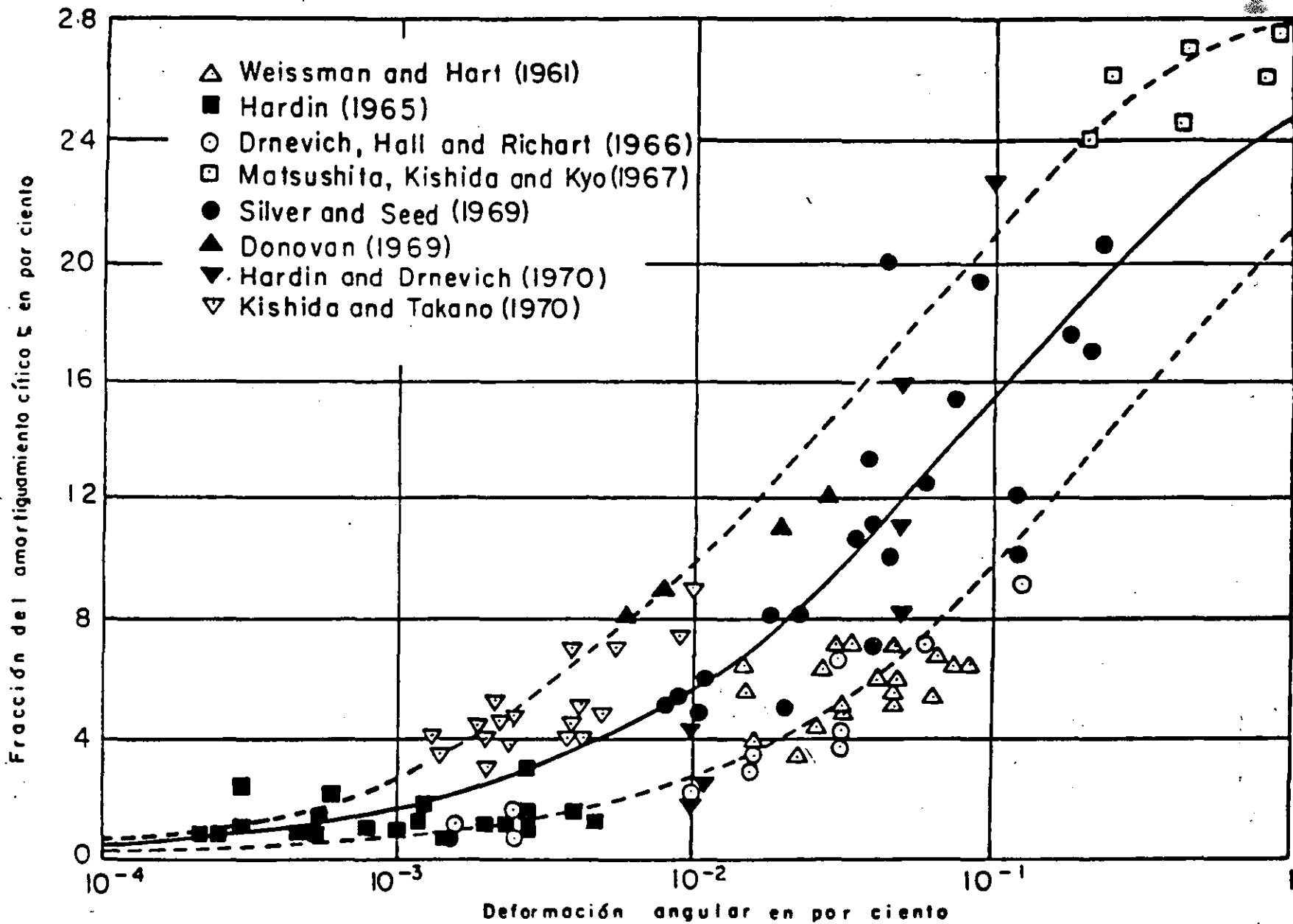
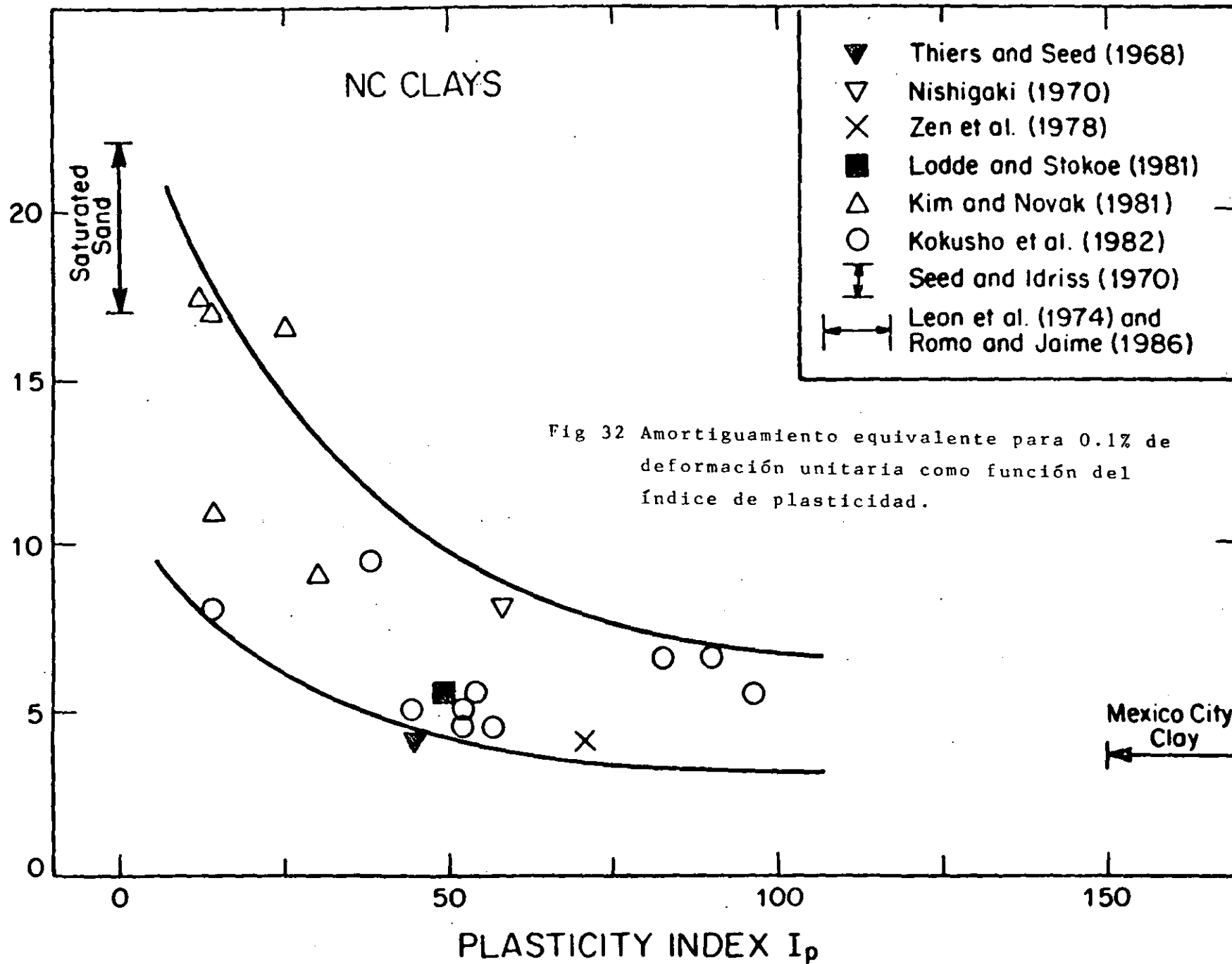
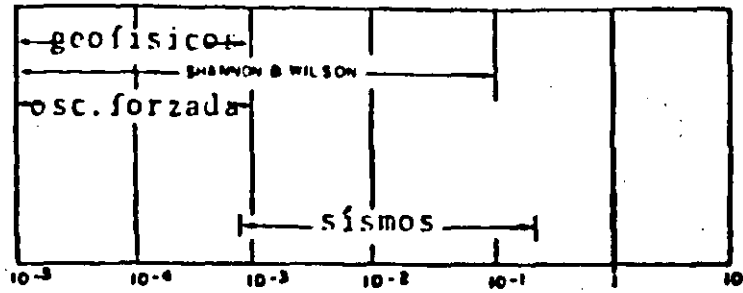


FIG. 31 AMORTIGUAMIENTO PARA ARENAS
(Seed e Idriss, 1970)

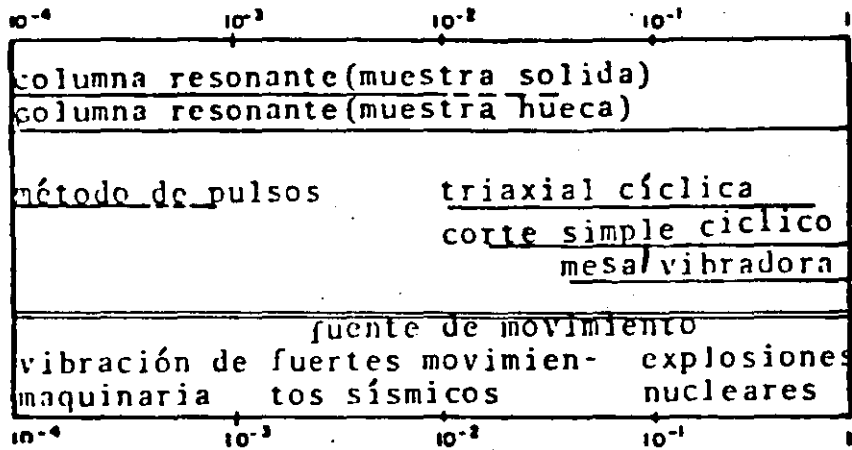
DAMPING RATIO at $\gamma_c = 0.1\%$, IN PERCENT



64



a) métodos de campo



b) Métodos de laboratorio

FIG. 33 . INTERVALOS DE DEFORMACION APROXIMADOS PARA ENSAYES DE CAMPO Y LABORATORIO.

(WOODS, 1978)

63

96

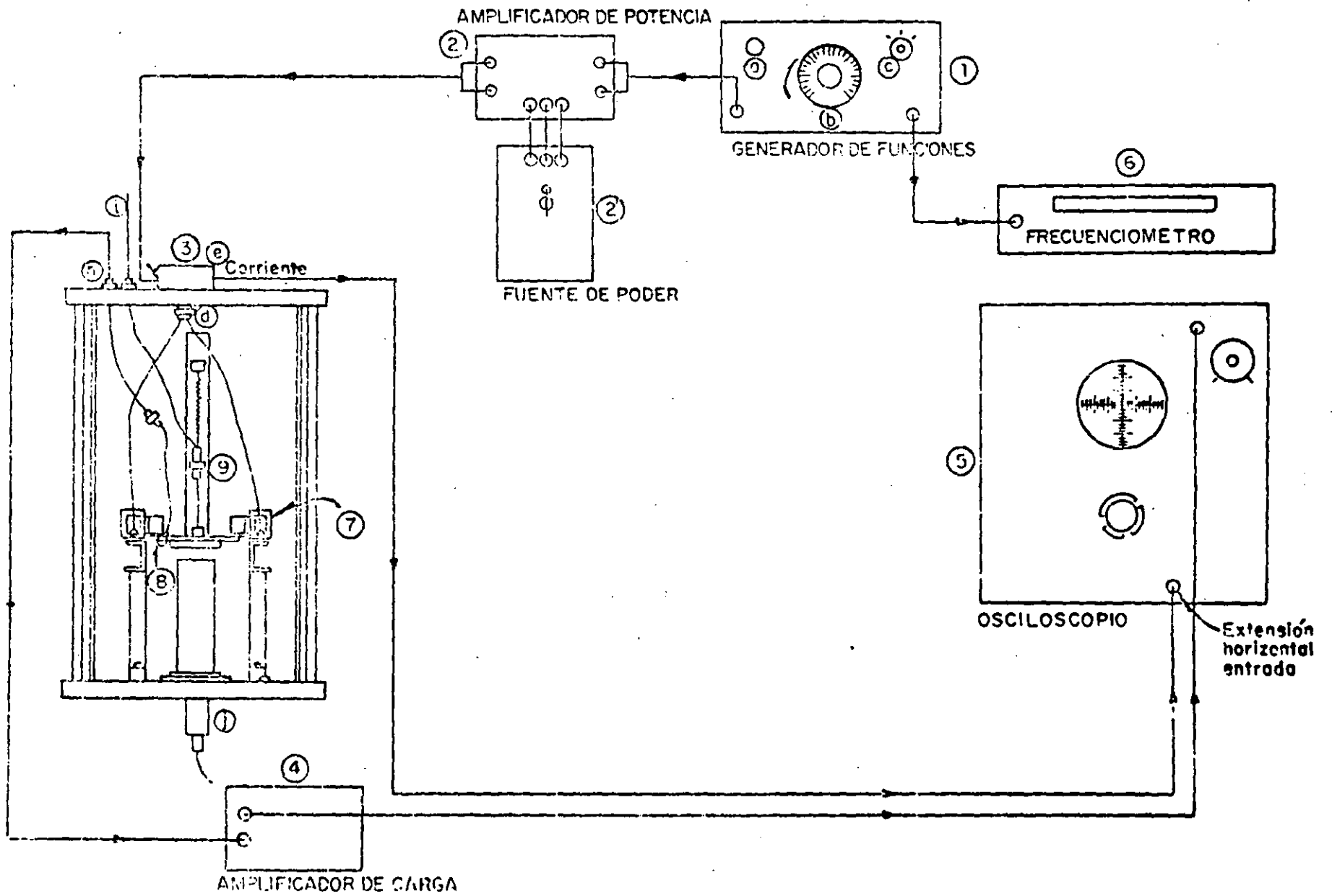


Fig 34 Esquema de dispositivos eléctricos del aparato de columna resonante a torsión

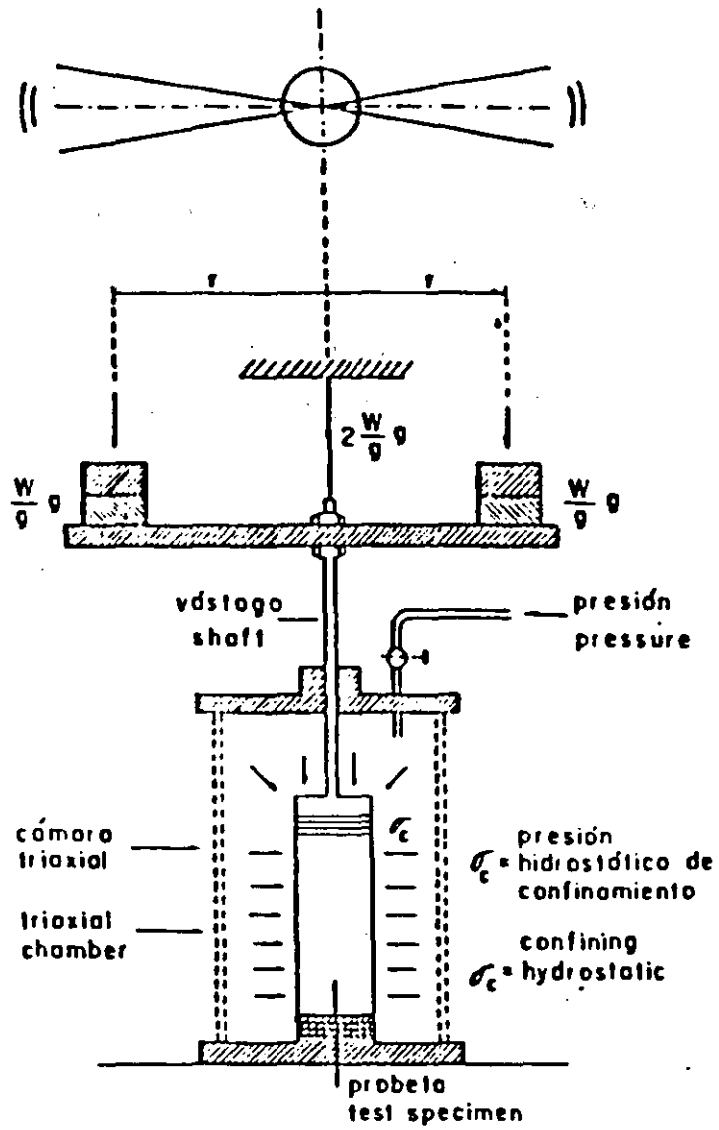
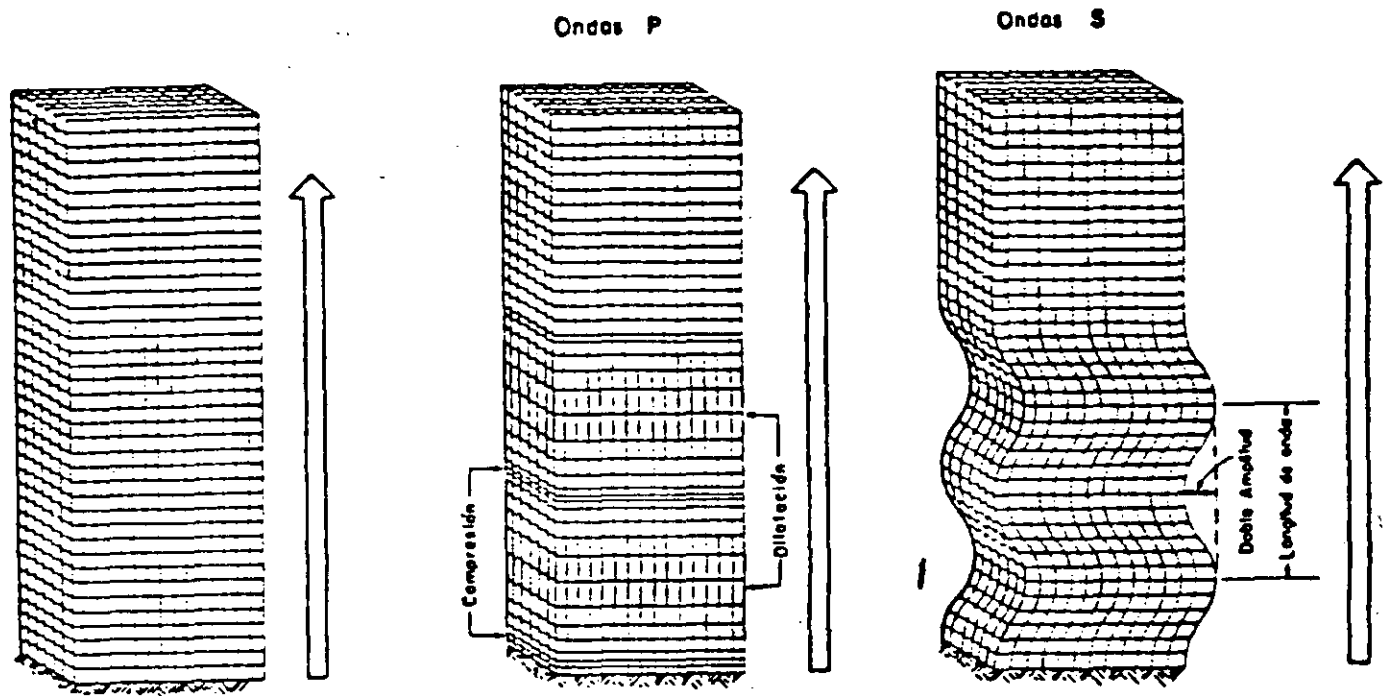


FIG. 35 PRUEBA DE VIBRACION TORSIONAL LIBRE
(ZEEVAERT, 1967)



a. Medio no perturbado

b. Medio perturbado

c. Medio perturbado

FIG. 36 ONDAS DE CUERPO

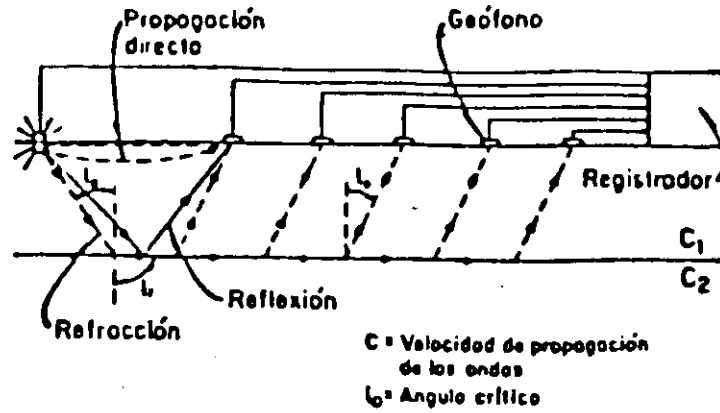


FIG.37.A METODO DE REFRACCION
(JAIME,1980)

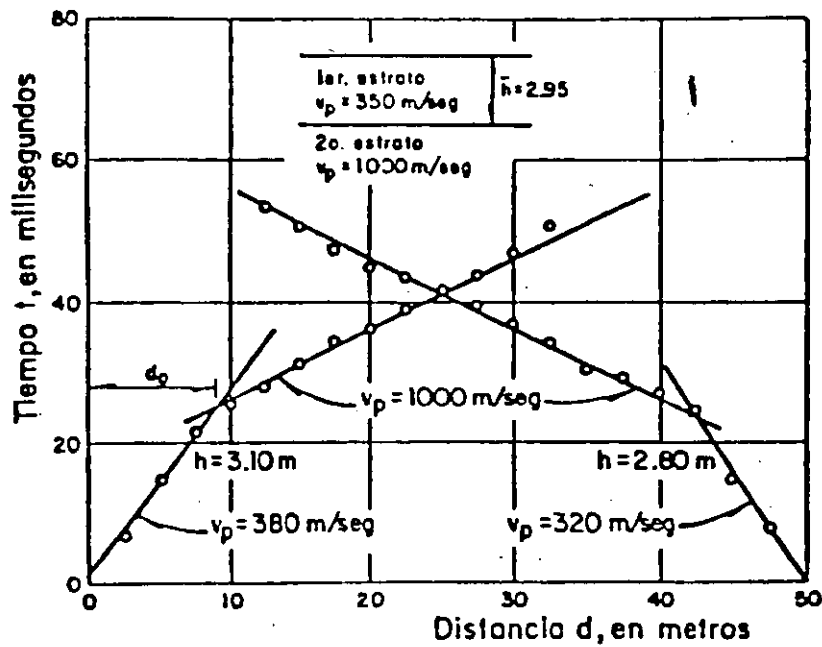


FIG. 37.B CURVAS DOMOCRONICAS DE DOS CAPAS
HORIZONTALES, (RASCON ET AL,1972)

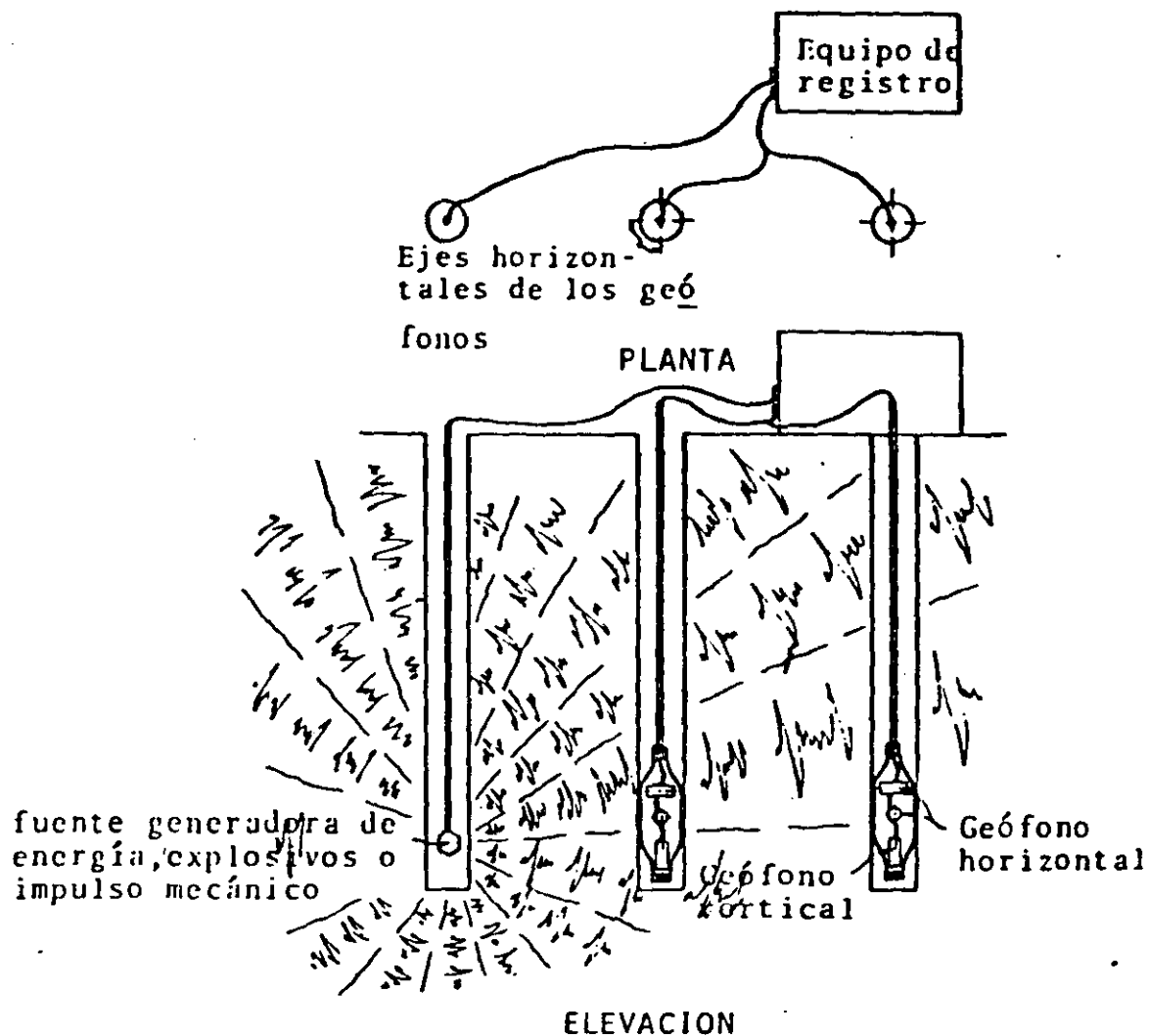


FIG. 38 METODO CROSS-HOLE (ASTM, 1977)

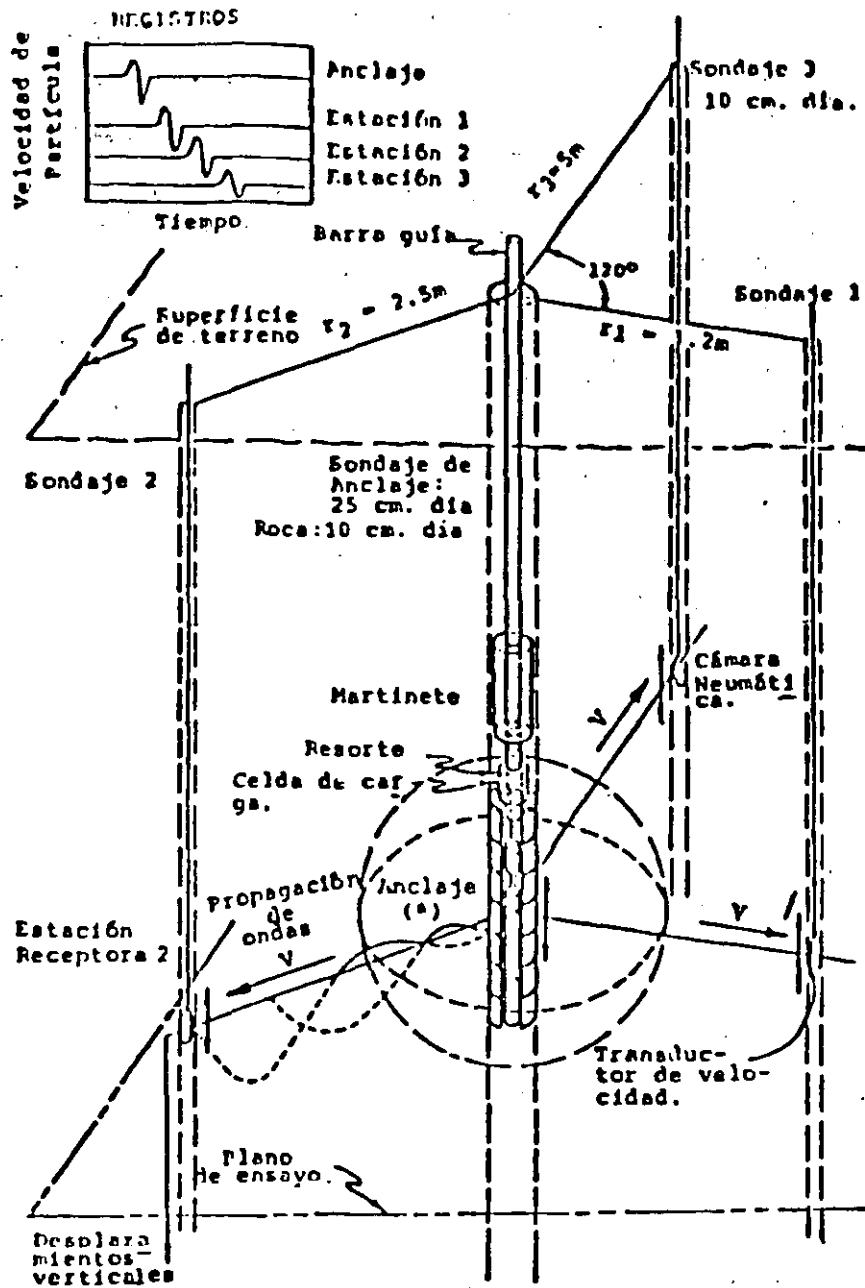


FIG. 39 ENSAYO DE IMPULSO EN SITIO- REPRESENTACION ESQUEMATICA
 (*) NOTA: ANCLAJE DE TIPO NEUMATICO REEMPLAZA AL MECANICO PARA ENSAYOS EN ROCAS (Ref.: Miller, Troncoso y Brown, 1975)

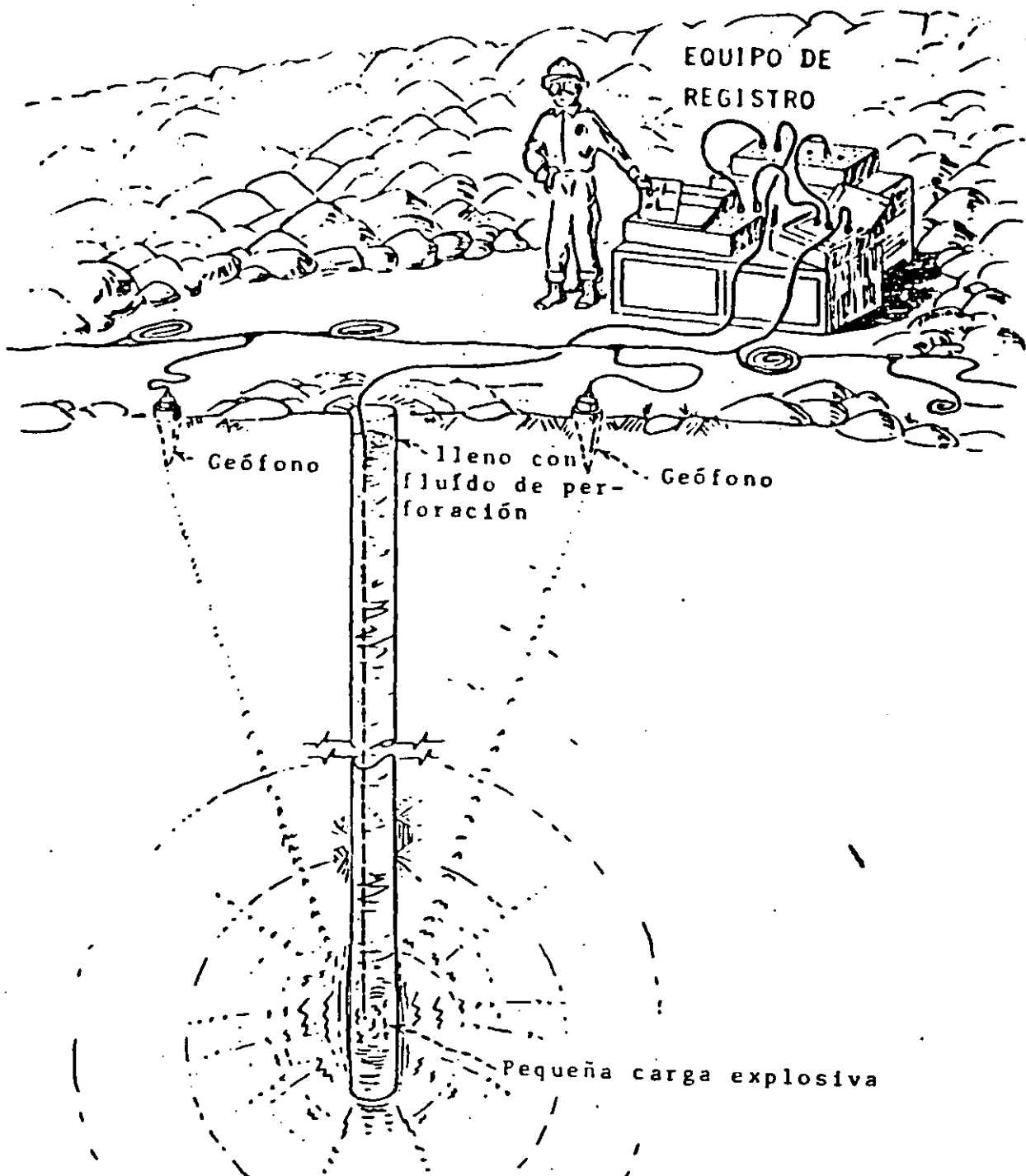


FIG. 40 METODO UP-HOLE (KRAMER ET AL, 1975)

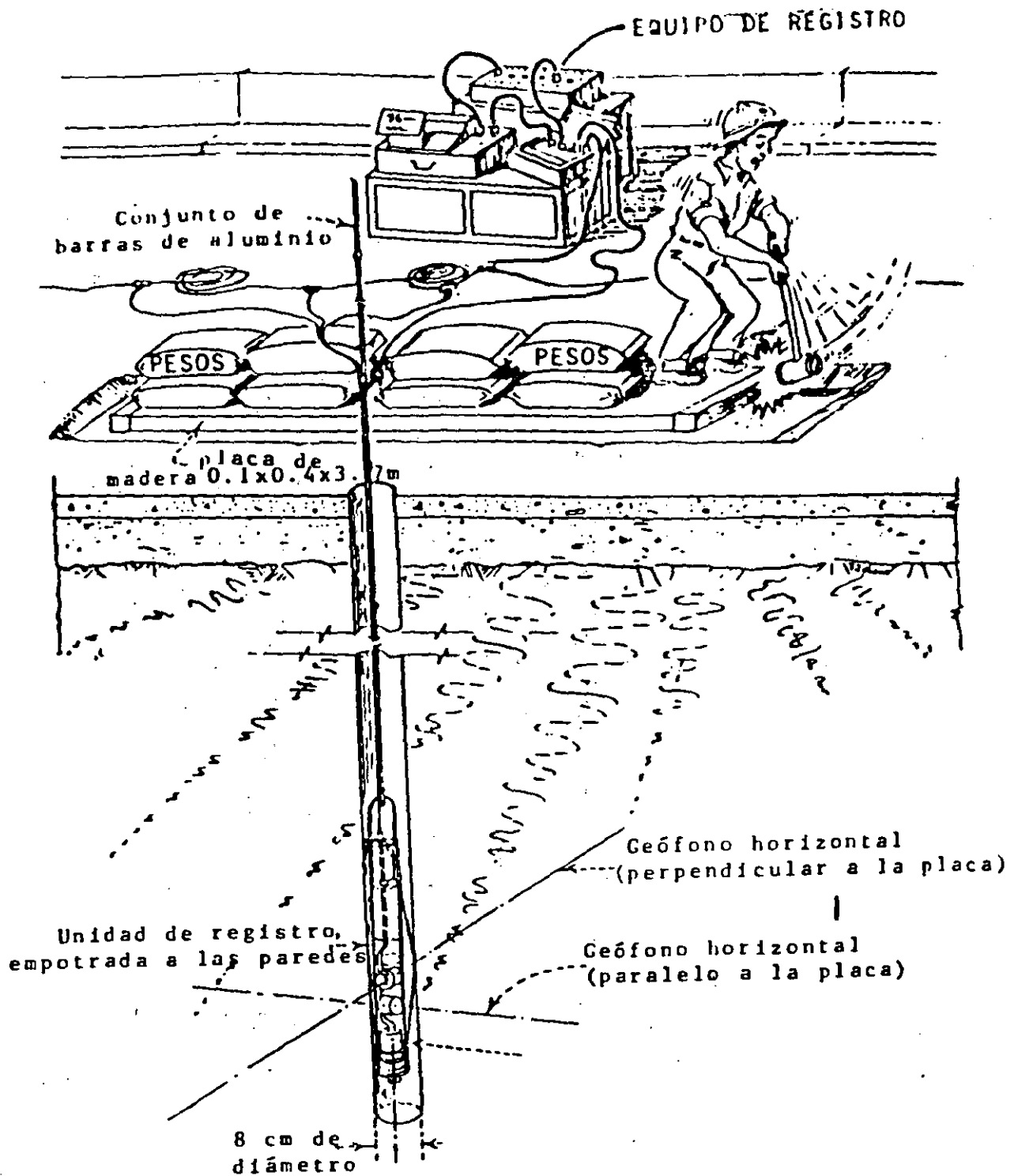


FIG. 41 METODO DOWN-HOLE (KRAMER ET AL, 1975)

sistema de registro
y control

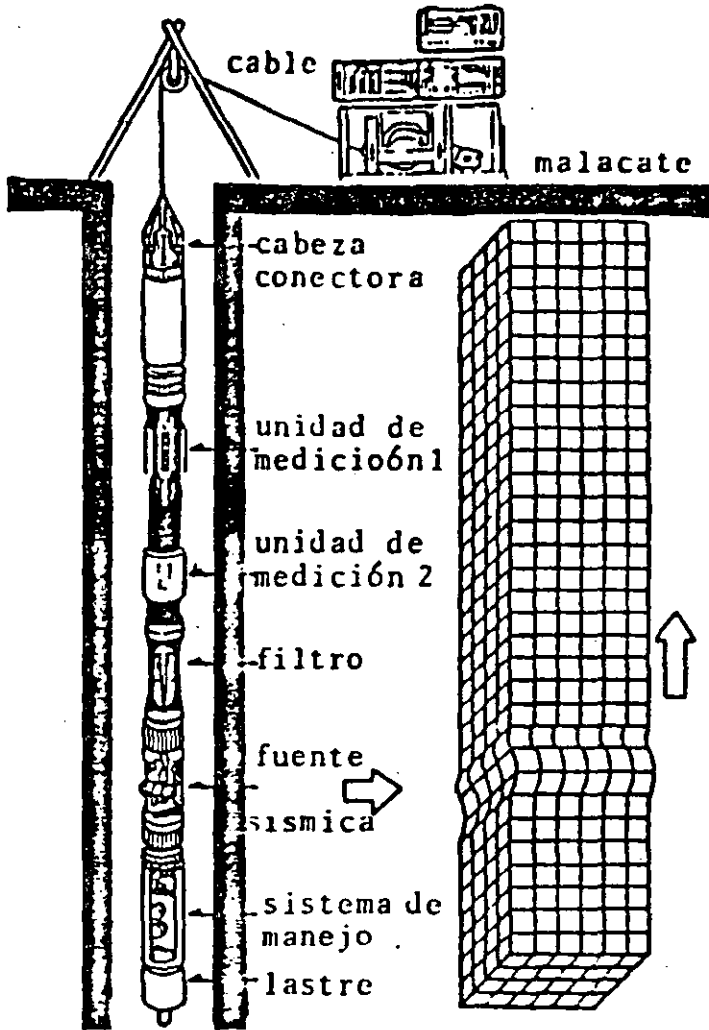


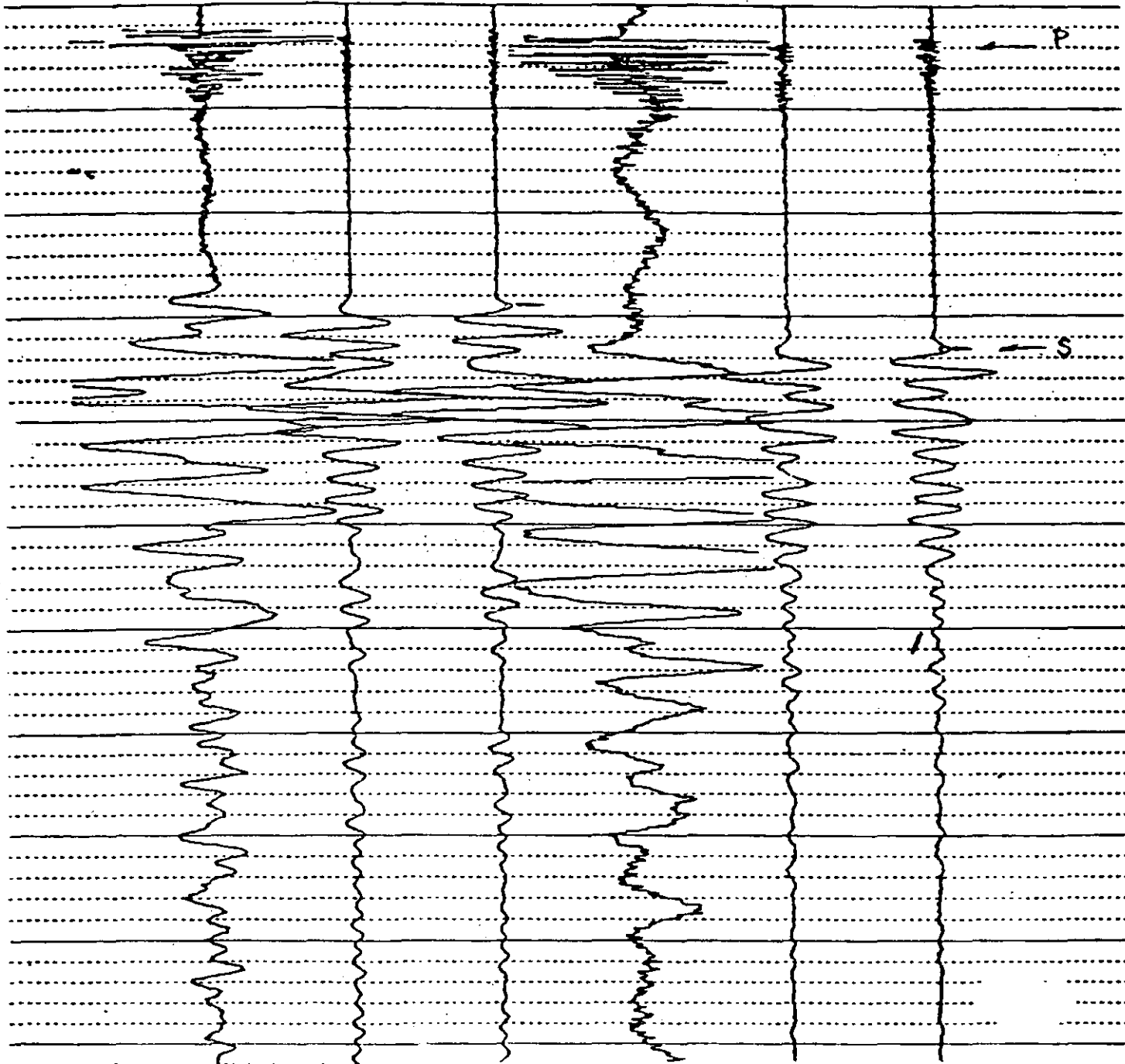
FIG.42: PRUEBA DE SUSPENSION
(UCHIYAMA ET AL,1984)

DEPTH: 044.0m
DELAY 04msec

RECORD 100msec
TIME SCALE 2.0msec/line

PULSE WIDTH 0.8msec
AUTO-STACK 1

CH	U2	R2	H2	U1	R1	H1
GAIN	500	100	100	1 K	200	200
LCF(Hz)	100	100	100	100	100	100
HCF(Hz)	5 K	5 K	5 K	5 K	5 K	5 K



75

FIG. 43

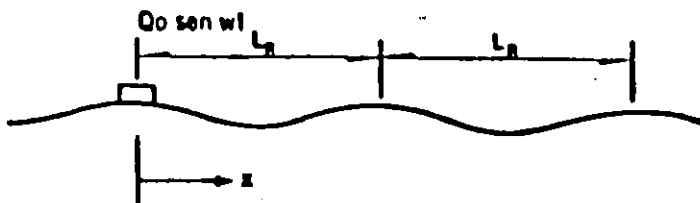


FIG. 44 METODO DE OSCILACION FORZADA
(WOODS, 1978)

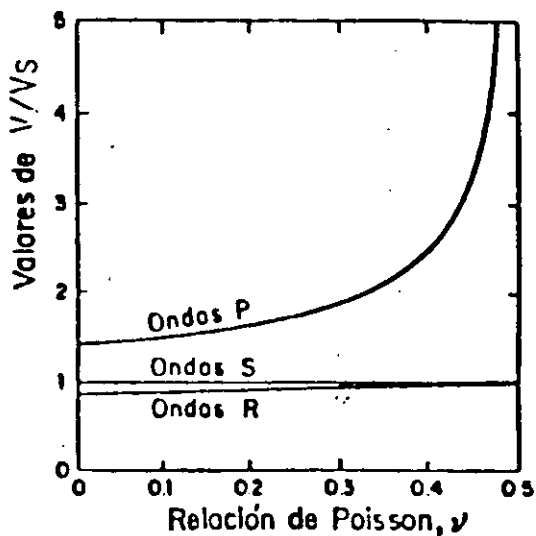
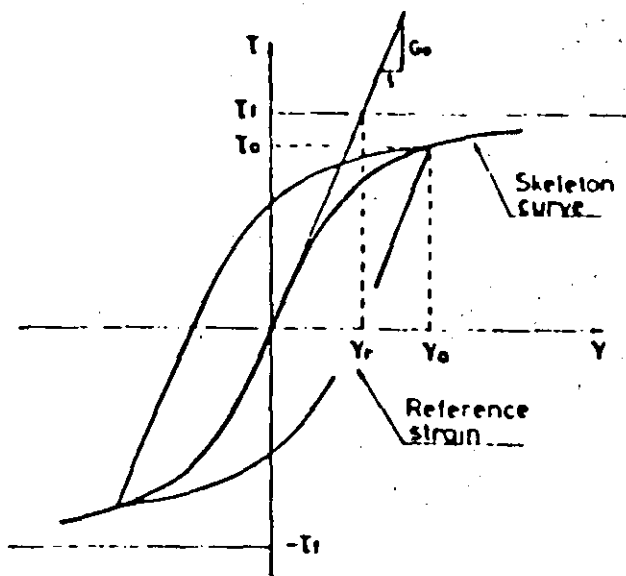


FIG. 45 RELACION ENTRE LAS VELOCIDADES V_P, V_S Y V_R ,
NORMALIZADAS CON RESPECTO A V_S versus RELACION DE POISSON, (RICHART ET AL, 1962)



Definition of the reference strain

FIG. 46

78

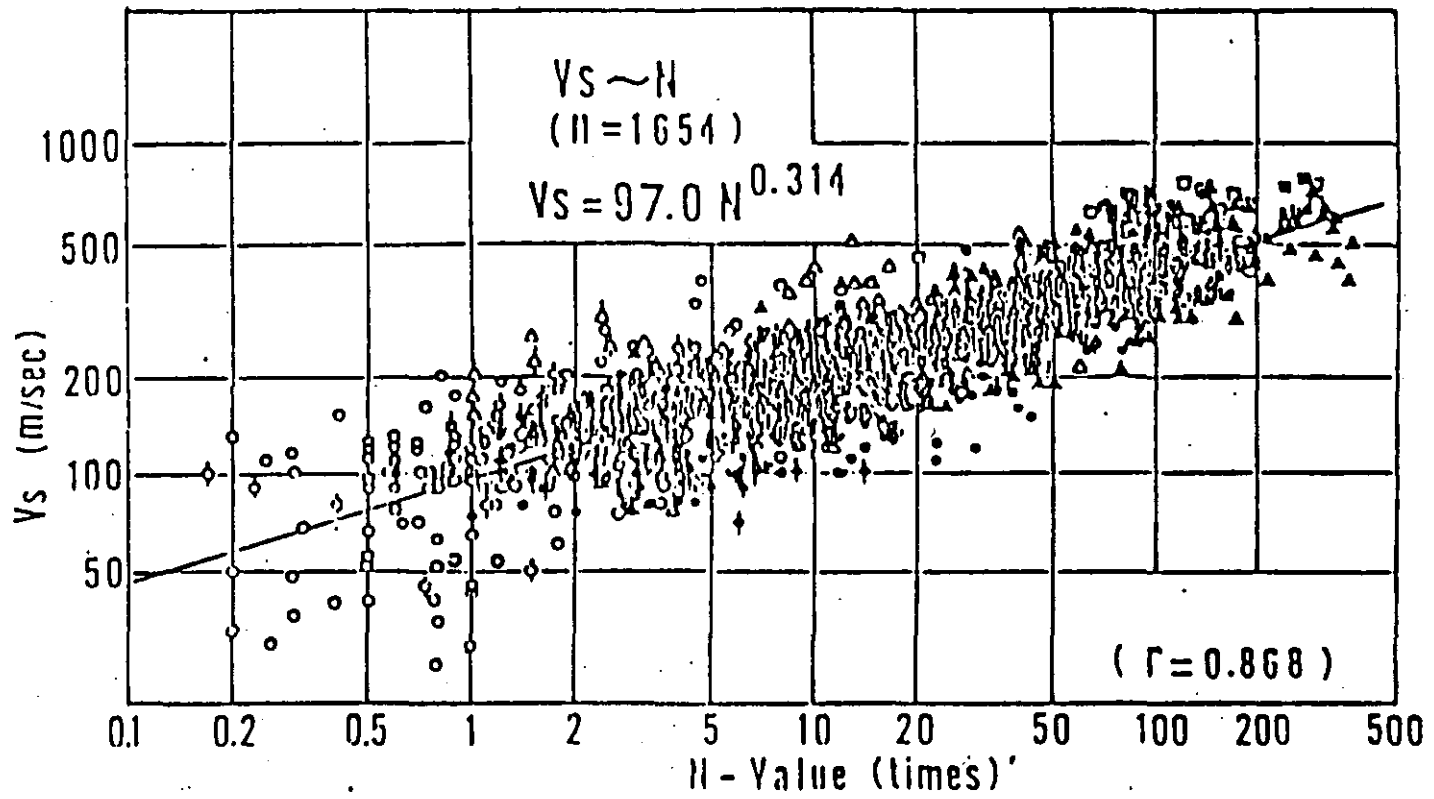


FIG. 47

Shear Wave Velocity, m/s

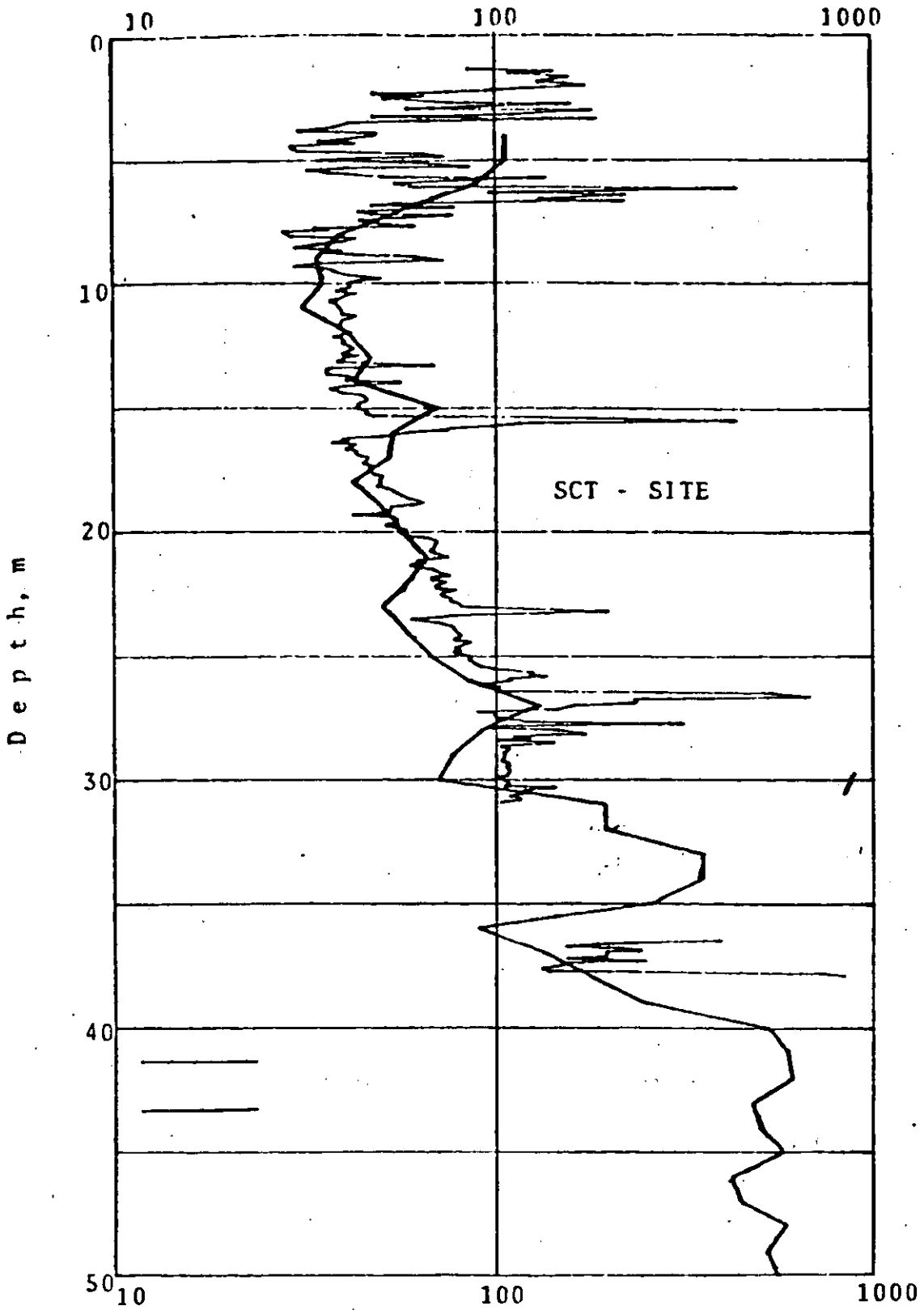


FIG. 48 Cone Penetration Resistance, ton/m²

79

08

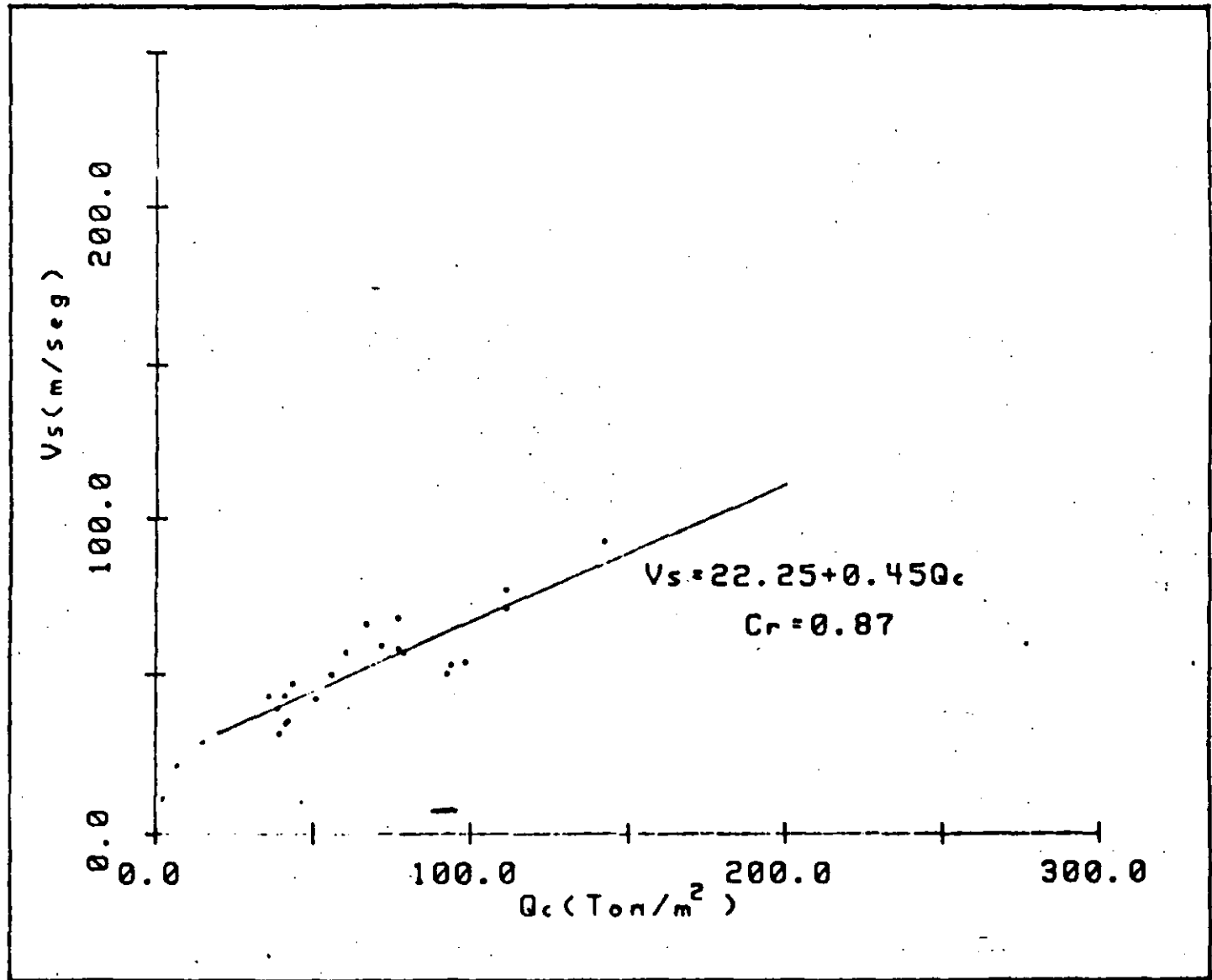


FIG 49 CORRELACION ENTRE LA VELOCIDAD (V_s) Y LA RESISTENCIA DE PUNTA (Q_c). SITIO: SCT

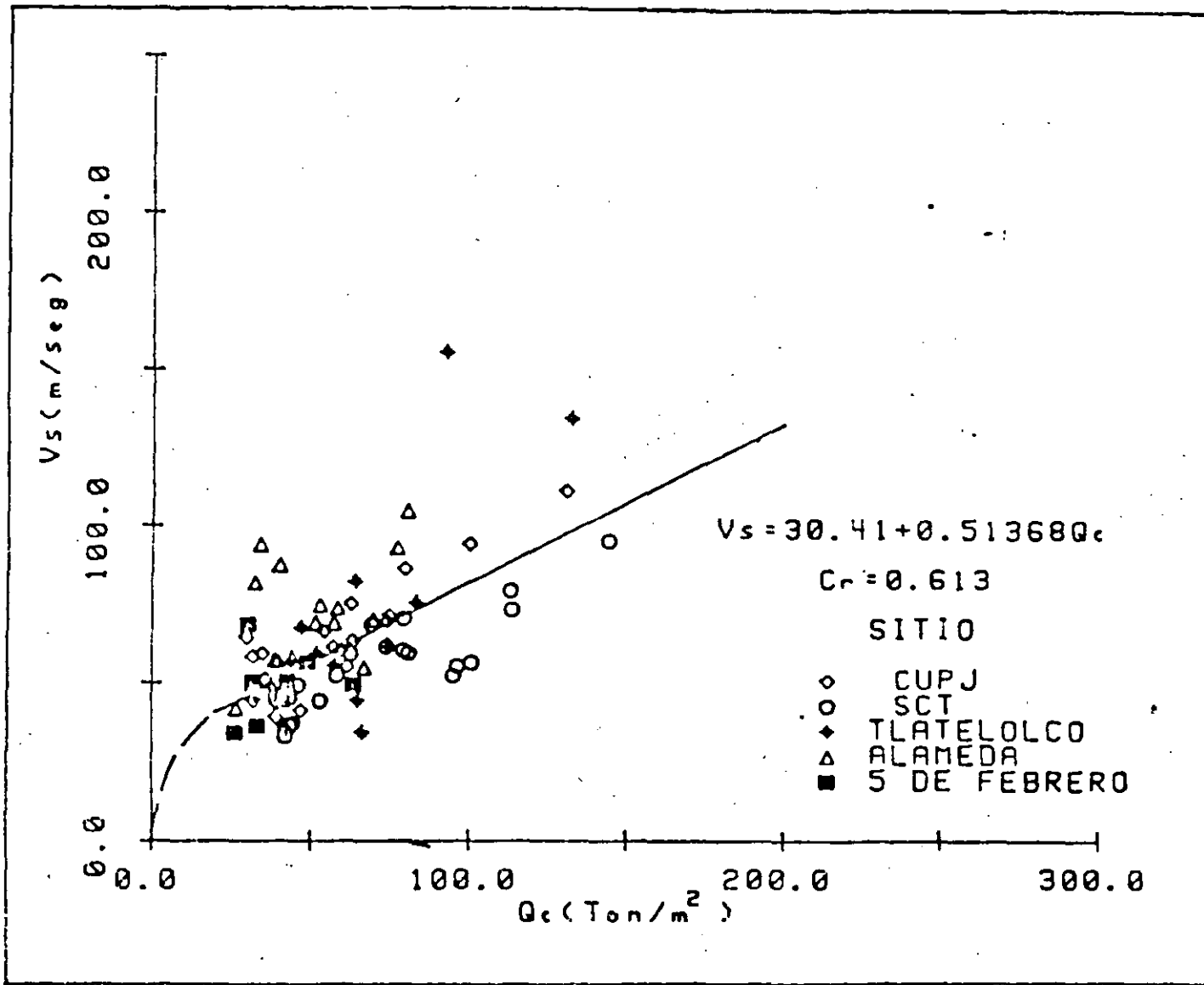


FIG 50 CORRELACION ENTRE LA VELOCIDAD (V_s) Y LA RESISTENCIA DE PUNTA (Q_c). SITIO: LAGO CARGADO