



01190

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

14

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERIA

INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO -ESTRUCTURA DE EDIFICIOS ASIMÉTRICOS

TESIS

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE

DOCTORA EN INGENIERÍA

RESENTA:

MARTHA MARÍA SUAREZ LOPEZ

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo recepcional.

NOMBRE: SUAREZ LOPEZ

MARTHA MARÍA

FECHA: 21 - NOV - 2002

FIRMA: [Firma]



MÉXICO, D.F. CIUDAD UNIVERSITARIA

2002

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

CONTENIDO

RESUMEN	i
I. INTRODUCCIÓN	1
I.1 Torsión en edificios	1
I.2 Interacción suelo-estructura	6
I.3 Objetivo	11
II. MODELO	13
III. FUNCIONES DE IMPEDANCIA Y MOVIMIENTOS DE ENTRADA	17
III.1 Funciones de Impedancia	17
III.2 Movimientos de entrada	21
IV. EXCENRICIDAD DE DISEÑO	26
IV.1 Ángulo incidente γ	33
IV.2 Excentricidad estructural e	34
IV.3 Espesor del estrato H_s	36
IV.4 Relación de velocidades suelo-semiespacio β_s/β_0	36
IV.5 Profundidad de desplante D	37
IV.6 Altura de la estructura H_e	38
IV.7 Periodo Fundamental del estrato T_s	39
IV.8 Periodo fundamental de la estructura T_h	40
V. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS	41
VI. REFERENCIAS	46

FIGURAS

ANEXO

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

RESUMEN

En el diseño sísmico de edificios asimétricos es práctica común considerar los efectos de torsión multiplicando el cortante basal desacoplado, suponiendo a la estructura desplantada sobre base rígida, por una excentricidad de diseño que toma en cuenta a la excentricidad estática y a la accidental. Esta excentricidad se determina en función de la distancia entre los centros de masa y rigidez y de la dimensión en planta normal a la excitación, afectadas por valores previstos en los reglamentos de construcción. Con esto se pretende reducir la complejidad de los cálculos y se trata de llevar a las estructuras a tener un comportamiento adecuado durante su vida útil. Sin embargo, no siempre el cortante basal acoplado tiene valores parecidos al desacoplado, ni el momento torsionante obtenido al analizar dinámicamente la estructura se parece al especificado por las normas, dando lugar a que algunas estructuras no tengan el comportamiento esperado. En esta tesis se analiza la amplificación dinámica de la excentricidad natural así como la excentricidad accidental causada solamente por la rotación de la cimentación al estar sujeta a excitación sísmica. Los resultados se comparan con los criterios que sobre el particular estipulan las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Los análisis se llevan a cabo con base en un modelo sencillo de interacción dinámica suelo-estructura, formado por un estructura de dos grados de libertad, uno de traslación y el otro de torsión, con cimentación enterrada en un estrato de suelo sobre un semiespacio elástico, lo que proporciona tres grados de libertad adicionales (traslación, torsión y cabeceo), ante la incidencia oblicua de ondas de cortante polarizadas horizontalmente.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

I INTRODUCCIÓN



I.1 Torsión en edificios

En la respuesta sísmica de estructuras asimétricas se presentan torsiones naturales y accidentales, generadas las primeras por la diferencia en la posición de sus centros de masa y rigidez y las segundas por las discrepancias entre las distribuciones de masa, rigidez y resistencia usadas en el análisis, y por el efecto del paso de las ondas, entre otros factores (Rosenblueth, 1957).

Si bien las normas técnicas reglamentarias establecen recomendaciones para tomar en cuenta ambos tipos de torsiones, éstas son insuficientes para algunas situaciones, por ejemplo, cuando las frecuencias lateral y torsional están próximas entre sí (Rosenblueth y Elorduy, 1979) o, en algunos casos, cuando la interacción entre el suelo y la estructura es considerable debido a que la flexibilidad del suelo afecta la respuesta dinámica de la estructura comparada con la que se obtiene si se considera apoyada sobre base rígida (Suarez y Avilés, 2000).

En las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) (1995), y en la mayoría de los reglamentos del mundo, se especifica que la torsión que se debe utilizar para el diseño de los elementos estructurales debe ser aquella que se obtenga de la aplicación de fórmulas sencillas que involucran a las excentricidades estática y accidental, ambas multiplicadas por el cortante desacoplado obtenido a partir de considerar a la estructura simétrica,

esto es, sin excentricidad estática. Con esto se pretende que su uso en la práctica sea de fácil aplicación y que el diseño de las edificaciones se lleve a cabo dentro de un marco de seguridad.

A pesar del notable avance del conocimiento, aún existe controversia en relación con los criterios de diseño por torsión que están en los reglamentos. Esto se debe en parte a que en los estudios realizados a la fecha no hay un modelo matemático que contemple todos los factores que afectan significativamente la respuesta dinámica de la estructura, tampoco hay bastantes edificios instrumentados para medir sus movimientos y la interpretación de la información registrada es todavía insuficiente. Ya algunos autores han señalado que diversos reglamentos, entre ellos el de la ciudad de México, no consideran adecuadamente las amplificaciones que se pueden presentar en estructuras asimétricas cuando son sometidas a excitación sísmica (Chopra y Goel, 1991; Chandler y Hutchinson, 1987a y b). En algunos artículos se indica que una de las fuentes de la torsión accidental puede ser la rotación de la base inducida por interacción (Sikaroudi y Chandler, 1992; Bielak et al., 1986). Este problema resulta ser particularmente importante para cimentaciones de grandes dimensiones en suelos muy deformables (Avilés y Olmos, 2000) o para cimientos no muy grandes con alguna excentricidad, condición difícil de evaluar (Romo, 2002). Incluso en edificios simétricos es digno de considerar a la torsión accidental (Newmark, 1969) y las NTCDS del RCDF (1995) así lo exigen. También se sabe que en estructuras con acoplamiento entre los movimientos de traslación y torsión, la amplificación de la respuesta dinámica es subestimada por los códigos de diseño vigentes, especialmente para el caso de excentricidades pequeñas (Chandler y Hutchinson, 1987a y b). La versión actual del Eurocode 8 ya introduce una excentricidad

adicional para considerar el acoplamiento de frecuencias de traslación y torsión. Siendo el principal efecto de la interacción el alargar el periodo de vibrar de la estructura, este fenómeno puede ser determinante en el acoplamiento de frecuencias de traslación-torsión y, por tanto, disminuir el margen de seguridad estructural impuesto por las recomendaciones de diseño sísmico apoyadas en estudios de estructuras con base rígida.

Entre las investigaciones realizadas con el propósito de sustentar las disposiciones de los reglamentos, se encuentran las que únicamente consideran la excentricidad accidental causada principalmente por la rotación de la cimentación debida al paso de las ondas. Newmark (1969) fue uno de los primeros en estudiar la torsión inducida por la interacción cinemática, sin embargo, su análisis es sólo una aproximación pues no considera los efectos de la interacción inercial. Luco (1976a y b), Apsel y Luco (1976) y Novak y Sachs (1973) presentan modelos para estudiar los efectos de la torsión en cimentaciones y estructuras a partir de someterlas a excitaciones armónicas estacionarias. En sus conclusiones describen la viabilidad de los modelos propuestos para analizar, por ejemplo, los efectos de la profundidad de desplante del cimiento y el ángulo de incidencia, pero no discuten los lineamientos de los reglamentos. Rutenberg y Heidebrecht (1985) estudian la posibilidad de separar en dos partes a la torsión accidental propuesta en los reglamentos, una de ellas que comprenda los efectos del paso de las ondas y la otra los demás factores asociados a situaciones donde se tiene un menor control, por ejemplo, la distribución de la carga viva durante la vida útil del edificio, la pérdida de resistencia de algunos de sus miembros estructurales, la heterogeneidad del suelo donde se apoya, etc. Esta propuesta parece interesante y

podría explorarse para modelos que tomen en cuenta la flexibilidad del suelo de soporte. Avilés y Olmos (2000) abordan el tema de las recomendaciones de diseño en los reglamentos, en este caso el del Distrito Federal, analizando las torsiones generadas en edificios simétricos debido al paso de las ondas. Para ello utilizan un modelo que permite analizar la influencia del ángulo de incidencia de la excitación, considerando la interacción tanto cinemática como inercial, y concluyen que para algunas estructuras son insuficientes las recomendaciones de diseño por torsión accidental. Podría pensarse que la geometría de la cimentación es un factor importante en la generación de la torsión accidental. Sin embargo, los estudios de cimentaciones con geometrías cuya planta es en forma de 'L', llevaron a la conclusión de que los movimientos de entrada de este tipo de cimientos son muy parecidos a los de geometrías rectangulares envolventes (Suarez et al., 2002).

Otras investigaciones han versado sobre la respuesta de estructuras asimétricas. Hanh y Liu (1994) estudiaron el acoplamiento entre la traslación y la torsión de estructuras supuestas con base rígida excitadas armónicamente. Analizaron los efectos de torsión inducidos tanto por la excentricidad estática como por el paso de las ondas. Propusieron expresiones simples para el cálculo de lo que ellos llaman la *excentricidad modificada de diseño*, la que compararon con la excentricidad de diseño especificada en los códigos del UBC (1982) y ATC (1978). Concluyeron que existen diferencias y plantearon la necesidad de reevaluarlas. Chandler y Hutchinson (1987a) también analizaron las torsiones natural y accidental pero en estructuras sometidas a la acción de distintos registros sísmicos, y compararon sus resultados con los que se predicen al aplicar las fórmulas semiempíricas

establecidas en varios reglamentos, entre ellos el del Distrito Federal. Observaron que en algunas estructuras, cuando la relación de sus periodos naturales de traslación y torsión es cercana a la unidad, los diseños que se obtienen pueden ser no conservadores. Concluyeron que en este tipo de edificaciones el diseño por torsión será inadecuado si se aplican las expresiones que suministran los reglamentos.

Algunos autores han estudiado la respuesta de estructuras considerando su interacción con el suelo, pero generalmente han omitido el efecto de la interacción cinemática al considerar sólo la flexibilidad del suelo, ignorando la diferencia entre el movimiento de campo libre y el movimiento efectivo de la cimentación. Chandler y Hutchinson (1987b) y Sikaroudi y Chandler (1992) analizaron la respuesta de modelos con cinco grados de libertad, dos para la estructura y tres para la cimentación, sometidos a las aceleraciones registradas en varios sismos y comparan los resultados con los que se obtienen al diseñar con lo establecido en distintos reglamentos. Ellos concluyeron que, para edificios con periodos de traslación y torsión parecidos, es necesario revisar los criterios estipulados en tales reglamentos. Los modelos que utilizaron para sus análisis, si bien dan una idea del comportamiento de las estructuras, mantienen ciertas restricciones que, de tomarse en cuenta, podrían alejar o acercar los resultados a los que se predicen aplicando los reglamentos. En estos trabajos no se consideraron los efectos de la profundidad de desplante de la cimentación, ni su geometría, ni el efecto del paso de las ondas, y tampoco se contemplaron estructuras desplantadas sobre suelos estratificados. Bielak *et al.* (1986) presentan un modelo en el que toman en cuenta el ángulo con el que inciden las ondas sísmicas, esto es, consideran la interacción cinemática pero en cimientos superficiales.

Otras evaluaciones de los criterios reglamentarios para torsión en estructuras con base rígida incluyen los efectos del comportamiento no lineal en las demandas de ductilidad (Bozorgnia y Tso, 1986; Chopra y Goel, 1991; Tso y Zhu, 1992; Zhu y Tso, 1992; Chandler y Duan, 1997; Duan y Chandler, 1997; Escobar y Ayala, 1998). El considerar estos efectos implica una menor respuesta a la torsión y, por consiguiente, los requerimientos de diseño son menores que cuando la estructura se diseña para resistir las sollicitaciones sin daño estructural. Aunque son muy pocos los trabajos al respecto, algunos investigadores han analizado la respuesta sísmica inelástica de estructuras instrumentadas, y han interpretado los resultados con base en modelos que intentan explicar el acoplamiento lateral-torsional inherente en edificios asimétricos (ver, por ejemplo, De la Llera *et al.*, 2001). El éxito de la interpretación de los resultados va a depender en gran medida de la representación de la excitación efectiva de la cimentación y las características del sistema suelo-estructura.

1.2 Interacción suelo-estructura

La importancia de considerar los efectos de la interacción dinámica suelo-estructura en el diseño ha sido ampliamente reconocida por varios investigadores. Son numerosos los estudios que se han llevado a cabo y, aunque en años recientes ha disminuido el interés en este tópico, se reconoce que todavía es un área en la que se está lejos de agotar los temas a investigar (Trifunac *et al.*, 2001), particularmente en el caso de suelos tan deformables como los de la ciudad de México.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Los efectos de la interacción dependen de la difracción de las ondas incidentes y de la irradiación de ondas por la cimentación, debido esencialmente al contraste de rigidez entre la estructura y el suelo de soporte. Estos efectos son principalmente notorios en estructuras rígidas sobre suelos blandos y en cimentaciones de grandes dimensiones. Parte de la energía transmitida al sistema es disipada por irradiación, efecto que se refleja en la modificación del amortiguamiento estructural. Por su parte, la flexibilidad del suelo se traduce en una reducción de la frecuencia resonante de la estructura. El resultado neto de estos cambios puede verse en una reducción o incremento del cortante basal y la deformación lateral. Despreciar los efectos de la interacción no siempre es un criterio conservador, de ahí que en las NTCDS del RCDF se presenta un apartado para tomarlos en cuenta explícitamente.

Es práctica común utilizar como movimiento de entrada para la cimentación al movimiento de campo libre en términos de traslaciones horizontales únicamente. No obstante, la excitación efectiva de la cimentación contiene rotaciones y traslaciones, por lo que los efectos de cabeceo y torsión no serán tomados en cuenta apropiadamente si se adopta esta condición conocida como la interacción inercial (Luco *et al.*, 1975; Todorovska y Trifunac, 1991). Las rotaciones de la cimentación, cabeceo y torsión, aparecen esencialmente cuando la incidencia de ondas no es vertical o cuando la cimentación está enterrada, dando lugar a la llamada interacción cinemática. Si las ondas no inciden verticalmente, la profundidad de desplante de la cimentación tiende generalmente a reducir las respuestas de traslación, pero a incrementar los componentes de rotación. La incidencia oblicua de ondas *SH* induce torsión, mientras que las ondas *P* y *SV* generan cabeceo en la cimentación, junto con un notable filtrado de la respuesta de traslación

para altas frecuencias (Kobori y Shinozaki, 1980; Wong y Luco, 1978). Además, existen efectos debidos a la variación espacial de los movimientos del terreno originados por arribos de ondas que tienden a ser uniformizadas por las cimentaciones rígidas (Romo, 1995), efectos conocidos como de incoherencia del movimiento sísmico.

Una forma práctica de calcular la respuesta sísmica de estructuras considerando su interacción con el suelo, es efectuar el análisis como si el apoyo fuera indeformable, pero incrementando el periodo fundamental y modificando el amortiguamiento asociado de tal manera que la estructura equivalente con base rígida represente el comportamiento que se tiene para base flexible. A estas nuevas propiedades dinámicas que definen a la estructura modificada se les conoce como periodo y amortiguamiento efectivos. Existen algunos procedimientos para obtenerlos rigurosamente y aproximadamente (Wolf, 1985; Avilés y Pérez-Rocha, 1996). En las NTCDS del RCDF se establecen criterios simplificados para calcular dichos parámetros. Poco se ha investigado sobre el caso de estructuras desplantadas en depósitos de suelo, donde los efectos del periodo dominante del terreno y su valor relativo con respecto al del sistema acoplado pueden afectar significativamente el amortiguamiento geométrico por irradiación (Meek y Wolf, 1991). Parte de la investigación realizada en esta tesis consistió en estudiar este fenómeno, así como los efectos del paso de las ondas en el periodo y amortiguamiento efectivos del sistema (Avilés *et al.*, 2002; Avilés y Suarez, 2002).

Las respuestas máximas de traslación y torsión no ocurren para las respectivas frecuencias fundamentales de base rígida, sino a frecuencias que pueden ser considerablemente menores y que están asociadas a las condiciones resonantes del sistema acoplado suelo-estructura (Dobry y

Gazetas, 1983; Luco, 1976a). Las diferencias de fase existentes en el movimiento de campo libre en diferentes puntos darán por resultado efectos de torsión y cabeceo en la cimentación independientemente de la configuración de la estructura. La magnitud de estos efectos dependerá de las características de la cimentación y, particularmente, de la relación entre sus dimensiones y la longitud de onda de la excitación. Por lo tanto, la geometría de la cimentación y las características del campo de ondas incidentes son elementos importantes en la definición del movimiento de entrada. Varios son los trabajos publicados en donde se presentan métodos numéricos que son aplicables a la solución de problemas de interacción relacionados con cimentaciones de forma irregular; sin embargo, sus autores sólo describen el método de cálculo y muestran resultados para cimentaciones de geometrías sencillas que comparan con los publicados en la literatura (Betti y Abdel-Gaffar, 1994; Chow, 1986; Luco y Wong, 1987; Rucker, 1982; Wong y Luco, 1976). No especifican cuáles son las diferencias con la respuesta dinámica obtenida al considerar geometrías rectangulares o circulares equivalentes. Tampoco analizan los efectos que diferentes tipos de ondas con distintos ángulos de incidencia tienen en la respuesta. Durante el desarrollo de esta tesis se realizaron estudios con el propósito de evaluar dichos efectos en la respuesta de cimentaciones de geometría compleja, específicamente en forma de 'L' en planta. También se evaluaron las aproximaciones obtenidas cuando se utilizan geometrías sencillas equivalentes (Avilés *et al.*, 2001; Suarez *et al.*, 2001 y 2002).

Los efectos de la interacción suelo-estructura pueden ser evaluados aplicando el teorema de superposición que considera a la interacción total igual a la interacción cinemática más la interacción inercial. La

primera de ellas se obtiene suponiendo a la estructura rígida y sin masa, lo que ocasiona que no se alteren los movimientos de campo libre por efectos de la inercia de la estructura, pero sí se modifiquen por el campo de ondas que es difractado por la presencia del cuerpo rígido. Al movimiento calculado considerando a la estructura con masa sujeta a los movimientos efectivos de la cimentación se le conoce como interacción inercial. Kausel *et al.* (1978) demuestran matemáticamente que al aplicar la teoría de superposición en sistemas elásticos es equivalente a utilizar métodos directos de elemento finito, y concluyen que si ambos son clasificados como 'diferentes' se debe a las inconsistencias que se tienen en su aplicación. Sin embargo, la teoría de superposición supone que el problema a resolver tiene un comportamiento lineal, lo que implica asumir fuertes hipótesis y despreciar efectos tan importantes como lo son la variación de los módulos de rigidez del suelo y el incremento en el amortiguamiento interno por efectos de la no linealidad del suelo (Romo *et al.*, 2000). Algunos métodos directos o analíticos en este sentido son más flexibles, pero tienen la desventaja de requerir realizar un gran número de cálculos y ser poco flexibles cuando se realizan estudios paramétricos debido a que se tiene que llevar a cabo el proceso completo de cálculo para cada parámetro que se evalúa. Aunque en la actualidad, con los recursos de cómputo con que se cuenta, este proceso tiende a ser más rápido. En esta tesis la propuesta es estudiar un modelo dinámico muy sencillo que represente, grosso modo, las características principales de una gama amplia de sistemas suelo-estructura cuya respuesta sirva como base para analizar o actualizar las normas reglamentarias. Dado el carácter general y paramétrico de este trabajo, los cálculos se llevan a cabo utilizando métodos de superposición en dos fases: la inercial y la cinemática. Estas resultan de considerar un problema de irradiación de ondas para obtener las funciones de

impedancia y un problema de difracción para determinar los movimientos efectivos, obteniendo ventajas adicionales al poder utilizar procedimientos aproximados que han dado buenos resultados en el cálculo de estos últimos.

1.3 Objetivo

El propósito de este trabajo es presentar los resultados de la investigación referente a los dos efectos de la interacción suelo-estructura, el cinemático y el inercial, considerando los movimientos de traslación y torsión acoplados de la estructura, comparándolos con los que se obtienen al aplicar los criterios de diseño propuestos en las normas y señalando los casos que no son cubiertos por éstas. Para ello se estudia la respuesta dinámica de estructuras asimétricas con una gama amplia de periodos naturales en traslación y torsión, calculando su respuesta máxima de manera minuciosa con y sin tomar en cuenta la interacción de la estructura con el suelo. El medio de soporte está compuesto por un estrato de suelo blando sobre un semiespacio elástico. La estructura es representada por un oscilador simple cuyo centro de masa no coincide con el de rigidez. Como movimientos de entrada se consideran trenes de ondas de corte polarizadas horizontalmente que inciden con distintos ángulos. Ambos efectos de la interacción son calculados para cimentaciones superficiales y enterradas. En Suarez y Avilés (2002) se presentan resultados de la amplificación dinámica de la excentricidad estática y del cortante basal, los cuales se comparan con los que se obtienen de aplicar las recomendaciones de las NTCDS del RCDF. Se concluye que las especificaciones de diseño no consideran adecuadamente los efectos de torsión, al menos para el comportamiento lineal de las estructuras, en

un intervalo de frecuencias más amplio de lo previsto por otros autores. Esto es de relevancia para la adecuación de los nuevos criterios por torsión que deberán de considerarse al revisar el estado límite de servicio de la estructura, que como se sabe es ante comportamiento puramente elástico.

Debido a que el estudio está restringido al caso de estructuras con comportamiento lineal, el modelo no toma en cuenta la ductilidad estructural, razón por la que los resultados son útiles sólo para revisar el estado límite de servicio, mas no el de falla. La ductilidad de la estructura se puede considerar aplicando factores de reducción apropiados a la fuerza cortante obtenida del modelo elástico. Si se reconoce que una parte del comportamiento inelástico del suelo se debe a la excitación sísmica que produce las mayores deformaciones y no a la interacción suelo-estructura (Kausel *et al.*, 1978), la no linealidad del suelo se puede tener en cuenta utilizando propiedades que sean compatibles con los niveles de deformación calculados (Roesset y Tasoulas, 1982). En algunos casos, por efectos de la interacción entre el suelo y la estructura, se presenta una respuesta no lineal del suelo en el entorno de la cimentación. Cuando ésta es moderada o pequeña propicia que una parte de la energía de las ondas incidentes se absorba y, por tanto, se reduzca la energía que excita a la estructura, esto es, se incrementa el amortiguamiento efectivo estructural (Trifunac *et al.*, 2001). Dadas las características lineales del modelo utilizado en esta tesis, y basados en el hecho de que la práctica del diseño exige que no se presente comportamiento no lineal en el suelo de soporte para evitar un estado de colapso incipiente de la estructura, este efecto no fue considerado.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

II. MODELO

En la figura 1 se presenta el modelo utilizado en los análisis, consistente en un cimiento de forma cilíndrica de radio R , masa M_c y profundidad de desplante D , empotrado en un estrato de espesor H_s con módulo de Poisson $\nu_s=0.45$ y amortiguamiento histerético $\zeta_s=5\%$, apoyado sobre un semiespacio elástico con $\nu_o=1/3$ y $\zeta_o=3\%$. La relación de velocidades de propagación de corte entre el estrato y el semiespacio se consideró de $\beta_s/\beta_o=0.2, 0.5$ y 0.8 . El cimiento se supone infinitamente rígido, sin excentricidad y en contacto continuo con el medio que lo rodea.

La estructura se representó por medio de un modelo de un oscilador simple de masa M ubicada a una altura H_e y excentricidad estructural e , con un grado de libertad a la traslación y otro a la torsión, como se muestra en la figura 1.

El modelo se sometió a una excitación dinámica dada por ondas de corte con movimiento en la dirección y , propagándose en el plano $x-z$ con ángulo de incidencia γ con respecto a la vertical, como se ilustra en la figura 1. Los análisis se llevaron a cabo en el dominio de la frecuencia. Las ecuaciones que definen el movimiento del modelo están dadas por:

$$M \left[\ddot{\Delta}_b + \ddot{\Delta}_c + \ddot{\Delta}_g + (H_e + D) \left(\ddot{\varphi}_c + \ddot{\varphi}_g \right) + e \left(\ddot{\theta}_b + \ddot{\theta}_c + \ddot{\theta}_g \right) \right] + C_{hh} \dot{\Delta}_b + C_{h\theta} e \dot{\theta}_b + K_{hh} \Delta_b + K_{h\theta} e \theta_b = 0 \quad (1)$$

$$\begin{aligned}
& M e \left[\ddot{\Delta}_b + \ddot{\Delta}_c + \ddot{\Delta}_g + (H_e + D) \left(\ddot{\varphi}_c + \ddot{\varphi}_g \right) \right] + J_\theta \left(\ddot{\theta}_b + \ddot{\theta}_c + \ddot{\theta}_g \right) \\
& + C_{h\theta} e \dot{\Delta}_b + C_{\theta\theta} \dot{\theta}_b + K_{h\theta} e \Delta_b + K_{\theta\theta} \theta_b = 0
\end{aligned} \tag{2}$$

$$\begin{aligned}
& M \left[\ddot{\Delta}_b + \ddot{\Delta}_c + \ddot{\Delta}_g + (H_e + D) \left(\ddot{\varphi}_c + \ddot{\varphi}_g \right) + e \left(\ddot{\theta}_b + \ddot{\theta}_c + \ddot{\theta}_g \right) \right] \\
& + M_c \left[\ddot{\Delta}_c + \ddot{\Delta}_g + E \left(\ddot{\varphi}_c + \ddot{\varphi}_g \right) + e \left(\ddot{\theta}_c + \ddot{\theta}_g \right) \right] + F_x = 0
\end{aligned} \tag{3}$$

$$\begin{aligned}
& M e \left[\ddot{\Delta}_b + \ddot{\Delta}_c + \ddot{\Delta}_g + (H_e + D) \left(\ddot{\varphi}_c + \ddot{\varphi}_g \right) \right] + J_\theta \left(\ddot{\theta}_b + \ddot{\theta}_c + \ddot{\theta}_g \right) \\
& + M_c e \left[\ddot{\Delta}_c + \ddot{\Delta}_g + E \left(\ddot{\varphi}_c + \ddot{\varphi}_g \right) \right] + J_\theta \left(\ddot{\theta}_c + \ddot{\theta}_g \right) + F_\theta = 0
\end{aligned} \tag{4}$$

$$\begin{aligned}
& M(H_e + D) \left[\ddot{\Delta}_b + \ddot{\Delta}_c + \ddot{\Delta}_g + (H_e + D) \left(\ddot{\varphi}_c + \ddot{\varphi}_g \right) + e \left(\ddot{\theta}_b + \ddot{\theta}_c + \ddot{\theta}_g \right) \right] \\
& + J_\varphi \left(\ddot{\varphi}_c + \ddot{\varphi}_g \right) + M_c E \left[\ddot{\Delta}_c + \ddot{\Delta}_g + E \left(\ddot{\varphi}_c + \ddot{\varphi}_g \right) + e \left(\ddot{\theta}_c + \ddot{\theta}_g \right) \right] \\
& + J_\varphi \left(\ddot{\varphi}_c + \ddot{\varphi}_g \right) + F_\varphi = 0
\end{aligned} \tag{5}$$

donde los subíndices b , c y g se refieren a la estructura, el cimientto y los movimientos de entrada, respectivamente. Δ , φ y θ implican traslaciones en x y giros alrededor de los ejes y y z , respectivamente. Los puntos arriba de estas variables indican derivación con respecto al tiempo. K y C son las rigideces y amortiguamientos estructurales, respectivamente, para la torsión, traslación y acoplamiento (subíndices θ , h y θh , respectivamente). J_θ y J_φ son los momentos de inercia a la torsión y al cabeceo, respectivamente, y $E=D/2$. Además, F_x , F_θ y F_φ están definidas por:

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

$$\begin{bmatrix} F_x \\ F_\varphi \\ F_\theta \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_h^s & K_{mh}^s & 0 \\ K_{mh}^s & K_m^s & 0 \\ 0 & 0 & K_t^s \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta_c \\ \varphi_c \\ \theta_c \end{bmatrix} \quad (6)$$

donde K^s son las rigideces dinámicas del suelo para la traslación, cabeceo, torsión y acoplamiento (subíndices h , m , t y hm , respectivamente).

Las ecuaciones de movimiento se pueden describir de forma normalizada como sigue:

$$\Delta_b \left[\frac{\omega_h^2}{\omega^2} + 2i\zeta \frac{\omega_h}{\omega} - 1 \right] - \Delta_c - \Delta_{\varphi_c} + \frac{e}{R} \Delta_{\theta_c} \left[\frac{K_{he}}{M\omega^2} + \frac{C_{he}}{M\omega} i - 1 \right] - \frac{e}{R} \Delta_{\theta_c} = \quad (7)$$

$$\Delta_{og} \left\{ Q_h + Q_\varphi + \frac{e}{R} Q_\theta \right\}$$

$$\begin{aligned} & \frac{e}{R} \Delta_b \left[\frac{K_{he}}{M\omega^2} + i \frac{C_{he}}{M\omega} - 1 \right] - \frac{e}{R} \Delta_c - \frac{e}{R} \Delta_{\varphi_c} + \Delta_{\theta_c} \frac{J_\theta}{MR^2} \left[\frac{\omega_\theta^2}{\omega^2} + 2i\zeta \frac{\omega_\theta}{\omega} - 1 \right] \\ & - \frac{J_\theta}{MR^2} \Delta_{\theta_c} = \Delta_{og} \left\{ \frac{e}{R} Q_h + \frac{e}{R} Q_\varphi + \frac{J_\theta}{MR^2} Q_\theta \right\} \end{aligned} \quad (8)$$

$$\begin{aligned} & -\Delta_b + \Delta_c \left[\frac{K_h^s}{M\omega^2} - \delta_M - 1 \right] + \Delta_{\varphi_c} \left[\frac{K_{hm}^s}{MR\omega^2(\delta_H + \delta_D)} - \frac{\delta_D}{2(\delta_H + \delta_D)} \delta_M - 1 \right] - \frac{e}{R} \Delta_{\theta_c} \\ & - \frac{e}{R} \Delta_{\theta_c} (\delta_M + 1) = \Delta_{og} \left\{ (\delta_M + 1) \left[Q_h + \frac{e}{R} Q_\varphi \right] + Q_\theta \left[\frac{\delta_D}{2(\delta_H + \delta_D)} \delta_M + 1 \right] \right\} \end{aligned} \quad (9)$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$\begin{aligned}
& -\frac{e}{R}\Delta_b - e_r\Delta_c(\delta_M+1) - \frac{e}{R}\Delta_{\varphi_c}\left[\frac{\delta_D}{2(\delta_H+\delta_D)}\delta_M+1\right] - \frac{J_\theta}{MR^2}\Delta_{\theta_b} + \Delta_{\theta_c}\left[\frac{K_r^s}{MR^2\omega^2}\right. \\
& \left. - (\delta_M+1)\frac{J_\theta}{MR^2}\right] = \Delta_{0g}\left\{(\delta_M+1)\left[\frac{e}{R}Q_h + \frac{J_\theta}{MR^2}Q_\theta\right] + \frac{e}{R}Q_\varphi\left[\frac{\delta_D}{2(\delta_H+\delta_D)}\delta_M+1\right]\right\}
\end{aligned} \tag{10}$$

$$\begin{aligned}
& -\Delta_b + \Delta_c\left[\frac{K_{hm}^s}{MR^2\omega^2(\delta_H+\delta_D)} - \frac{\delta_D}{2(\delta_H+\delta_D)}\delta_M-1\right] + \Delta_{\varphi_c}\left[\frac{K_m^s}{MR^2\omega^2(\delta_H+\delta_D)^2}\right. \\
& \left. + \frac{(\delta_M+1)}{(\delta_H+\delta_D)^2}\left(\frac{\delta_D^2}{4}\delta_M - \frac{J_\varphi}{MR^2}\right)-1\right] - \frac{e}{R}\Delta_{\theta_b} - \frac{e}{R}\Delta_{\theta_c}\left[\frac{\delta_D}{2(\delta_H+\delta_D)}\delta_M+1\right] = \\
& \Delta_{0g}\left\{\left[\frac{\delta_D}{2(\delta_H+\delta_D)}\delta_M+1\right]\left(Q_h + \frac{e}{R}Q_\theta\right) + Q_\varphi\left[\frac{J_\varphi}{MR^2(\delta_H+\delta_D)^2}(\delta_M+1)\right.\right. \\
& \left. \left. + \frac{\delta_D^2}{4(\delta_H+\delta_D)^2}\delta_M+1\right]\right\}
\end{aligned} \tag{11}$$

donde $\omega_h=(K_h/M)^{1/2}$, $\omega_\theta=(K_\theta/J_\theta)^{1/2}$, $\omega=2\pi f$ (f =frecuencia), $\delta_M=M_c/M$, $\delta_D=D/R$, $\delta_H=H_e/R$, $\Delta_{\varphi_c}=(H_e+D)\varphi_c$, $\Delta_{\theta_c}=R\theta_c$ y $\Delta_{\theta_b}=R\theta_b$; $\zeta=0.05$ es el amortiguamiento estructural. Además, $Q_h=\Delta_g/\Delta_{0g}$, $Q_\varphi=(H_e+D)\varphi_g/\Delta_{0g}$ y $Q_\theta=R\theta_g/\Delta_{0g}$ son las relaciones de los movimientos efectivos con respecto a la amplitud horizontal de campo libre (Δ_{0g}).

III. FUNCIONES DE IMPEDANCIA Y MOVIMIENTOS DE ENTRADA

El modelo utilizado para este estudio considera cimentaciones cilíndricas, embebidas a profundidades $D/R=0$ y 1 en un estrato de espesor $H_s/R=2, 3$ y 5. Para obtener la respuesta a la traslación y torsión de la estructura, se calculan previamente las funciones de impedancia y los movimientos efectivos para las cimentaciones consideradas, ambos dependientes de la frecuencia de excitación.

III.1 Funciones de impedancia

Las funciones de impedancia o rigideces dinámicas son funciones que dependen de la frecuencia de excitación, así como de la geometría y profundidad de desplante de la cimentación y de la estratigrafía y características elásticas del subsuelo. 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.

La función de impedancia suele expresarse en términos de la rigidez estática K_n^0 y los coeficientes de rigidez k_n^s y amortiguamiento c_n^s , de la forma (Gazetas, 1983)

$$K_n^s = K_n^0(k_n^s + i\omega c_n^s) \quad (12)$$

donde ω es la frecuencia angular; el subíndice $n=h, m, y t$ indica el modo de vibración de la cimentación, que puede ser de traslación (h),

cabeceo (m) y torsión (t). Estas funciones son de tipo complejo. Matemáticamente expresan, la parte real, la rigidez e inercia del suelo; la dependencia de la frecuencia se debe a su influencia en la inercia debido a que las propiedades del suelo se consideran esencialmente independientes de la frecuencia. Resultados en pruebas de laboratorio demuestran que sí existe una degradación del módulo del cortante que depende de la magnitud y duración de la carga y del número de ciclos que se aplican, pero en el caso de las arcillas altamente plásticas, como las de la ciudad de México, las deformaciones permanentes bajo carga cíclica se desarrollarán sólo cuando el suelo está cerca de la falla (Romo, 1995). La parte imaginaria representa un amortiguador viscoso que incluye tanto al amortiguamiento material como al geométrico del suelo; el primero es prácticamente independiente de la frecuencia y se debe al comportamiento histerético, que para el caso de las arcillas de la ciudad de México presenta valores entre el 3% y 6% (Romo, 1995); mientras que el segundo depende de la frecuencia y se debe a la irradiación de ondas. Físicamente representan los resortes y amortiguadores equivalentes que se utilizan para modelar el comportamiento del suelo.

Las funciones de impedancia están restringidas a modelos elástico-lineales. No obstante, una forma práctica de tener en cuenta aproximadamente el comportamiento no lineal del suelo consiste en estimar valores equivalentes de sus propiedades mecánicas que sean compatibles con las deformaciones causadas por el movimiento de campo libre. Las no linealidades producidas cuando existe deslizamiento o separación del cimiento con respecto al suelo, o aquéllas causadas en el suelo que rodea a la cimentación, han sido poco estudiadas. Wolf (1985) aborda este problema dividiendo al suelo

en dos zonas; una para el campo libre y la otra en la vecindad del cimiento. Este problema, sin embargo, excede el alcance de este estudio.

Las rigideces dinámicas para un estrato se obtuvieron a partir de una técnica de elementos finitos basada en el método del estrato delgado (Tassoulas y Kausel, 1983). Este método sólo admite una formación estratigráfica apoyada sobre base rígida. Para evitar el rebote de las ondas debido a la presencia de esta base y simular el efecto de su irradiación al infinito, se consideraron dos estratos. El superficial de espesor H_s que aloja a la cimentación, y el otro con el doble de espesor para asegurar que las ondas que se reflejen de su base sean de amplitudes despreciables por efectos de amortiguamiento del material, actuando de esta manera como si fuera un semiespacio. En la figura 2 se comparan los resultados de las funciones de impedancia obtenidos cuando se considera una cimentación enterrada en un estrato de espesor $H_s/R=2$ apoyado sobre otro estrato con espesor del doble, cuádruple y séxtuplo. Se observa que las diferencias que existen entre ellas son mínimas.

Los efectos del espesor del estrato en las rigideces estáticas K_n^0 se aprecian en la tabla 1 para el desplazamiento horizontal, el cabeceo y la torsión, y en los coeficientes de rigidez y amortiguamiento k_n^s y c_n^s en las figuras 3a y b, calculadas para cimentaciones con profundidad de desplante $D/R=0$ y 1, respectivamente, en un estrato con relación de velocidades $\beta_s/\beta_0=0.2$. Los resultados se presentan graficados para los valores de la frecuencia adimensional $\eta=\omega R/\beta_s$, donde $\beta_s=4H_s/T_s$ siendo T_s el periodo dominante del suelo. Debido a que el espesor del estrato influye en la rigidez total del sistema, el valor de la rigidez estática

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

también se ve afectado. A diferencia de lo que ocurre para estratos sobre base rígida en donde es posible definir una función lineal que tome en cuenta el espesor y las propiedades mecánicas del suelo para calcular de manera aproximada la rigidez estática (Kausel y Roësset, 1975), para estratos sobre un semiespacio no parece existir una correlación lineal, con excepción de los valores obtenidos para la rigidez torsional, cuando el cimiento es superficial. La profundidad de desplante del cimiento incrementa de manera importante el valor de la rigidez estática.

Por otro lado, como la frecuencia dominante del estrato varía en proporción inversa a su espesor, los coeficientes de rigidez y amortiguamiento también son afectados. Esto se ve reflejado en la posición de los valles que se presentan en las frecuencias resonantes del estrato, como se aprecia en las gráficas de las figuras 3a y b, y en la ausencia de amortiguamiento por irradiación para frecuencias por debajo de la frecuencia dominante del estrato. Este efecto es más evidente para el modo de cabeceo que para el de traslación horizontal y el de torsión, pero tiende a ser pequeño para cimientos enterrados, como se aprecia en los resultados aquí presentados (figuras 3a y b). Para frecuencias menores que la primera frecuencia resonante del estrato, los valores del amortiguamiento son muy bajos puesto que reflejan la pérdida de energía sólo por amortiguamiento histerético. Destacan también las reducciones de los coeficientes de rigidez con la frecuencia de excitación debido a la influencia que tiene ésta en la inercia del suelo, así como las oscilaciones de los coeficientes de rigidez y amortiguamiento debido a las frecuencias naturales del suelo, siendo más pronunciadas para estratos de espesores pequeños pero

irrelevantes para el cabeceo. Si el amortiguamiento del suelo fuera nulo, los valles de estas gráficas se prolongarían hasta tomar el valor nulo.

En las figuras 4a y b se muestra el efecto de la relación de rigideces entre el estrato y el semiespacio en los coeficientes de rigidez y amortiguamiento, y en la tabla 2 se proporcionan los valores de las rigideces estáticas. Se consideró un espesor del estrato de $H_s/R=2$ y profundidades de desplante de $D/R=0$ y 1. Básicamente los mismos comentarios mencionados en párrafos anteriores son aplicables. El efecto de la relación de rigideces se aprecia más claramente en los coeficientes para la traslación, y su principal influencia consiste en la reducción de los valores de rigidez y amortiguamiento para $\beta_s/\beta_0=0.2$. La tendencia de las gráficas para relaciones grandes ($\beta_s/\beta_0=0.8$) es acercarse a los valores que se obtienen para el semiespacio.

III.2 Movimientos de entrada

La interacción cinemática consiste esencialmente en determinar la excitación efectiva de la cimentación provocada por el movimiento sísmico. Tal excitación representa el movimiento de entrada del cimiento que resulta de superponer el campo libre con el campo difractado por la cimentación supuesta carente de masa y perfectamente rígida. Este es un movimiento ficticio que se obtiene ignorando la masa de la estructura. Para calcularlo es necesario resolver un problema de difracción de ondas que depende de las características del cimiento y el subsuelo, así como del ángulo de incidencia y el tipo de ondas sísmicas.

Como resultado de la interacción cinemática se modifica el movimiento de campo libre, dando lugar a una excitación efectiva de la cimentación compuesta tanto de traslaciones como de rotaciones. En general, las traslaciones sufren reducciones debido a que la variación espacial del movimiento del terreno alrededor de la cimentación es promediada como consecuencia de su gran rigidez. Las rotaciones aparecen por la misma razón, puesto que la cimentación al no poder deformarse para seguir los desplazamientos diferenciales del suelo en contacto tiende a girar. Aunado a estos efectos se presenta un filtrado o eliminación de los componentes de alta frecuencia del movimiento del terreno. Solamente para cimentaciones apoyadas sobre la superficie del terreno y sujetas a ondas planas que se propagan verticalmente no ocurre la difracción de ondas por la cimentación, por lo que la excitación efectiva se reduce al movimiento de campo libre.

Para el análisis de interacción cinemática normalmente se recurre al uso de métodos de elementos finitos o elementos de frontera los cuales consumen, en general, grandes recursos de cálculo. No obstante, en aplicaciones prácticas la interacción cinemática puede evaluarse utilizando soluciones aproximadas que sean suficientemente eficientes. Iguchi (1982) ha desarrollado un procedimiento que destaca por ser extraordinariamente sencillo y a la vez muy preciso. Según este método, la excitación efectiva del cimiento se obtiene simplemente mediante un promedio pesado de los desplazamientos y esfuerzos de campo libre en la interfaz entre la cimentación y el suelo. En efecto, el movimiento de entrada del cimiento medido en un punto de referencia arbitrario (x_o, y_o, z_o) se estima como

$$U_o = H^{-1} \iint A^T U_g dS + K^{-1} \iint A^T T_g dS \quad (13)$$

donde:

$$H = \iint A^T A dS \quad (14)$$

$$A = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & z-z_0 & y_0-y \\ 0 & 1 & 0 & z_0-z & 0 & x-x_0 \\ 0 & 0 & 1 & y-y_0 & x_0-x & 0 \end{bmatrix} \quad (15)$$

Los vectores U_g y T_g representan los desplazamientos y tracciones de campo libre, respectivamente, en la superficie de contacto S entre la cimentación y el suelo. El movimiento de cualquier punto (x, y, z) en la frontera S se obtiene mediante el producto de la matriz de transformación A por el vector U_0 . Las integrales de las ecs. 13 y 14 se extienden a lo largo de la frontera S . Puede notarse que el segundo término del lado derecho de la ec. 13 es nulo para cimentaciones superficiales, ya que en la superficie libre del terreno las tracciones son nulas.

Resulta evidente que para el cálculo de la excitación efectiva del cimiento es suficiente conocer la geometría de la cimentación, las impedancias del suelo y los movimientos y tracciones de campo libre. El método de Iguchi ya ha sido aplicado con excelentes resultados en cimientos enterrados en un semiespacio, de forma circular ante la incidencia de ondas SH y SV (Iguchi, 1984), de forma rectangular ante ondas SH (Pais y Kausel, 1989) y de forma arbitraria ante ondas S , P y Rayleigh (Suarez *et al.*, 2002). Evidentemente en todos los casos se inducen movimientos de traslación y cabeceo, así como de torsión para

incidencia de ondas SH . En este trabajo se aplica dicho método para determinar los movimientos de entrada de una cimentación cilíndrica enterrada en un estrato sobre un semiespacio ante la incidencia oblicua de ondas SH .

En las figuras 5a, b y c se muestran los movimientos de entrada de traslación, cabeceo y torsión para ondas SH incidiendo con $\gamma=0^\circ$, 45° y 90° (figura 1) en un estrato de espesor $H_s/R=2, 3$ y 5 , con relación de velocidades $\beta_s/\beta_0=0.2, 0.5$ y 0.8 . Los resultados se presentan para cimientos superficiales y enterrados. En las gráficas se aprecia que para cimentaciones con enterramiento nulo, únicamente para el caso de incidencia vertical puede considerarse que no existe interacción cinemática. Para los demás casos, asumir esto conduciría a resultados erróneos. Como los resultados están normalizados con respecto a las amplitudes obtenidas en campo libre, los efectos del espesor del estrato están implícitos en dicho campo. Las gráficas indican claramente que cuándo hay un decremento en los movimientos efectivos horizontales, aparecen rotaciones en torsión y en cabeceo. Para frecuencias bajas los componentes en traslación tienen valores cercanos al del campo libre, mientras que los componentes de cabeceo y torsión tienen valores nulos. Los cimientos superficiales prácticamente no presentan cabeceo, por lo que la mayor parte de la energía de traslación que se transforma en rotación lo hace en forma de torsión. Además, como la rigidez de la cimentación se incrementa con el enterramiento, las mayores torsiones se presentan en cimientos superficiales. En general, para cimientos enterrados son más importantes los efectos de cabeceo que los de torsión. El efecto del ángulo de incidencia es más notorio para estratos con velocidad de propagación de ondas de corte cercana a la del semiespacio ($\beta_s/\beta_0=0.8$). Para contrastes de velocidades grandes, el

ángulo de refracción de las ondas en el estrato es pequeño, tendiendo a la incidencia vertical. En el caso de formaciones de suelo con capas de propiedades contrastantes, la evaluación de las funciones de impedancia y los movimientos de entrada deberá llevarse a cabo considerando las características de estratificación (espesor y propiedades específicas de cada capa). Ello no limita la aplicación del método de Iguchi (1984) para los movimientos de entrada ni el de Tassoulas y Kausse (1983) para las funciones de impedancia.

IV. EXCENRICIDAD DE DISEÑO

Para análisis estático de edificios, las normas técnicas complementarias establecen que los efectos de torsión sean considerados en diseño aplicando las fuerzas laterales equivalentes a una distancia e^{dis} del centro de rigidez, lo que resulta en momentos torsionantes de entrepiso adicionales a las fuerzas cortantes y momentos de volteo. En particular, las recomendaciones por torsión de las NTCDS del RCDF estipulan que la excentricidad de diseño es la que para cada elemento estructural resulte más desfavorable de las siguientes:

$$e^{dis} = \begin{cases} 1.5e + 0.1B \\ e - 0.1B \end{cases} \quad (16)$$

donde e es la excentricidad estática, dada por la distancia entre los centros de masa y rigidez, y B la dimensión en planta del edificio perpendicular a la dirección de la excitación sísmica. Los términos que dependen de e son para tomar en cuenta el acoplamiento dinámico entre los movimientos lateral y torsional de la estructura por su falta de simetría, en tanto que el término adicional $\pm 0.1B$ es para incluir los efectos de torsión debidos a excentricidades accidentales, que incluso deben ser considerados en el diseño de edificios simétricos en planta. Para análisis dinámicos en que se considere explícitamente dicho acoplamiento, el efecto de la torsión accidental puede ser incluido desplazando las fuerzas laterales que resultan de considerar el efecto dinámico torsional de excentricidades estáticas una distancia igual a

$\pm 0.1B$, o bien moviendo el centro de masa de cada piso una distancia igual a $\pm 0.1B$ de su posición nominal.

Para examinar la relevancia de la respuesta acoplada de traslación y torsión, Suarez y Avilés (2001 y 2002) calcularon la amplificación dinámica de la excentricidad natural y la relación del cortante basal acoplado con el desacoplado; este último se obtiene de considerar a la estructura sin excentricidad. Estos parámetros de respuesta tienen la propiedad de no depender de manera importante del ancho de banda de las excitaciones sísmicas utilizados, y además retienen las características relativas al acoplamiento torsional (Chandler y Hutchinson, 1987b).

Considerando las respuestas máximas del cortante acoplado $V_h = K_{hh}\Delta_b^{max}$ y del desacoplado ($e=0$) $V_h^{des} = K_{hh}\Delta_{b_{des}}^{max}$, donde $\Delta_{b_{des}}^{max}$ es el desplazamiento máximo desacoplado, la amplificación dinámica del cortante está dada por

$$\frac{V_h}{V_h^{des}} = \frac{\Delta_b^{max}}{\Delta_{b_{des}}^{max}} \quad (17)$$

Por otro lado, el cálculo del momento torsionante de diseño de acuerdo con el reglamento, T^{dis} , se obtiene de multiplicar la excentricidad de diseño por el cortante desacoplado, $T^{dis} = e^{dis}V_h^{des}$. Su cálculo riguroso está dado por $T^{dis} = K_{\theta\theta}\Delta_0/R$. Igualando estas expresiones se obtiene la amplificación dinámica de la excentricidad, que resulta ser

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$\frac{e^{dis}}{e} = \left(\frac{\lambda^2 \Delta_{\theta}^{max}}{2e \Delta_{b_{des}}^{max}} R \right) \quad (18)$$

donde $\lambda = \frac{M K_{\theta\theta}}{J_{\theta} K_{hh}} = \frac{2 K_{\theta\theta}}{R^2 K_{hh}}$. Para el modelo en estudio $\lambda=2$ implica que los elementos de soporte de la losa estructural están ubicados en su periferia.

Por otra parte, el momento de torsión para el que se necesitan diseñar los elementos estructurales está dado por

$$T^l = T^e + T^a \quad (19)$$

donde T^e y T^a son los momentos torsionantes natural y accidental, respectivamente. Según las NTCDS del RCDF, $T^e=1.5eV_h^{des}$ y $T^a=0.1BV_h^{des}$, donde $B=2R$ en el caso del modelo en estudio. Con base en esto se puede afirmar que si no hubiera excentricidad estructural, el cortante desacoplado debería ser igual al de diseño, y la torsión se generaría al actuar éste en una posición diferente de la del centro de masa que, según el reglamento, se ubica a $0.1B$ (o $0.2R$). En una estructura asimétrica, si la torsión accidental tomara el valor nulo, la torsión estructural sería la generada por el cortante acoplado multiplicado por la excentricidad natural amplificada dinámicamente o, como lo sugieren las normas, sería igual al cortante desacoplado V_h^{des} multiplicado por 150% del valor de la excentricidad estática. Debido a que para la obtención de los momentos torsionantes con las fórmulas empíricas propuestas por las NTCDS del RCDF se requieren el cortante basal desacoplado y la excentricidad estructural, una manera de apreciar las diferencias que existen en relación con aquellas cantidades

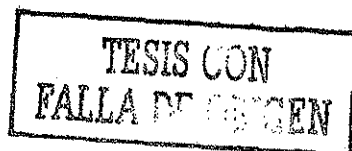
calculadas directamente del análisis dinámico del sistema acoplado suelo-estructura, es comparando los cocientes de la excentricidad de diseño entre la estructural, y del cortante basal acoplado entre el desacoplado. Los resultados de estas cantidades deberían tender a valores de 1.5 y de 1, respectivamente, si la excentricidad accidental fuera nula.

Algunos autores (Rosenblueth y Elorduy, 1969; Chandler y Hutchinson, 1987a y b) presentan gráficas donde muestran la amplificación dinámica de la excentricidad y la relación de cortantes basales acoplado entre desacoplado en función del parámetro λ . En la figura 6 se reproducen las gráficas de Rosenblueth y Elorduy (1969) para la condición de base rígida. En ellas se observa que, aunque para la mayoría de los valores de λ el cortante acoplado es prácticamente igual al desacoplado y la amplificación dinámica de la excentricidad tiende a 1.15 cuando λ crece, la excentricidad dinámica puede llegar a ser mayor que 2.5 veces la estructural y el cortante acoplado casi un 30% menor que el desacoplado para $\lambda \approx 1$. Suponiendo que la torsión accidental fuera nula, los efectos más desfavorables originados cuando los periodos naturales de traslación y torsión son iguales cumplen aproximadamente con la recomendación reglamentaria, esto es:

$$T^t = 1.5eV_h^{des} = e^{dis}V_h \quad (20)$$

de donde

$$\frac{e^{dis}}{e} \frac{V_h}{V_h^{des}} = 1.5 \quad (21)$$



Para el caso más desfavorable de la figura 6, este cociente da un valor superior a 1.5, aproximadamente de 2, que puede quedar cubierto al tomar en cuenta la torsión accidental. En algunos resultados presentados por Chandler y Hutchinson (1987a y b) para la condición de base flexible, los valores llegan a ser muy superiores a 1.5, aproximadamente de 3 para $e=0.15R$ y de 4 para $e=0.05R$. En este caso habría que analizar si la torsión accidental es suficiente para cubrir estas amplificaciones, tomando en cuenta que dicha torsión está pensada para otra condición estructural. Sin embargo, a la fecha no se han analizado los criterios de diseño por torsión cuando se presentan conjuntamente los efectos de interacción y el comportamiento no lineal de la estructura. Este último seguramente reducirá las amplificaciones aquí observadas.

En la literatura revisada no se encontraron trabajos en donde se analicen los efectos del enterramiento del cimiento (D/R), ángulo de incidencia de la excitación (γ), espesor del estrato (H_s/R), esbeltez de la estructura (H_e/R), relación de rigideces relativas (β_s/β_0) y periodo fundamental de la estructura (T_h). De ahí que se juzgó necesario realizar un estudio para investigar la influencia de estos parámetros. Así, se analizaron varios osciladores con periodos naturales a la traslación de $T_h=0.5, 1, 2$ y 3 s, para un amplio intervalo de valores de la relación entre el periodo natural a la traslación con respecto al de torsión ($\lambda=T_h/T_\theta$). Las estructuras se consideraron desplantadas a profundidades $D/R=0$ y 1 en un estrato con rigideces relativas de $\beta_s/\beta_0=0.2, 0.5$ y 0.8 y espesores $H_s/R=2, 3$ y 5 . Se evaluaron respuestas máximas de la estructura sometida a la acción de ondas SH con diferentes ángulos de incidencia ($\gamma=0^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ$ y 90°). Para ello se supuso que $\delta_p=0.15$ y $\delta_M=0.25$. Como movimientos de control se emplearon los registros del sismo de

Michoacán de 1985 observados en las estaciones de CAO, SCT y VIV, localizadas las dos primeras en la zona del lago del valle de México y la última en la zona de transición. En la figura 7 se muestran los componentes EW de estos registros. En los cálculos se consideraron los periodos dominantes de vibrar de estos sitios, a saber: $T_s=3.5$ (CAO), 2 (SCT) y 0.6 (VIV) s. Las estructuras se evaluaron para esbelteces $H_e/R=1$ y 3 y excentricidades estructurales $e/R=0.05, 0.1$ y 0.2.

Para que los valores del cortante y de la excentricidad dinámica calculados resolviendo el sistema de ecs. 7-11 se ajustaran a lo que proponen las normas, los valores medios de las relaciones V_h/V_h^{des} y e^{dis}/e deberían ser igual a 1 en el primer caso y a 1.5 en el segundo, para cualquier valor de λ , siempre que el valor de la torsión accidental sea nula. O en su defecto, la desviación que experimente e^{dis}/e debe ser compensada con la que sufra V_h/V_h^{des} . Muchos de los casos analizados en esta investigación están dentro del comportamiento que se predice al aplicar las normas; sin embargo, existen algunos que quedan claramente desprotegidos.

Dado que los sistemas estudiados son lineales, una manera más práctica de analizar los resultados es utilizando el teorema de superposición. Si se reconoce que la excentricidad accidental es generada únicamente por el componente torsional del movimiento de entrada, la excentricidad de diseño de la estructura analizada dada por $e^{dis} = \alpha e + \beta B$ se puede obtener mediante la suma de las respuestas de la estructura sometida, por un lado, a los movimientos efectivos de traslación y cabeceo y, por otro, al movimiento efectivo de torsión, como se ilustra en la figura 8. El primer sumando implica la generación de un momento de torsión de diseño debida exclusivamente a la

excentricidad estructural ($e^{dis} = \alpha e$), mientras que el segundo se refiere a la torsión accidental ($e^{dis} = 2\beta R$). De aquí se desprende que

$$\alpha = \frac{T^e V_h^{des}}{e} \quad (22)$$

$$\beta = \frac{T^a V_h^{des}}{2R} \quad (23)$$

De acuerdo con las NTCDS del RCDF, $\alpha=1$ o 1.5 y $\beta=\pm 0.1B$, según sea el caso más desfavorable, donde B es la dimensión de la planta del cimiento en la dirección de la excentricidad. En Suarez et al. (2002) se estudian los efectos de la geometría de la cimentación en la respuesta sísmica; se concluye que los resultados obtenidos para cimientos con geometría regular que envuelven a cimientos con geometría irregular son muy parecidos a los de estos últimos, ofreciendo una buena aproximación para fines prácticos. Tomando en cuenta este hecho, estructuras con cimientos de forma cuadrada pueden representarse por cimientos de planta circular, en donde $B=2R$. A continuación se presentan los resultados para α y β obtenidos del análisis paramétrico al estudiar la respuesta máxima a la torsión del modelo que se ha descrito (figura 1). En las normas aún no existen recomendaciones para tener en cuenta los efectos de interacción en la respuesta torsional, por lo que en el análisis paramétrico que se efectuó se consideraron los cortantes desacoplados tanto para un oscilador sobre base flexible, $V_{h_{lx}}^{des}$, como para el oscilador sobre base rígida, $V_{h_{ng}}^{des}$, con el propósito de mostrar las diferencias que se obtienen de utilizar uno u otro enfoque. Se procedió de esta forma porque en la práctica se acostumbra usar el cortante

desacoplado como referencia para calcular los efectos de torsión con el método de análisis estático.

IV.1 Ángulo incidente γ

Se estudió la respuesta de estructuras con dos grados de libertad ante la incidencia inclinada de ondas *SH*. En las figuras 9 y 10 se presentan algunos de los resultados calculados para los coeficientes α y β considerando $V_{h_{ng}}^{des}$ y $V_{h_{tx}}^{des}$, respectivamente. Del análisis de las gráficas se concluye que la influencia del ángulo incidente es despreciable cuando existe un fuerte contraste de velocidades entre el estrato y el semiespacio ($\beta_s/\beta_0=0.2$). Cuando éstas son muy parecidas ($\beta_s/\beta_0=0.8$), la respuesta se acercará a la que se obtiene de considerar a la estructura desplantada sobre un semiespacio. Ya en trabajos anteriores se había reportado que la influencia del ángulo de incidencia para el caso del semiespacio es importante (Pais y Kausel, 1985; Suarez y Avilés, 2000). El poco efecto de γ en la respuesta para estratos con contraste de velocidades altas se puede entender si se recurre a la conocida ley de refracción de Snell. Aún con incidencia horizontal, el ángulo refractado en un estrato con $\beta_s/\beta_0=0.2$ resulta de 11.5° . Cuando la incidencia es vertical, β_s/β_0 no influye en el valor de los coeficientes. También se aprecia que la forma de las gráficas se mantiene y que el ángulo incidente sólo afecta la amplitud del valor de los coeficientes. Para estratos con $\beta_s/\beta_0=0.2$, β es prácticamente despreciable. En general se observa que si se utiliza $V_{h_{ng}}^{des}$ las estructuras con periodo de traslación corto ($T_h=0.5$ y 1 s) están diseñadas con criterios muy conservadores, mientras que para estructuras muy flexibles ($T_h=3$ s) con relaciones de periodos $\lambda>1.4$ se está subestimando su diseño. Si el cortante utilizado es

el correspondiente al del oscilador sobre base flexible, las gráficas para el coeficiente α son prácticamente iguales para un T_h dado, y la tendencia de las curvas es a tener un valor de $\alpha=1.5$ para valores de λ grandes, dependiendo del T_h de la estructura. Para β la tendencia es al valor de 0.1 cuando λ es grande en los casos en los que la torsión accidental es importante ($\beta_s/\beta_0=0.8$ y $\gamma=90^\circ$). Sin embargo, al usar $V_{h_{fx}}^{des}$, aun cuando la mayoría de las estructuras no están sobrevaluadas, hay algunos casos para los que los criterios de las NTCDF son insuficientes para proporcionar un diseño adecuado, y los valores de λ donde ocurre esto dependen fuertemente del T_h de la estructura.

IV.2 Excentricidad estructural e

En las figuras 11 y 12 aparecen graficados los valores de α considerando $V_{h_{rg}}^{des}$ y $V_{h_{fx}}^{des}$, respectivamente, para un oscilador con $e/R=0.05, 0.1$ y 0.2 , $H_e/R=1$ y $D/R=0$, en un estrato con $\beta_s/\beta_0=0.2$ y espesores de $H_s/R=2, 3$ y 5 , ante la incidencia vertical de ondas SH. En ellas se aprecia que cuando la excentricidad estructural es pequeña ($e/R=0.05$) se tienen los valores más altos para α , que superan en un 250% el valor del coeficiente propuesto en las normas reglamentarias para estructuras con $T_h \geq 3$ s apoyadas en estratos con $T_s=3.5$ s, cuando se utiliza $V_{h_{rg}}^{des}$, y en más de 450% cuando se usa $V_{h_{fx}}^{des}$. Esto no es grave si se reconoce que la excentricidad estructural es pequeña, sin embargo, también se presentan porcentajes muy altos (mayores a los fijados en las normas en un 200% y 400%, respectivamente) cuando $e=0.1R$, lo que generará momentos de torsión ya no tan despreciables. El hecho de que se presenten las mayores amplitudes para excentricidades pequeñas se puede entender si se analiza el efecto del acoplamiento torsional en las

frecuencias naturales del sistema. Para una estructura desplantada sobre base rígida, las frecuencias naturales del primer y segundo modos se encuentran muy cercanas entre sí cuando los valores de las frecuencias desacopladas (de traslación y de torsión) son muy parecidos ($\lambda \approx 1$), lo que puede generar una superposición de las amplitudes. Esto es más evidente en las estructuras con excentricidades pequeñas (figura 13). Para estructuras desplantadas sobre base flexible los valores de λ donde se presentan estos efectos disminuyen, debido a que los periodos de traslación y torsión de la estructura varían en relación con los obtenidos de considerarlas desplantadas sobre base rígida.

El valor del coeficiente β es nulo debido a que no existe interacción cinemática cuando las ondas de excitación inciden verticalmente y el enterramiento de la cimentación es nulo, como es el caso. Pero ni aun con la aplicación del valor 0.1B para la torsión accidental, se compensan los resultados que se obtienen al aplicar las fórmulas propuestas en las normas. En general se observa que el valor de la excentricidad estructural no es tan importante para estructuras rígidas desplantadas sobre suelo blando. Los efectos de su interacción con el suelo tienden a neutralizar a este parámetro; su influencia se hace evidente para estructuras de periodo fundamental largo. Una buena razón para utilizar el cortante calculado para la condición de base flexible es el hecho de que las curvas que se obtienen presentan una forma muy parecida en todos los casos, variando únicamente la posición y amplitud donde se presentan las ordenadas máximas, y estas siempre se presentan para estructuras torsionalmente flexibles ($\lambda \leq 1$).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

IV.3 Espesor del estrato H_s

Al variar el espesor del estrato y mantener constantes los periodos dominantes del suelo ($T_s=0.6, 2$ y 3.5 s para VIV, SCT y CAO, respectivamente), el efecto general fue el de variar la velocidad de corte del medio, estrato y semiespacio, pues también se mantuvo constante la relación de velocidades β_s/β_0 y, por consiguiente, se modificó la rigidez del medio. En las figuras 14 y 15 se presentan los resultados obtenidos al utilizar $V_{h_{rig}}^{des}$ y $V_{h_{rx}}^{des}$, respectivamente, cuando se varía el espesor del estrato. Ahí se observa que este parámetro afecta el valor del coeficiente α en cuanto a la amplitud, pero no modifica la posición donde se presentan los valores máximos de las ordenadas. Estas diferencias se hacen menos notorias para estructuras de periodo largo. Para estructuras desplantadas sobre estratos con periodo dominante corto no hay cambios en α al variar H_s/R .

IV.4 Relación de velocidades suelo-semiespacio β_s/β_0

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Como se esperaba, cuando β_s se aproxima al valor de β_0 , la respuesta de las estructuras a la torsión se parece a la que se presenta cuando éstas se apoyan en un semiespacio. Al considerar el cortante $V_{h_{rig}}^{des}$ se observa, en la figura 16.a, que la variación de β_s/β_0 prácticamente no influye en el valor de α cuando las estructuras son rígidas ($T_h=0.5$ s) y se encuentran apoyadas sobre suelos con periodos de vibrar grandes ($T_s=3.5$ s), pero sí se afecta el valor de α en cuanto a la amplitud de las curvas cuando las estructuras se desplantan sobre suelos más rígidos ($T_s=0.5$ s). Para las estructuras flexibles ocurre lo contrario, las desplantadas en suelos blandos presentan diferentes valores de α , pero

cuando se apoyan en suelos más firmes no hay variación. Sin embargo, se puede afirmar que la influencia de este parámetro en el valor de α es mínima. Si el cortante utilizado es $V_{h_{tx}}^{des}$, figura 17.a, prácticamente se obtienen las mismas curvas para α , independientemente del valor de β_s/β_0 . En las figuras 16.b y 17.b se presentan los valores del coeficiente β considerando $V_{h_{ng}}^{des}$ y $V_{h_{tx}}^{des}$, respectivamente, para los distintos valores de la relación de velocidades estrato-semiespacio. Cuando se aplica el criterio de utilizar $V_{h_{ng}}^{des}$, los valores de este coeficiente están muy por debajo de lo establecido en las normas, con excepción de las estructuras con $T_h=3$ s apoyadas en un suelo con $T_s=2$ s. Si se recurre a $V_{h_{tx}}^{des}$, para $\beta_s/\beta_0=0.2$ se está sobrevaluando este coeficiente en las normas, pero si $\beta_s/\beta_0 \neq 0.2$ el valor propuesto en las normas parece el adecuado en la mayoría de los casos, con excepción de los valores de λ para los que aparecen los picos en las curvas. La posición de estos picos depende del valor de los periodos fundamentales del suelo y de la estructura.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

IV.5 Profundidad de desplante D

En las figuras 18 y 19 se presentan los resultados obtenidos para los coeficientes α y β del análisis de estructuras apoyadas en cimientos superficiales ($D/R=0$) y enterrados ($D/R=1$), para $V_{h_{ng}}^{des}$ y $V_{h_{tx}}^{des}$, respectivamente. En las gráficas donde se utiliza $V_{h_{ng}}^{des}$ se aprecia que, para α , la amplitud de su valor depende de la influencia de la profundidad de desplante cuando se trata de estructuras flexibles apoyadas sobre suelo blando (SCT y CAO) o de estructuras muy rígidas ($T_h=0.5$ s) apoyadas sobre suelo con periodo dominante corto (VIV). Las

gráficas para α donde se consideró $V_{h_b}^{des}$ presentan una gran similitud, independientemente de la profundidad de desplante. Las distintas amplitudes que se observan para estructuras apoyadas sobre suelos poco flexibles (figura 19.c.1) se deben al valor de la excentricidad estructural. En ambos casos, $V_{h_{rk}}^{des}$ y $V_{h_{ng}}^{des}$, parecería razonable cubrir estos resultados con una envolvente dada la tendencia de las curvas. Es evidente que la forma de esta envolvente debe depender del periodo fundamental de la estructura y del suelo. En los resultados para β se muestra una mayor variación, que depende tanto de la relación de velocidades estrato-semiespacio como de la profundidad de desplante del cimiento. Mientras más superficial sea el cimiento, mayor será la influencia del contraste de velocidades del medio de apoyo. Para cimentaciones enterradas casi no se aprecia este efecto.

IV.6 Altura de la estructura H_e

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

En las figuras 20 y 21 se presenta el efecto de la esbeltez estructural en los coeficientes α y β considerando $V_{h_{rig}}^{des}$ y $V_{h_{rk}}^{des}$, respectivamente, para sistemas suelo-estructura con $T_h=0.5, 1, 2$ y 3 s, $H_s/R=2$, $T_s=0.6, 2$ y 3.5 s, $e/R=0.05, 0.1$ y 0.2 , $D/R=0$ y 1 , y $\beta_s/\beta_0=0.2$ y 0.8 . En estos resultados se supone que inciden ondas SH con ángulo $\gamma=0$ y 90° . Para este parámetro (H_e/R) parece más conveniente utilizar el cortante de base rígida, pues con ello sólo se afecta la amplitud del coeficiente α y no hay cambios en β . Si se utiliza el cortante de base flexible, ambos coeficientes son afectados, β en la amplitud y α en la amplitud y en la forma de la curva, aunque este último sólo en el caso de estructuras desplantadas sobre suelo de periodo dominante corto. Especialmente para este caso se nota que al variar la esbeltez estructural dejando constantes los demás

parámetros, entre ellos T_h , se varía también la relación de rigidez estrato-estructura, dando como resultado que para estructuras esbeltas ($H_e/R=3$), la amplitud de la ordenada máxima sea menor que para estructuras bajas, y esta siempre se presente para la misma relación de λ , excepto para aquellas estructuras con periodo dominante (T_h) mayor que el del suelo donde están apoyadas. Para ellas, las máximas ordenadas del valor de α se presentan para estructuras torsionalmente rígidas ($\lambda>1$), mientras que para estructuras de esbeltez $H_e/R=1$ se presentan para $\lambda\approx 1$. Esto denota la influencia del periodo dominante del suelo en la respuesta global del sistema. Para estructuras con periodo fundamental menor que el dominante del suelo, la influencia de la esbeltez se nota únicamente en la amplitud de la respuesta. Cuando el periodo del suelo es menor que el estructural, la influencia de la esbeltez se aprecia en las estructuras torsionalmente rígidas ($\lambda>1$).

Cabe señalar que la separación en las curvas de un mismo color para el coeficiente β se debe precisamente a la profundidad de desplante de la cimentación.

IV.7 Periodo fundamental del estrato T_s

Al utilizar los registros de aceleraciones obtenidos en las estaciones de CAO, SCT y VIV (figura 6) para el cálculo de la respuesta dinámica del oscilador, se involucró el periodo dominante del sitio ($T_s=3.5, 2$ y 0.6 s, respectivamente). Los resultados que se exhiben en las figuras 22 y 23 muestran claramente los efectos de este parámetro al utilizar $V_{h_{ng}}^{des}$ y $V_{h_{tx}}^{des}$, respectivamente. Sorprende la similitud de las curvas para un T_s dado, sobre todo para el coeficiente α y más aún cuando se utiliza $V_{h_{tx}}^{des}$.

El efecto que T_s tiene en α y en β se refleja básicamente en la forma de las gráficas de estos parámetros, aunque también se presentan variaciones en las amplitudes.

IV.8 Periodo fundamental de la estructura T_h

Del valor del periodo de la estructura depende la posición de las ordenadas máximas en las gráficas de amplificación dinámica de la excentricidad y del cortante, puesto que afecta directamente el valor de λ (Suarez y Avilés, 2002). Las ordenadas máximas se llegan a presentar incluso para valores de $\lambda=1.4$. En las figuras 24 y 25 se muestran algunos resultados obtenidos para los coeficientes α y β considerando el cortante basal de la estructura sobre base rígida y flexible, respectivamente.

Se aprecia la notable influencia que T_h tiene en las gráficas, pues este parámetro determina su forma y los valores de λ para los que se presentan las mayores amplitudes. La ventaja de utilizar el cortante desacoplado con interacción es que casi no se presenten variaciones en la amplitud de las gráficas; las curvas se agrupan dependiendo del valor de T_h y las ordenadas máximas de α se presentan bien definidas, independientemente del valor de la profundidad de desplante y de la relación de velocidades entre el estrato y el semiespacio. Por otro lado, el que no se aprecie este comportamiento cuando se utiliza el cortante desacoplado sin interacción queda compensado por la facilidad en los cálculos al tratar con sistemas de menos grados de libertad.

V. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

Se analizó la respuesta de estructuras asimétricas de un nivel, modeladas por medio de un oscilador simple, sometidas a excitación sísmica y considerando la interacción suelo-estructura. El propósito fue investigar las características de la respuesta acoplada en condiciones lineales, así como identificar las situaciones para las cuales las recomendaciones de diseño por torsión propuestas en el reglamento son deficientes. Varios autores ya han señalado algunos casos en los que las estructuras no estarían adecuadamente protegidas por los reglamentos de algunas ciudades, entre ellos el de la ciudad de México (Chopra y Goel, 1991; Chandler y Hutchinson, 1987a y b). Aquí se confirman algunas de sus observaciones y se destacan otras más que no habían sido contempladas.

En la literatura revisada que trata sobre el tema, no existen artículos en los que se considere la interacción cinemática. Sin embargo, en esta tesis se encontró que las cimentaciones enterradas presentan diferente comportamiento que las superficiales en cuanto a las torsiones accidentales. Esto implica que la profundidad de enterramiento debe considerarse no sólo para calcular la rigidez dinámica de la cimentación, sino también para determinar el movimiento de entrada de la misma. Considerar sólo la interacción inercial para llevar a cabo los análisis estructurales, puede llevar a resultados no conservadores en cimientos superficiales.

Pese a que los análisis se llevaron a cabo para un modelo sencillo, los resultados proporcionan una idea de los principales parámetros que afectan la respuesta a la torsión de estructuras apoyadas sobre base flexible. Las características que se fijaron como son el amortiguamiento histerético del suelo y la estructura afectan la respuesta del sistema al suavizar los picos y valles que se presentan. La influencia de la relación de Poisson del suelo, que no se consideró dentro de los objetivos de esta tesis, deberá investigarse. Kausel y Roesset (1975) estudian su efecto en las funciones de impedancia y concluyen que diferentes valores para la relación de Poisson influyen principalmente en la amplitud de los valles y picos, presentándose las mayores amplitudes cuando $\nu \approx 0$.

De los cálculos efectuados para α y β se concluye que los coeficientes correspondientes al cortante desacoplado con interacción son los que arrojan resultados más consistentes, en cuanto a una definición clara de la forma de las curvas para los parámetros relevantes. Por esta razón, los comentarios que se presentan enseguida se hacen en relación con los resultados obtenidos de considerar $V_{h_{ix}}^{des}$ solamente. Por otro lado, la ventaja que se tendría al utilizar los resultados obtenidos a partir de $V_{h_{ig}}^{des}$ es que este cortante se determina simplemente de la condición de base rígida.

Los parámetros del sistema suelo-estructura que más influyen en las amplitudes del coeficiente α son la esbeltez (H_e/R) y la excentricidad estática (e/R) de la estructura. La forma de las gráficas de este coeficiente se modifica dependiendo de los valores de los periodos naturales de vibrar del suelo (T_s) y de la estructura (T_h). Para el coeficiente β esencialmente ocurre lo mismo, aunque en este caso la

relación de velocidades entre el estrato y el semiespacio (β_s/β_0) y el ángulo incidente de la excitación (γ) resultan ser igualmente importantes. Ambos parámetros afectan claramente la amplitud del coeficiente β . La influencia del ángulo de incidencia sólo es apreciable en este coeficiente y es prácticamente nula cuando el contraste de velocidades β_s/β_0 es grande. La influencia de la profundidad de desplante en el coeficiente α no es significativa. Para el coeficiente β llega a ser muy importante cuando las estructuras se encuentran apoyadas sobre estratos con grandes contrastes de velocidades, adquiriendo valores superiores en más de 500% lo previsto en las normas. En general, se ha encontrado que los valores calculados para los coeficientes α y β se pueden alejar bastante de los valores propuestos en las normas, dando lugar a que el momento torsional de diseño sea erróneamente valuado, al menos en comportamiento lineal.

La afirmación de otros autores (Chandler y Hutchinson, 1987a y b) en el sentido de que las mayores amplificaciones dinámicas ocurren sólo cuando el periodo desacoplado a la traslación es igual o menor que el de torsión no se confirma en varios de los casos analizados. Tampoco es cierto que estructuras con excentricidades grandes queden protegidas por los criterios de diseño vigentes. Para la mayoría de las combinaciones de parámetros del sistema, los resultados obtenidos en este trabajo indican que el valor del coeficiente α puede llegar a ser superior en 4 veces el valor propuesto en las normas. En las gráficas de amplificación dinámica de la excentricidad contra la relación de periodos se observa que el valor de λ donde se presenta el valor máximo de α varía dependiendo básicamente del periodo natural de vibrar del sitio y la estructura. La ordenada máxima no siempre se presenta cuando el valor de λ es cercano a la unidad, sino que llega a

aparecer incluso en valores tan pequeños como $\lambda=0.2$ y tan grandes como $\lambda=1.4$. El valor de α en esos casos es superior en 4.6 y 2.6 veces, respectivamente, lo previsto en las normas (1.5). Esto sugiere que, con el afán de proporcionar un criterio práctico más adecuado para el diseño de estructuras a la torsión, las recomendaciones reglamentarias que se desarrollen en un futuro deberán incluir parámetros relacionados con los periodos de vibrar tanto del suelo como de la estructura. Las gráficas que se proporcionan en este trabajo dan una idea de la variación de α al considerar estos factores (T_h y T_s). Por otra parte, todos los valores máximos de las gráficas de β coinciden con alguno de los valores de λ para los que aparecen picos en las gráficas de α . Pese a que en la torsión accidental sólo se considera el efecto del paso de las ondas, el valor propuesto en las normas ($\beta=0.1$) es superado en algunos casos incluso hasta en más de ocho veces.

De las principales limitaciones que presenta el modelo estudiado en esta tesis están las de considerar a estructuras de varios niveles representadas sólo por sus primeros modos de vibrar, lo cual proporciona resultados adecuados para frecuencias bajas. Para frecuencias intermedias los resultados que se obtienen son aproximados y los relativos a frecuencias altas están ausentes. Sin embargo, para fines de representación en reglamentos es justificado utilizar modelos generales como el empleado en este trabajo, que proporcionan una idea del orden de la respuesta dinámica para considerarla en el diseño. Cada proyecto en la práctica requerirá de una evaluación especial de acuerdo con sus características particulares. También para fines prácticos se consideró a la cimentación rígida. Esta aseveración sólo puede ser cierta dependiendo de factores como la longitud de onda de la excitación, la rigidez relativa del cimiento en relación con la del

suelo, y la rigidez de la superestructura. Por último, la no-linealidad del suelo tampoco se tomó en cuenta de manera explícita. Los registros de sismos fuertes en edificios indican que la respuesta de éstos usualmente va acompañada por la respuesta no lineal del suelo en la vecindad de la cimentación (Trifunac et al., 1999). Estas limitantes del modelo, en especial la correspondiente a la no linealidad del suelo, no han sido bien estudiadas. La tendencia actual es la de medir la respuesta dinámica de edificios instrumentados con el propósito de aprender a interpretar los datos para que, en un futuro, se puedan analizar las estructuras con modelos sencillos y claros que tomen en cuenta los fenómenos que se presentan y que sirvan de base para desarrollar criterios de diseño más racionales. Sin embargo, a la fecha no existen suficientes edificios instrumentados ni se dispone de los datos de todos ellos para dar una recomendación en cuanto a torsión en las normas de construcción. En el país aproximadamente son 25 los edificios instrumentados y de estos, únicamente se tienen datos de unos diez edificios, algunos de ellos se localizan fuera de la ciudad de México (Murià, 2002). Llevar a cabo pruebas en el laboratorio, por más cuidadosas y planeadas que estén, siempre representarán sólo los aspectos del problema que el diseñador quiere estudiar, además siempre carecerán de la representación de la radiación de ondas hacia el semiespacio. En un futuro, los resultados de las mediciones en estructuras reales servirán para mejorar los modelos matemáticos y la comprensión de los fenómenos que se presentan.

VI. REFERENCIAS

Applied Technology Council (1978), "Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings", *Structural Engineers' Association of California*, **ATC3-06**, U.S. Department of Commerce, Washington.

Apsel R. and Luco J.E. (1976). "Torsional response of rigid embedded foundation". *J. Engr. Mech. Div., EM6*, 957-971.

Avilés J. y Olmos E. (2000), "Evaluación de los efectos de torsión en estructuras simétricas debidos a la rotación de la cimentación por el paso de las ondas sísmicas", *Memorias XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, León, Guanajuato, nov 1-4, **1**, 64.

Avilés J. and Pérez-Rocha L. E. (1996), "Evaluation of interaction effects on the system period and the system damping due to foundation embedment and layer depth", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **15**, 11-27.

Avilés J. y Suarez M. (2002), "Effective periods and dampings of building-foundation systems including seismic wave effects", *Eng. Structures*, **24**, Issue 5, 553-562.

Avilés J., Suarez M. y Sánchez-Sesma F.J. (2001), "Response of L-type embedded foundations to traveling seismic waves", *Proc. 15ª International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Vol. 1, Agosto 27-31, Estambul, Turquía, Vol. 1, 645-648, 2001.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Avilés J., Suarez M. y Sánchez-Sesma F.J. (2002), "Effects of wave passage on the relevant dynamic properties of structures with flexible foundation", *Earthquake Engineering and structural dynamics*, Vol. 31, **1**, Estados Unidos, 139-159.

Betti R. y Abdel-Gaffar A.M. (1994), "Seismic analysis of embedded foundations using a BEM formulation of the substructure deletion method", *J. Engng. Mech., ASCE*, **120**, 1283-1303.

Bielak J., Sudarbo H. y Morse D.V. (1986). "Coupled lateral-rocking-torsional response of structures with embedded foundations due to SH-waves". *Proc. 3rd U.S. Natl. Conf. on Earthq. Engrg.*, Vol II, August 24-28, Charleston, S.C., 811-822.

Bozorgnia, Y. and W.B. Tso (1986). "Inelastic Earthquake response of asymmetric structures". *J. Strtl. Engrg. ASCE*, Vol. 112, **2**, 383-400.

Chandler A.M. y Duan X.N. (1997), "Performance of asymmetric code-designed buildings for serviceability and ultimate limit states", *Earthq. Engr. Strul. Dyn.*, **26**, 717-735.

Chandler A.M. y Hutchinson G.L. (1987a). "Code design provisions for torsionally coupled building on elastic foundation". *Earthq. Engr. Strul. Dyn.*, **15**, 517-536.

Chandler A. M. y Hutchinson G. L. (1987b), "Evaluation of code torsional provisions by a time history approach", *Earthq Engr Strl Dyn*, **15**, 491-516.

Chopra A. K. y Goel R. K. (1991), "Evaluation of torsional provisions in seismic codes", *J Strul Eng, ASCE*, Vol. 117, **12**, 3762-3782.

Chow Y. K. (1986), "Simplified analysis of dynamic response of rigid foundations with arbitrary geometries", *Earthq. Engng. Struct. Dynam.*, **14**, 643-653.

Dobry R. y Gazetas G. (1986). "Dynamic response of arbitrarily shaped foundations". *J. Geotch. Engrn. ASCE* 2, **112**, 109-135.

De la Llera J.C., Chopra A.K. y Almazán J.L. (2001), "Three-dimensional inelastic response of an RC building during the Northridge earthquake", *J. Structural Engineering*, Vol. 127, **5**, 482-489.

Duan, X.N. y Chandler M. (1997), "An optimised procedure for seismic design of torsionally unbalance structures", *Earthq. Engr. Strul. Dyn.*, **26**, 737-757.

Escobar, J.A. and G. Ayala-Milián (1998). "Yielding seismic response of code-designed single-storey asymmetric structures". *Earthq. Engr. Strul. Dyn.*, **27**, pp 525-541.

Eurocode No. 8 (1984), "Common unified rules for structures in seismic regions", Commission of the European Communities, Draft.

Gazetas G. (1983). "Analysis of machine foundation vibrations: State of the art". *J. Soil Dyn. Earthq. Engrn.*, 2, **1**, 2-42.

Hahn G.D. y Liu X. (1994). "Torsional response of unsymmetric buildings to incoherent ground motions". *J. Strul. Engr.*, Vol. 120. **4**, 1158-1181.

Iguchi M. (1982), "An approximate analysis of input motions for rigid embedded foundations", *Trans. Architect. Inst. Japan*, **315**, 61-75.

Iguchi M. (1984), "Earthquake Reponse of embedded cylindrical foundations to SH and SV waves", *Eighth World Conf. Earthq. Engr.*, Vol. III, 1081-1088.

Kausel E. y Roësset J.M. (1975). "Dynamic Stiffness of circular foundations", *J. Eng. Mech. Div. ASCE*, Vol. 101, EM6, 771-785.

Kausel E., Roësset J.M. y Christian J.T. (1976). "Non linear behavior in soil-structure interaction", *J. Geotech. Eng. Div. ASCE*, Vol. 102, GT11, 1159-1170.

Kausel E., Whitman R.V., Morray J.P. y Elsabee F. (1978), "The spring method for embedded foundations", *North Holland Publishing Company*, **48**, 377-392.

Kobori T. y Shinozaki Y. (1980), "Earthquake response of structures under topographic site condition", *Proc. 30th Japan National Congress Appl. Mech.*

Luco J.E. (1976a). "Torsional response of structures to obliquely incident seismic SH waves". *Earthq. Engr. Strul. Dyn.*, **4**, 207-219.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

Luco J.E. (1976b). "Torsional response of structures for *SH* waves: the case of hemispherical foundations". *Bull. Seism. Soc. Am.*, **66**, 109-123.

Luco J.E. y Wong H.L. (1987), "Seismic response of foundations embedded in a layered half-space", *Earthq. Engng. Struct. Dynam.*, **15**, 233-247.

Luco, J.E., Wong H.L. y Trifunac M.D. (1975), "A note on the dynamic response of rigid embedded foundations", *Earthq. Engr. Strul. Dyn.*, **4**, 119-127.

Meek J.W. y Wolf J.P. (1991), "Insights on cutoff frequency for foundation on soil layer", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **20**, 651-665.

Muriá D. (2002), Comunicación personal.

Newmark N.M. (1969). "Torsion in symmetrical buildings". *Proc. Fourth. World. Conf. Earthq. Engr.*, Vol I, A3, 19-32.

Novak M. y Sachs K. (1973). "Torsional and coupled vibrations of embedded footings", *Earthq. Engr. Strul. Dyn.*, **2**, 11-33.

NTCDS-RCDF (1995), "Normas técnicas complementarias para diseño por sismo", *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*, Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal.

Pais A.L. y Kausel E. (1989), "On rigid foundations subjected to seismic waves", *Earthq. Engr. Strul. Dyn.*, **18**, 475-489.

Roesset J.M. y Tassoulas J.L. (1982), "Nonlinear soil structure interaction: an overview", *Earthquake Ground Motion and its effects on structures*, ASME, AMD, Vol. 53, 59-76.

Romo Organista M.P. (1995), "Clay behavior, ground response and soil structure interaction studies in Mexico City", State of the art, 1-13.

Romo Organista M.P., Mendoza J.M. y García S.R. (2000), "Geotechnical factors in seismic design of foundations state-of-the-art report", *XII World Conference Earthq Eng*, **2832**.

Romo Organista M.P. (2002), comunicación personal.

Rosenblueth E. (1957). "Coments on torsion" , *Proceedings Convention of the Structural Engineers Association of Southern California*, 36-38.

Rosenblueth E. and J. Elorduy (1979). "Responses of linear systems to certain transient disturbances" , *Proc. 4th World Conf. Earthq. Eng.*, **1**, Santiago, Chile.

Rücker W. (1982), "Dynamic behaviour of rigid foundations of arbitrary shape on a half-space", *Earthq. Engng. Struct. Dynam.*, **10**, 675-690.

Rutenberg A. y Heidebrecht A. C. (1985), "Rotational ground motion and seismic codes", *Can. J. Civil Engineering*, **12**, 583-592.

Sikaroudi H. y Chandler A.M. (1992), "Structure-foundation interaction in the earthquake response of torsionally asymmetric buildings", *Soil Dyn. Earthq. Engr.*, **11**, 1-16.

Suarez M. y Avilés J. (2000), "Influencia del acoplamiento lateral y de torsión en la respuesta sísmica elástica de estructuras con base flexible", *Memorias XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, León, Guanajuato, nov 1-4, **1**, 81.

Suarez M. y Avilés J. (2001), "Respuesta sísmica de estructuras asimétricas desplantadas sobre terreno blando", *Memorias 2o. Congreso Iberoamericano de Ingeniería Sísmica*, Oct 16-19.

Suarez M. y Avilés J. (2002), "Efectos de la interacción suelo-estructura en estructuras asimétricas", *Ingeniería Sísmica*, en prensa.

Suarez M., Avilés J. y Sánchez-Sesma F.J. (2001), "Aplicación del IBEM en la respuesta sísmica de cimentaciones enterradas de forma arbitraria", *Memorias del XIII Congreso Nal. de Ing. Sísmica*, Guadalajara, Jal, oct 31-nov 3.

Suarez M., Avilés J. y Sánchez-Sesma F.J. (2002), "Response of L-shape rigid foundations embedded in a uniform half-space to travelling seismic waves", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, en prensa, Inglaterra.

Tassoulas J.L. y Kausel E. (1983). "Elements for the numerical análisis of wave motion in a layered strata" *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, **19**, 1005-1032.

Todorovska, M.I. y Trifunac M.D. (1991) "Radiation damping during two-dimensional in-plane building-soil interaction", *University of Southern California, Department of Civil Engineering, Rep. 91-01*.

Trifunac M.D., Todorovska M.I. y Hao T.-Y. (2001), "Full-scale experimental studies of soil-structure interaction: a review", *Proc. 2nd U.S.-Japan Workshop on Soil-Structure Interaction*, March 6-8, Tsukuba City, Japan.

Trifunac M.D., Ivanovæ S.S. y Todorovska M.I. (1999), "Experimental evidence for the flexibility of the building foundation supported by concrete friction piles", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **18**(3), 169-187.

Tso W.K. y Zhu T.J. (1992), "Design of torsionally unbalanced structural systems based on code provisions I: ductility demand", *Earthq. Engr. Strul. Dyn.*, **21**, 609-627.

"Uniform Building Code of America" (1982), Chapter 23, Section 2312 (Earthquake Regulations), *International Conference of Building fficials*, Whittier, California.

Wolf J.P. (1985). "Dynamic Soil-Structure Interaction". *Prentice-Hall*, Engliwood Cliffs, N.J.

Wong H.L. y Luco J.E. (1976), "Dynamic response of rigid foundations of arbitrary shape", *Earthq. Engng. Struct. Dynam.*, **4**, 579-587.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Wong H.L. y Luco J.E. (1978), "Dynamic response of rectangular foundations to obliquely incident seismic waves", *Earthq. Engr. Strul. Dyn.*, **6**, 3-16.

Zhu T.J. y Tso W.K. (1992). "Design of torsionally unbalanced structural systems based on code provisions II: strength distribution". *Earthq. Engr. Strul. Dyn.*, **21**, pp 629-644.

FIGURAS

Tabla 1. Rigideces estáticas del suelo cuando $\beta_s/\beta_0=0.2$

	D/R=0			D/R=1		
H_s/R	K_h^0	K_m^0	K_f^0	K_h^0	K_m^0	K_f^0
2	5.5063	4.5393	5.8697	14.2950	17.8420	21.1594
3	5.2618	4.5222	6.0672	11.8310	15.3730	20.5169
5	5.2078	4.7850	6.5710	10.5360	14.7140	20.7462

Tabla 2. Rigideces estáticas del suelo cuando $H_s/R=2$

	D/R=0			D/R=1		
β_s/β_0	K_h^0	K_m^0	K_f^0	K_h^0	K_m^0	K_f^0
0.2	5.5063	4.5393	5.8697	14.2950	17.8420	21.1594
0.5	5.2961	4.4679	5.8541	12.9300	16.6850	20.8659
0.8	5.0071	8.3605	5.8330	11.3400	15.2940	20.4846

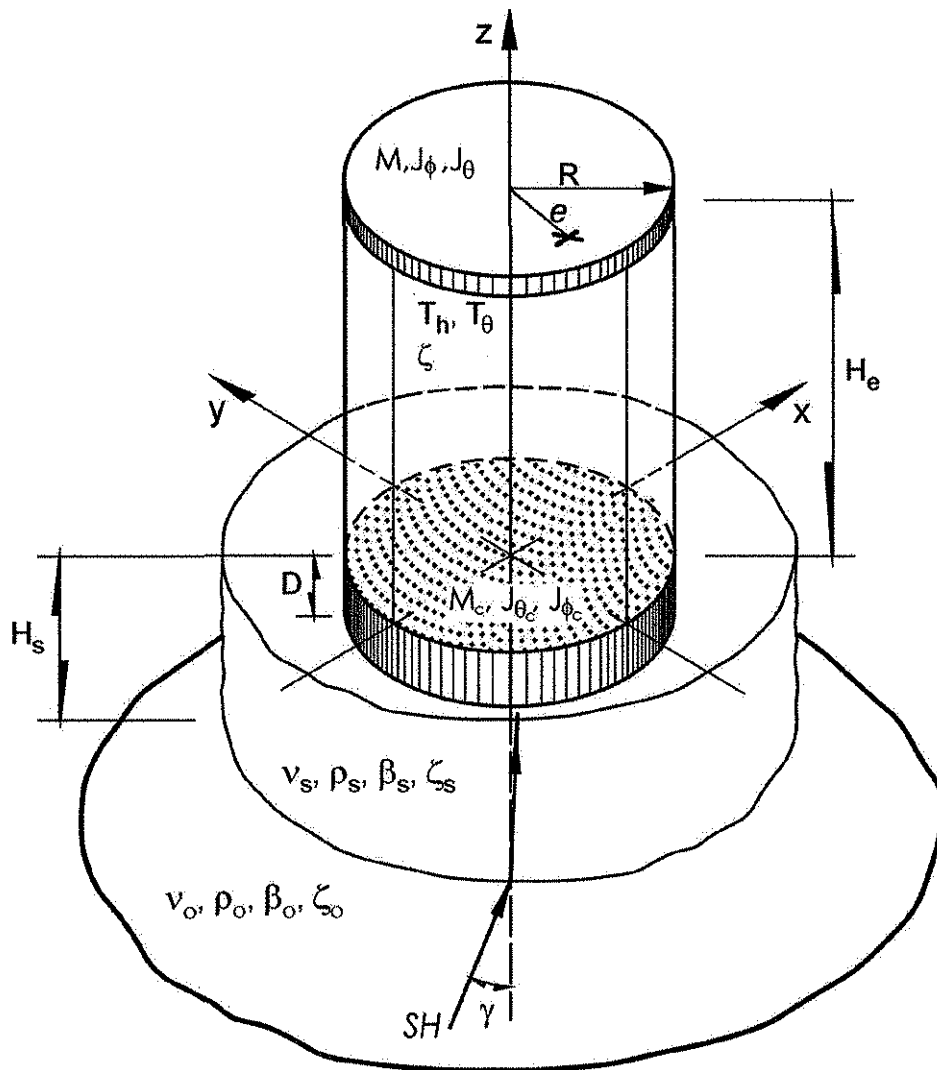


Figura 1 Incidencia de ondas SH con ángulo γ en un estrato con espesor H_s , relación de Poisson ν_s , densidad ρ_s , amortiguamiento ζ_s y velocidad de propagación de ondas de corte β_s . La cimentación cilíndrica de dimensión $2R$ y masa M_c , está enterrada a una profundidad D en el estrato. Las propiedades del semiespacio, en el que se apoya el estrato son ρ_o, ζ_o, ν_o y β_o . La estructura está caracterizada por la altura H_e , masa M y excentricidad estructural e .

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

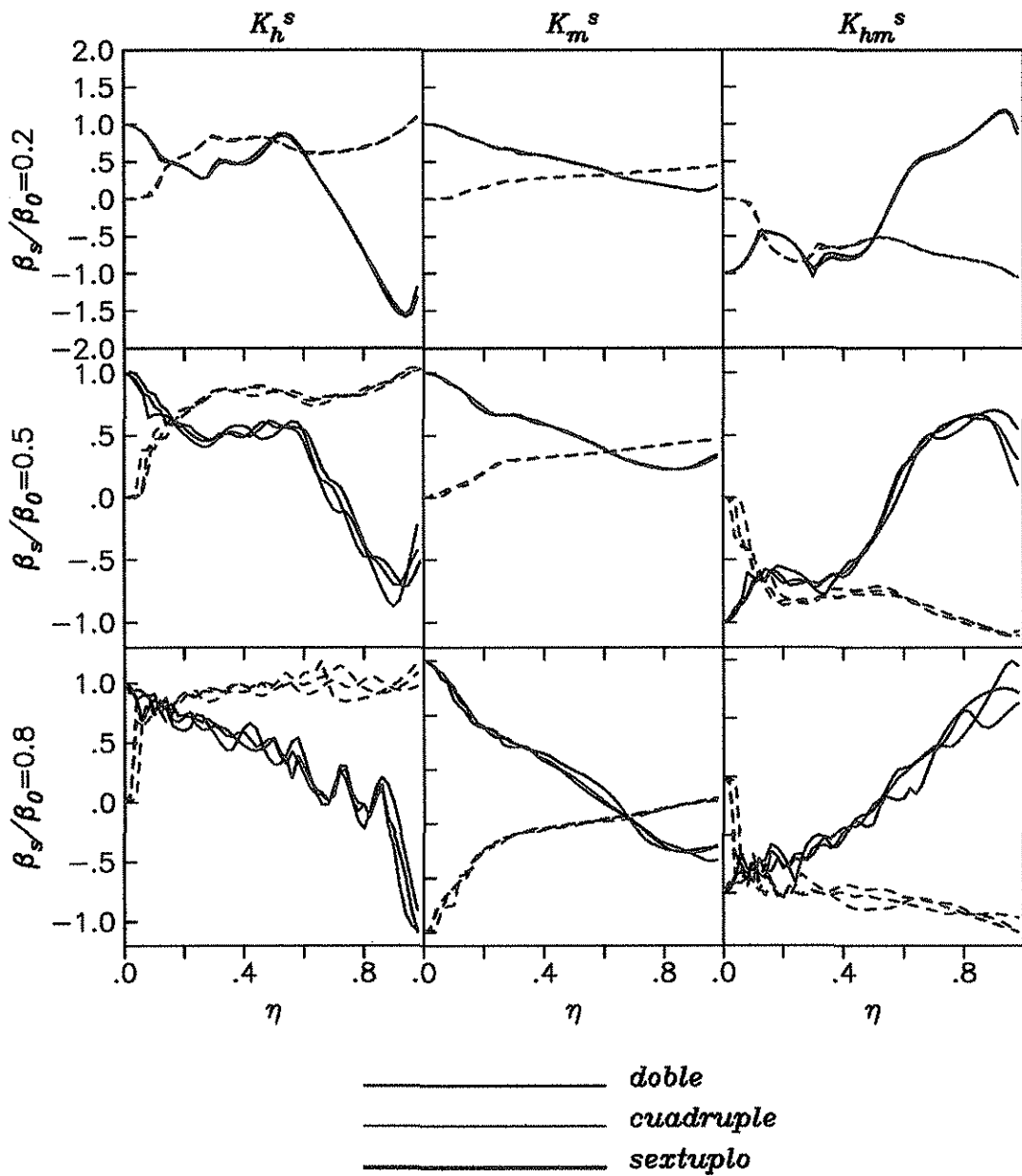


Figura 2 Comparación de las funciones de impedancia para una cimentación cilíndrica enterrada ($D/R=1$) en un estrato con espesor $H_s/R=2$ que se encuentra sobre otro estrato del doble, cuadruple y sextuplo de espesor. Con línea continua se presenta la parte real y con trazos la parte imaginaria.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

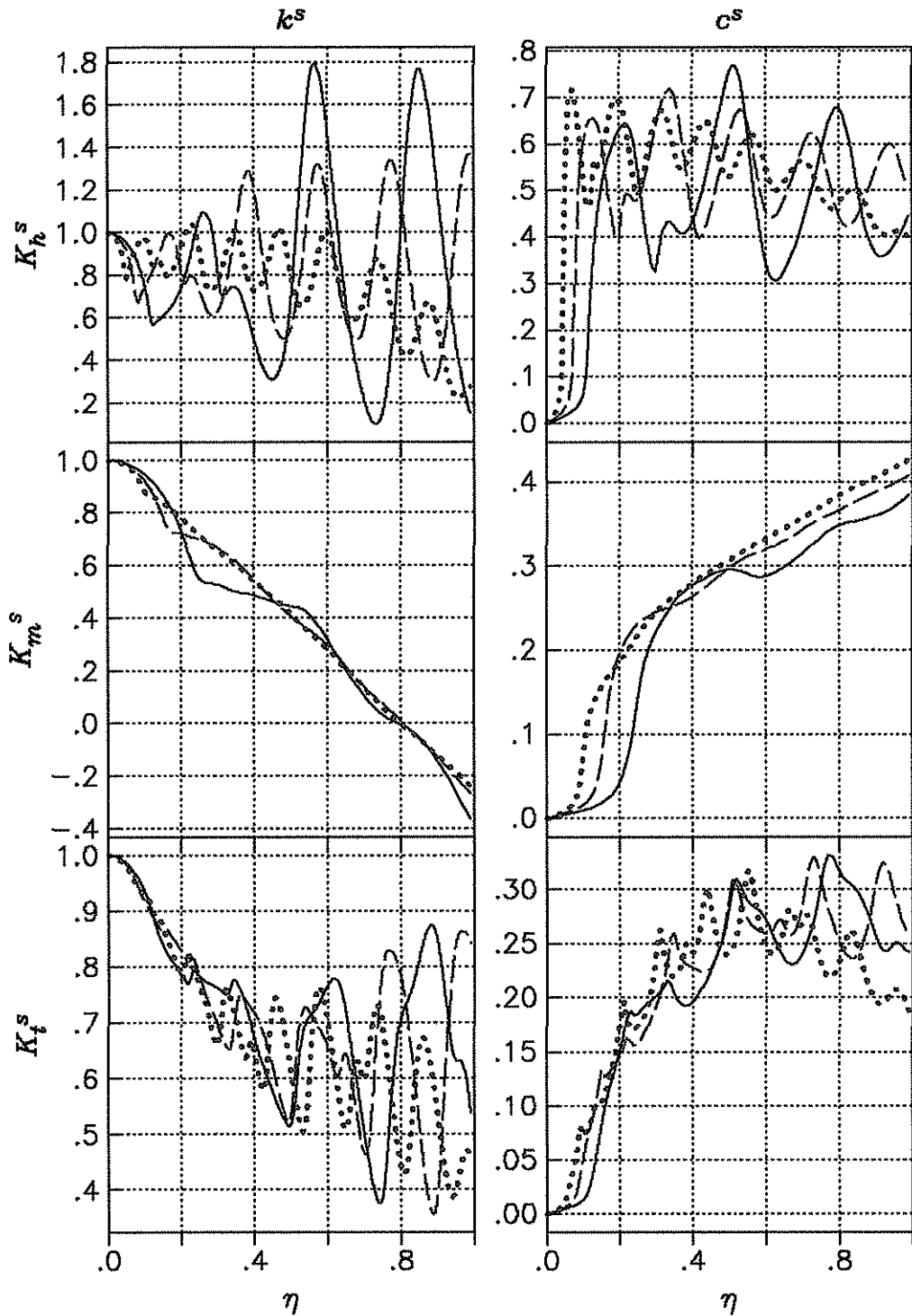


Figura 3a Funciones de impedancia para una cimentación cilíndrica desplantada en la superficie del estrato ($D/R=0$) con $\beta_s/\beta_0=0.2$ y espesor $H_s/R=2$ (línea continua), $H_s/R=3$ (trazos) y $H_s/R=5$ (línea punteada).

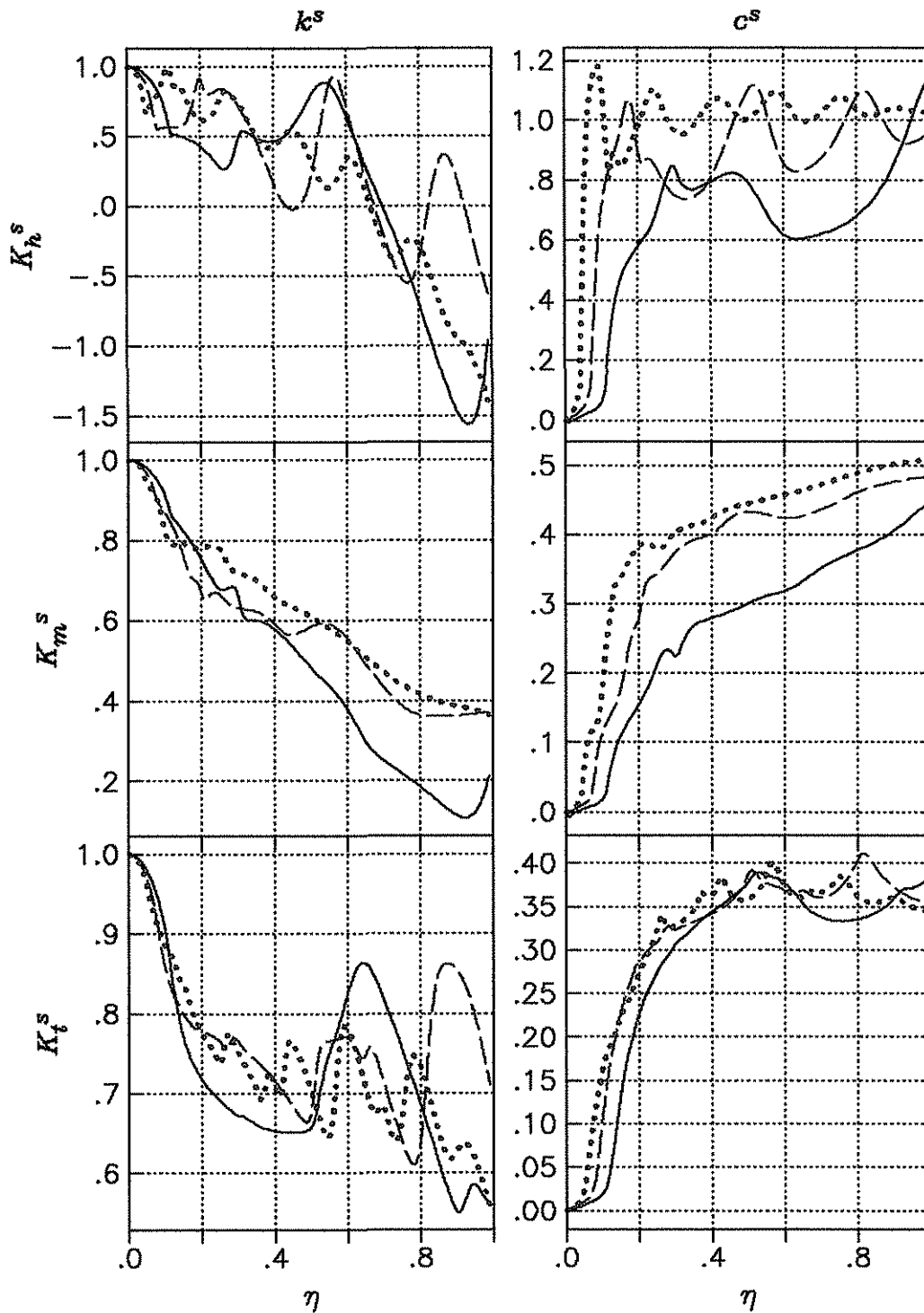


Figura 3b Funciones de impedancia para una cimentación cilíndrica desplantada a una profundidad $D/R=1$ en el estrato con $\beta_s/\beta_0=0.2$ y espesor $H_s/R=2$ (línea continua), $H_s/R=3$ (trazos) y $H_s/R=5$ (línea punteada).

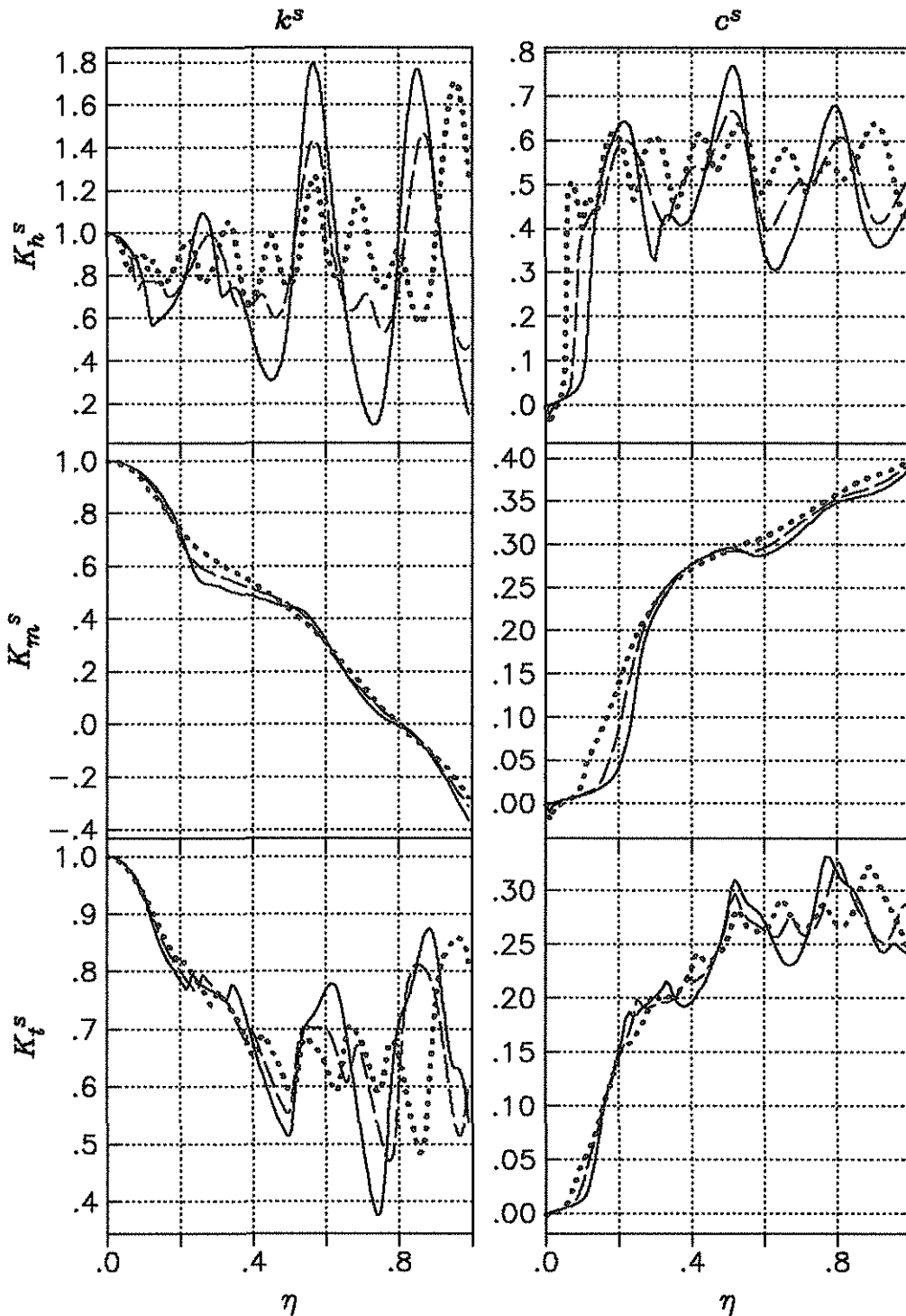


Figura 4a Funciones de impedancia para una cimentación cilíndrica desplantada a una profundidad $D/R=0$ en el estrato de espesor $H_s/R=2$ y con $\beta_s/\beta_0=0.2$ (línea continua), $\beta_s/\beta_0=0.5$ (trazos) y $\beta_s/\beta_0=0.8$ (línea punteada).

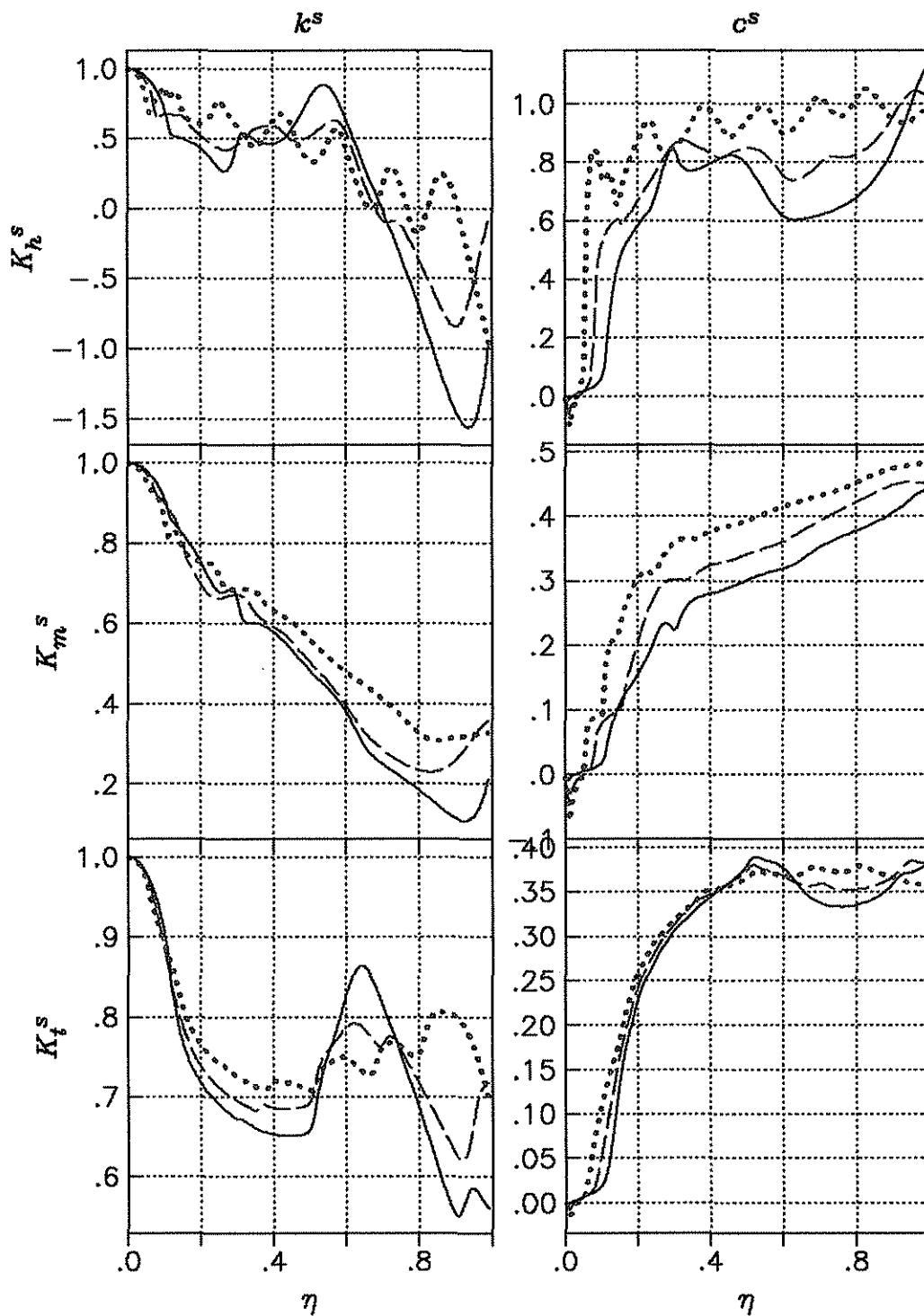
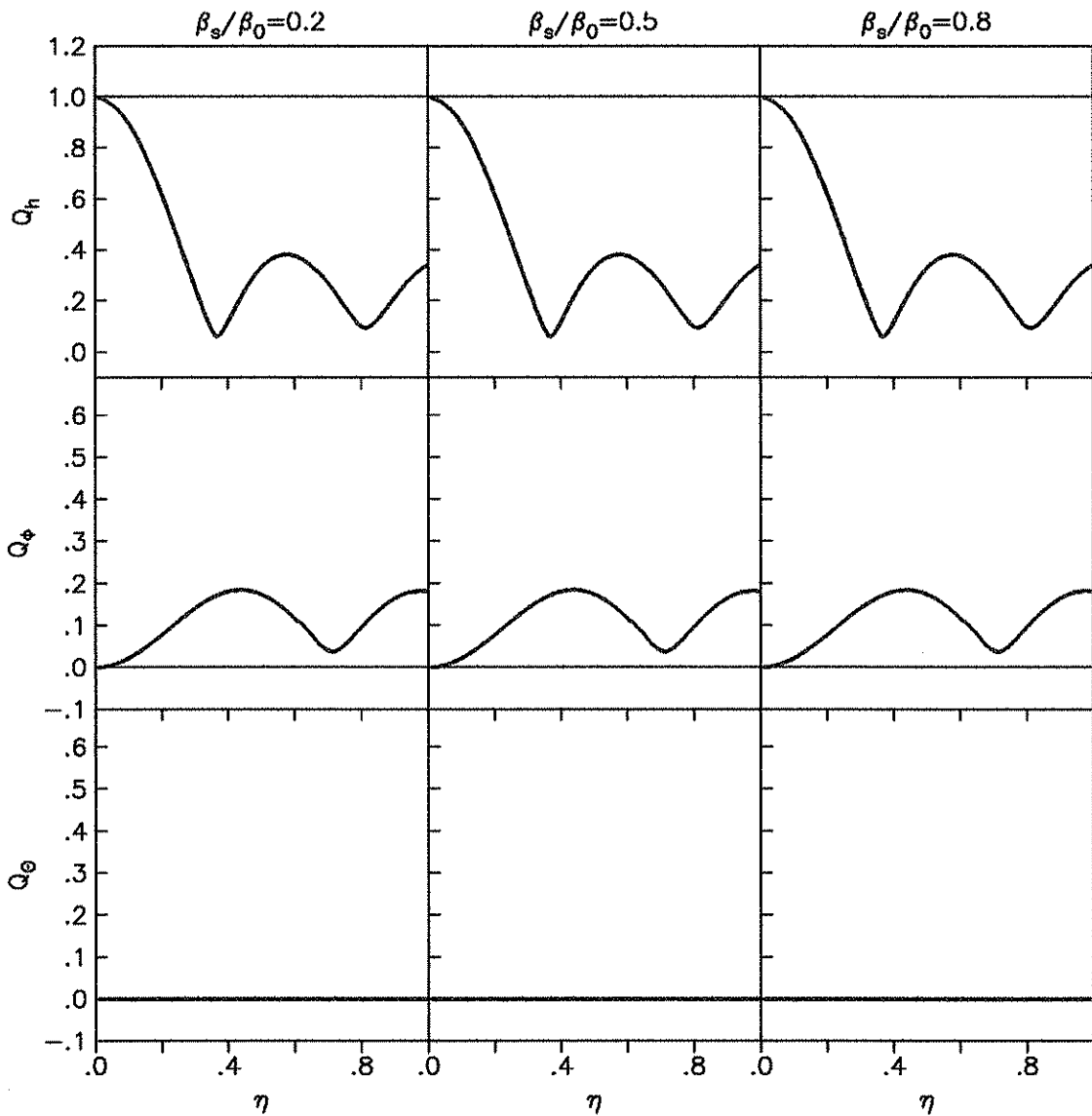


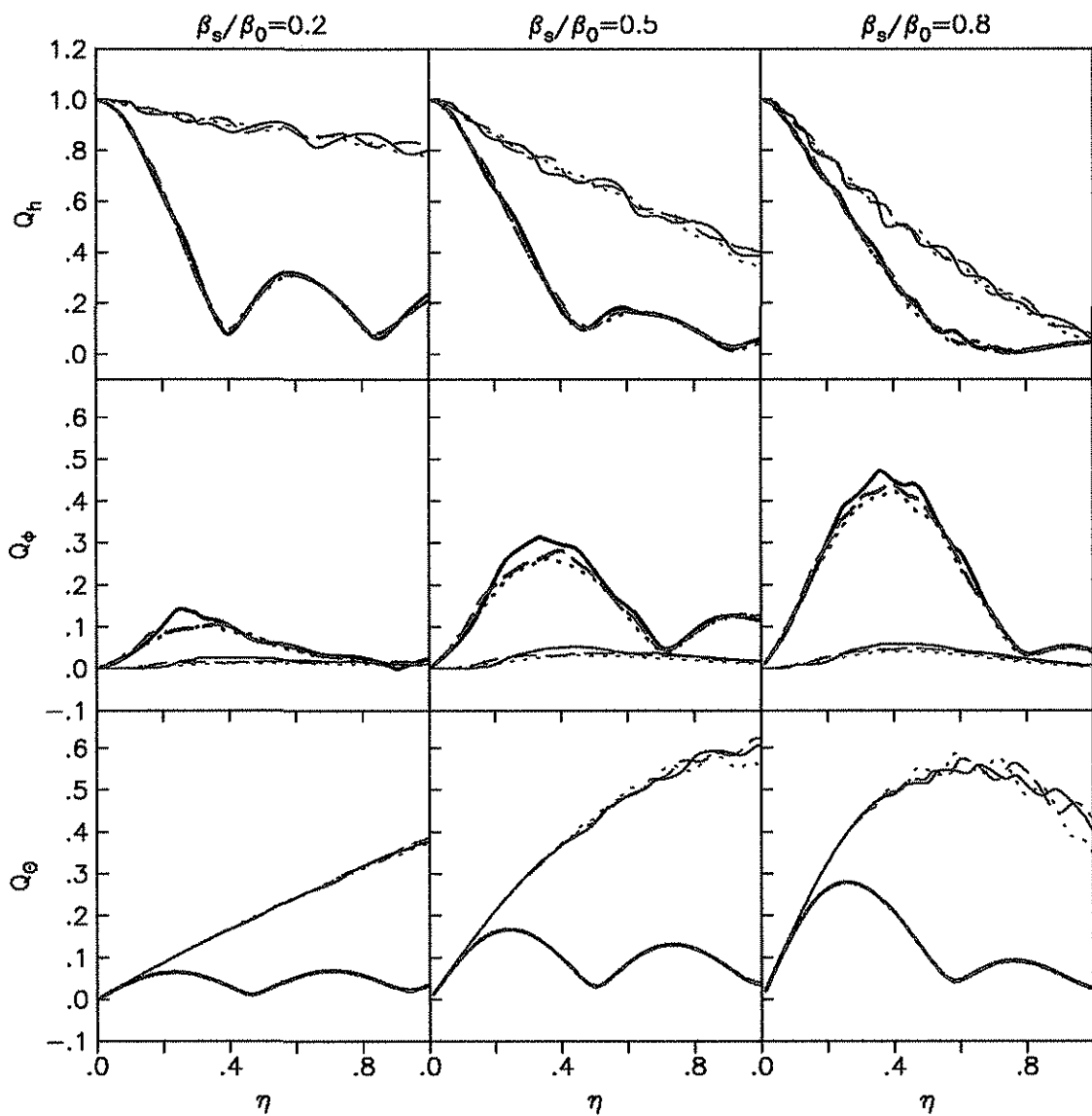
Figura 4b Funciones de impedancia para una cimentación cilíndrica desplantada a una profundidad $D/R=1$ en el estrato de espesor $H_s/R=2$ y con $\beta_s/\beta_0=0.2$ (línea continua), $\beta_s/\beta_0=0.5$ (trazos) y $\beta_s/\beta_0=0.8$ (línea punteada).



————— $H_s/R=2$
 - - - - - $H_s/R=3$
 $H_s/R=5$

Figura 5a Movimientos efectivos para la traslación Q_h , cabeceo Q_ϕ y torsión Q_θ calculados para incidencia de ondas SH con ángulo $\gamma=0^\circ$; para una cimentación con $D/R=0$ (línea delgada) y $D/R=1$ (línea gruesa) apoyada en un estrato de profundidad H_s/R .

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN



————— $H_s/R=2$
 - - - - - $H_s/R=3$
 $H_s/R=5$

Figura 5b Movimientos efectivos para la traslación Q_h , cabeceo Q_ϕ y torsión Q_θ calculados para incidencia de ondas SH con ángulo $\gamma=45^\circ$; para una cimentación con $D/R=0$ (línea delgada) y $D/R=1$ (línea gruesa) apoyada en un estrato de profundidad H_s/R .

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

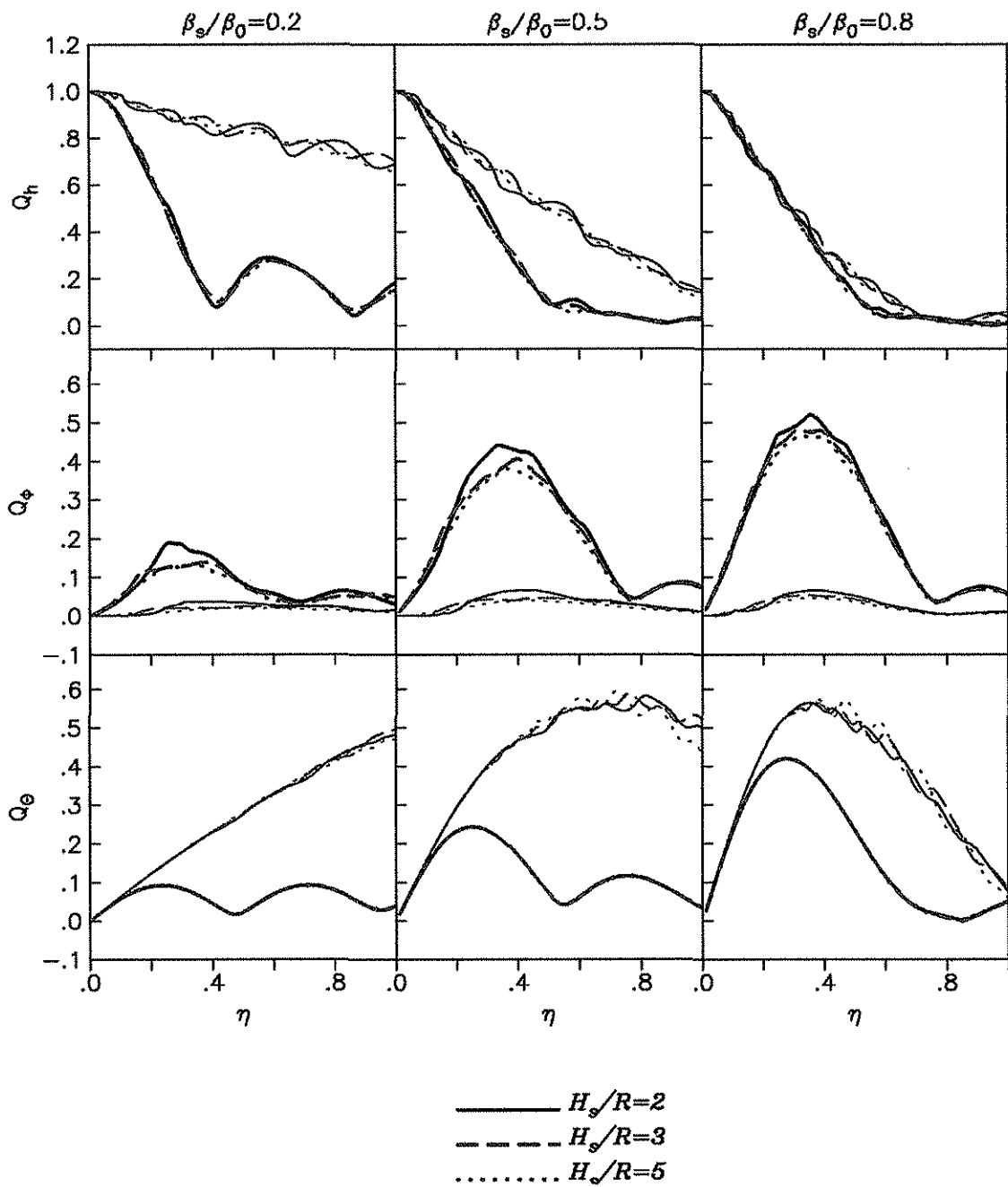


Figura 5c Movimientos efectivos para la traslación Q_h , cabeceo Q_ϕ y torsión Q_θ calculados para incidencia de ondas SH con ángulo $\gamma=90^\circ$; para una cimentación con $D/R=0$ (línea delgada) y $D/R=1$ (línea gruesa) apoyada en un estrato de profundidad H_s/R .

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

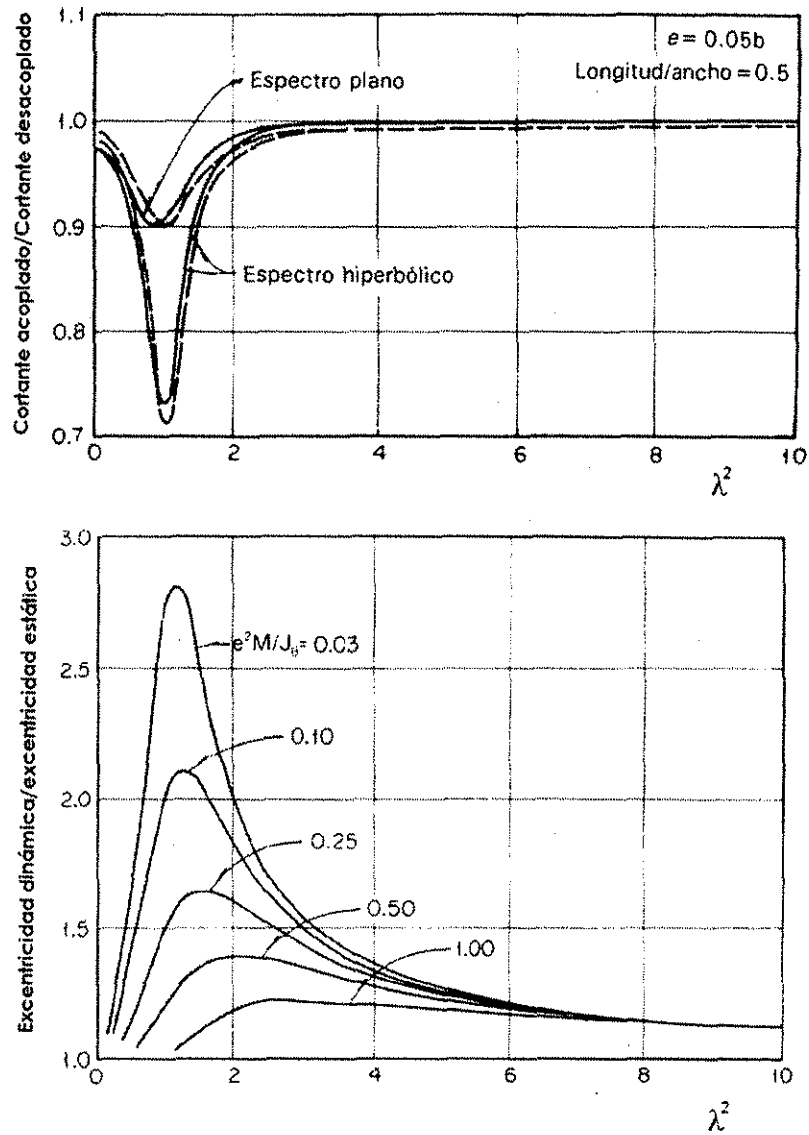


Figura 6 Relación entre fuerzas cortantes dinámicas y estáticas, y factor de amplificación para la excentricidad (modificada a partir de Newmark y Rosenblueth, 1971) .

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

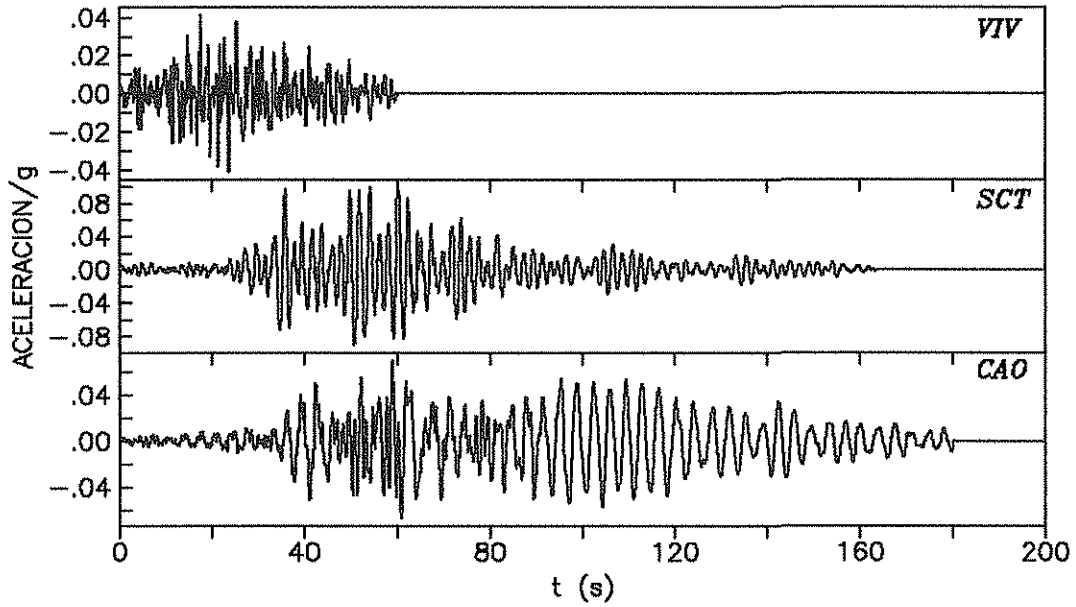


Figura 7 Acelerogramas registrados en las estaciones de Viveros (VIV), Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) y Central de Abastos (CAO) para el sismo de Michoacán del 19 de septiembre de 1985.

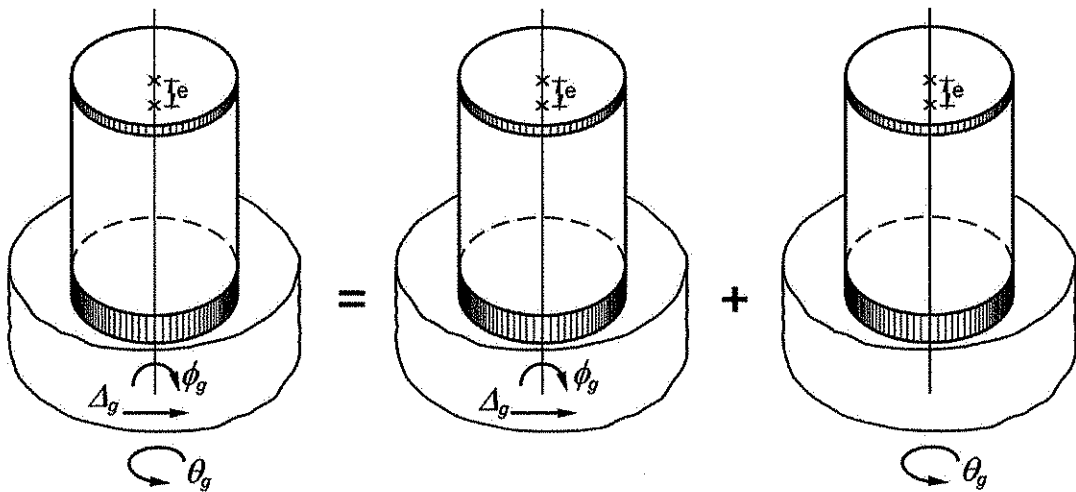


Figura 8 La torsión de diseño se calculó utilizando el teorema de superposición descrito en este dibujo.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

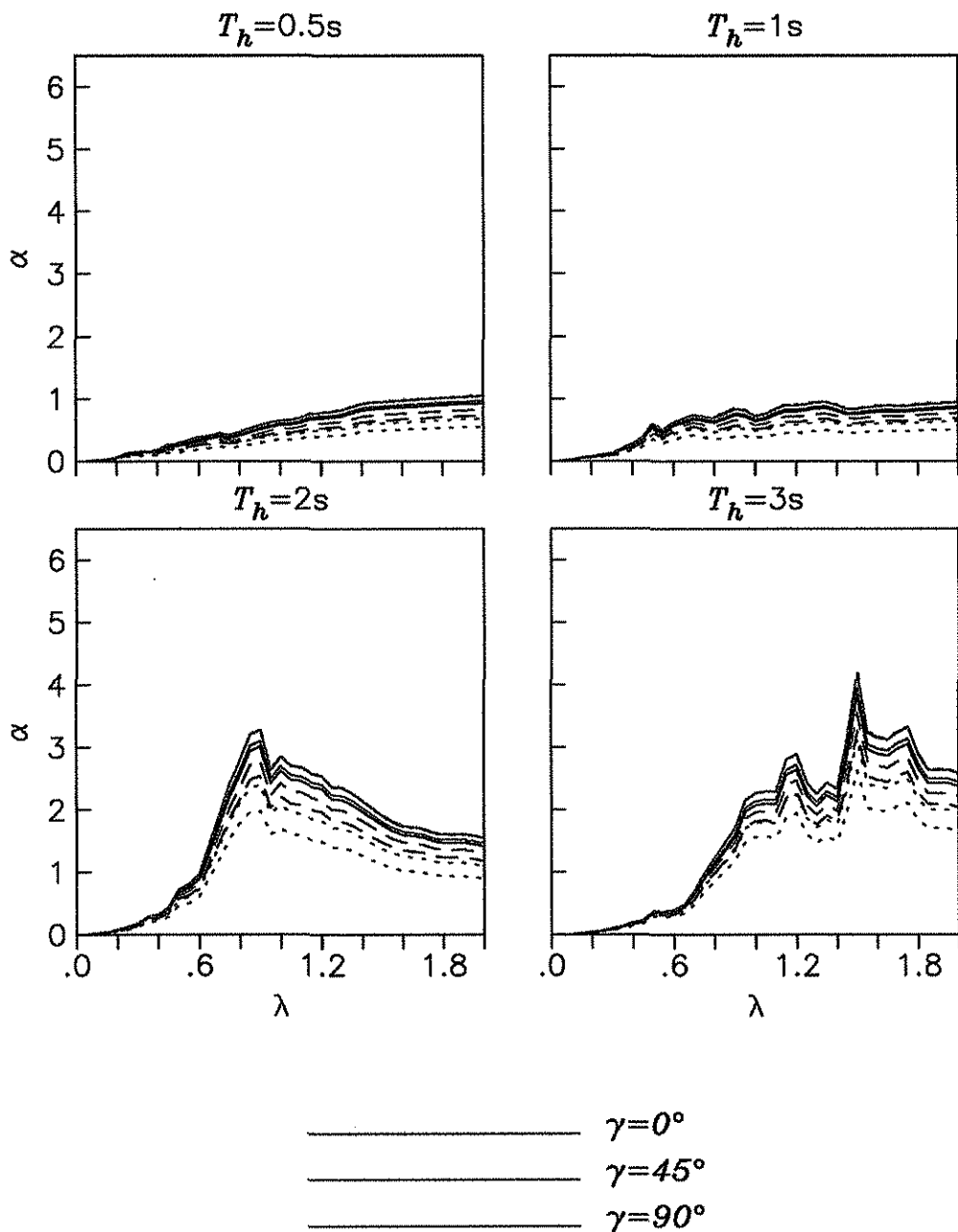


Figura 9.1 Valores de los coeficientes α calculados utilizando el registro de SCT y el cortante V_{hig}^{des} para un oscilador con $H_e/R=1$, $e/R=0.10$ y $D/R=0$ en un estrato de espesor $H_s/R=2$ y $\beta_s/\beta_0=0.2$ (línea continua), 0.5 (línea a trazos) y 0.8 (línea punteada).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

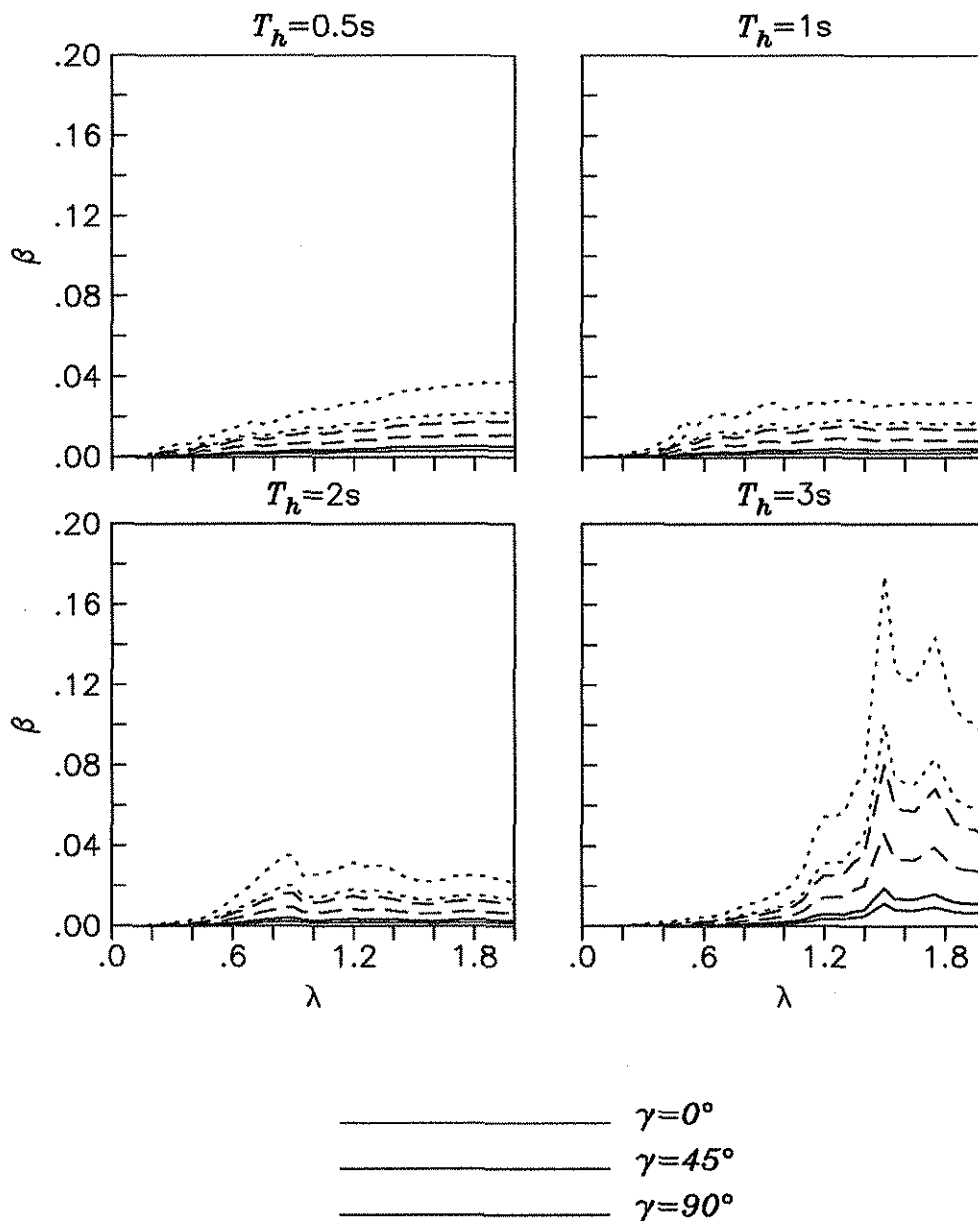


Figura 9.2 Valores de los coeficientes β calculados utilizando el registro de SCT y el cortante V_{hig}^{des} para un oscilador con $H_e/R=1$, $e/R=0.10$ y $D/R=0$ en un estrato de espesor $H_s/R=2$ y $\beta_s/\beta_0=0.2$ (línea continua), 0.5 (línea a trazos) y 0.8 (línea punteada).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

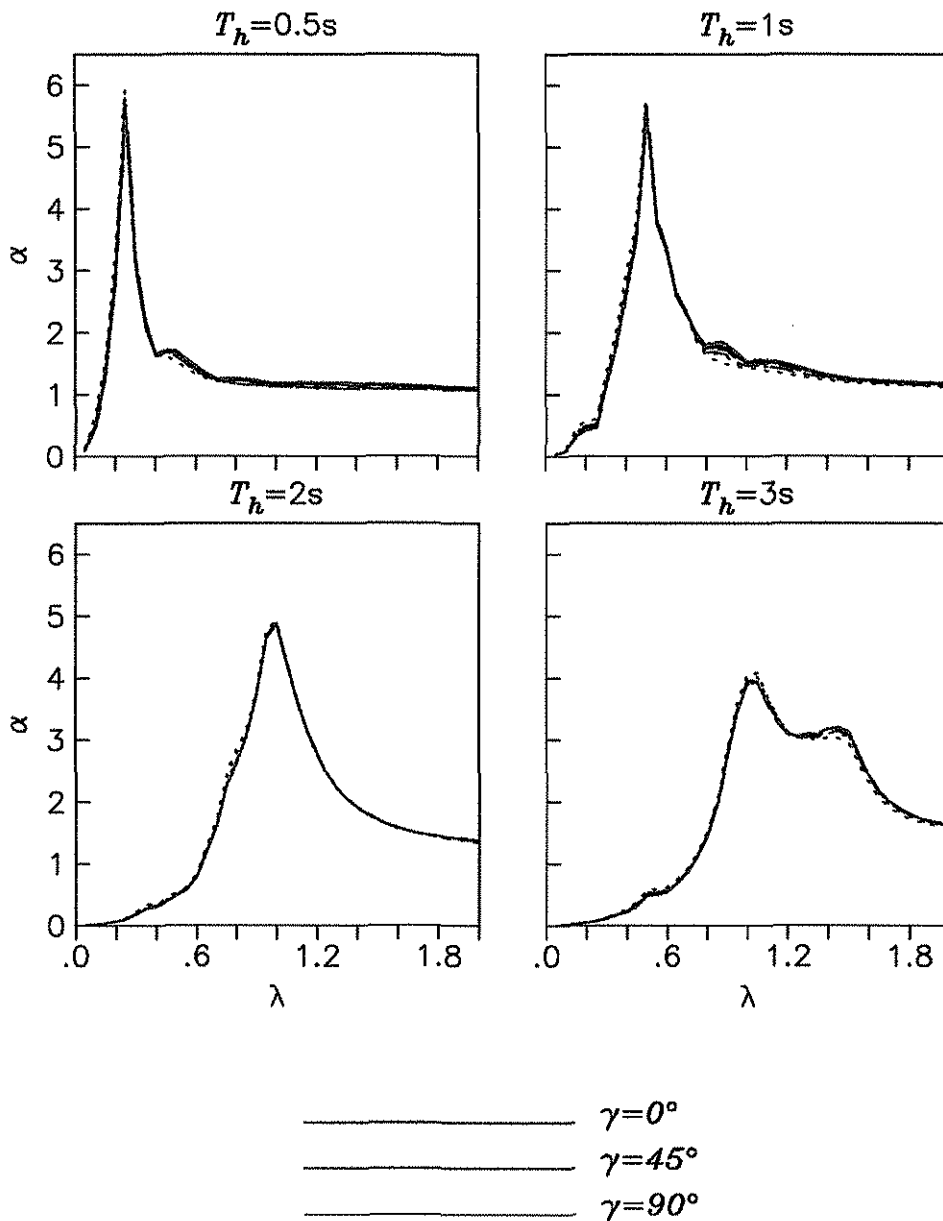


Figura 10.1 Valores de los coeficientes α calculados utilizando el registro de SCT y el cortante $V_{h_{ix}}^{des}$ para un oscilador con $H_e/R=1$, $e/R=0.10$ y $D/R=0$ en un estrato de espesor $H_s/R=2$ y $\beta_s/\beta_0=0.2$ (línea continua), 0.5 (línea a trazos) y 0.8 (línea punteada).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

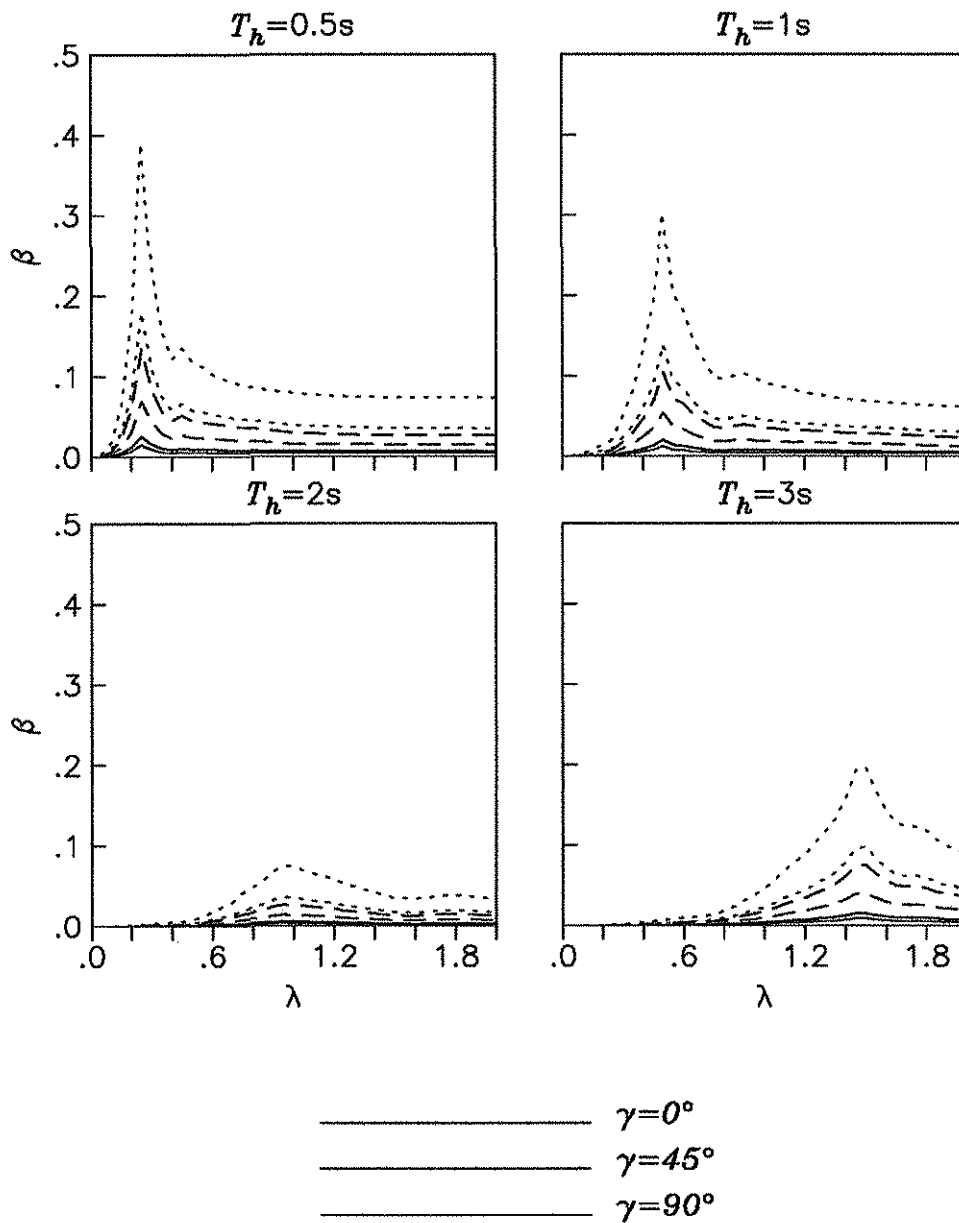


Figura 10.2 Valores de los coeficientes β calculados utilizando el registro de SCT y el cortante $V_{h_{bx}}^{des}$ para un oscilador con $H_e/R=1$, $e/R=0.10$ y $D/R=0$ en un estrato de espesor $H_s/R=2$ y $\beta_s/\beta_0=0.2$ (línea continua), 0.5 (línea a trazos) y 0.8 (línea punteada).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

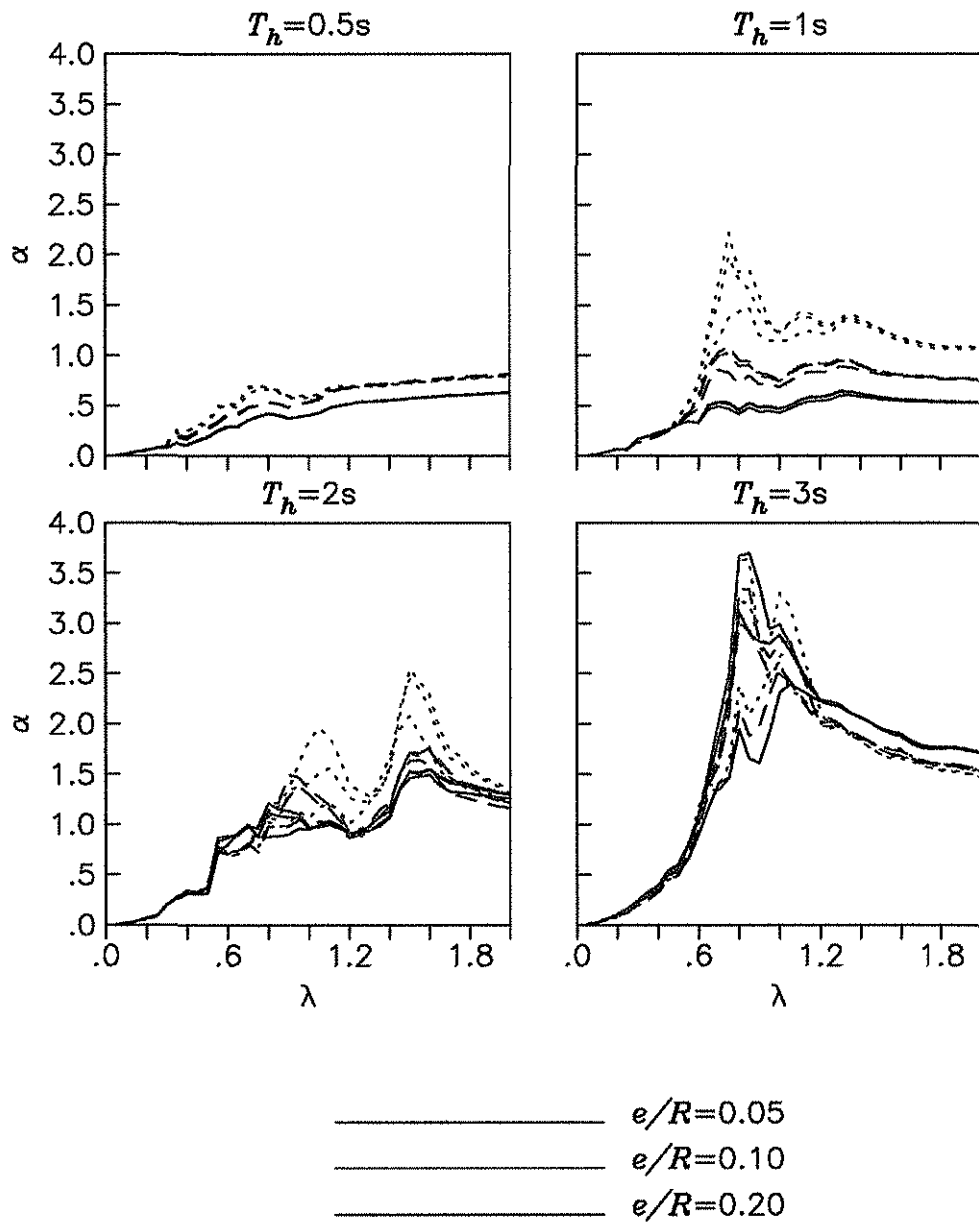


Figura 11 Valores de los coeficientes α calculados utilizando el registro de CAO y el cortante $V_{h/g}^{des}$ para un oscilador con $H_e/R=1$ y $D/R=0$ en un estrato con $\beta_s/\beta_0=0.2$ y espesores de $H_s/R=2$ (línea continua), 3 (línea a trazos) y 5 (línea punteada) ante la incidencia vertical de ondas SH.

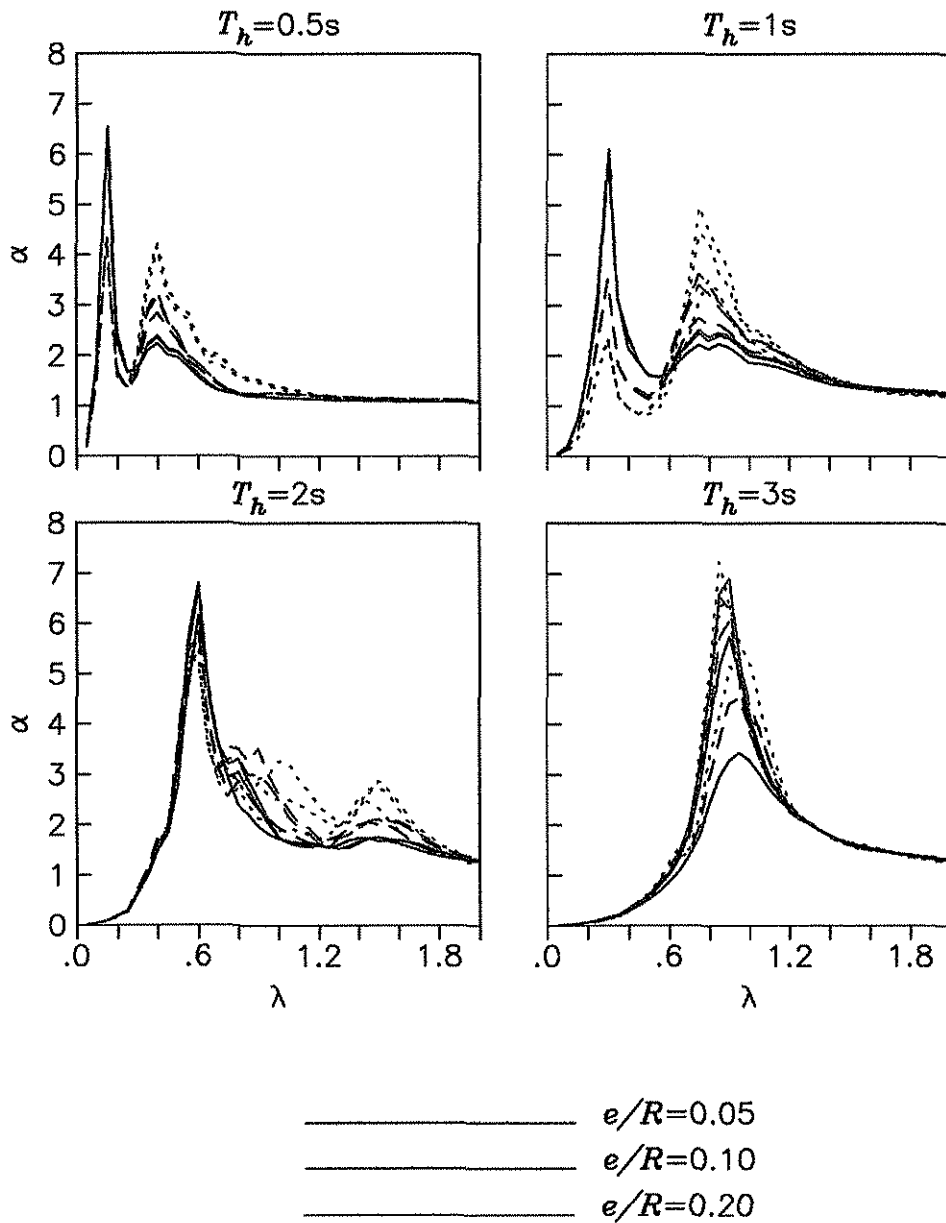


Figura 12 Valores de los coeficientes α calculados utilizando el registro de CAO y el cortante $V_{h_{mx}}^{des}$ para un oscilador con $H_e/R=1$ y $D/R=0$ en un estrato con $\beta_s/\beta_0=0.2$ y espesores de $H_s/R=2$ (línea continua), 3 (línea a trazos) y 5 (línea punteada) ante la incidencia vertical de ondas SH.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

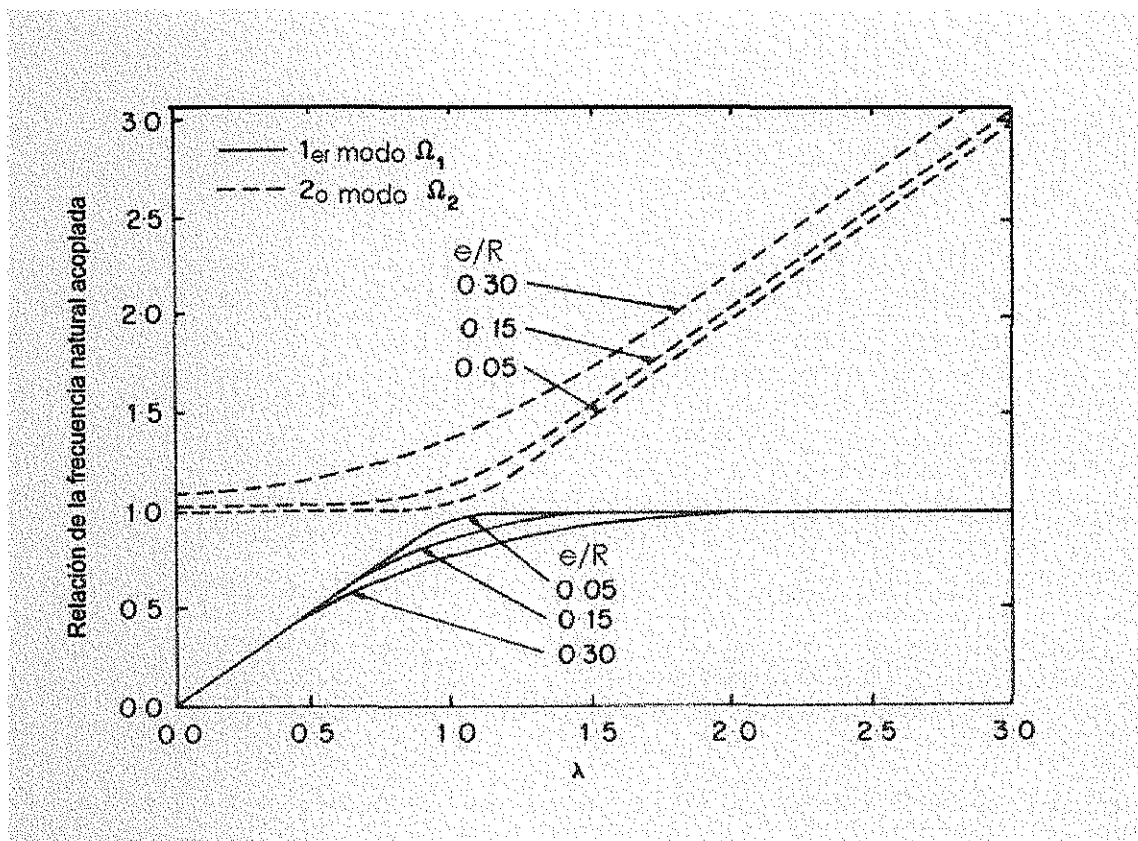


Figura 13 Relación de la frecuencia natural acoplada entre la desacoplada ($\Omega_n = \omega_n / \omega_n$; ω_n = frecuencia natural acoplada) versus λ (modificada a partir de Chandler y Hutchinson, 1987a).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

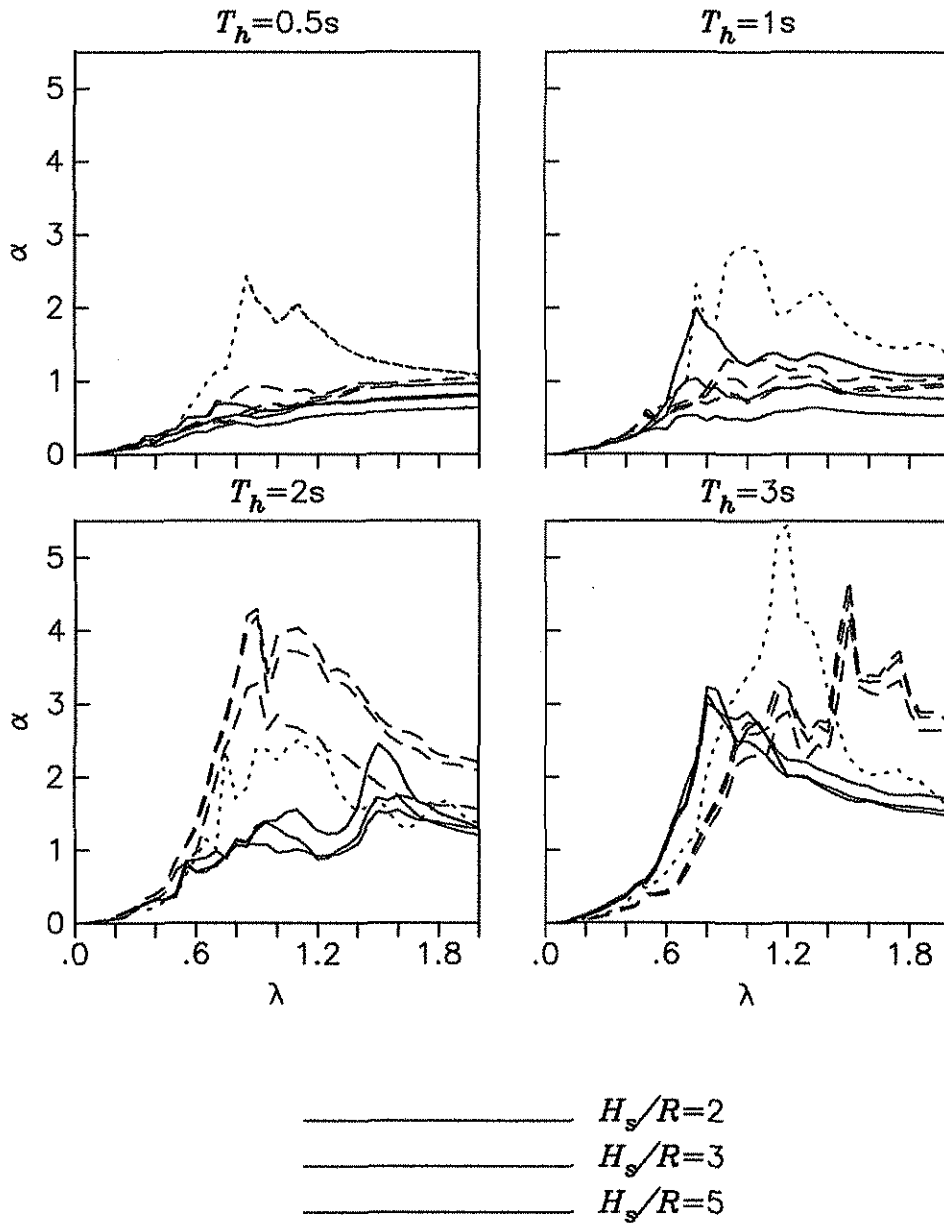


Figura 14 Valores de los coeficientes α calculados utilizando los registros de CAO (línea continua), SCT (línea a trazos) y VIV (línea punteada) y el cortante $V_{h_{ig}}^{des}$ para un oscilador con $H_e/R=1$, $e/R=0.1$ y $D/R=0$ en un estrato con $\beta_s/\beta_0=0.2$ ante la incidencia vertical de ondas SH.

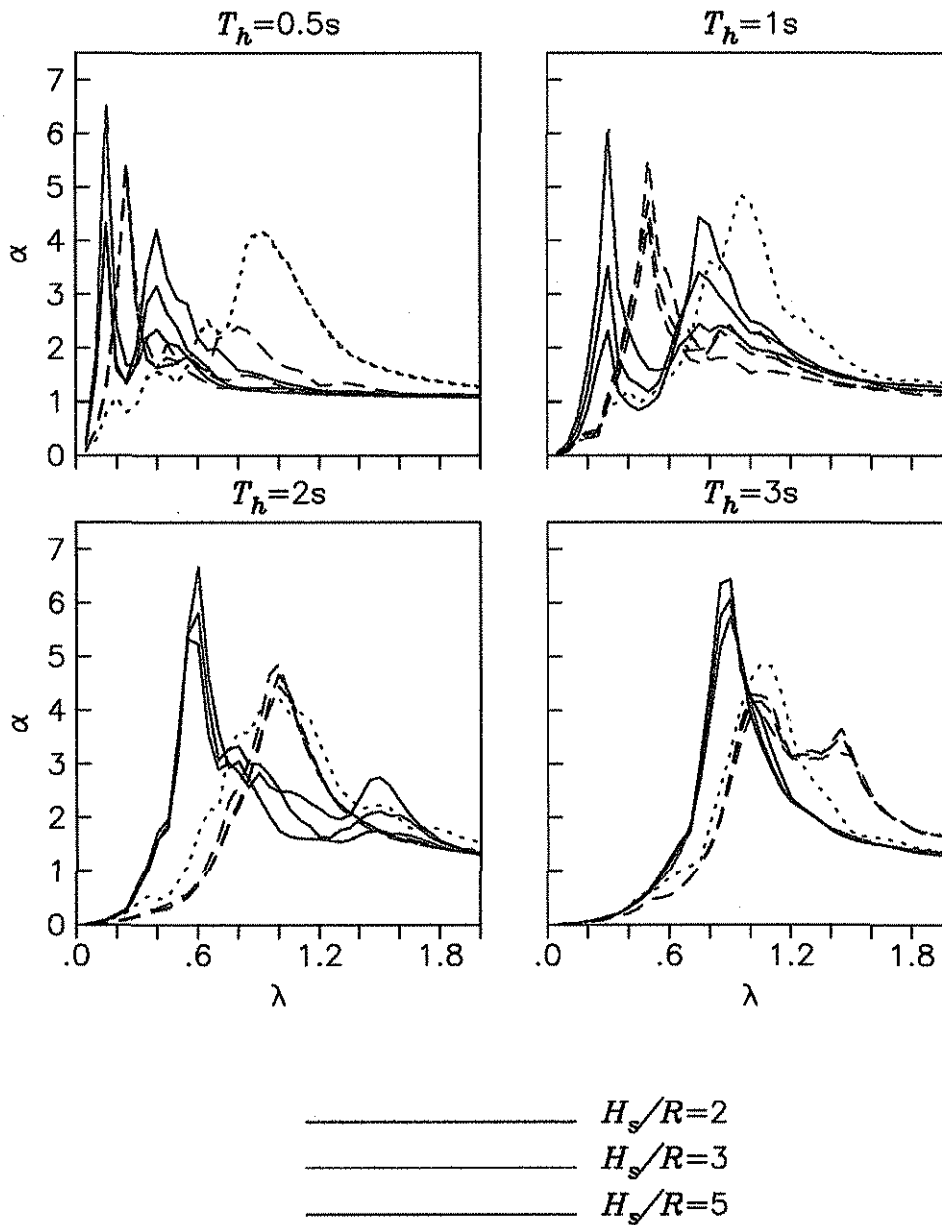


Figura 15 Valores de los coeficientes α calculados utilizando los registros de CAO (línea continua), SCT (línea a trazos) y VIV (línea punteada) y el cortante V_{fix}^{des} para un oscilador con $H_e/R=1$, $e/R=0.1$ y $D/R=0$ en un estrato con $\beta_s/\beta_0=0.2$ ante la incidencia vertical de ondas SH.

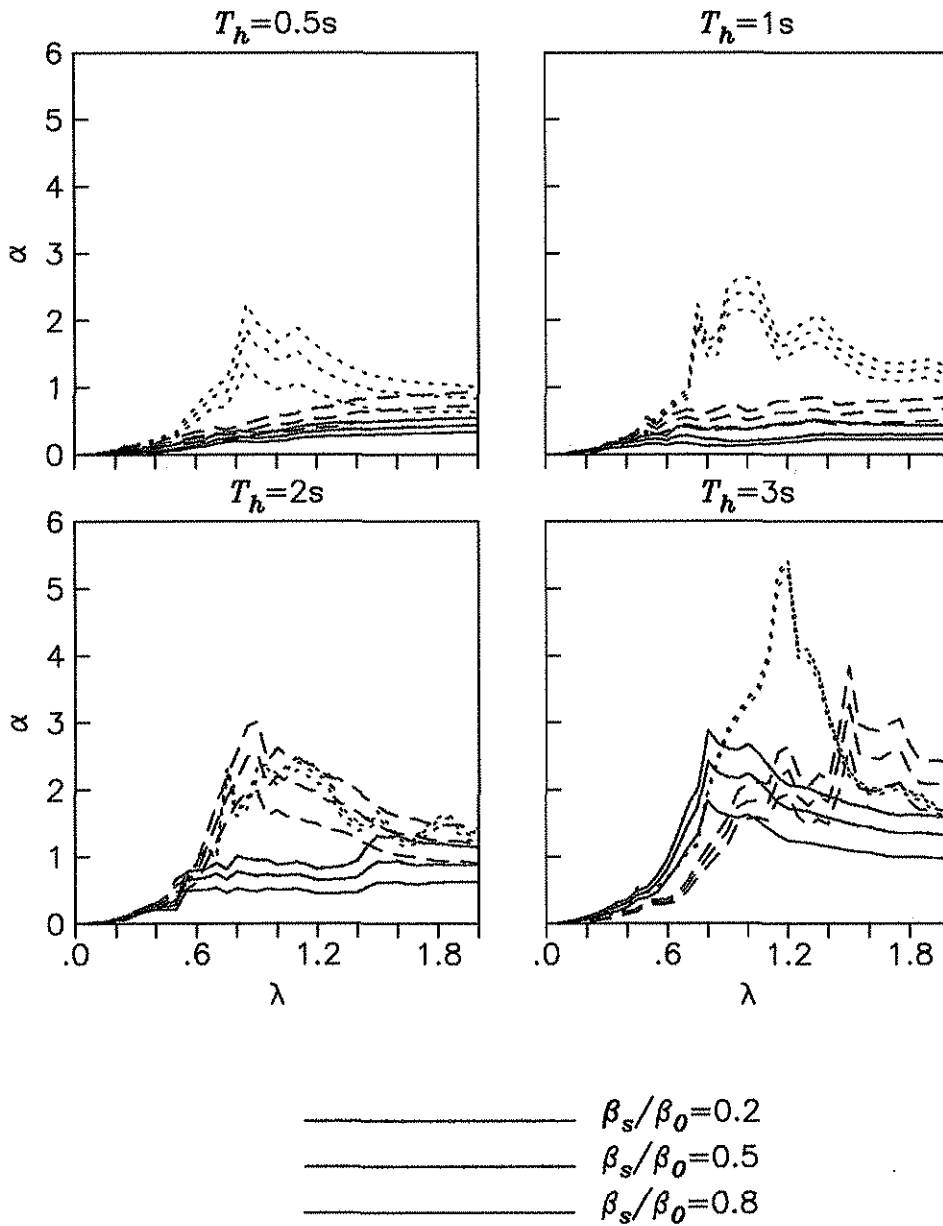


Figura 16.a Valores de los coeficientes α calculados utilizando los registros de CAO (línea continua), SCT (línea a trazos) y VIV (línea punteada) y el cortante V_{hig}^{des} para un oscilador con $H_e/R=1$, $e/R=0.1$ y $D/R=0$ en un estrato con espesor $H_s/R=2$ ante la incidencia horizontal de ondas SH.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

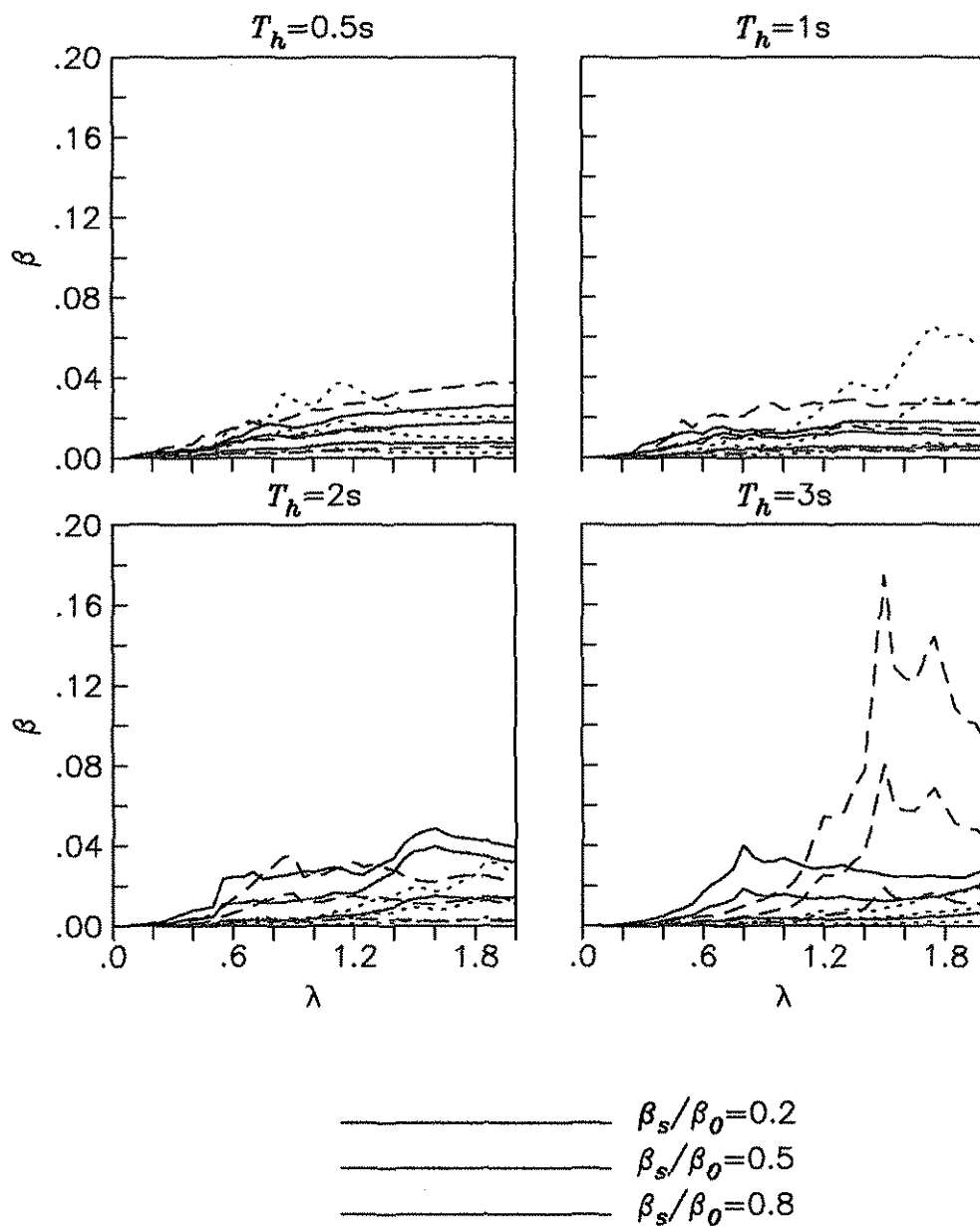


Figura 16.b Valores de los coeficientes β calculados utilizando los registros de CAO (línea continua), SCT (línea a trazos) y VIV (línea punteada) y el cortante V_{hig}^{des} para un oscilador con $H_e/R=1$, $e/R=0.1$ y $D/R=0$ en un estrato con espesor $H_s/R=2$ ante la incidencia horizontal de ondas SH.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

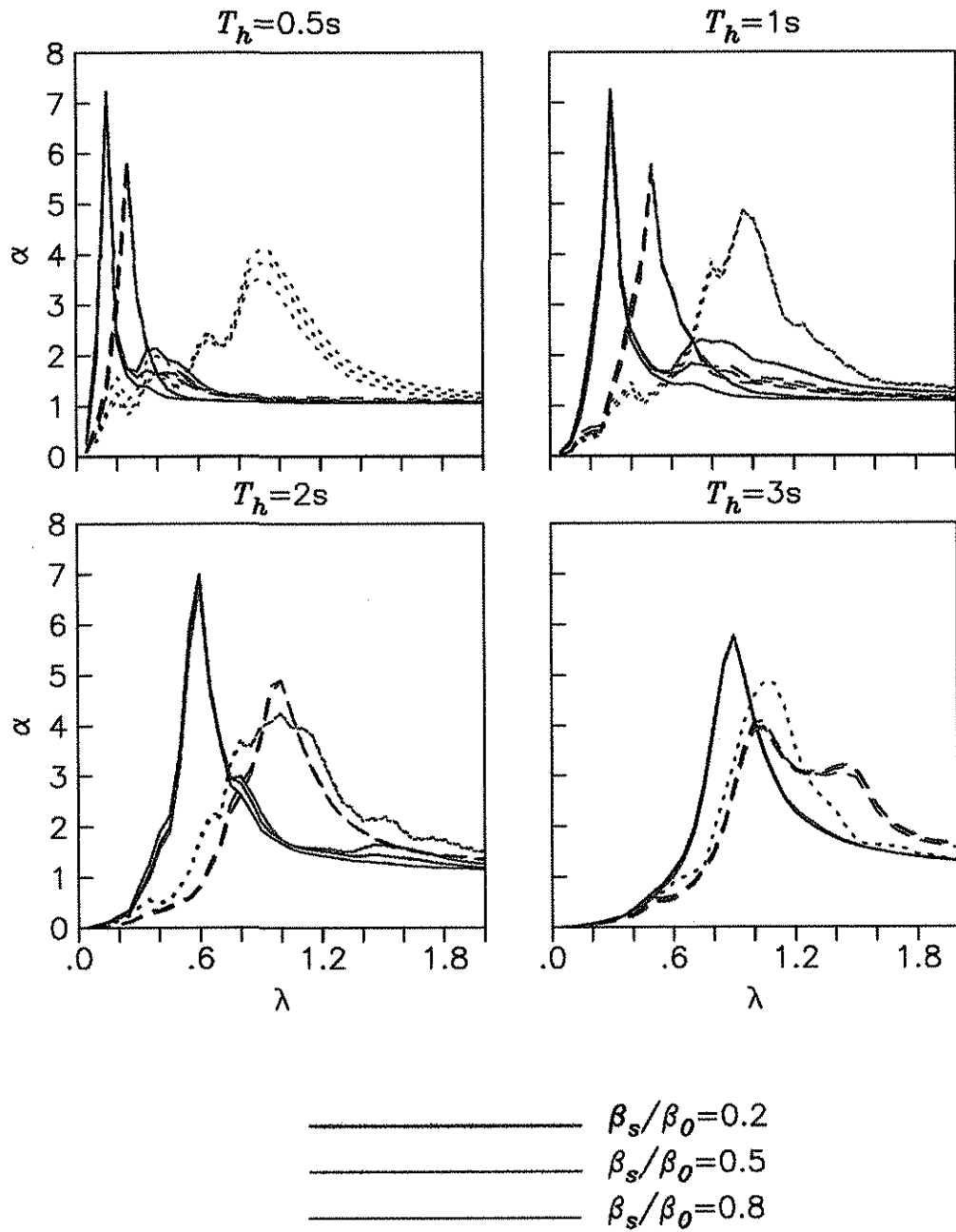


Figura 17.a Valores de los coeficientes α calculados utilizando los registros de CAO (línea continua), SCT (línea a trazos) y VIV (línea punteada) y el cortante V_{hbx}^{des} para un oscilador con $H_e/R=1$, $e/R=0.1$ y $D/R=0$ en un estrato con espesor $H_s/R=2$ ante la incidencia horizontal de ondas SH.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

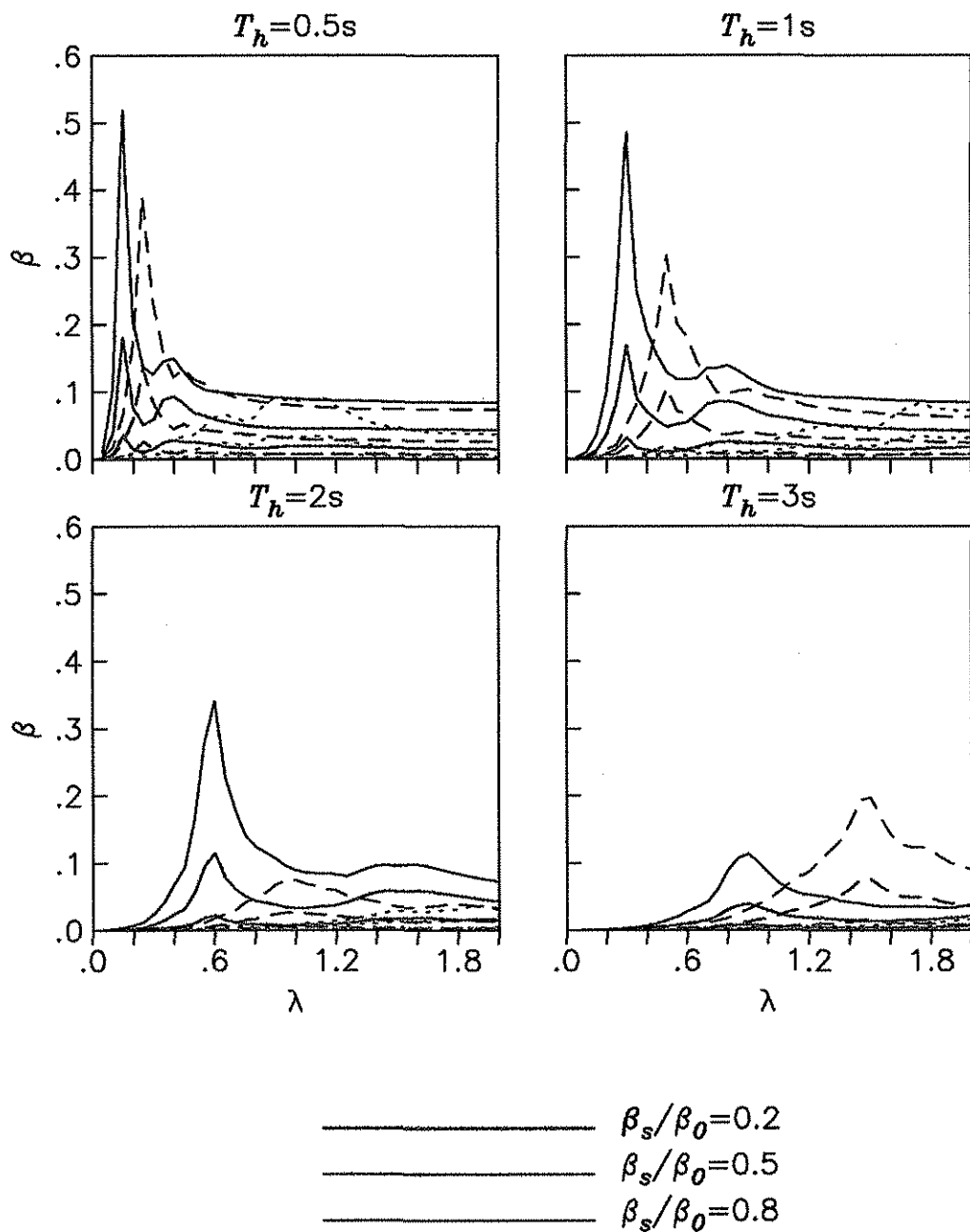


Figura 17.b Valores de los coeficientes β calculados utilizando los registros de CAO (línea continua), SCT (línea a trazos) y VIV (línea punteada) y el cortante $V_{h_{mx}}^{des}$ para un oscilador con $H_e/R=1$, $e/R=0.1$ y $D/R=0$ en un estrato con espesor $H_s/R=2$ ante la incidencia horizontal de ondas SH.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

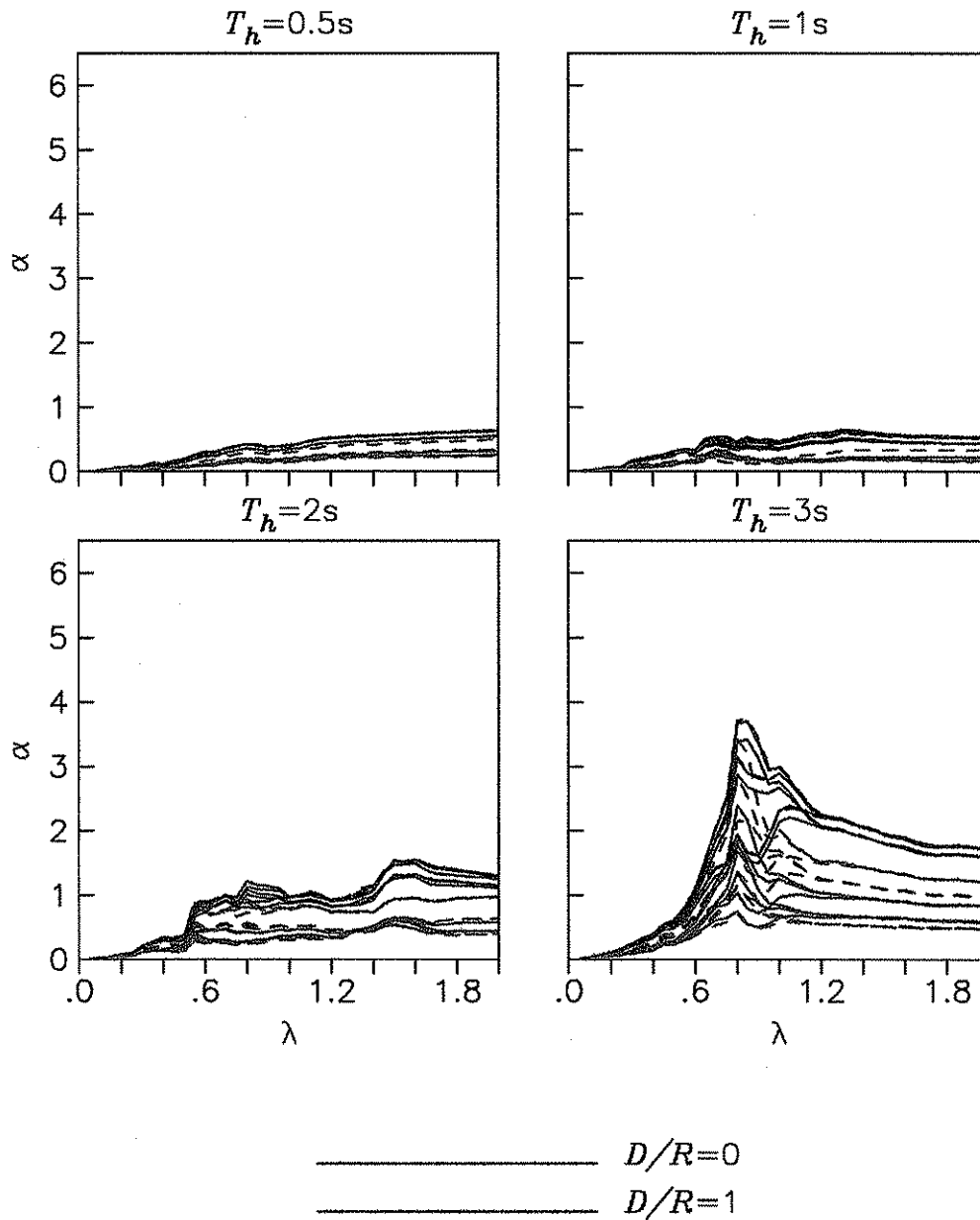


Figura 18.a.1 Valores de los coeficientes α calculados utilizando el registro de CAO y el cortante V_{hig}^{des} para osciladores con $H_e/R=1$, $e/R=0.05$, 0.1 y 0.2 , desplantados en un estrato con espesor $H_s/R=2$ y $\beta_s/\beta_0=0.2$ (línea continua) y 0.8 (línea a trazos) ante la incidencia horizontal y vertical de ondas SH.

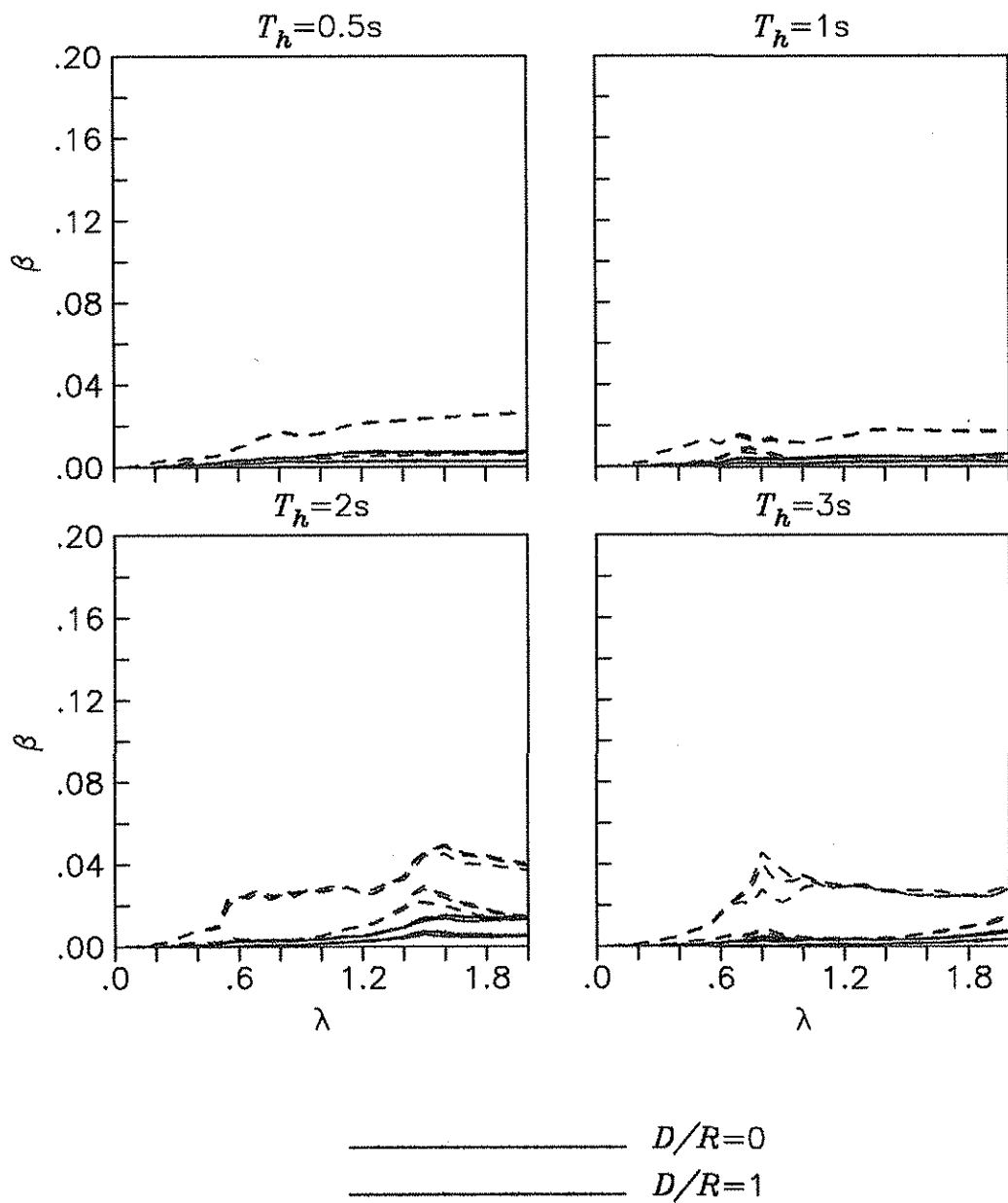


Figura 18.a.2 Valores de los coeficientes β calculados utilizando el registro de CAO y el cortante V_{hg}^{des} para osciladores con $H_e/R=1$, $e/R=0.05$, 0.1 y 0.2 , desplantados en un estrato con espesor $H_s/R=2$ y $\beta_s/\beta_0=0.2$ (línea continua) y 0.8 (línea a trazos) ante la incidencia horizontal y vertical de ondas SH.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

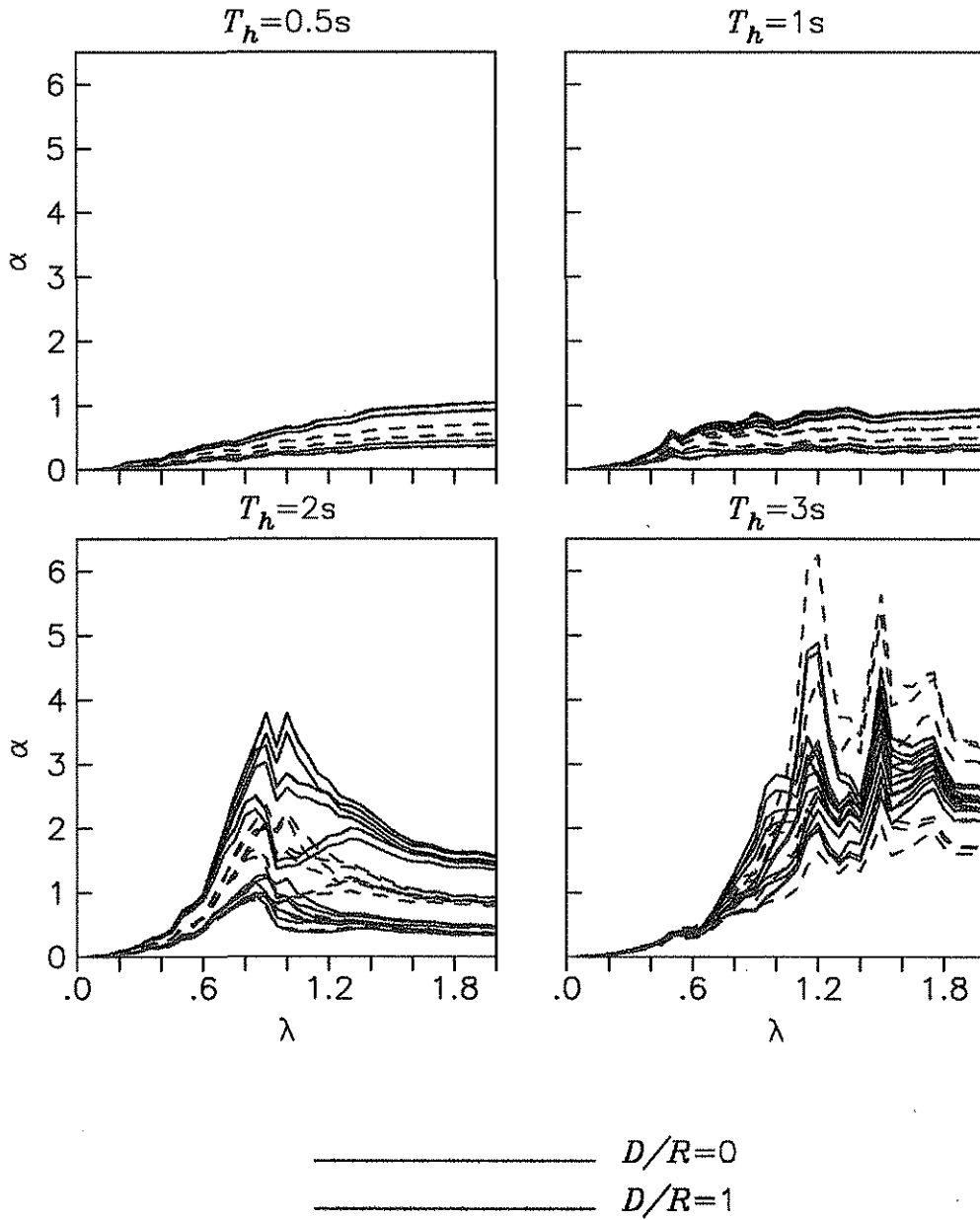


Figura 18.b.1 Valores de los coeficientes α calculados utilizando el registro de SCT y el cortante V_{hig}^{des} para osciladores con $H_e/R=1$, $e/R=0.05$, 0.1 y 0.2 , desplantados en un estrato con espesor $H_s/R=2$ y $\beta_s/\beta_0=0.2$ (línea continua) y 0.8 (línea a trazos) ante la incidencia horizontal y vertical de ondas SH.

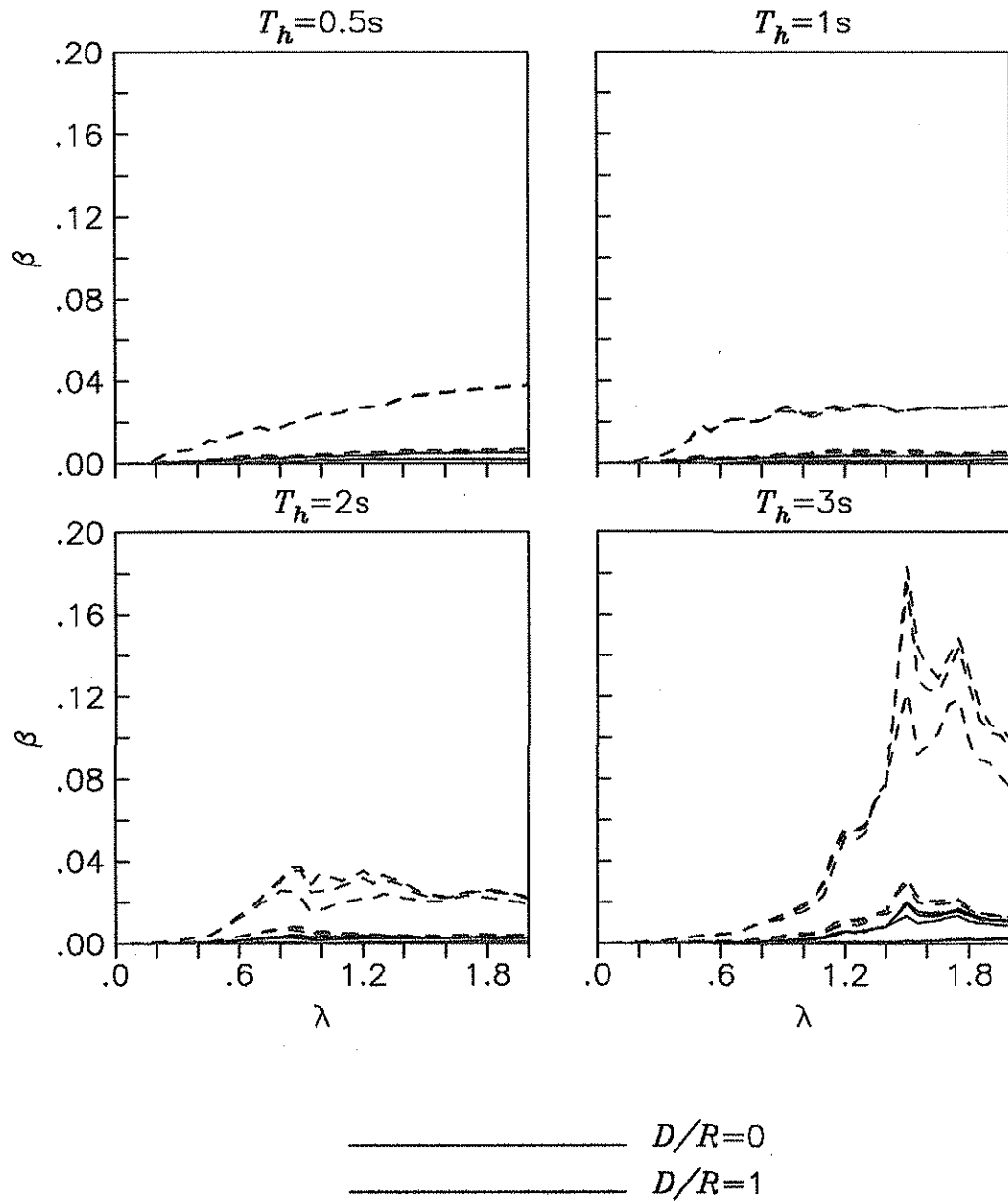


Figura 18.b.2 Valores de los coeficientes β calculados utilizando el registro de SCT y el cortante V_{hrg}^{des} para osciladores con $H_e/R=1$, $e/R=0.05$, 0.1 y 0.2 , desplantados en un estrato con espesor $H_s/R=2$ y $\beta_s/\beta_0=0.2$ (línea continua) y 0.8 (línea a trazoz) ante la incidencia horizontal y vertical de ondas SH.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

84

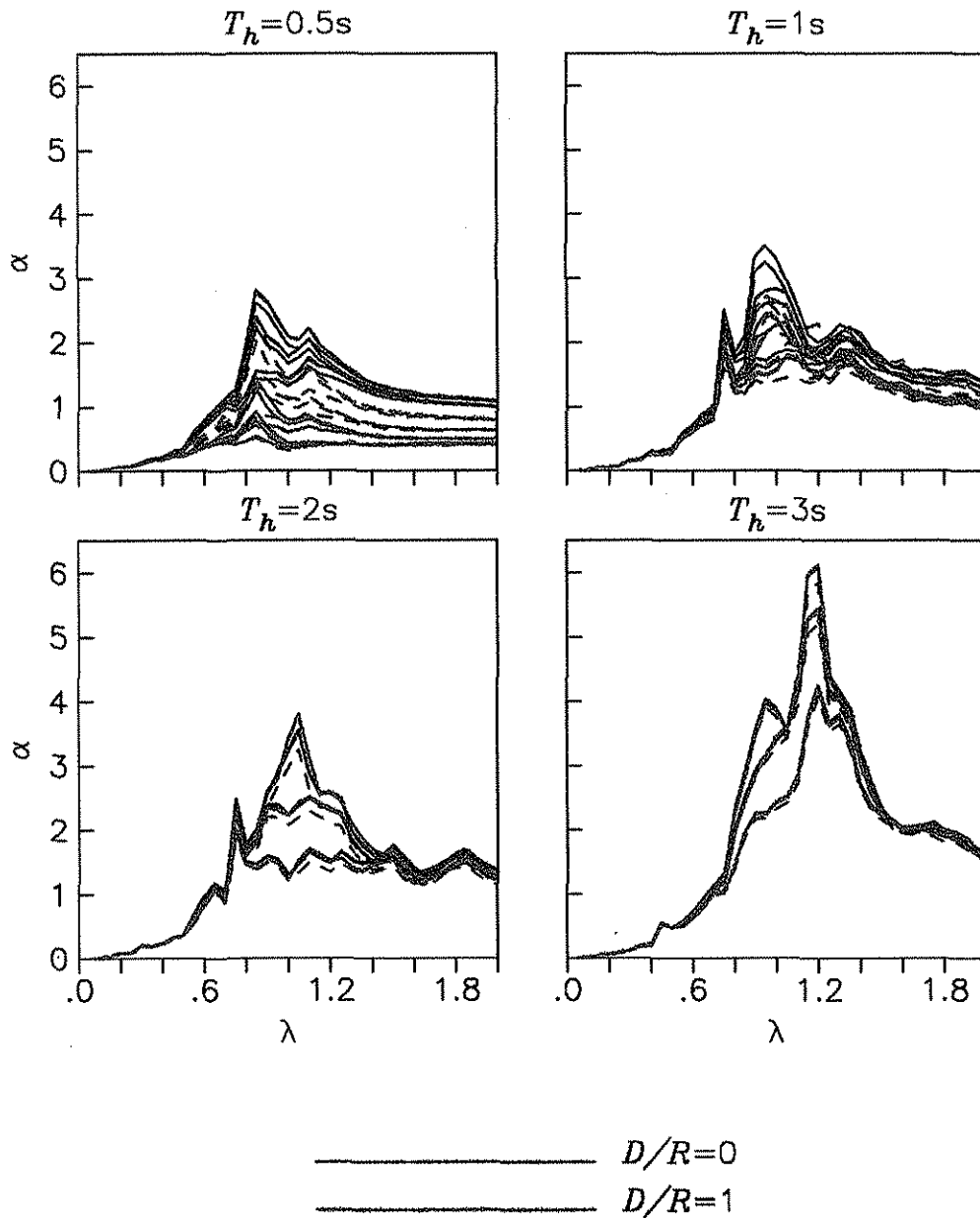


Figura 18.c.1 Valores de los coeficientes α calculados utilizando el registro de VIV y el cortante V_{hig}^{des} para osciladores con $H_e/R=1$, $e/R=0.05$, 0.1 y 0.2 , desplantados en un estrato con espesor $H_s/R=2$ y $\beta_s/\beta_0=0.2$ (línea continua) y 0.8 (línea a trazos) ante la incidencia horizontal y vertical de ondas SH.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

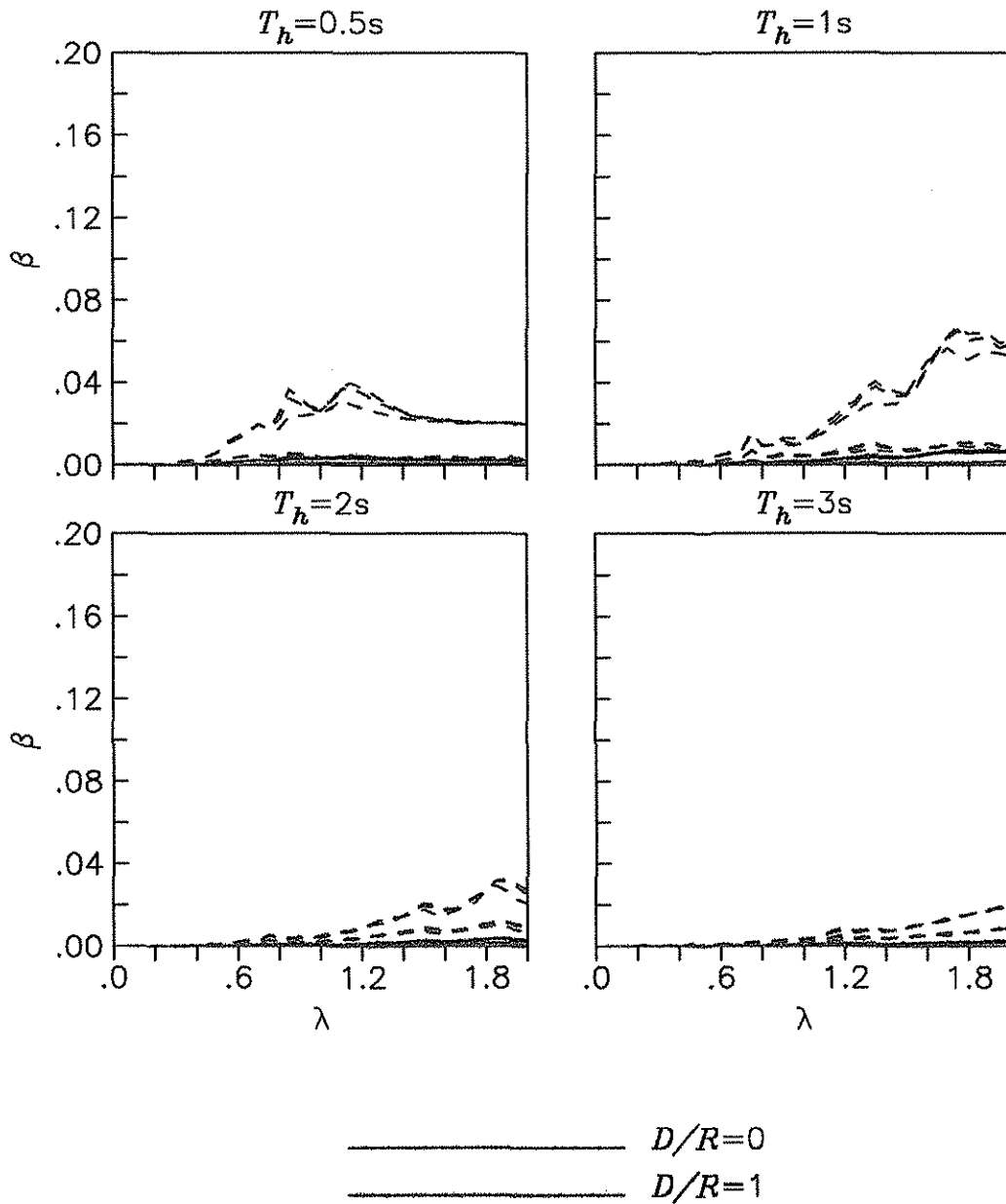


Figura 18.c.2 Valores de los coeficientes β calculados utilizando el registro de VIV y el cortante V_{hig}^{des} para osciladores con $H_e/R=1$, $e/R=0.05$, 0.1 y 0.2 , desplantados en un estrato con espesor $H_s/R=2$ y $\beta_s/\beta_0=0.2$ (línea continua) y 0.8 (línea a trazos) ante la incidencia horizontal y vertical de ondas SH.

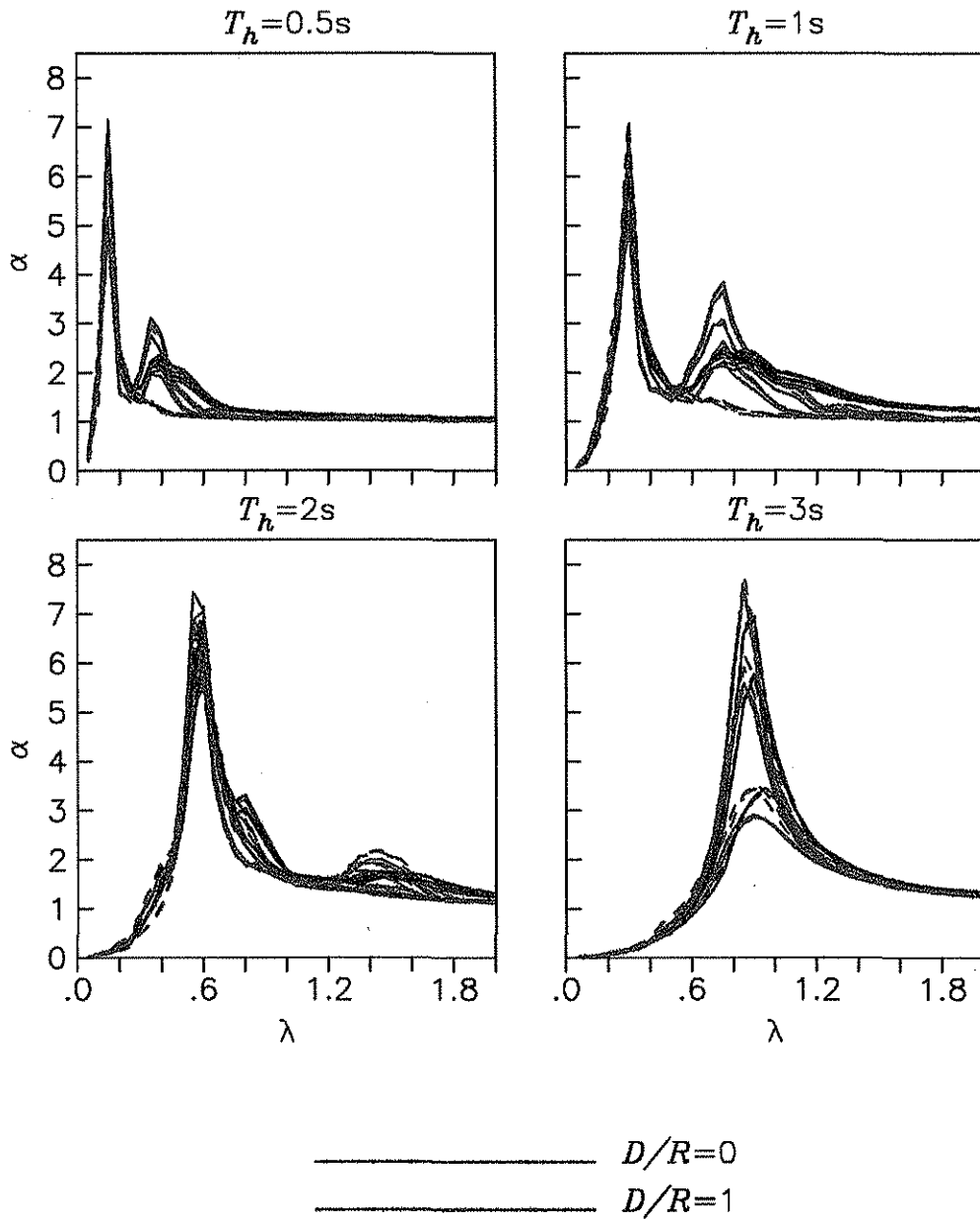


Figura 19.a.1 Valores de los coeficientes α calculados utilizando el registro de CAO y el cortante $V_{h_{ix}}^{des}$ para osciladores con $H_e/R=1$, $e/R=0.05$, 0.1 y 0.2 , desplantados en un estrato con espesor $H_s/R=2$ y $\beta_s/\beta_0=0.2$ (línea continua) y 0.8 (línea a trazos) ante la incidencia horizontal y vertical de ondas SH.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

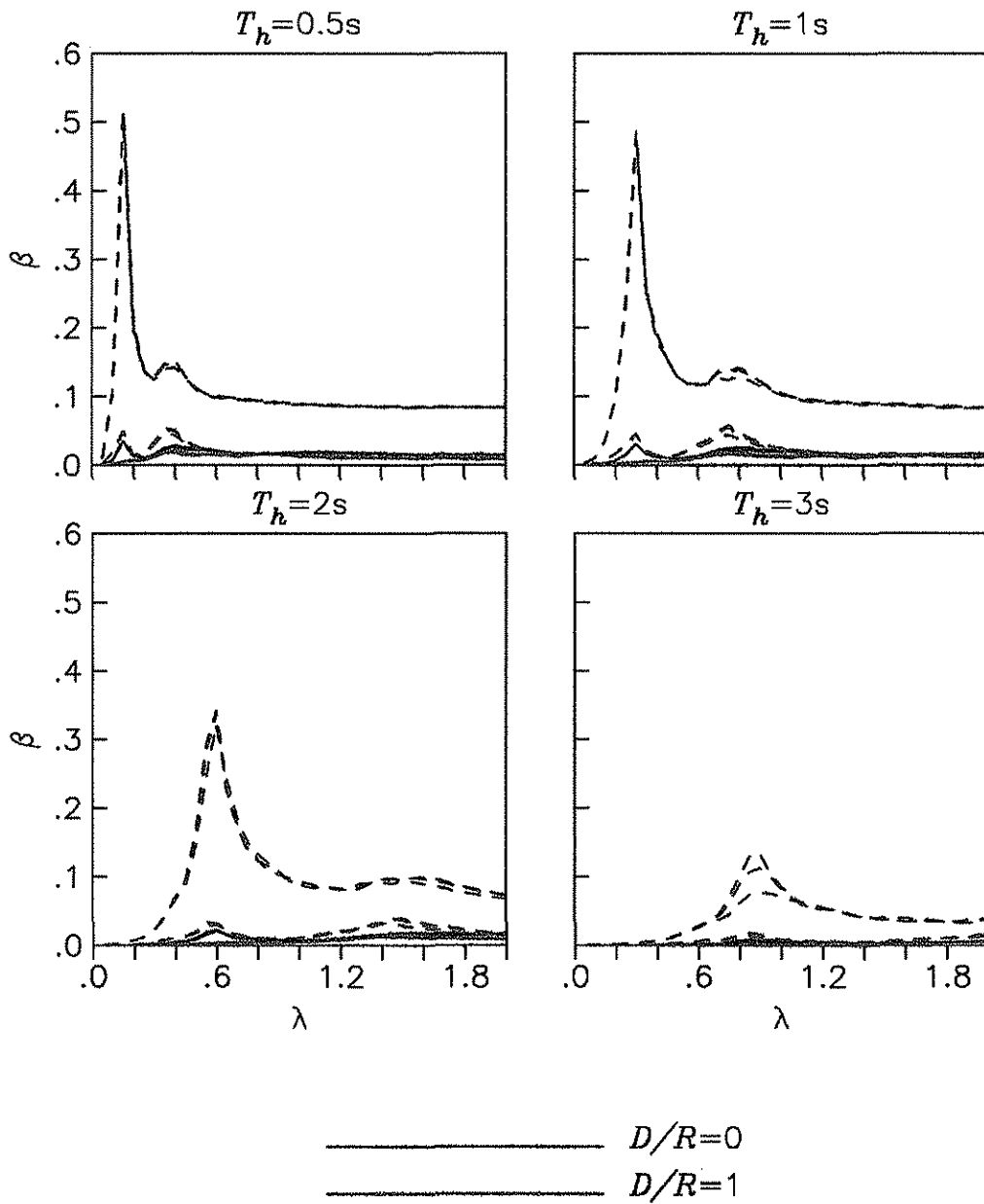


Figura 19.a.2 Valores de los coeficientes β calculados utilizando el registro de CAO y el cortante $V_{h_{lix}}^{des}$ para osciladores con $H_e/R=1$, $e/R=0.05$, 0.1 y 0.2 , desplantados en un estrato con espesor $H_s/R=2$ y $\beta_s/\beta_0=0.2$ (línea continua) y 0.8 (línea a trazos) ante la incidencia horizontal y vertical de ondas SH.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

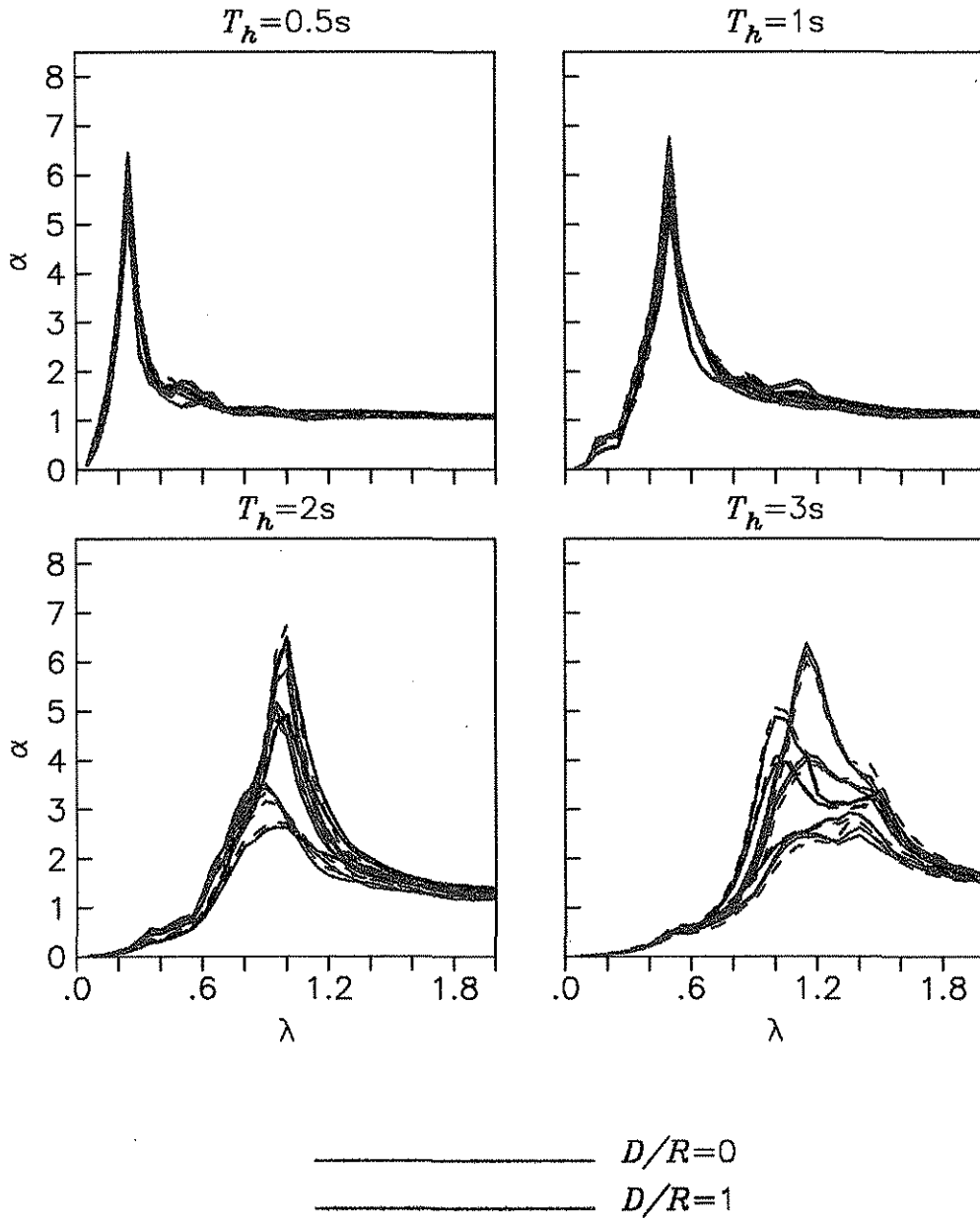


Figura 19.b.1 Valores de los coeficientes α calculados utilizando el registro de SCT y el cortante $V_{h_{bx}}^{des}$ para osciladores con $H_e/R=1$, $e/R=0.05$, 0.1 y 0.2 , desplantados en un estrato con espesor $H_s/R=2$ y $\beta_s/\beta_0=0.2$ (línea continua) y 0.8 (línea a trazos) ante la incidencia horizontal y vertical de ondas SH.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

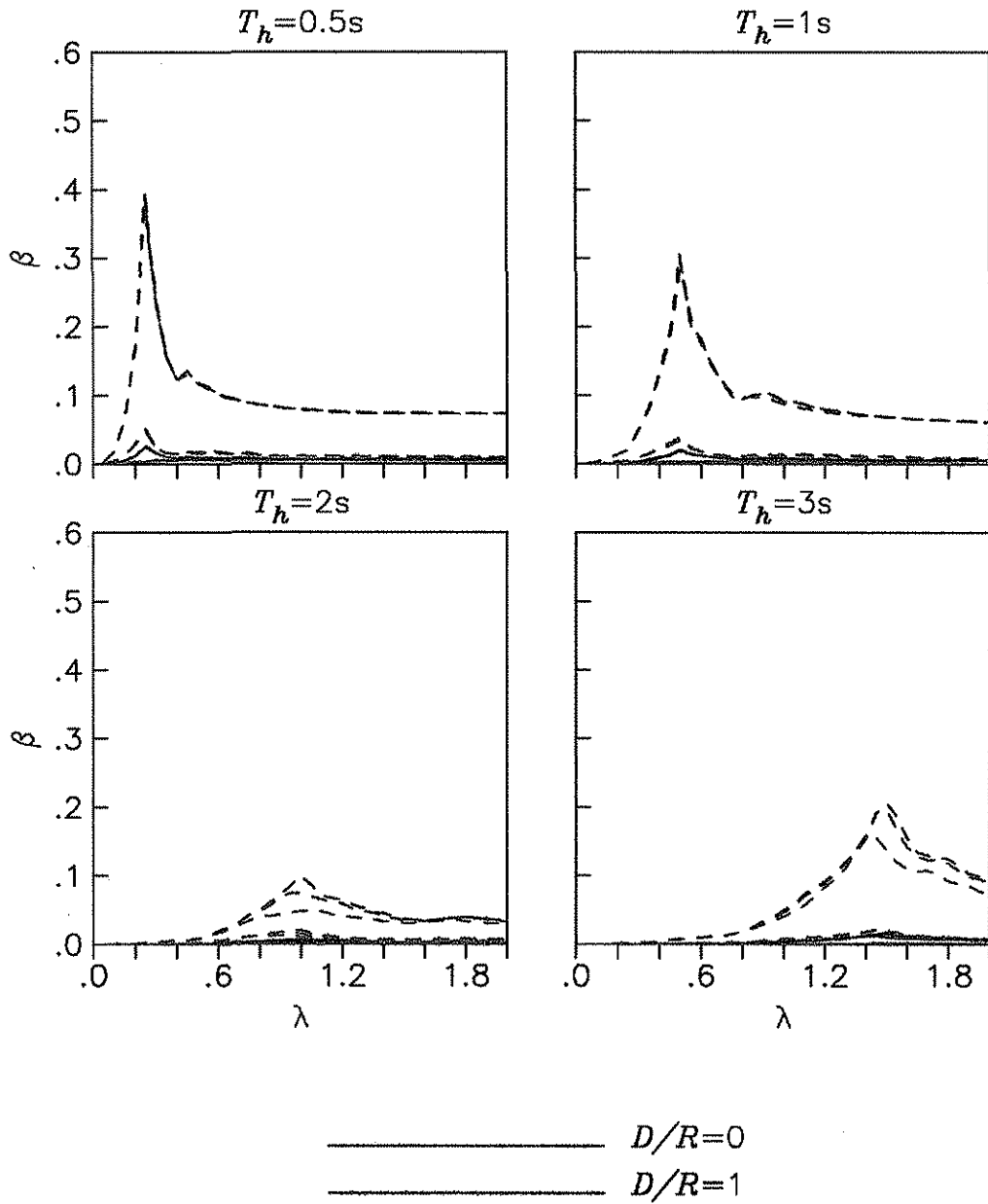


Figura 19.b.2 Valores de los coeficientes β calculados utilizando el registro de SCT y el cortante $V_{h_{mx}}^{des}$ para osciladores con $H_e/R=1$, $e/R=0.05$, 0.1 y 0.2 , desplantados en un estrato con espesor $H_s/R=2$ y $\beta_s/\beta_0=0.2$ (línea continua) y 0.8 (línea a trazos) ante la incidencia horizontal y vertical de ondas SH.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

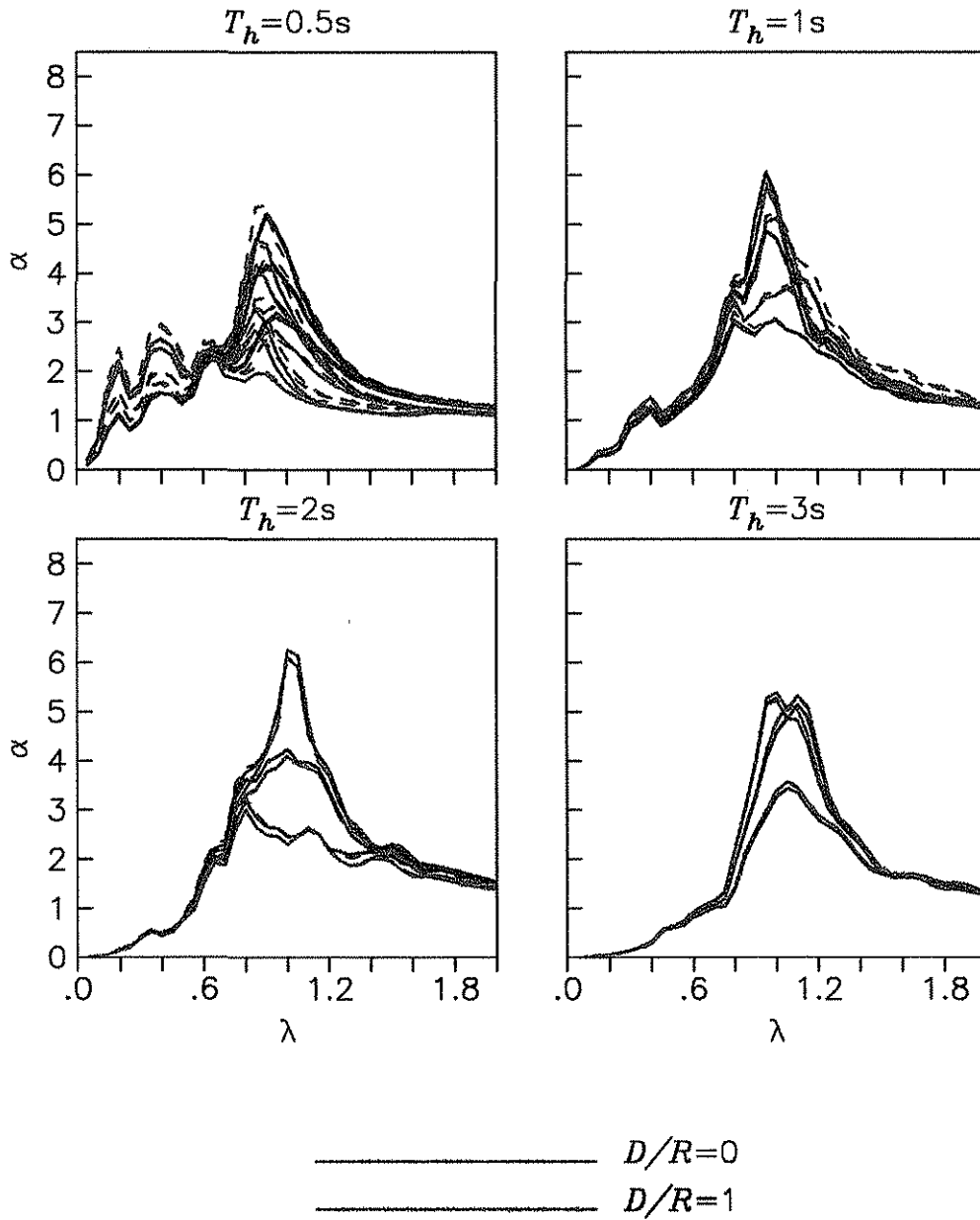


Figura 19.c.1 Valores de los coeficientes α calculados utilizando el registro de VIV y el cortante V_{hx}^{des} para osciladores con $H_e/R=1$, $e/R=0.05$, 0.1 y 0.2 , desplantados en un estrato con espesor $H_s/R=2$ y $\beta_s/\beta_0=0.2$ (línea continua) y 0.8 (línea a trazos) ante la incidencia horizontal y vertical de ondas SH.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

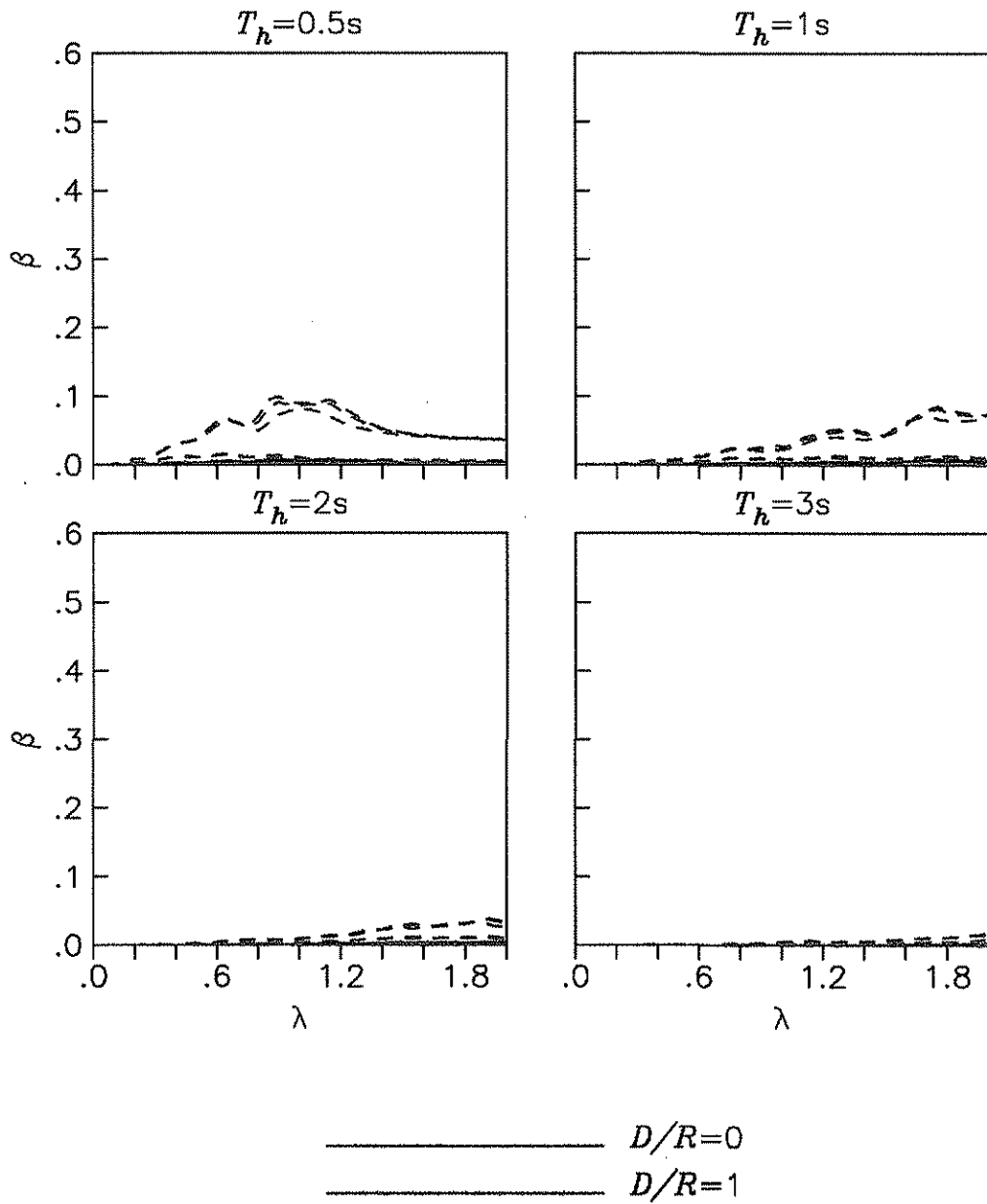
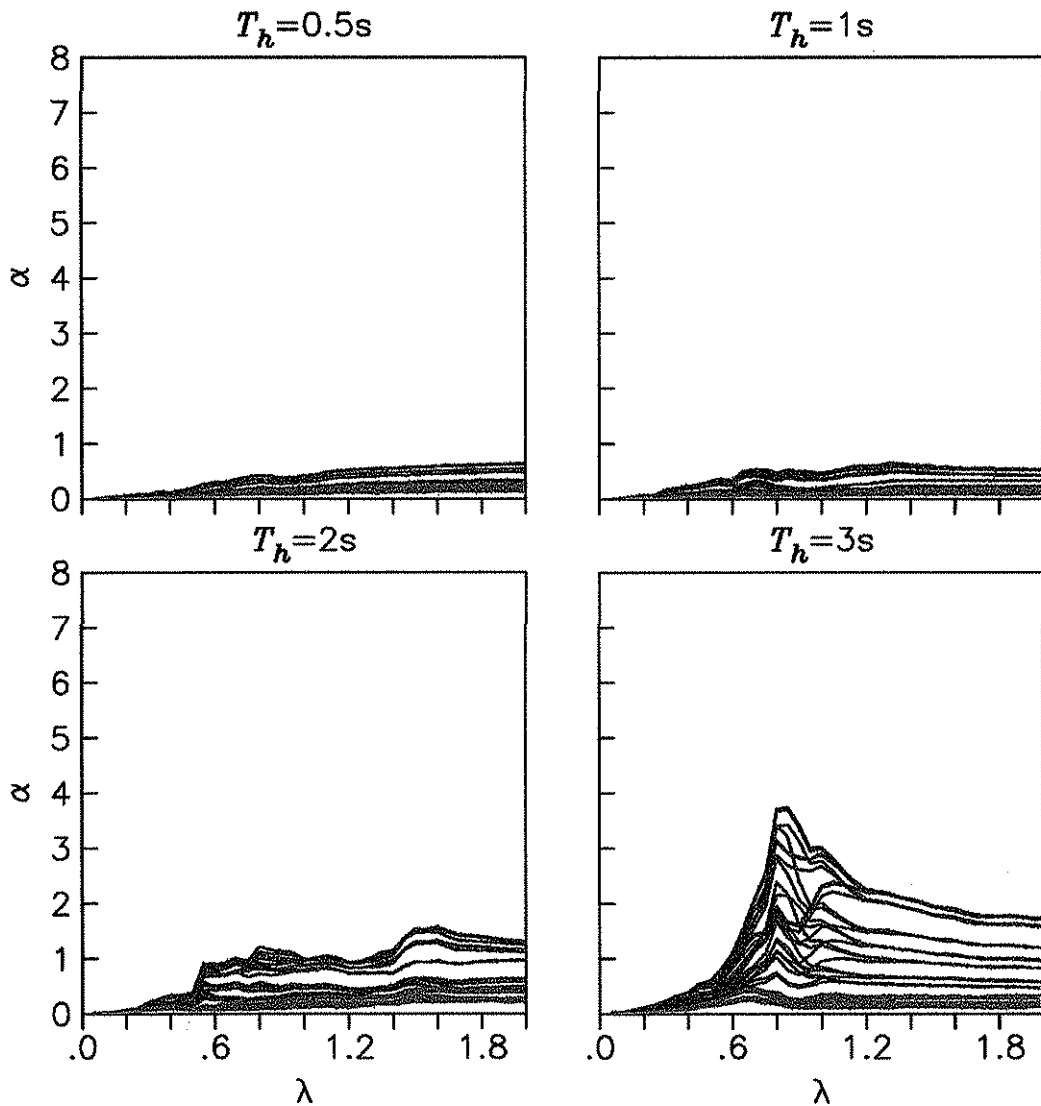
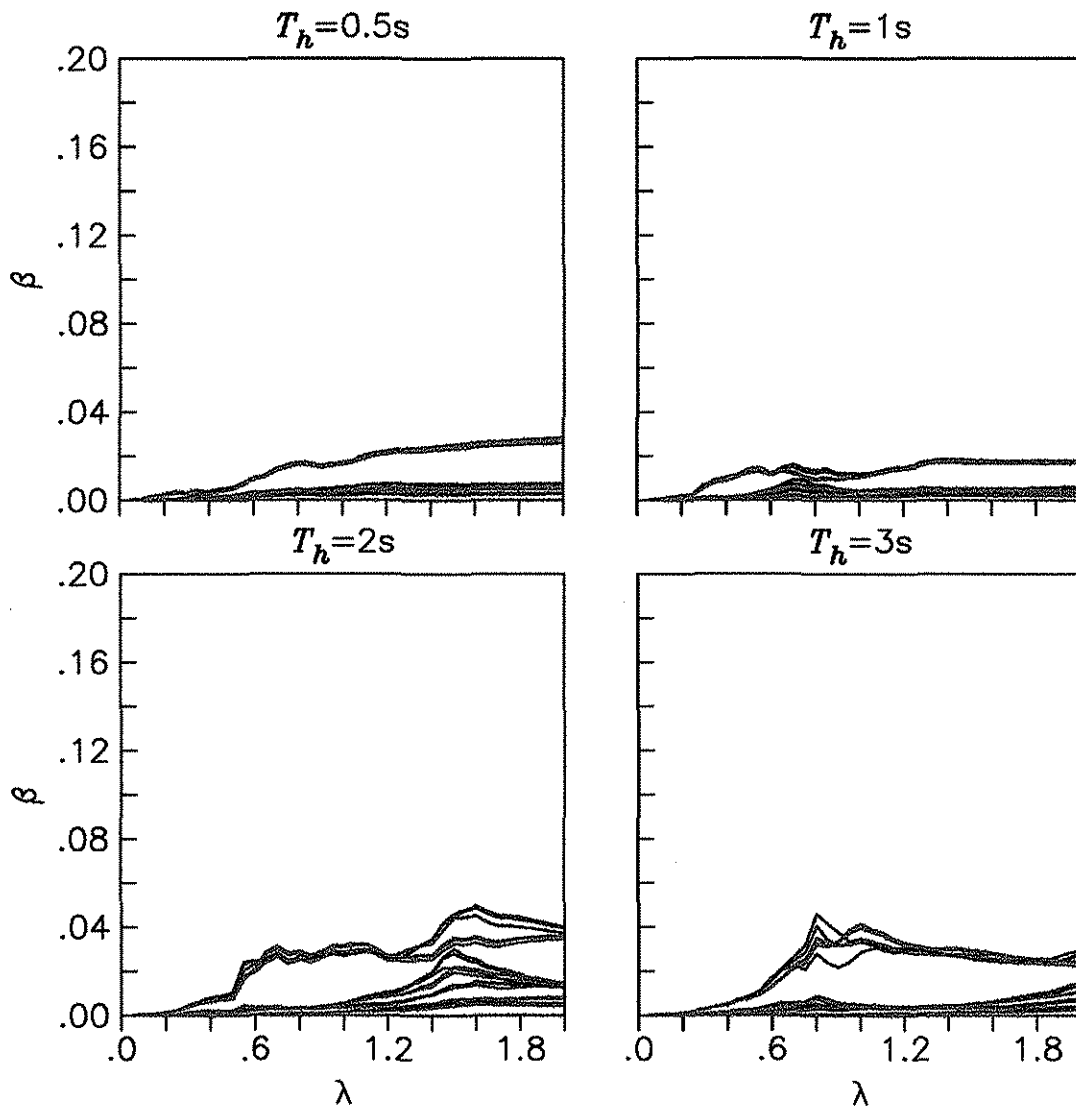


Figura 19.c.2 Valores de los coeficientes β calculados utilizando el registro de VIV y el cortante $V_{h_{\max}}^{des}$ para osciladores con $H_e/R=1$, $e/R=0.05$, 0.1 y 0.2 , desplantados en un estrato con espesor $H_s/R=2$ y $\beta_s/\beta_0=0.2$ (línea continua) y 0.8 (línea a trazos) ante la incidencia horizontal y vertical de ondas SH.



_____ $H_s/R=1$
 - - - - - $H_s/R=3$

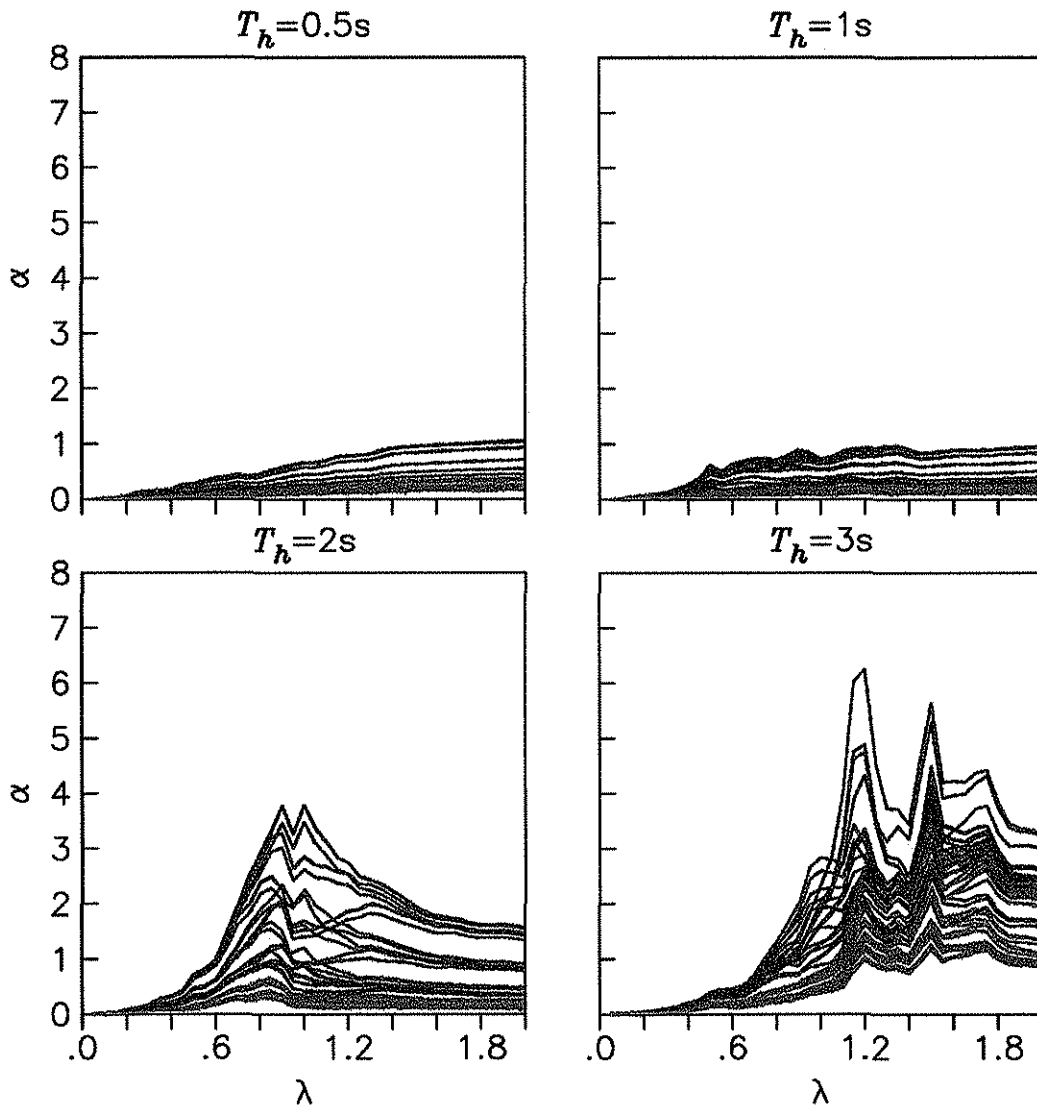
Figura 20.a.1 Valores de los coeficientes α calculados utilizando el registro de CAO y el cortante $V_{h_{ig}}^{des}$ para osciladores con $D/R=0,1$, $e/R=0,05$, $0,1$ y $0,2$, desplantados en un estrato con espesor $H_s/R=2$ y $\beta_s/\beta_0=0,2$ y $0,8$ ante la incidencia horizontal y vertical de ondas SH.



_____ $H_s/R=1$
 _____ $H_s/R=3$

Figura 20.a.2 Valores de los coeficientes β calculados utilizando el registro de CAO y el cortante V_{hig}^{des} para osciladores con $D/R=0,1$, $e/R=0,05$, $0,1$ y $0,2$, desplantados en un estrato con espesor $H_s/R=2$ y $\beta_s/\beta_0=0,2$ y $0,8$ ante la incidencia horizontal y vertical de ondas SH.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN



_____ $H_0/R=1$
 _____ $H_0/R=3$

Figura 20.b.1 Valores de los coeficientes α calculados utilizando el registro de SCT y el cortante V_{hig}^{des} para osciladores con $D/R=0,1$, $e/R=0,05$, $0,1$ y $0,2$, desplantados en un estrato con espesor $H_s/R=2$ y $\beta_s/\beta_0=0,2$ y $0,8$ ante la incidencia horizontal y vertical de ondas SH.

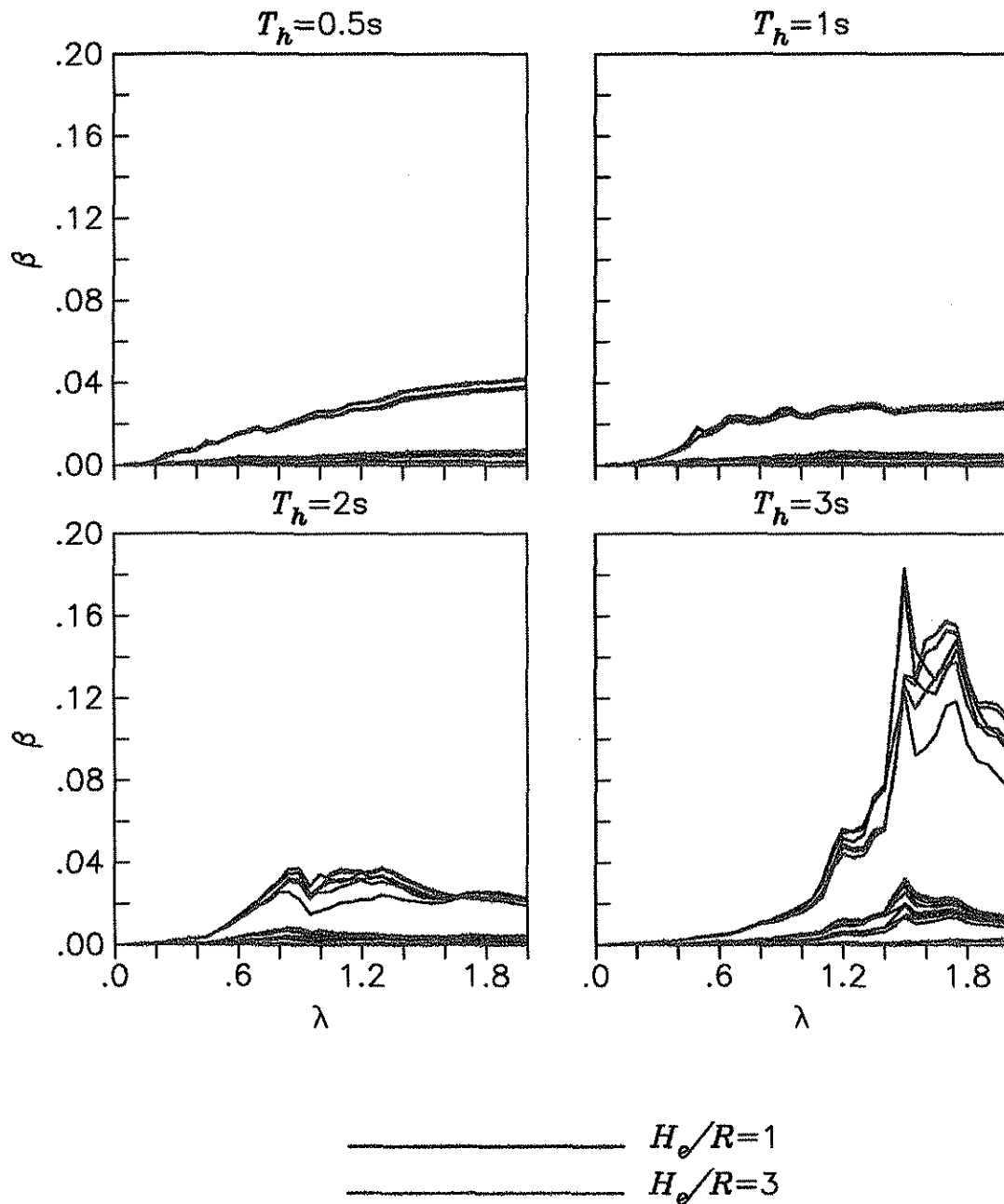


Figura 20.b.2 Valores de los coeficientes β calculados utilizando el registro de SCT y el cortante V_{Hsg}^{des} para osciladores con $D/R=0,1$, $e/R=0,05$, $0,1$ y $0,2$, desplantados en un estrato con espesor $H_s/R = 2$ y $\beta_s/\beta_0=0,2$ y $0,8$ ante la incidencia horizontal y vertical de ondas SH.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

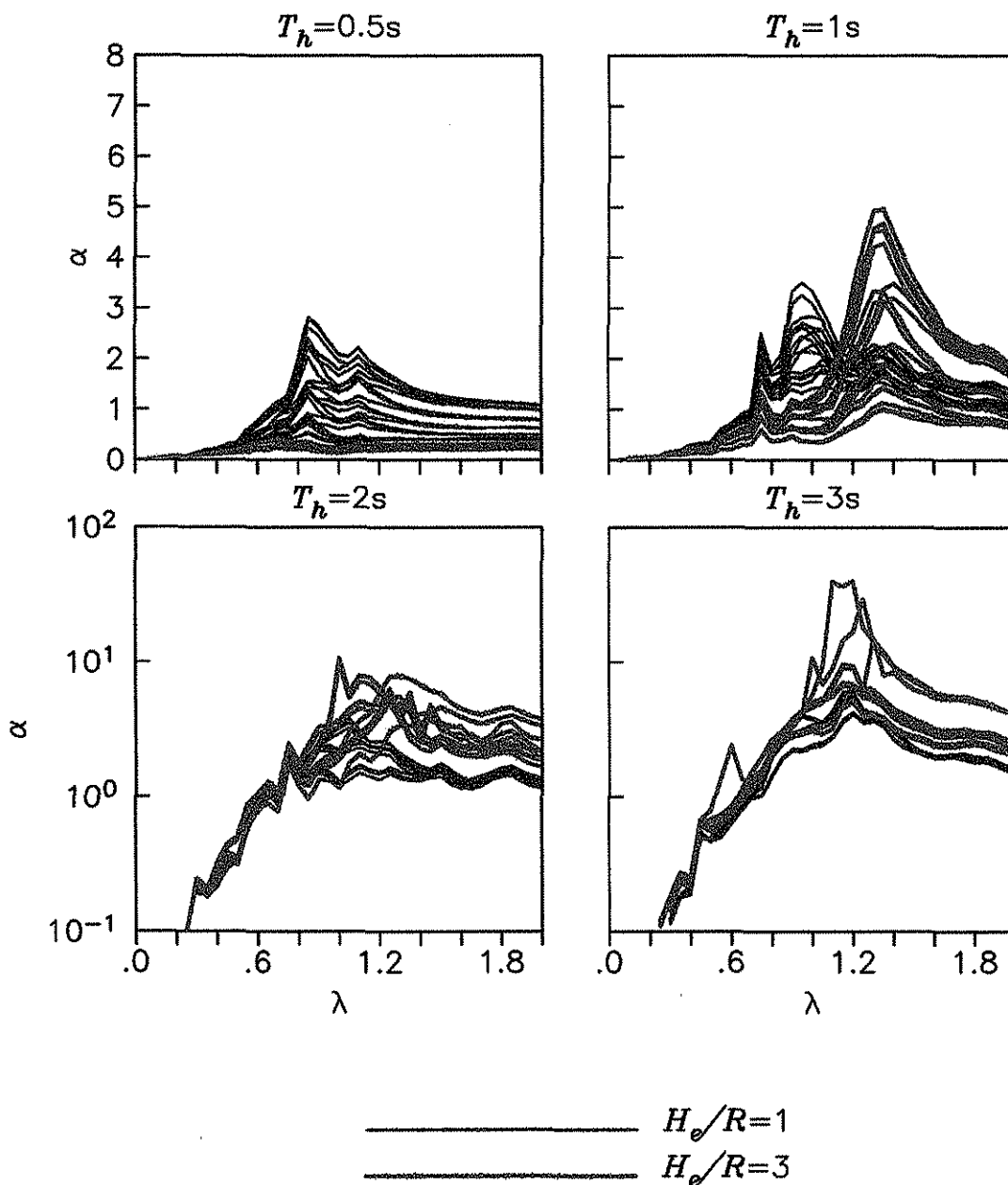
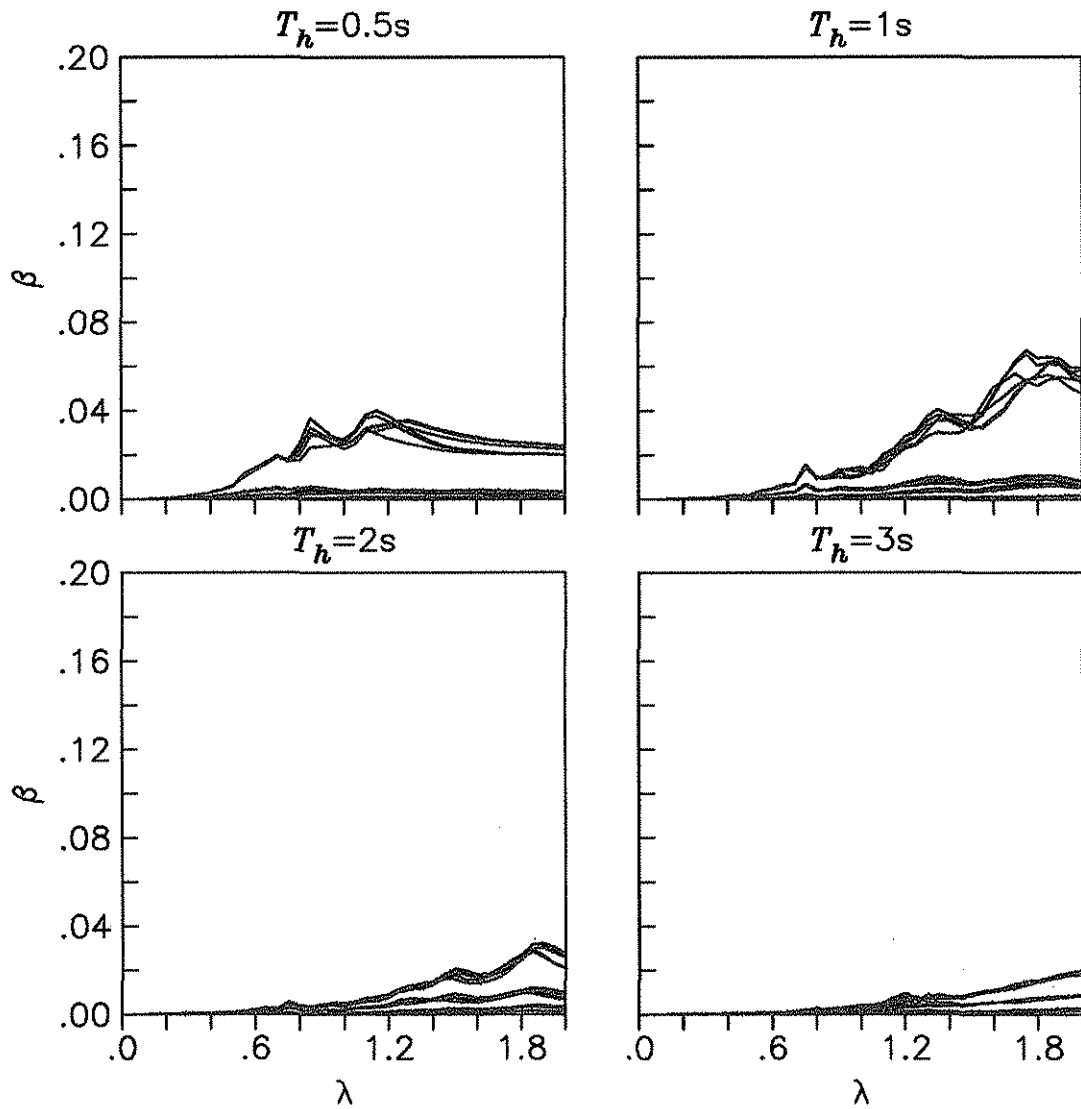


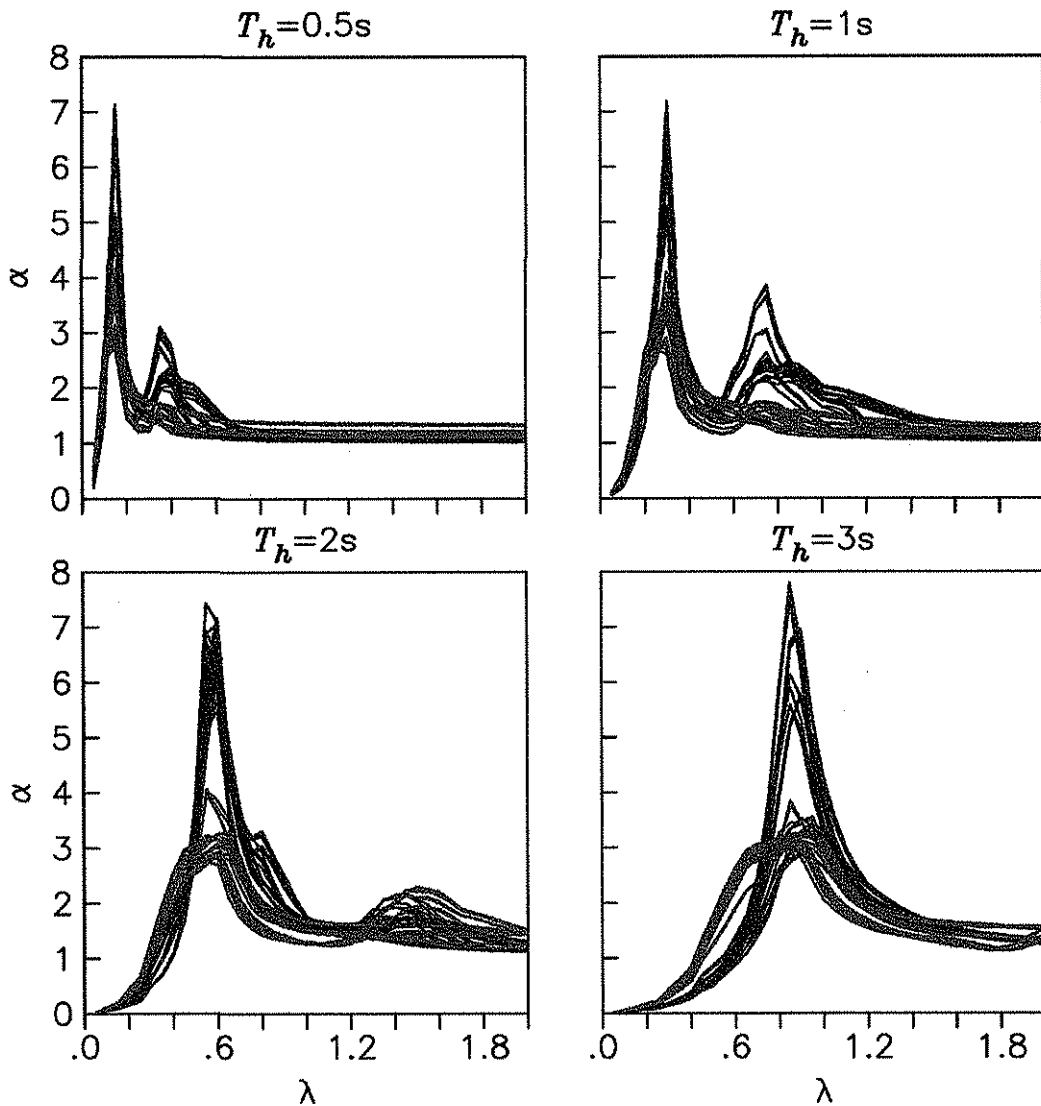
Figura 20.c.1 Valores de los coeficientes α calculados utilizando el registro de VIV y el cortante V_{hig}^{des} para osciladores con $D/R=0,1$, $e/R=0,05$, $0,1$ y $0,2$, desplantados en un estrato con espesor $H_s/R = 2$ y $\beta_s/\beta_0=0,2$ y $0,8$ ante la incidencia horizontal y vertical de ondas SH.



_____ $H_e/R=1$
 - - - - - $H_e/R=3$

Figura 20.c.2 Valores de los coeficientes β calculados utilizando el registro de VIV y el cortante V_{hig}^{des} para osciladores con $D/R=0,1$, $e/R=0,05$, $0,1$ y $0,2$, desplantados en un estrato con espesor $H_s/R=2$ y $\beta_s/\beta_0=0,2$ y $0,8$ ante la incidencia horizontal y vertical de ondas SH.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN



_____ $H_0/R=1$
 _____ $H_0/R=3$

Figura 21.a.1 Valores de los coeficientes α calculados utilizando el registro de CAO y el cortante $V_{h_{bx}}^{des}$ para osciladores con $D/R=0.1$, $e/R=0.05$, 0.1 y 0.2 , desplantados en un estrato con espesor $H_s/R=2$ y $\beta_s/\beta_0=0.2$ y 0.8 ante la incidencia horizontal y vertical de ondas SH.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

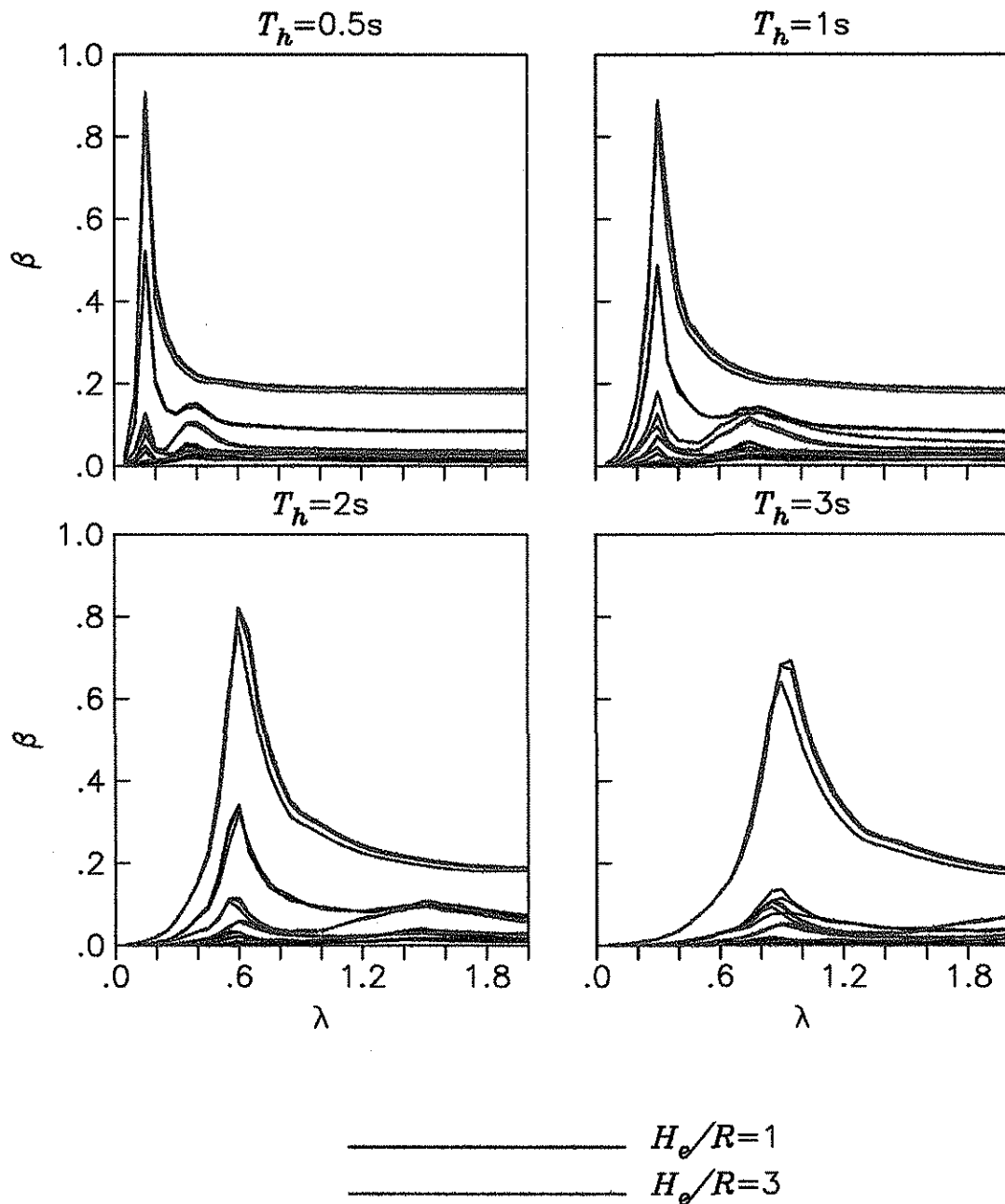


Figura 21.a.2 Valores de los coeficientes β calculados utilizando el registro de CAO y el cortante $V_{H_{0s}}^{des}$ para osciladores con $D/R=0,1$, $e/R=0,05$, $0,1$ y $0,2$, desplantados en un estrato con espesor $H_s/R=2$ y $\beta_s/\beta_0=0,2$ y $0,8$ ante la incidencia horizontal y vertical de ondas SH.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

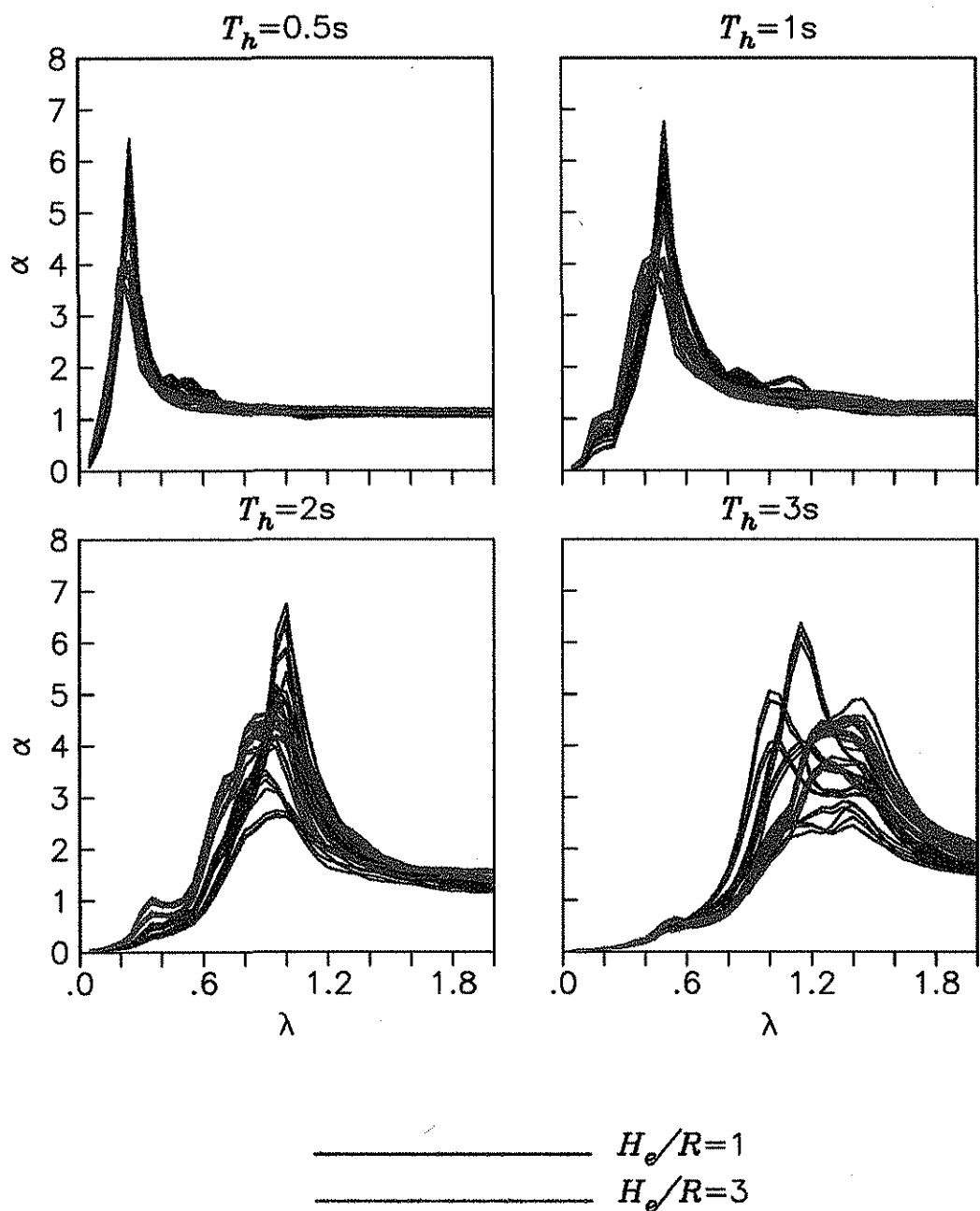


Figura 21.b.1 Valores de los coeficientes α calculados utilizando el registro de SCT y el cortante V_{hik}^{des} para osciladores con $D/R=0,1$, $e/R=0,05$, $0,1$ y $0,2$, desplantados en un estrato con espesor $H_s/R=2$ y $\beta_s/\beta_0=0,2$ y $0,8$ ante la incidencia horizontal y vertical de ondas SH.

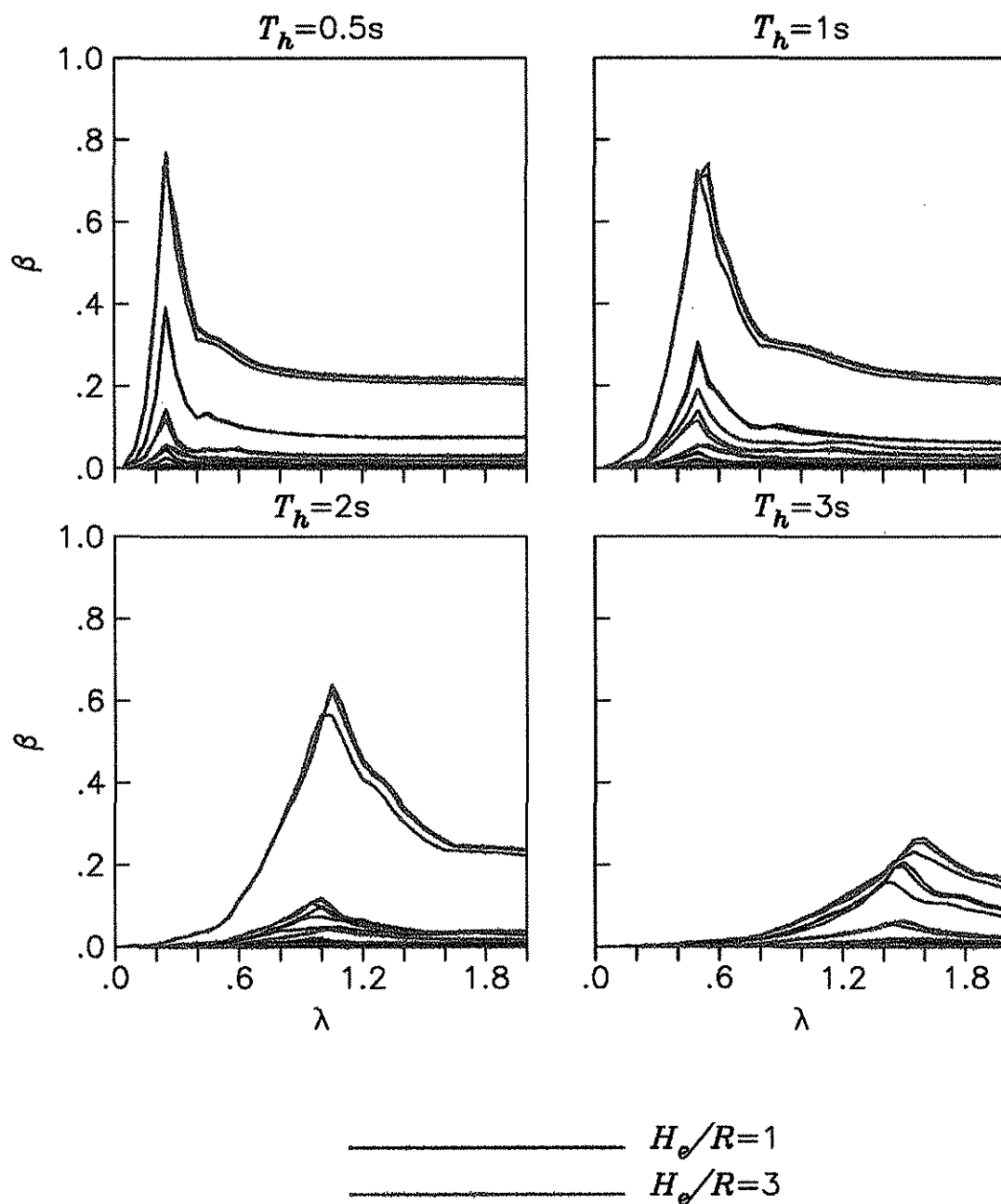


Figura 21.b.2 Valores de los coeficientes β calculados utilizando el registro de SCT y el cortante $V_{h_{bx}}^{des}$ para osciladores con $D/R=0.1$, $e/R=0.05$, 0.1 y 0.2 , desplantados en un estrato con espesor $H_s/R=2$ y $\beta_s/\beta_0=0.2$ y 0.8 ante la incidencia horizontal y vertical de ondas SH.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

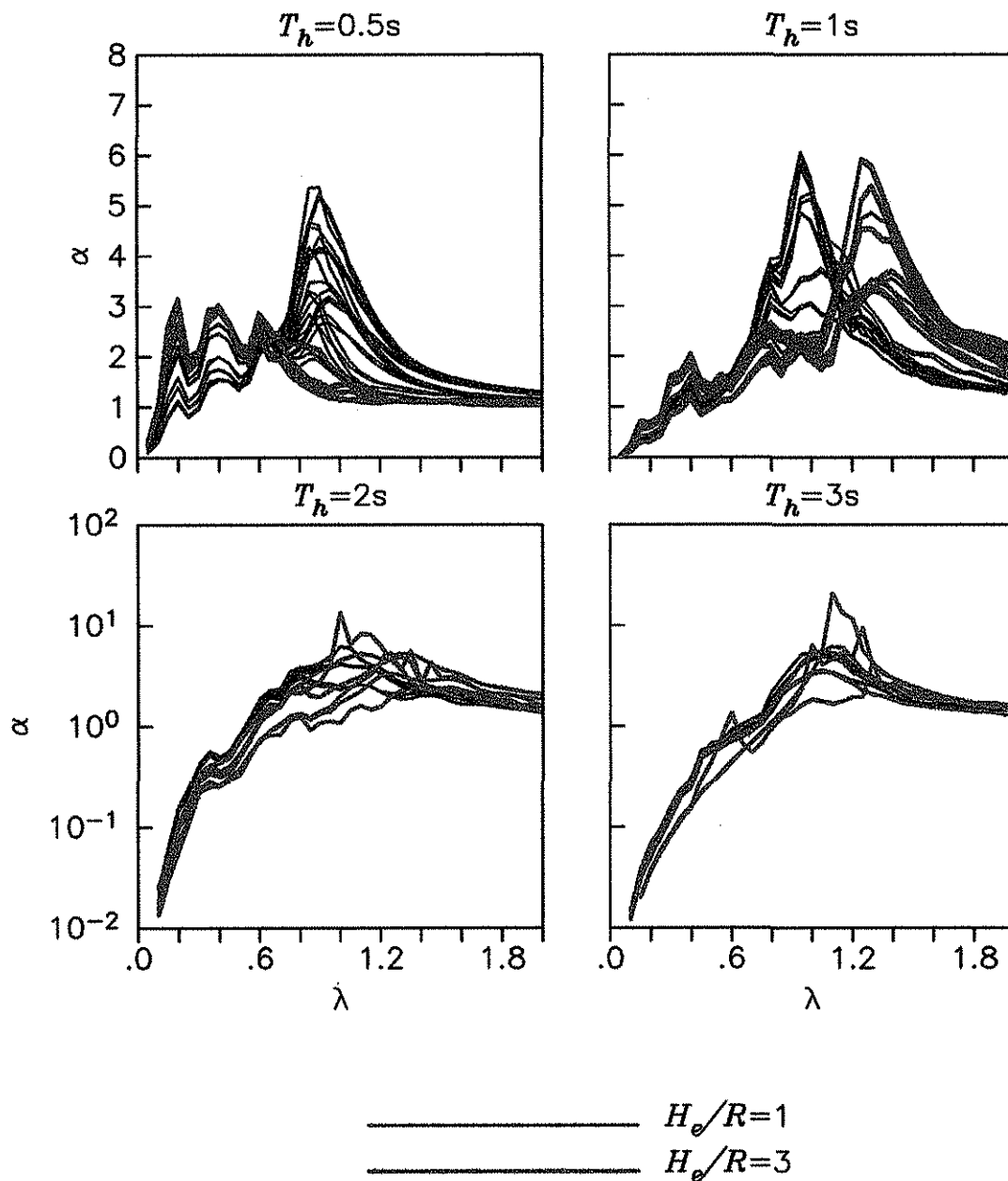


Figura 21.c.1 Valores de los coeficientes α calculados utilizando el registro de VIV y el cortante $V_{h_{ix}}^{des}$ para osciladores con $D/R=0,1$, $e/R=0,05$, $0,1$ y $0,2$, desplantados en un estrato con espesor $H_s/R=2$ y $\beta_s/\beta_0=0,2$ y $0,8$ ante la incidencia horizontal y vertical de ondas SH.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

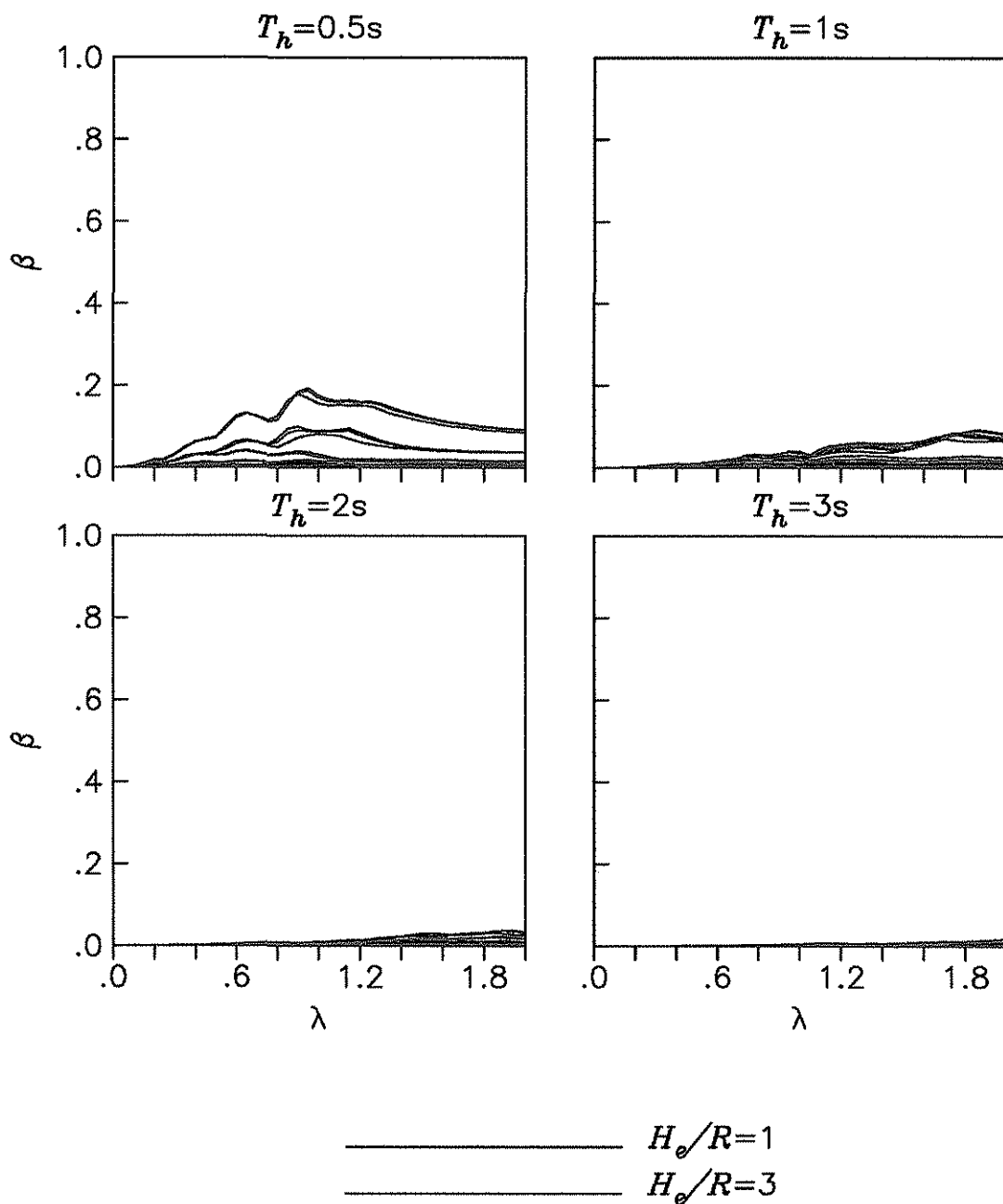


Figura 21.c.2 Valores de los coeficientes β calculados utilizando el registro de VIV y el cortante V_{hix}^{des} para osciladores con $D/R=0,1$, $e/R=0,05$, $0,1$ y $0,2$, desplantados en un estrato con espesor $H_s/R=2$ y $\beta_s/\beta_0=0,2$ y $0,8$ ante la incidencia horizontal y vertical de ondas SH.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

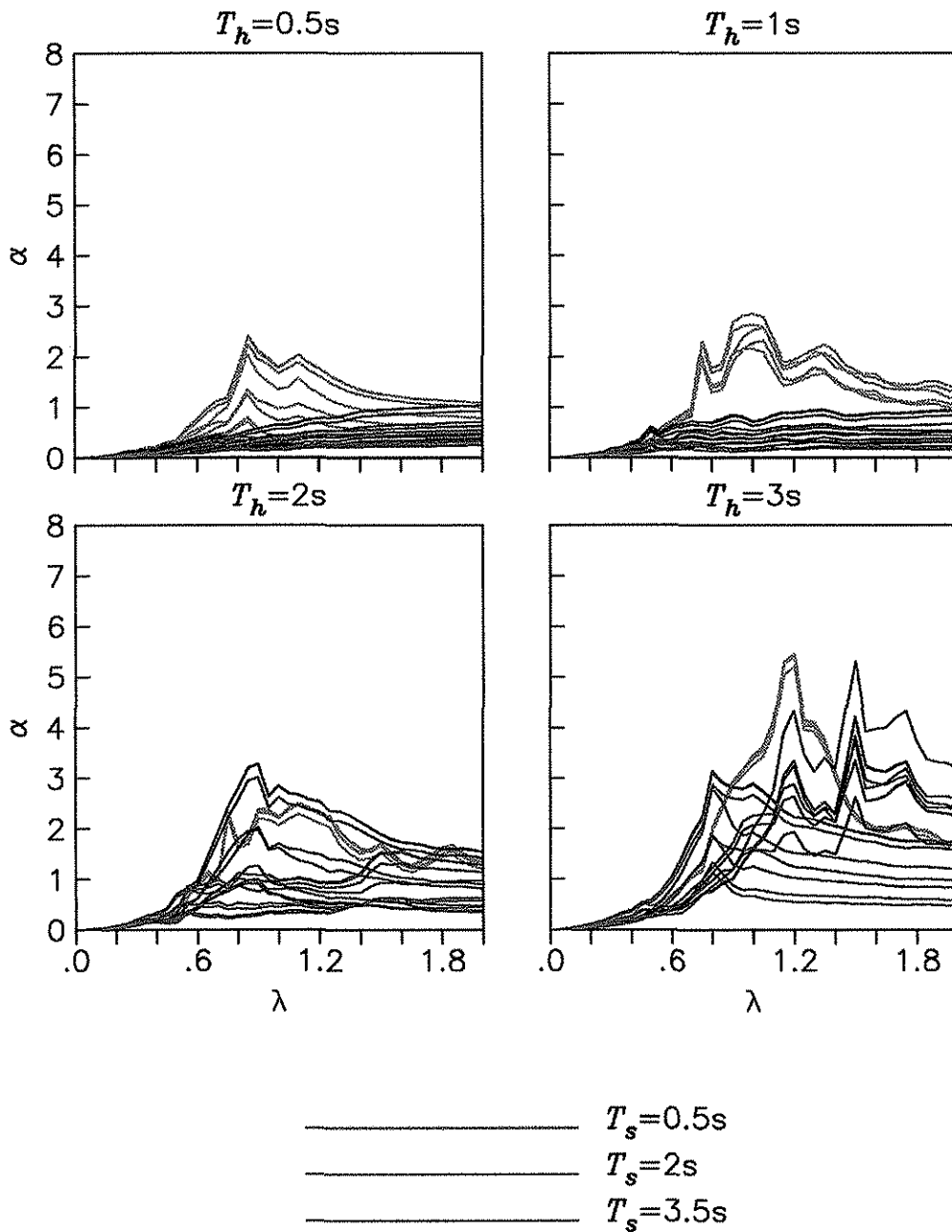


Figura 22.a.1 Valores de los coeficientes α calculados utilizando el cortante V_{hig}^{des} para osciladores con $D/R=0$ y 1 , $e/R=0.1$, y $H_e/R=1$ desplazados en un estrato con espesor $H_s/R=2$ y $\beta_s/\beta_0=0.2$ y 0.8 ante la incidencia horizontal y vertical de ondas SH .

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

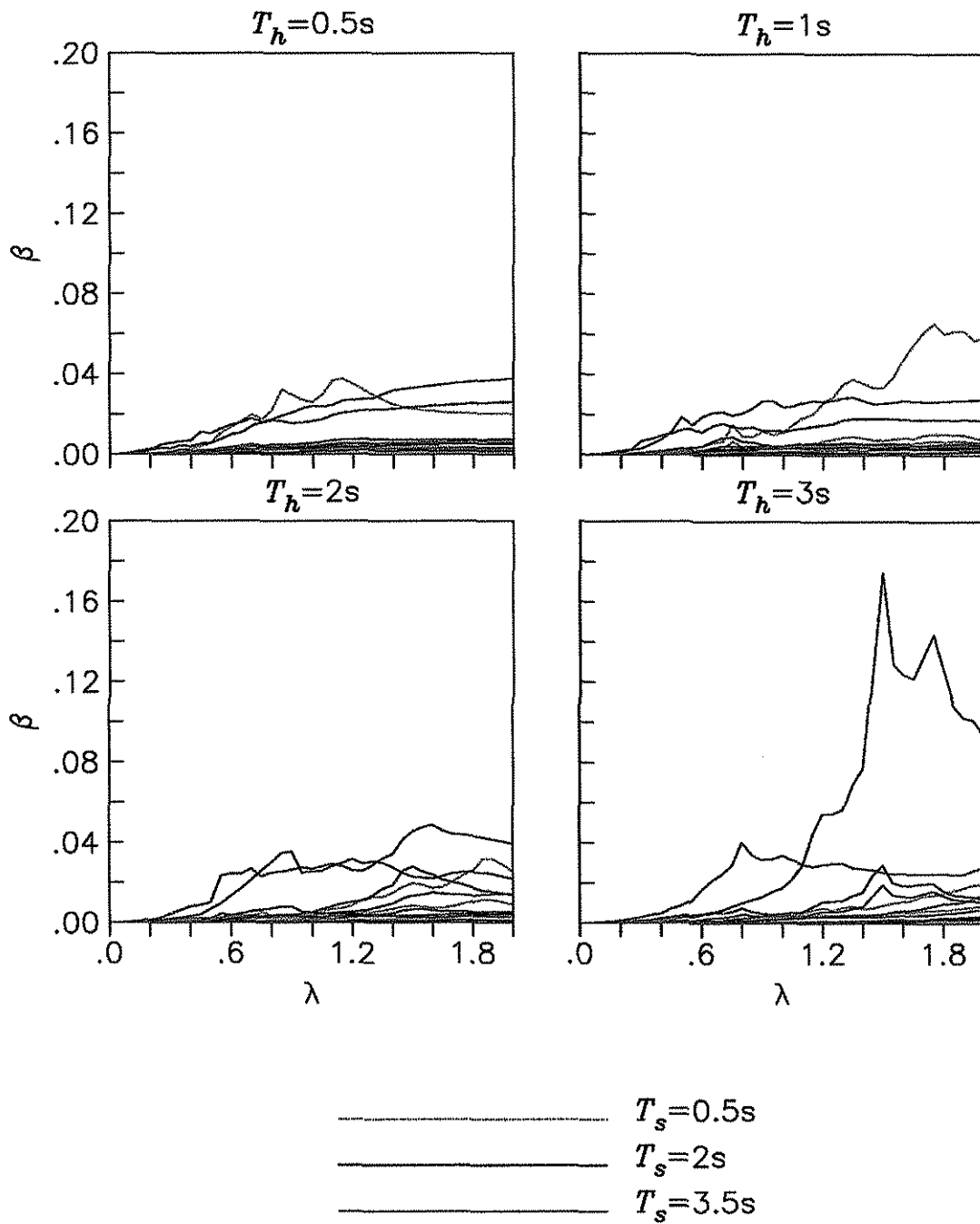


Figura 22.a.2 Valores de los coeficientes β calculados utilizando el cortante V_{hig}^{des} para osciladores con $D/R=0$ y 1 , $e/R=0.1$, y $H_e/R=1$ desplazados en un estrato con espesor $H_s/R=2$ y $\beta_s/\beta_0=0.2$ y 0.8 ante la incidencia horizontal y vertical de ondas SH.

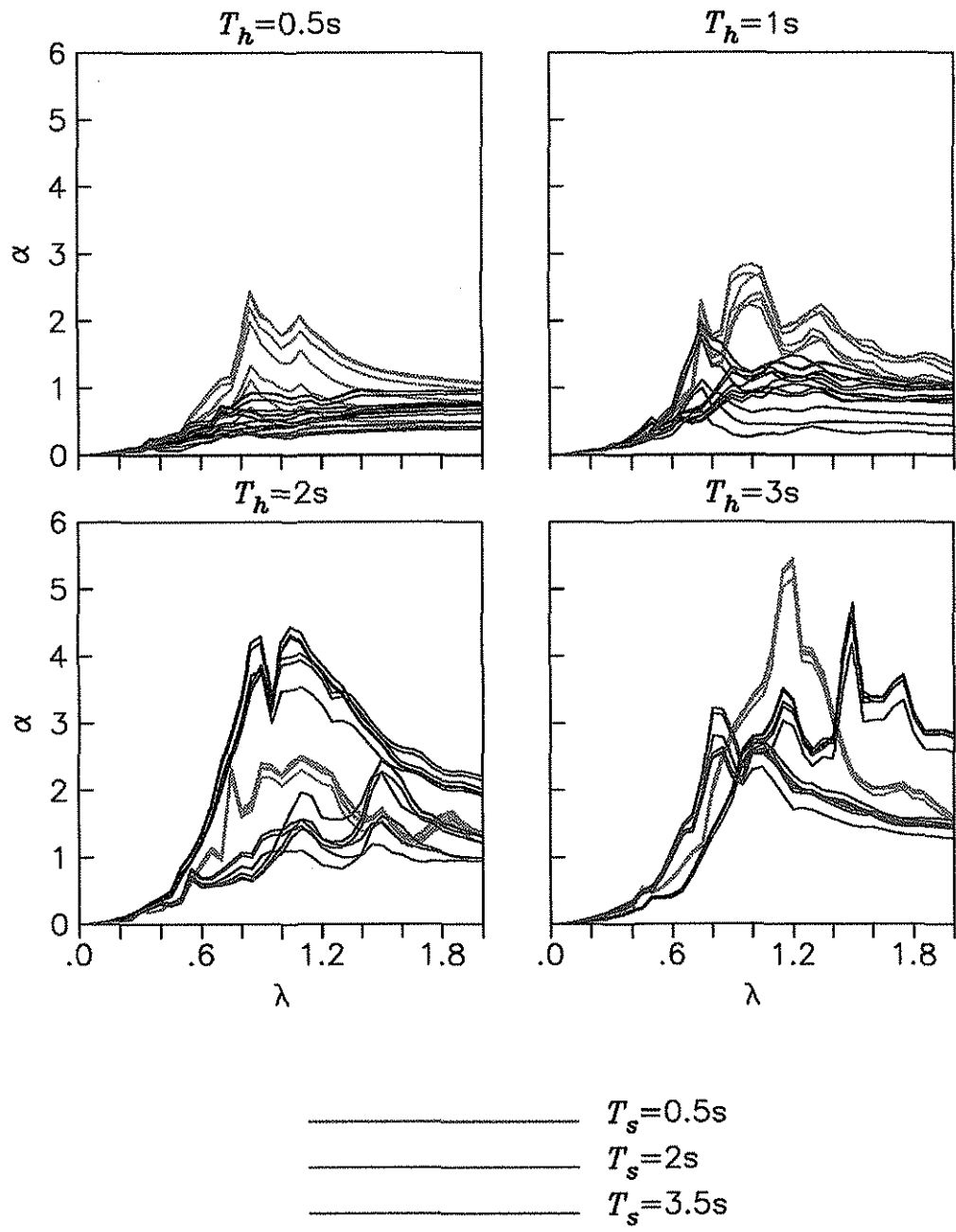


Figura 22.b.1 Valores de los coeficientes α calculados utilizando el cortante $V_{h_{ng}}^{des}$ para osciladores con $D/R=0$ y 1 , $e/R=0.1$, y $H_e/R=1$ desplantados en un estrato con espesor $H_s/R=5$ y $\beta_s/\beta_0=0.2$ y 0.8 ante la incidencia horizontal y vertical de ondas SH .

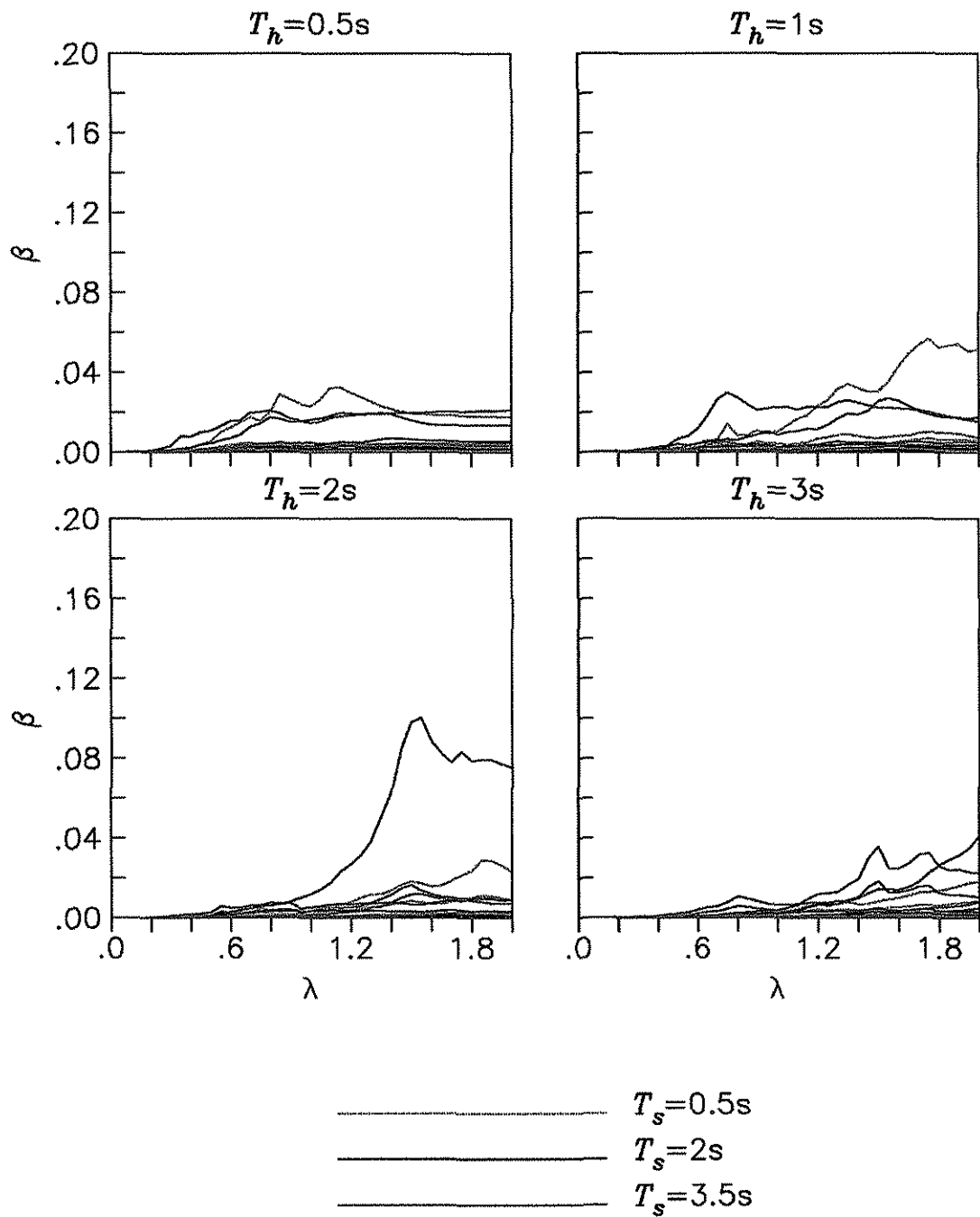


Figura 22.b.2 Valores de los coeficientes β calculados utilizando el cortante V_{orig}^{des} para osciladores con $D/R=0$ y 1 , $e/R=0.1$, y $H_e/R=1$ desplantados en un estrato con espesor $H_s/R=5$ y $\beta_s/\beta_0=0.2$ y 0.8 ante la incidencia horizontal y vertical de ondas SH .

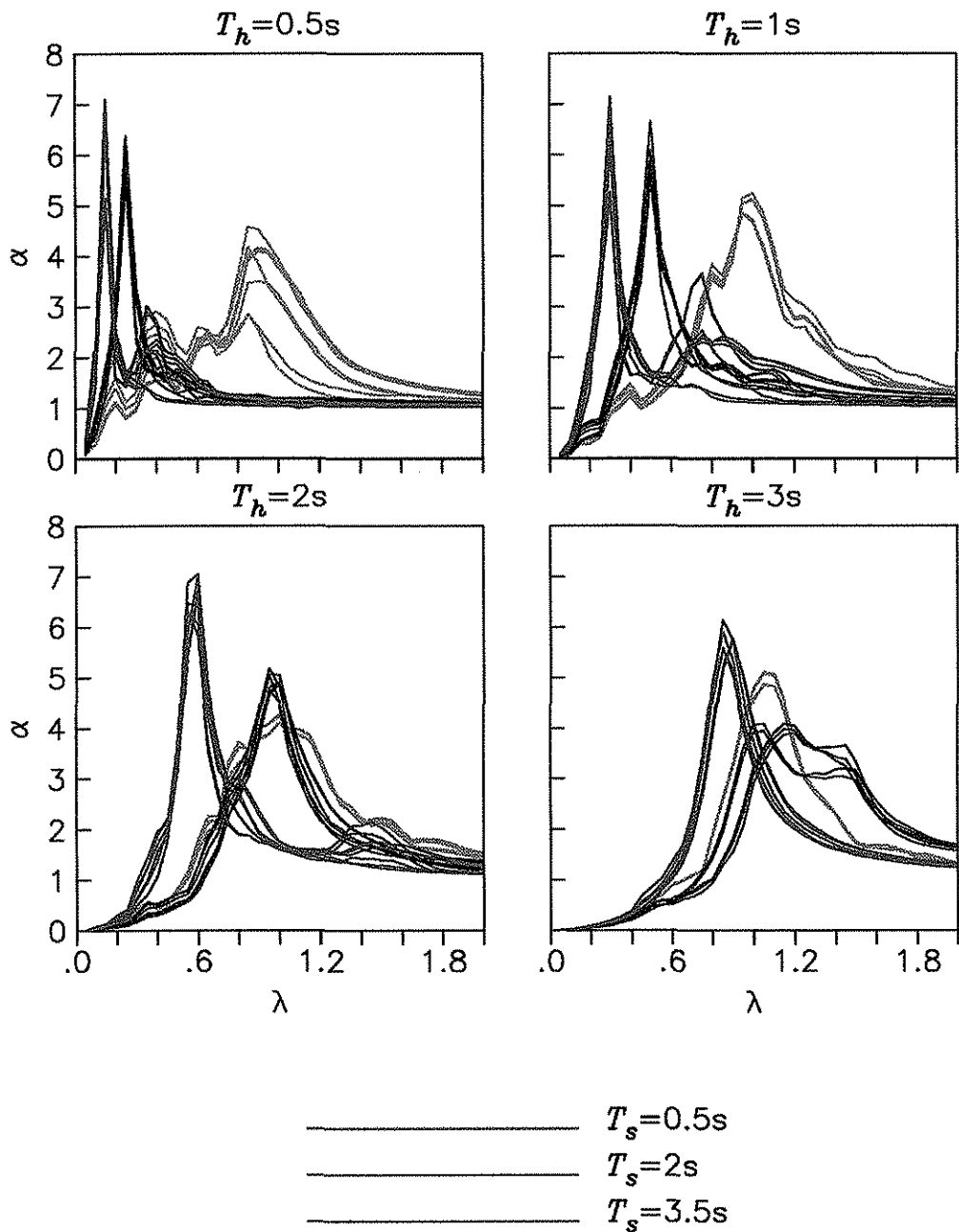


Figura 23.a.1 Valores de los coeficientes α calculados utilizando el cortante V_{hnx}^{des} para osciladores con $D/R=0$ y 1 , $e/R=0.1$, y $H_e/R=1$ desplantados en un estrato con espesor $H_s/R=2$ y $\beta_s/\beta_0=0.2$ y 0.8 ante la incidencia horizontal y vertical de ondas SH.

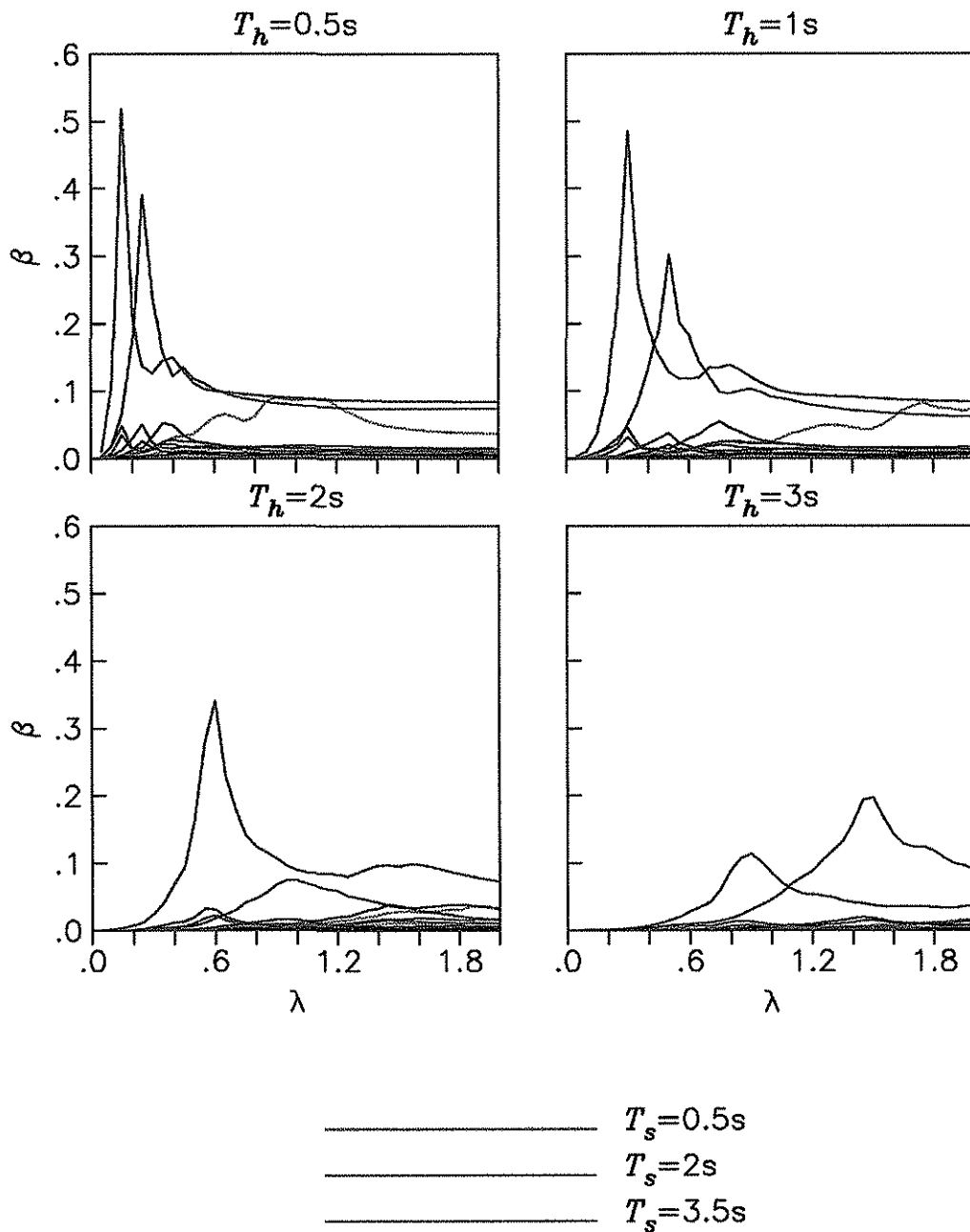


Figura 23.a.2 Valores de los coeficientes β calculados utilizando el cortante $V_{h_{mx}}^{des}$ para osciladores con $D/R=0$ y 1 , $e/R=0.1$, y $H_e/R=1$ desplantados en un estrato con espesor $H_s/R = 2$ y $\beta_s/\beta_0=0.2$ y 0.8 ante la incidencia horizontal y vertical de ondas SH .

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

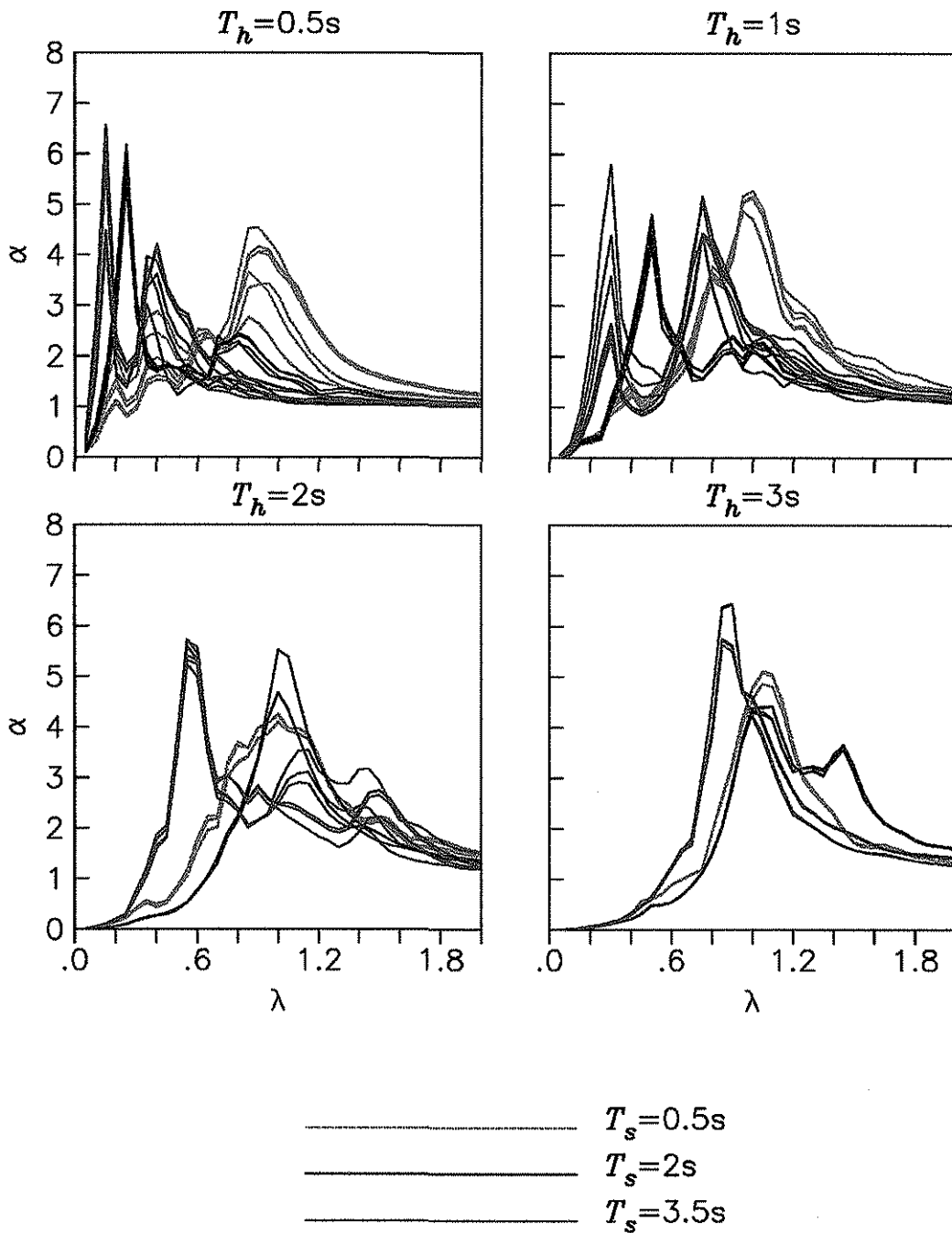
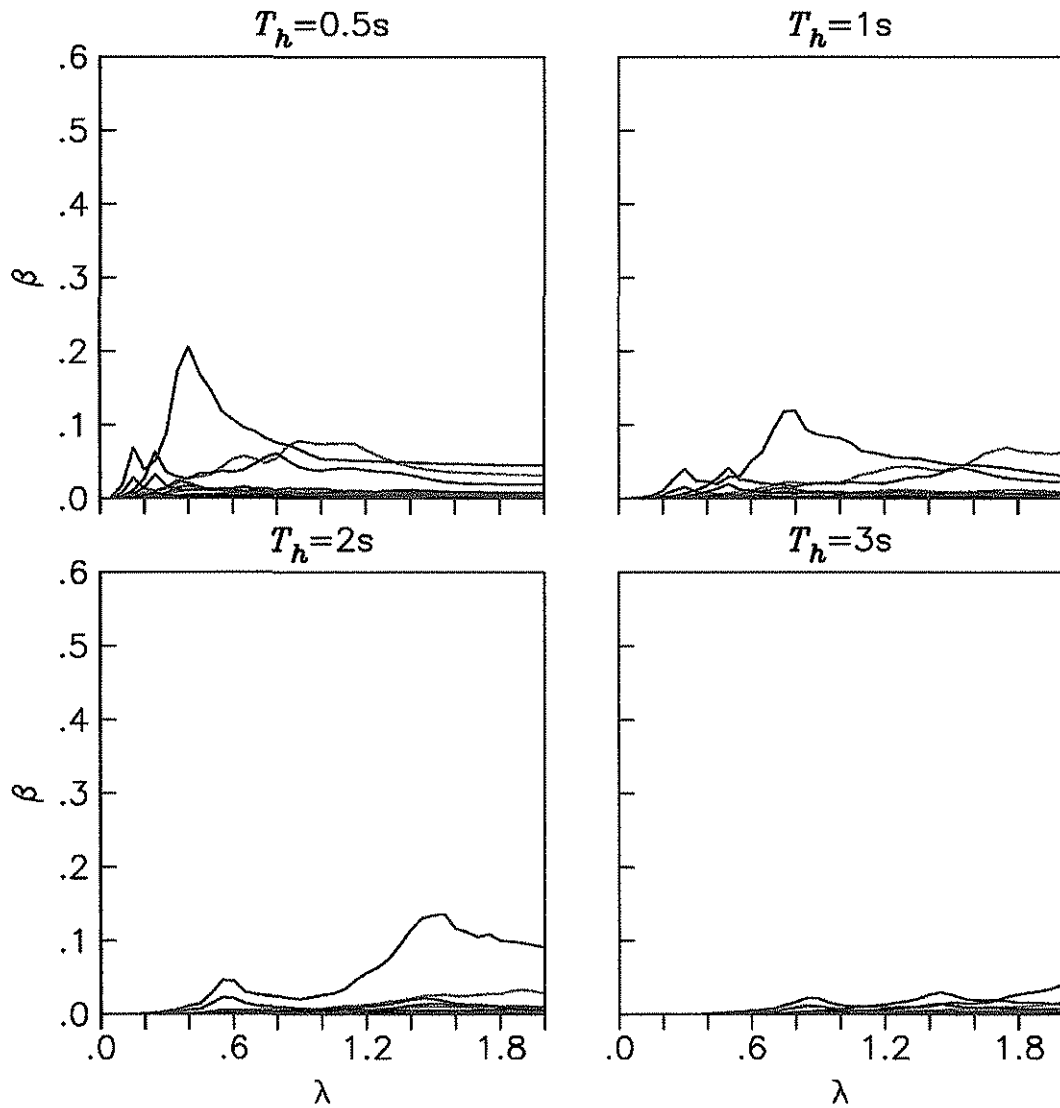


Figura 23.b.1 Valores de los coeficientes α calculados utilizando el cortante $V_{h_{ik}}^{des}$ para osciladores con $D/R=0$ y 1 , $e/R=0.1$, y $H_e/R=1$ desplantados en un estrato con espesor $H_s/R=5$ y $\beta_s/\beta_0=0.2$ y 0.8 ante la incidencia horizontal y vertical de ondas SH .



_____ $T_s=0.5s$
 _____ $T_s=2s$
 _____ $T_s=3.5s$

Figura 23.b.2 Valores de los coeficientes β calculados utilizando el cortante $V_{h_{ix}}^{des}$ para osciladores con $D/R=0$ y 1 , $e/R=0.1$, y $H_e/R=1$ desplantados en un estrato con espesor $H_s/R=5$ y $\beta_s/\beta_0=0.2$ y 0.8 ante la incidencia horizontal y vertical de ondas SH .

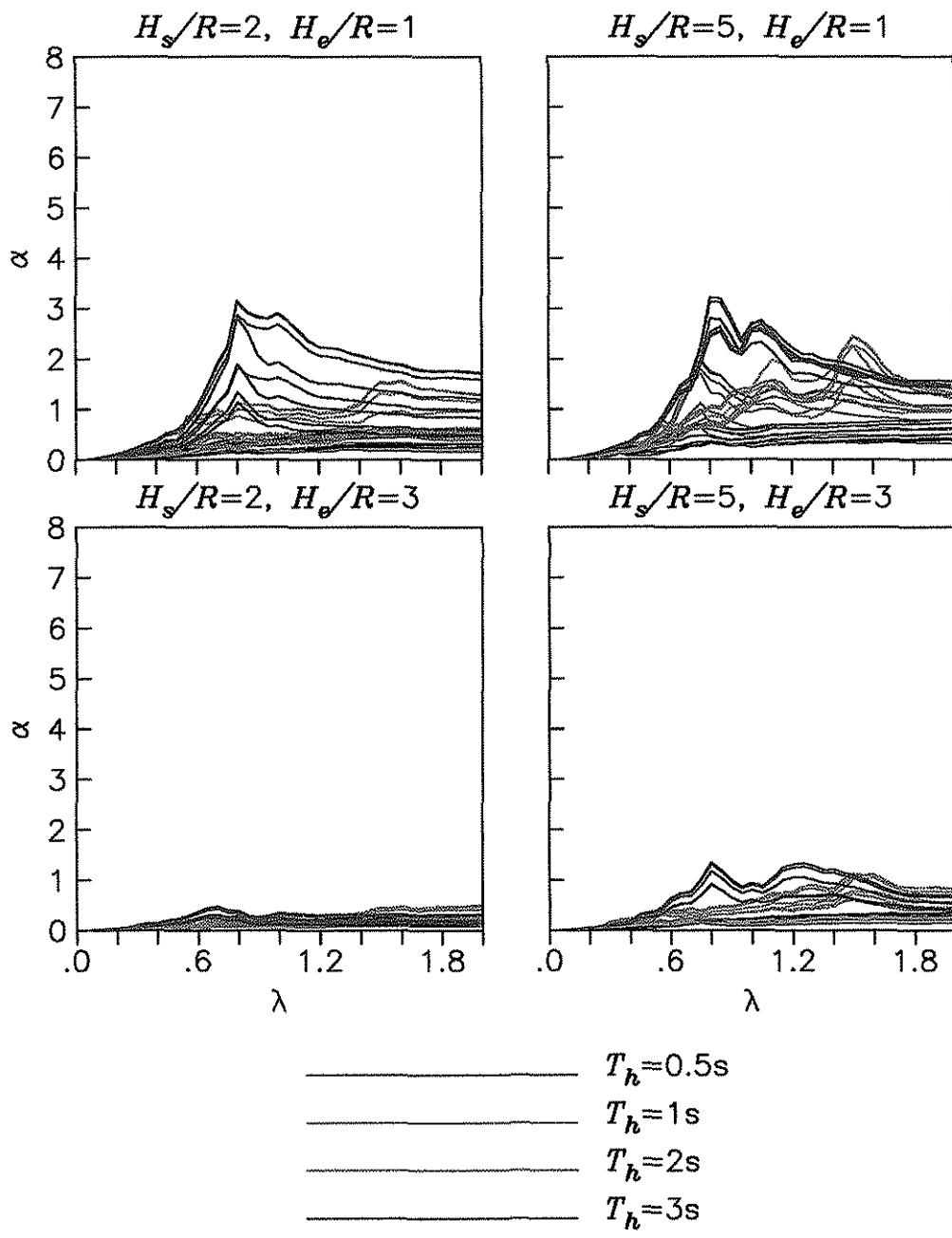


Figura 24.a.1 Valores de los coeficientes α calculados utilizando el registro de CAO y el cortante V_{hig}^{des} para osciladores con $D/R=0$ y 1 , y $e/R=0.1$, desplantados en un estrato con $\beta_s/\beta_0=0.2$ y 0.8 ante la incidencia horizontal y vertical de ondas SH.

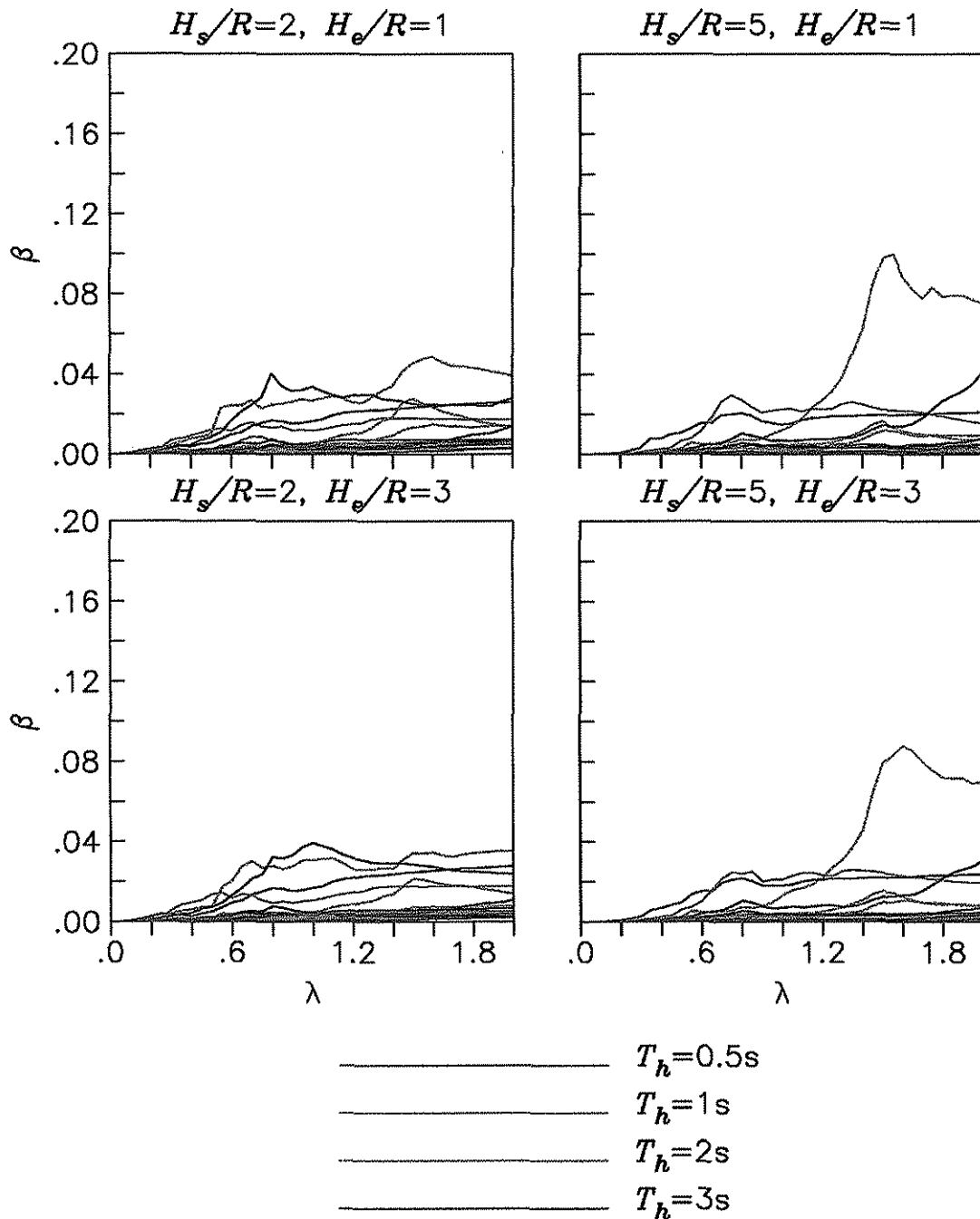


Figura 24.a.2 Valores de los coeficientes β calculados utilizando el registro de CAO y el cortante V_{hig}^{des} para osciladores con $D/R=0$ y 1 , y $e/R=0.1$, desplantados en un estrato con $\beta_s/\beta_0=0.2$ y 0.8 ante la incidencia horizontal y vertical de ondas SH.

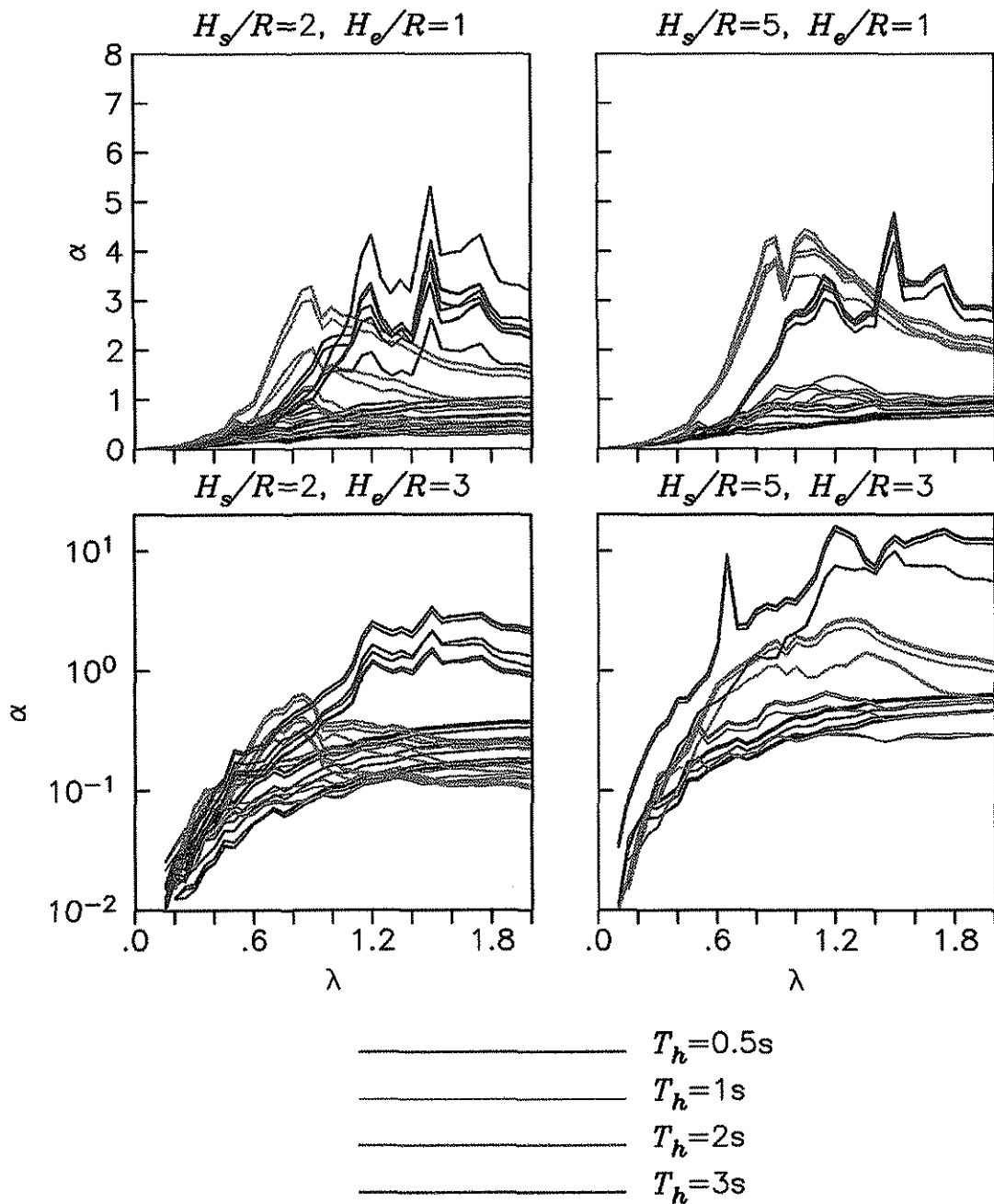


Figura 24.b.1 Valores de los coeficientes α calculados utilizando el registro de SCT y el cortante V_{hig}^{des} para osciladores con $D/R=0$ y 1 , y $e/R=0.1$, desplantados en un estrato con $\beta_s/\beta_0=0.2$ y 0.8 ante la incidencia horizontal y vertical de ondas SH.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

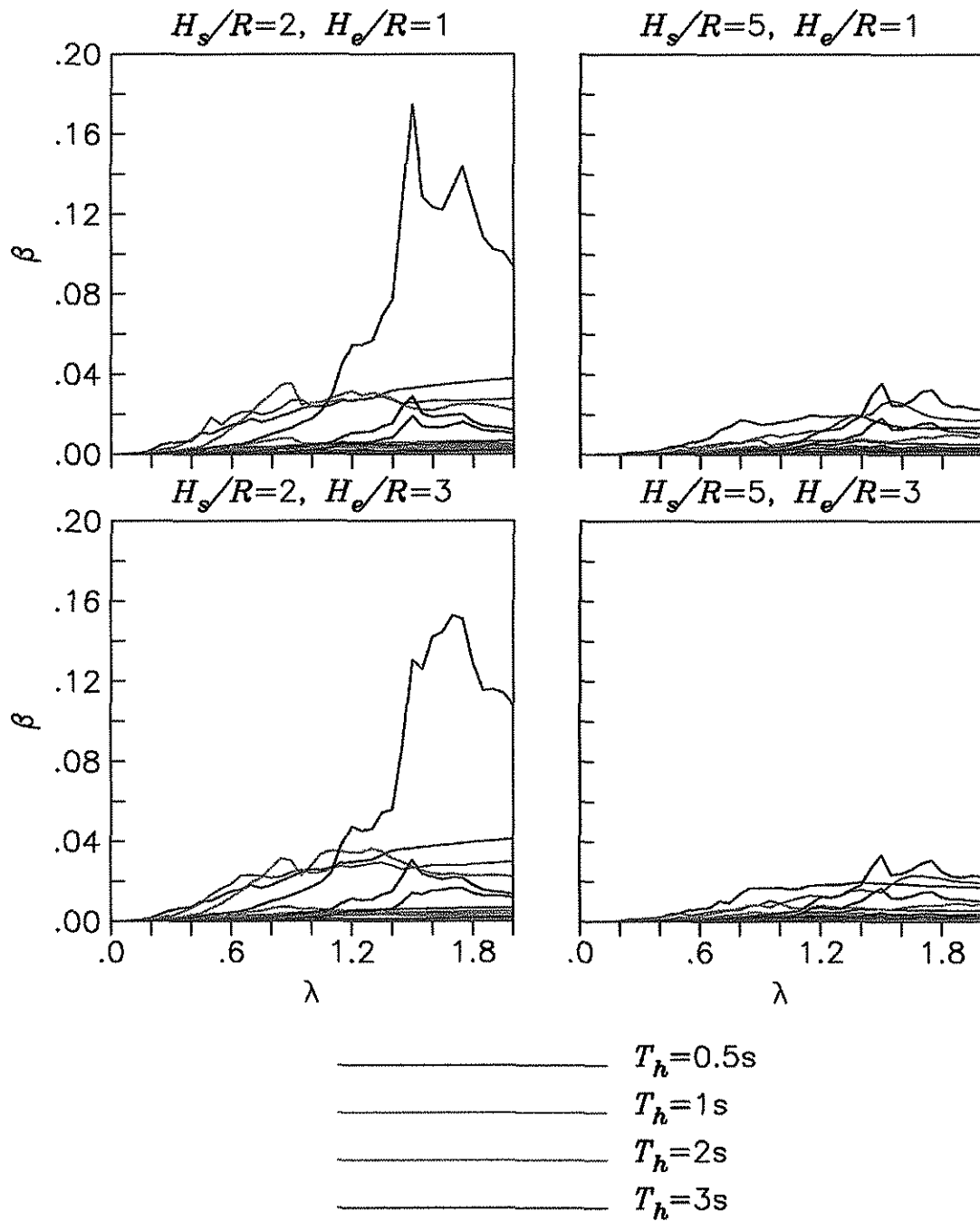


Figura 24.b.2 Valores de los coeficientes β calculados utilizando el registro de SCT y el cortante V_{hig}^{des} para osciladores con $D/R=0$ y 1 , y $e/R=0.1$, desplantados en un estrato con $\beta_s/\beta_0=0.2$ y 0.8 ante la incidencia horizontal y vertical de ondas SH.

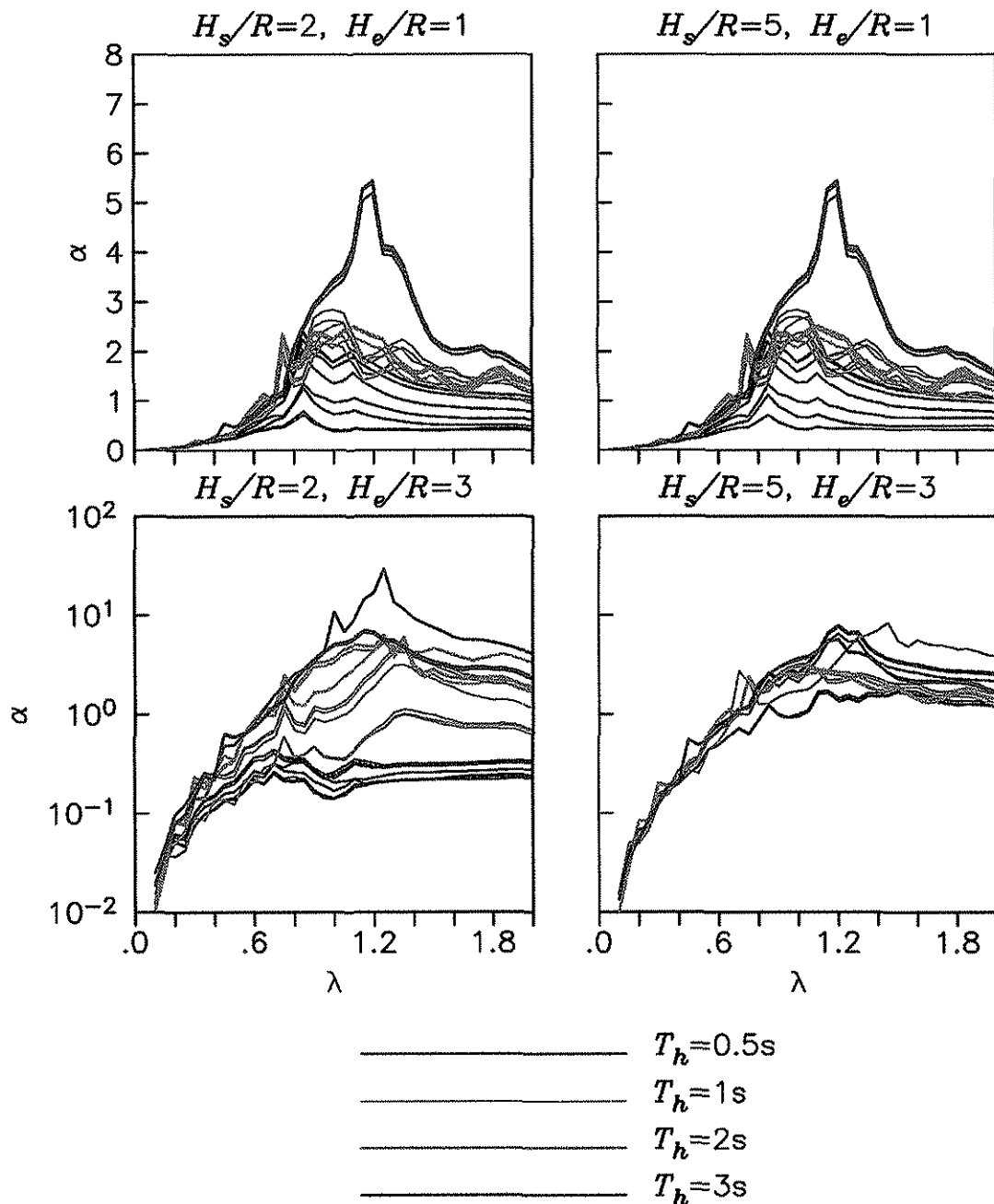


Figura 24.c.1 Valores de los coeficientes α calculados utilizando el registro de VIV y el cortante V_{hig}^{des} para osciladores con $D/R=0$ y 1 , y $e/R=0.1$, desplantados en un estrato con $\beta_s/\beta_0=0.2$ y 0.8 ante la incidencia horizontal y vertical de ondas SH.

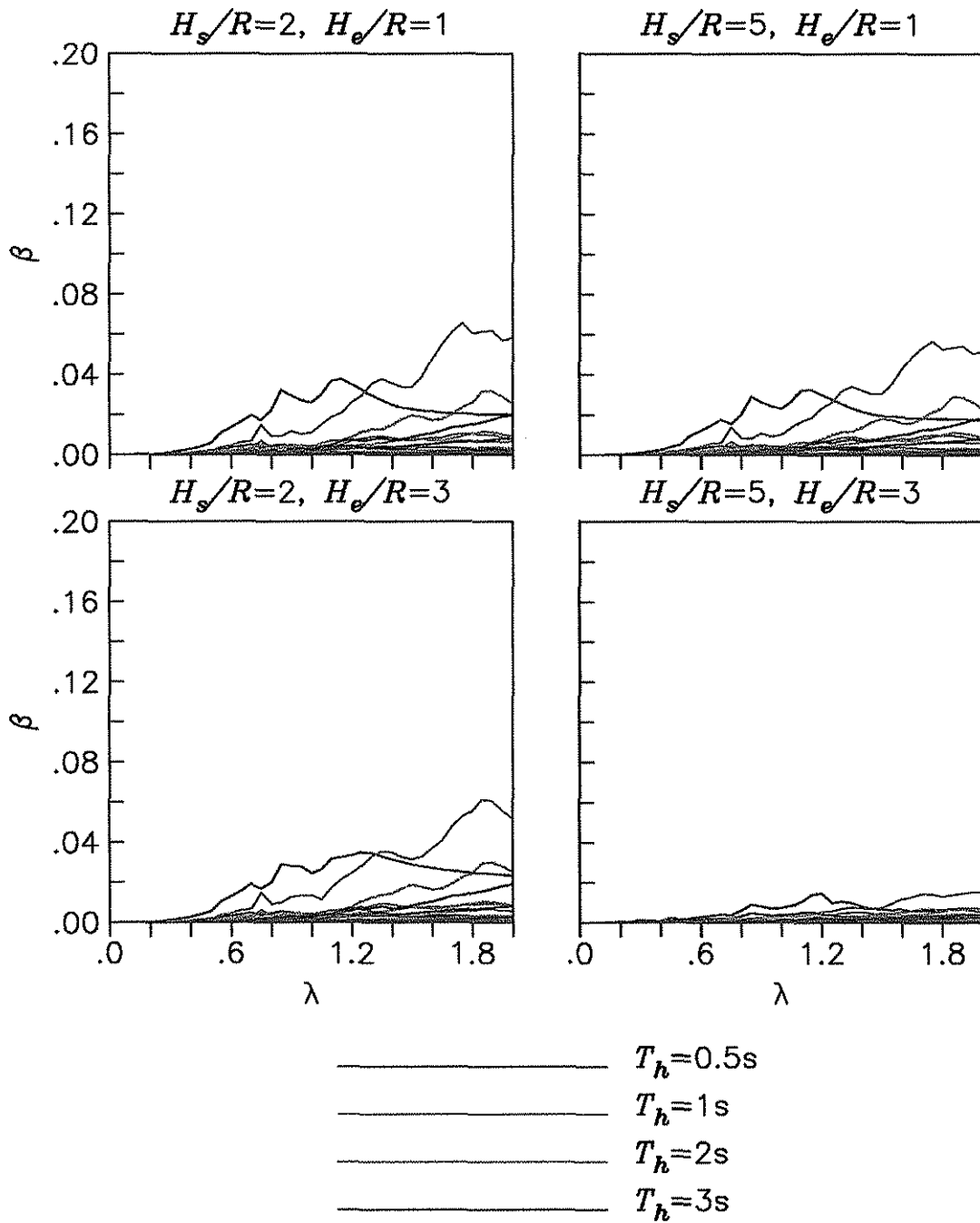


Figura 24.c.2 Valores de los coeficientes β calculados utilizando el registro de VIV y el cortante V_{hig}^{des} para osciladores con $D/R=0$ y 1 , y $e/R=0.1$, desplantados en un estrato con $\beta_s/\beta_0=0.2$ y 0.8 ante la incidencia horizontal y vertical de ondas SH.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

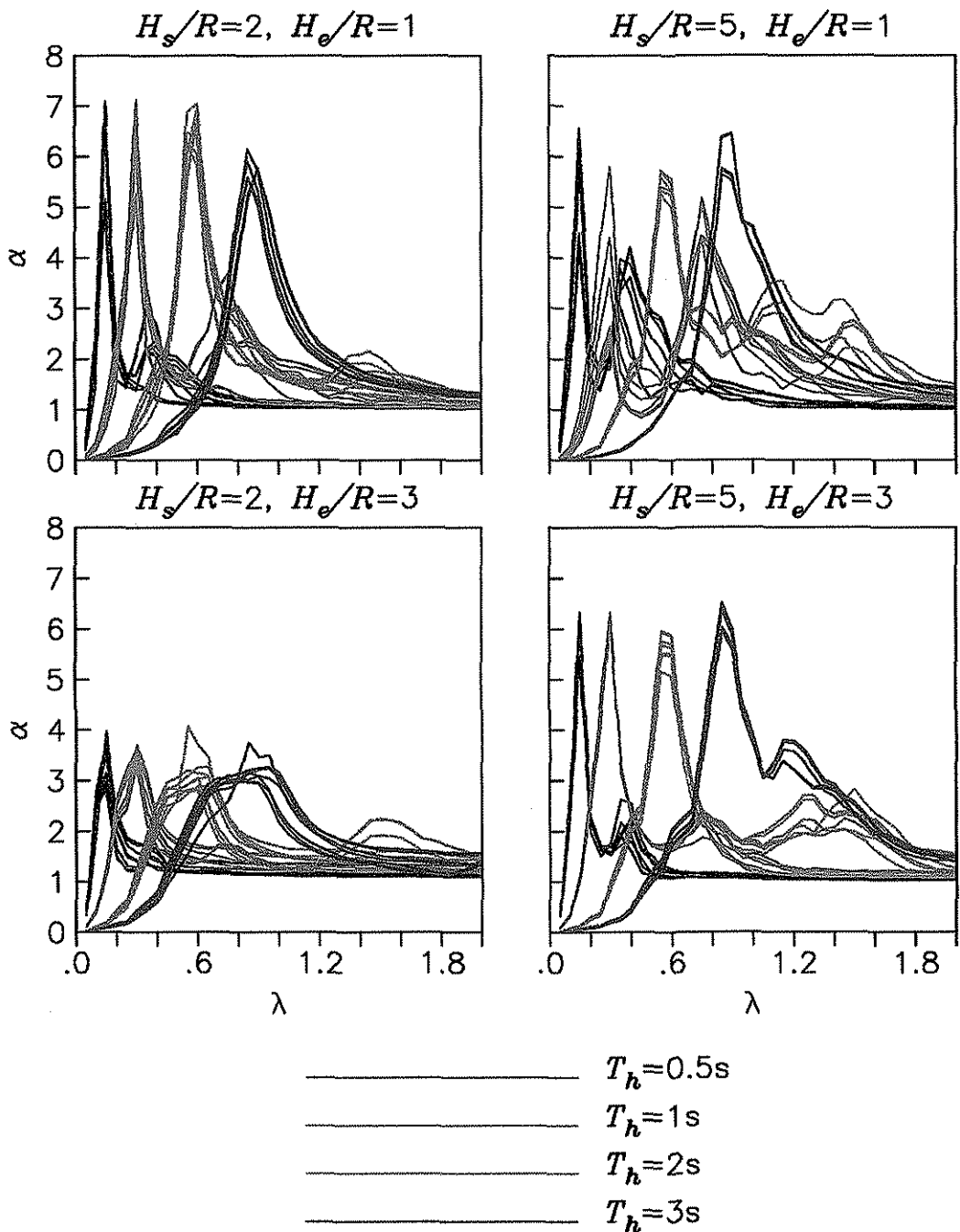


Figura 25.a.1 Valores de los coeficientes α calculados utilizando el registro de CAO y el cortante V_{hix}^{des} para osciladores con $D/R=0$ y 1 , y $e/R=0.1$, desplantados en un estrato con $\beta_s/\beta_0=0.2$ y 0.8 ante la incidencia horizontal y vertical de ondas SH.

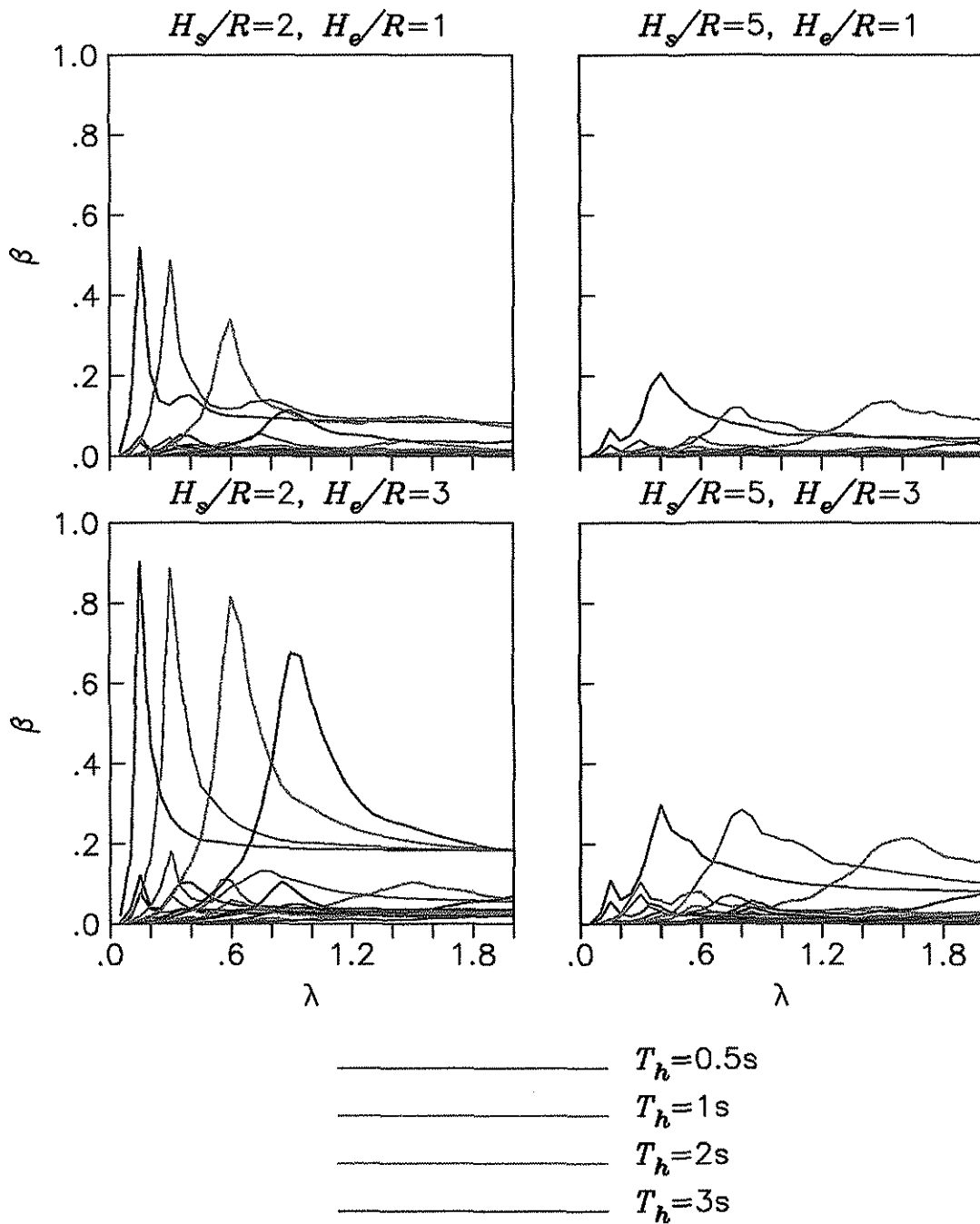


Figura 25.a.2 Valores de los coeficientes β calculados utilizando el registro de CAO y el cortante V_{hbx}^{des} para osciladores con $D/R=0$ y 1 , y $e/R=0.1$, desplantados en un estrato con $\beta_s/\beta_0=0.2$ y 0.8 ante la incidencia horizontal y vertical de ondas SH.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

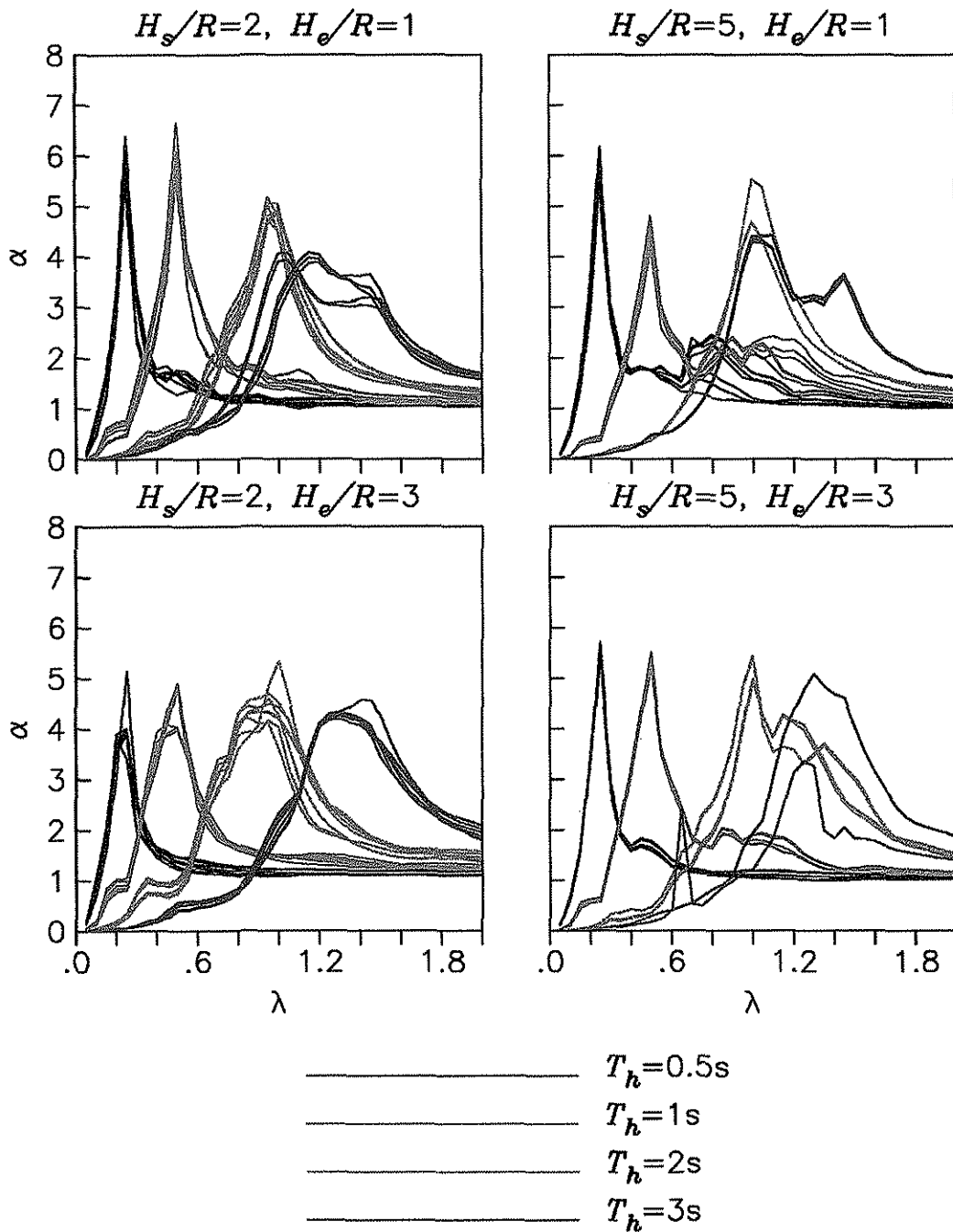


Figura 25.b.1 Valores de los coeficientes α calculados utilizando el registro de SCT y el cortante V_{hik}^{des} para osciladores con $D/R=0$ y 1 , y $e/R=0.1$, desplantados en un estrato con $\beta_s/\beta_0=0.2$ y 0.8 ante la incidencia horizontal y vertical de ondas SH.

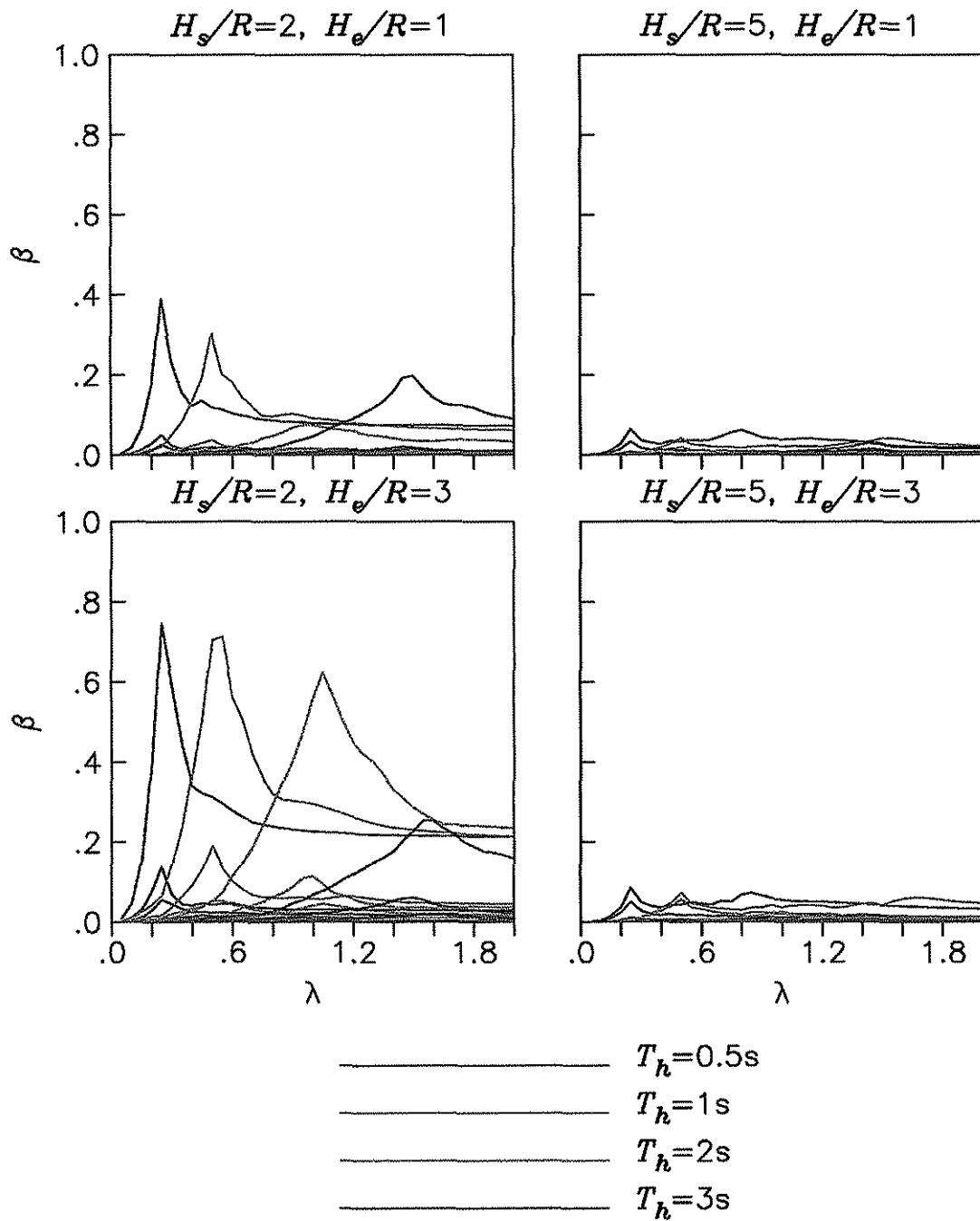


Figura 25.b.2 Valores de los coeficientes β calculados utilizando el registro de SCT y el cortante $V_{h_{ix}}^{des}$ para osciladores con $D/R=0$ y 1 , y $e/R=0.1$, desplantados en un estrato con $\beta_s/\beta_0=0.2$ y 0.8 ante la incidencia horizontal y vertical de ondas SH.

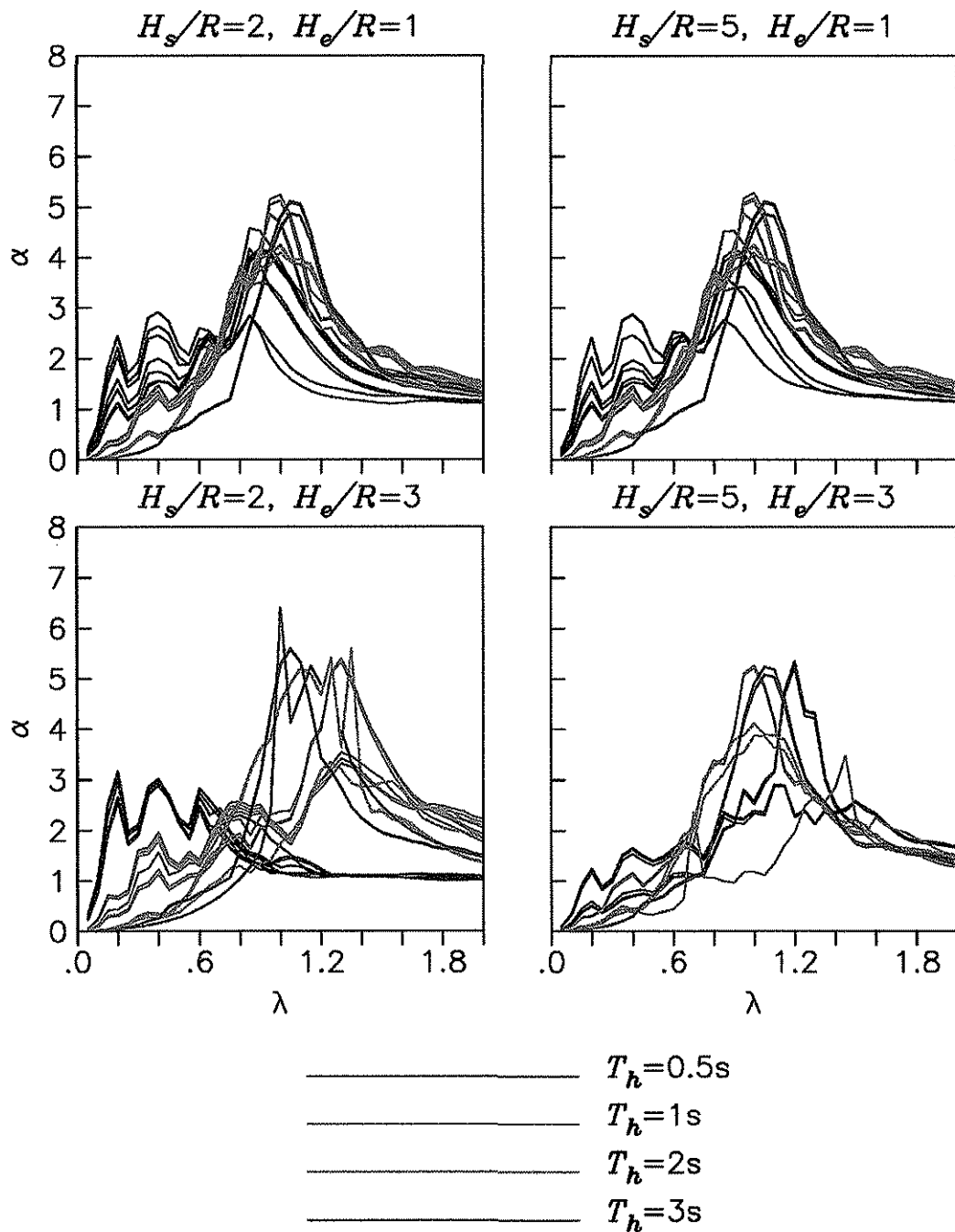


Figura 25.c.1 Valores de los coeficientes α calculados utilizando el registro de VIV y el cortante $V_{f_{1k}}^{des}$ para osciladores con $D/R=0$ y 1 , y $e/R=0.1$, desplantados en un estrato con $\beta_s/\beta_0=0.2$ y 0.8 ante la incidencia horizontal y vertical de ondas SH .

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

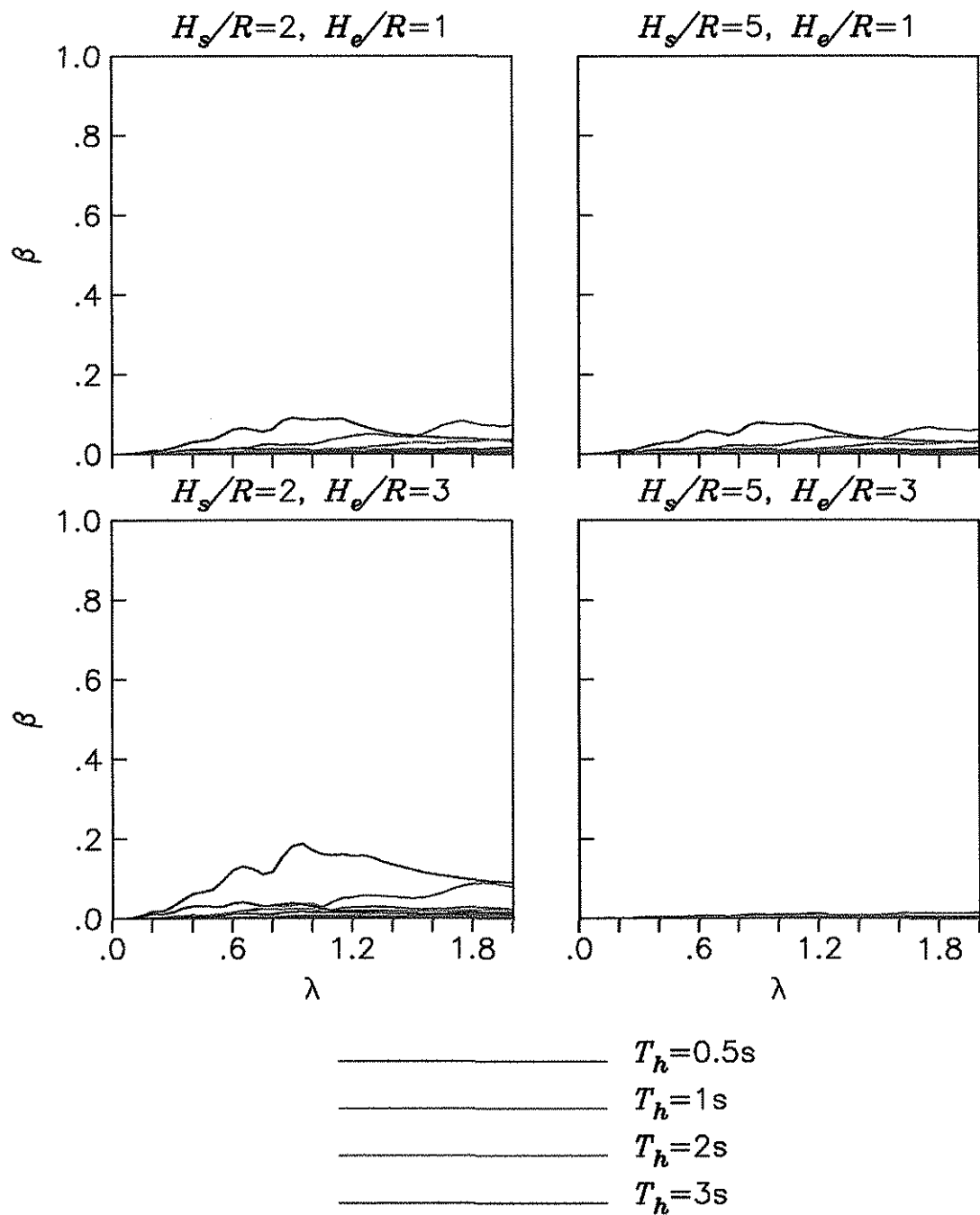


Figura 25.c.2 Valores de los coeficientes β calculados utilizando el registro de VIV y el cortante $V_{h_{ix}}^{des}$ para osciladores con $D/R=0$ y 1 , y $e/R=0.1$, desplantados en un estrato con $\beta_s/\beta_0=0.2$ y 0.8 ante la incidencia horizontal y vertical de ondas SH .

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

ANEXOS

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

125

Effects of wave passage on the relevant dynamic properties of structures with flexible foundation

Javier Avilés^{1,*}, Martha Suárez² and Francisco J. Sánchez-Sesma²

¹*Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Jiutepec 62550, Morelos, Mexico*

²*Instituto de Ingeniería, U.N.A.M. Apdo. 70-472, Coyoacán 04510, Mexico*

SUMMARY

An evaluation of the wave passage effects on the relevant dynamic properties of structures with flexible foundation is presented. A simple soil–structure system similar to that used in practice to take into account the inertial interaction effects by the soil flexibility is studied. The kinematic interaction effects due to non-vertically incident *P*, *SV* and Rayleigh waves are accounted for in this model. The effective period and damping of the system are obtained by establishing an equivalence between the interacting system excited by the foundation input motion and a replacement oscillator excited by the free-field ground motion. In this way, the maximum structural response could be estimated from standard free-field response spectra using the period and damping of the building modified by both the soil flexibility and the travelling wave effects. Also, an approximate solution for the travelling wave problem is examined over wide ranges of the main parameters involved. Numerical results are computed for a number of soil–structure systems to identify under which conditions the effects of wave passage are important. It comes out that these effects are generally negligible for the system period, but they may significantly change the system damping since the energy dissipation within the soil depends on both the wave radiation and the diffraction and scattering of the incident waves by the foundation. Copyright © 2001 John Wiley & Sons, Ltd.

KEY WORDS: soil–structure interaction; free-field motion; foundation input motion; wave passage effects; system period; system damping

INTRODUCTION

The soil–structure interaction provisions recommended in most advanced seismic codes [1, 2] are based on studies that have been conducted considering exclusively the inertial interaction effects [3–6]. These effects are expressed by an increase in the fundamental period and a

* Correspondence to: Javier Avilés, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Paseo Cuauhnahuac 8532, Col. Progreso, Jiutepec 62550, Morelos, Mexico.

Contract grant sponsor: CONACYT.

Contract grant sponsor: DGAPA-UNAM.

Received 3 October 2000

Revised 30 March 2001

Accepted 16 April 2001

Copyright © 2001 John Wiley & Sons, Ltd.



change in the associated damping of the fixed-base structure. The increase in period results from the soil flexibility, whereas the change in damping results from the energy dissipated within the soil by radiation and material damping. Under these circumstances, the kinematic interaction effects are not accounted for in most of code-designed buildings. Nevertheless, when the difference between the foundation input motion and the free-field ground motion is important, it is required that the structural response be evaluated for the translational and rotational components of the former rather than for the purely translational components of the latter.

Kinematic interaction involves the wave passage phenomenon and the ground motion incoherence as well. While the former reflects the diffraction and scattering of incoming plane waves by the foundation, the latter reflects the intrinsic spatial variability of the free-field ground motion. Both problems have been the subject of comprehensive studies [7–13]. For non-vertically incident incoherent SH waves that give rise to torsional rather than rocking input motions, Veletsos and Prasad [14] and Veletsos and Tang [15] have shown that the effects of ground motion incoherence on the response of surface-supported structures are similar to those of wave passage, and that both effects may be interrelated. This possibility has also been suggested by Luco and Mita [7, 11] and Luco and Wong [8, 12] from the simple examination of the foundation input motion. They showed that the two effects result in a reduction of the translational response components and the generation of rocking and torsional response components.

The increase in the fundamental natural period and the change in the associated damping ratio by inertial interaction have been extensively studied [3–6, 16–21], using as base excitation a harmonic motion with constant amplitude. However, the effects of travelling seismic waves on the relevant dynamic properties have not received similar attention so far. Based on a simplified two-dimensional model excited by obliquely incident plane *P* and SV waves, Todorovska and Trifunac [22] have shown that the system period practically does not depend on the type of incident waves nor on the angle of incidence. On the contrary, the system damping may be considerably underestimated and consequently the building relative response is overestimated if the effects of wave passage are ignored. Similar conclusions have been recently obtained by Avilés and Pérez-Rocha [23] using an improved three-dimensional model subjected to vertically incident plane shear waves. They found that this wave excitation substantially increases the effective damping of short structures with embedded foundation; the deeper the foundation, the greater the increment. The change in damping for tall structures is very small, irrespective of the depth of embedment.

This study is mainly concerned with the modification of the relevant dynamic properties of the building by soil–structure interaction, considering both kinematic and inertial effects. The wave nature of the excitation, i.e. the type of incident waves and the angle of incidence, is usually ignored for engineering applications. This work attempts to demonstrate how the effects of wave passage may be included in design procedures. In practice one evaluates directly the response of the flexible-base structure to the foundation input motion [24]. However, it could be advantageous to extend the replacement oscillator approach, widely used in code interaction provisions, in order to incorporate both inertial and kinematic effects by merely modifying the fundamental period and the associated damping of the fixed-base structure. In this manner, the resulting modified structure can be analysed using as base excitation the free-field ground motion.

A numerical solution is presented herein for a simple system formed by a one-storey structure supported by a rigid foundation embedded in a homogeneous viscoelastic half-space. The



interacting system is excited by non-vertically incident plane P , SV and Rayleigh waves. The effective period and damping of the system are obtained by establishing an analogy between the interacting system subjected to the foundation input motion and a replacement oscillator subjected to the free-field motion on the ground surface. The effective period and damping are taken such that, for harmonic base excitation, the peak response and the resonant period are identical for the actual system and the equivalent oscillator. The practical advantage of this approach is that the maximum structural response can be estimated from standard response spectra for the specified free-field ground motion, in combination with the modified period and damping of the building by total soil-structure interaction. Also, an approximate solution for the travelling wave problem developed recently by Avilés and Pérez-Rocha [23] and validated only for vertically propagating shear waves is examined for the wave excitations considered here. According to this approximation, the system period is independent of kinematic interaction, and the system damping is expressed as that for inertial interaction but modified by a factor due to kinematic interaction. This factor depends on the translational and rocking components of the foundation input motion, as well as on the structure height and foundation depth. The accuracy of this approximation is gauged through comparisons with the numerical solution.

Fundamental steps in the analysis of soil-structure interaction are the computations of the soil impedance functions and the foundation input motions. Here, the harmonic response of the interacting system is evaluated making use of the rigorous impedance functions reported in tabular form by Mita and Luco [25] and the input motions obtained by the approximate method proposed by Iguchi [26-28]. The effective period and damping are measured directly from the building relative response to harmonic excitation, in which both kinematic and inertial interaction effects are included. Results computed with and without regard to the effects of wave passage are evaluated over wide ranges of the main parameters involved, in order to detect under which conditions these effects are significant. Primary emphasis is placed on the influence of the depth of embedment, the type of incident waves and the angle of incidence.

SOIL-STRUCTURE SYSTEM

The soil-structure system investigated consists of a rigid square deck supported by columns that are connected to a rigid square foundation embedded in a homogeneous viscoelastic half-space, as shown in Figure 1. The structure represents a one-storey building or, in general, multistorey buildings that respond as a single oscillator in their fixed-base condition. Therefore, the structure is characterized by the natural period T_e , viscous damping ratio ζ_e , effective mass M_e , and effective height H_e , corresponding to the building when vibrating in its fixed-base fundamental mode; J_e is the rotary inertia about a horizontal centroidal axis. The foundation is idealized as a rigid square mat of half-width L , depth D , mass M_f and rotary inertia J_f about a horizontal centroidal axis. The soil is characterized by the Poisson's ratio ν_s , mass density ρ_s , shear wave velocity β_s , and hysteretic damping ratio ζ_s , representative of the supporting medium.

The common practice of soil-structure interaction is based on the assumption of vertically incident waves, with which the effects of wave passage are ignored. Nevertheless, obliquely incident waves and, in particular, surface waves may contribute highly to the overall motion of the foundation in absence of the structure. As a matter of fact, these effects may cause a



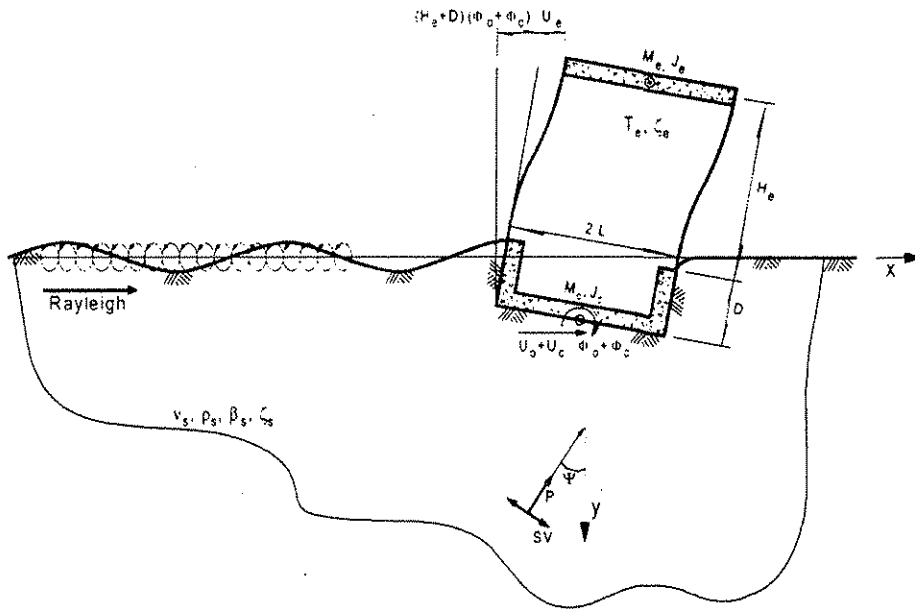


Figure 1. Single structure placed on a rigid foundation embedded in a homogeneous viscoelastic half-space under nonvertically incident P , SV and Rayleigh waves.

marked reduction of the translational response and generate considerable amounts of rocking and torsion to the foundation. Three types of wave excitation are considered in this study. They correspond to incident plane Rayleigh surface waves and non-vertically incident plane P and SV waves with angle of incidence ψ measured from the vertical, propagating parallel to one of the foundation sides. The horizontal and vertical free-field displacements on the ground surface associated with these in-plane wave excitations are denoted by u_g and v_g , respectively. The presence of the foundation modifies the free-field ground motion by the addition of diffracted and scattered waves. The resulting input motion of the foundation consists of the horizontal and vertical displacements u_0 and v_0 at the centre of the base, respectively, and the rocking ϕ_0 about an axis normal to the direction of the earthquake. The scope of this work is limited to the consideration of in-plane building–soil interaction. The effects of non-vertically incident plane SH waves have been recently studied by Avilés and Pérez-Rocha [29]. In addition to reducing the horizontal component of the foundation motion, this antiplane wave excitation induces both rocking and torsional components of motion.

The building–foundation system will respond in the direction of the excitation as a four degrees of freedom system. The response of the building is described by the relative horizontal displacement u_e at the centre of the deck; whereas the response of the foundation is described by the horizontal and vertical displacements u_c and v_c at the centre of the base and the rocking ϕ_c about an axis normal to the direction of the earthquake, with respect to the foundation input motion. In this linear analysis, the coupling between the horizontal and vertical motions of both the building and the foundation is neglected. Thus, the configuration of the system is defined by the absolute values of the horizontal displacement of the structure

$u_c^t = u_o + u_c + (H_c + D)(\phi_o + \phi_c) + u_e$, the horizontal displacement of the foundation $u_c^t = u_o + u_c$, the vertical displacement of the foundation $v_c^t = v_o + v_c$ and the rocking of the foundation $\phi_c^t = \phi_o + \phi_c$.

Equations of motion

The equilibrium of forces and moments acting on the building and foundation requires that the following four equations of motion be satisfied:

$$M_e \ddot{u}_c^t + C_e \dot{u}_c^t + K_e u_c^t = 0 \quad (1)$$

$$M_e \ddot{u}_c^t + M_c (\ddot{u}_c^t - E \ddot{\phi}_c^t) + f_x = 0 \quad (2)$$

$$(M_e + M_c) \ddot{v}_c^t + f_y = 0 \quad (3)$$

$$M_e \ddot{u}_c^t (H_e + D) + M_c (\ddot{u}_c^t + E \ddot{\phi}_c^t) E + (J_e + J_c) \ddot{\phi}_c^t + m_o = 0 \quad (4)$$

in which a dot superscript denotes differentiation with respect to time t and E is the depth to the centre of gravity of the foundation, taken as half the depth of embedment. The parameters $K_e = \omega_e^2 M_e$ and $C_e = 2K_e \zeta_e$, ω_e are the linear lateral stiffness and viscous damping coefficient, respectively, $\omega_e = 2\pi T_e$ being the fundamental frequency of the fixed-base structure. Also, the terms f_x , f_y and m_o designate the interaction, horizontal force, vertical force and rocking moment, respectively, that the soil exerts on the foundation. In Equations (3) and (4) the actions due to the acceleration of gravity have been neglected. The action due to the vertical acceleration of the foundation has also been ignored in Equation (4). These simplifications have no practical consequences.

For harmonic excitation with circular frequency ω , the responses of the foundation are expressed as $u_c = U_c e^{i\omega t}$, $v_c = V_c e^{i\omega t}$ and $\phi_c = \Phi_c e^{i\omega t}$, and in turn the reactions of the soil can be written as $f_x = F_x e^{i\omega t}$, $f_y = F_y e^{i\omega t}$ and $m_o = M_\phi e^{i\omega t}$, $i = \sqrt{-1}$ being the imaginary unit. Furthermore, the force-displacement relationship is given by

$$\begin{Bmatrix} F_x \\ F_y \\ M_\phi \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \tilde{K}_{xx} & 0 & \tilde{K}_{x\phi} \\ 0 & \tilde{K}_{yy} & 0 \\ \tilde{K}_{x\phi} & 0 & \tilde{K}_{\phi\phi} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_c \\ V_c \\ \Phi_c \end{Bmatrix} \quad (5)$$

where \tilde{K}_{xx} , \tilde{K}_{yy} , $\tilde{K}_{\phi\phi}$ and $\tilde{K}_{x\phi}$ are the soil impedance functions for the horizontal, vertical, rocking and coupling modes of vibration, respectively. They have the form of a complex-valued function,

$$\tilde{K}_{mn} = K_{mn} + i\omega C_{mn}; \quad m, n = x, y, \phi \quad (6)$$

where K_{mn} and C_{mn} represent the linear spring and viscous dashpot, respectively, by which the soil is replaced for each vibration mode of the foundation. Such quantities are dependent on the exciting frequency. This makes the analysis of soil-structure interaction a relatively complex and time-consuming problem. The values of K_{mn} and C_{mn} used herein are taken from tables reported by Mita and Luco [25] for square foundations embedded in an elastic half-space, properly corrected to account for the soil material damping by means of the so-called correspondence principle [30].

When subjected to harmonic free-field ground motions $u_g = U_g e^{i\omega t}$ and $v_g = V_g e^{i\omega t}$, the overall motions of the foundation are given by $u_o = U_o e^{i\omega t}$, $v_o = V_o e^{i\omega t}$ and $\phi_o = \Phi_o e^{i\omega t}$, and the deformation of the building by $u_e = U_e e^{i\omega t}$. The substitution of these and the foregoing expressions into Equations (1)–(4) yields the following matrix equation for the steady state response of the coupled system:

$$[\mathbf{K} + i\omega\mathbf{C} - \omega^2\mathbf{M}]\{\delta\} = \omega^2 U_g \{Q_x \mathbf{X} + Q_y \mathbf{Y} + Q_\phi \Phi\} \quad (7)$$

where $\delta = \{U_e, U_c, \Phi_c, V_c\}^T$ is the vector of displacement amplitudes of the coupled system; \mathbf{X} , \mathbf{Y} and Φ are load vectors defined by

$$\mathbf{X} = \begin{Bmatrix} M_e \\ M_e + M_c \\ M_e(H_e + D) + M_c E \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (8)$$

$$\mathbf{Y} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ M_e + M_c \end{Bmatrix} \quad (9)$$

$$\Phi = \begin{Bmatrix} M_e(H_e + D) \\ M_e(H_e + D) + M_c E \\ M_e(H_e + D)^2 + M_c E^2 + J_e + J_c \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (10)$$

whereas \mathbf{M} , \mathbf{C} and \mathbf{K} are the mass, damping and stiffness matrices of the coupled system, respectively, defined by

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} M_e & M_e & M_e(H_e + D) & 0 \\ M_e & M_e + M_c & M_e(H_e + D) + M_c E & 0 \\ M_e(H_e + D) & M_e(H_e + D) + M_c E & M_e(H_e + D)^2 + M_c E^2 + J_e + J_c & 0 \\ 0 & 0 & 0 & M_e + M_c \end{bmatrix} \quad (11)$$

$$\mathbf{C} = \begin{bmatrix} C_e & 0 & 0 & 0 \\ 0 & C_{xx} & C_{x\phi} & 0 \\ 0 & C_{x\phi} & C_{\phi\phi} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & C_{yy} \end{bmatrix} \quad (12)$$

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} K_e & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_{xx} & K_{x\phi} & 0 \\ 0 & K_{x\phi} & K_{\phi\phi} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & K_{yy} \end{bmatrix} \quad (13)$$

The ratios $Q_x = U_o/U_g$, $Q_y = V_o/U_g$ and $Q_\phi = \Phi_o/U_g$ represent the transfer functions of the overall motions of the foundation. They relate the amplitudes of the horizontal, vertical and

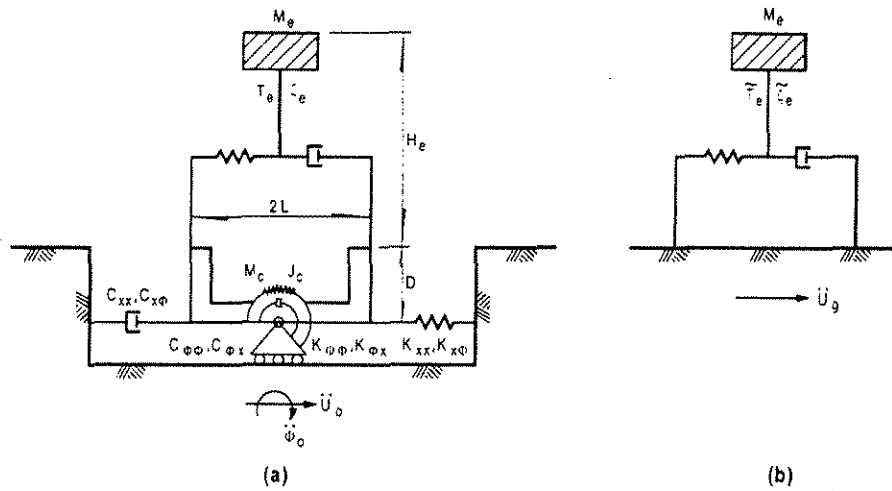


Figure 2. (a) Soil-structure system excited by the foundation input motion and (b) replacement oscillator excited by the free-field motion on the ground surface.

rocking input motions, respectively, to the amplitude of the horizontal free-field displacement on the ground surface. It is apparent that the vertical motion of the soil-structure system is uncoupled. In what follows, the solution for this response component is omitted because we are only interested in the coupled horizontal and rocking motions.

Replacement oscillator

The effective period and damping of the coupled system including the kinematic interaction effects due to the wave passage may be obtained by reference to the well established replacement oscillator approach, which is used in major building codes [1, 2] for assessing the inertial interaction effects by the soil flexibility only. The effects of wave passage can be simply accounted for by establishing an analogy between the coupled system excited by the foundation input motion and a replacement oscillator excited by the free-field motion on the ground surface, as illustrated in Figure 2. The effective period and damping are determined such that, under harmonic excitation, the resonant period and the peak response of the actual system are equal to those of the equivalent oscillator.

Once Equation (7) is solved and then the transfer function $Q = \omega_e^2 U_e / \omega^2 U_g$ of the interacting system is known, the effective period \tilde{T}_e and damping $\tilde{\zeta}_{ve}$ of the viscously damped flexible-base structure are computed from the expressions [16]

$$\tilde{T}_e = \sqrt{1 - 2\tilde{\zeta}_{ve}^2} T_{res} \tag{14}$$

$$\tilde{\zeta}_{ve} = \frac{1}{\sqrt{2}} \left(1 - \sqrt{\frac{Q_{res}^2 - 1}{Q_{res}^2}} \right)^{1/2} \tag{15}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

where T_{res} is the resonant period and Q_{res} the amplitude of the peak response measured at the transfer function of the interacting system. The validation of this approach to estimate the modified period and damping of the building by both kinematic and inertial interaction has been shown elsewhere [23].

The effective damping of the system determined by this way must be taken with consideration that the rocking component of the free-field ground motion is neglected and that this is the largest component of the excitation when inhomogeneous waves are present, as previously indicated by Todorovska and Trifunac [31]. This additional excitation may increase the building relative response and consequently decrease the system damping. It may also change the shape of the transfer function of the interacting system, affecting significantly the estimation of the system damping. In fact, it may be responsible for large reductions in the effective damping, especially for tall buildings that are more effectively excited by rocking of the foundation.

System parameters

For the soil-structure system investigated, the dimensionless parameters that can be used in evaluating the interaction effects are defined conveniently as follows [23]: the mass ratio of the foundation and structure, M_c/M_e ; the mass moment of inertia ratio of the foundation and structure, J_c/J_e ; the relative mass density for the structure and soil, $M_e/\rho_s L^2 H_e$; the slenderness ratio of the structure, H_e/L ; the embedment ratio of the foundation, D/L ; and the foundation flexibility, $\tau = H_e/\beta_s T_e$.

For the results reported here, it was assumed that $M_e/\rho_s L^2 H_e = 0.6$, $M_c/M_e = 0.25$ and $J_c/J_e = 0.30$. In addition, the damping ratio of both the structure and soil was taken as $\zeta_e = \zeta_s = 0.05$ and the Poisson's ratio of the soil as $\nu_s = \frac{1}{3}$. These values are intended to represent typical buildings and soils. The other system parameters were varied over wide ranges of practical interest.

IGUCHI'S METHOD

Foundation input motions are complex-valued functions depending on the geometry of the foundation, the characteristics of the soil and the nature of the seismic excitation. To calculate these overall motions it is generally required a substantial computational effort. Finite and boundary element methods would normally be used to solve this mixed boundary-value problem, demanding excessive time of computation. For engineering purposes, however, approximate solutions are recommended, given the many uncertainties involved and assumptions considered in the modelling of the travelling wave problem. Possibly, the most attractive of such techniques for the case of arbitrarily shaped embedded foundations is the remarkably simple and efficient method proposed by Iguchi [26–28]. Following his averaging procedure, the foundation input motion measured at a reference point with co-ordinates (x_0, y_0, z_0) can be approximated by

$$\delta_0 = \mathbf{H}_0^{-1} \int_S \mathbf{A}_0^T \delta_g dS + \mathbf{K}_0^{-1} \int_S \mathbf{A}_0^T \tau_g dS \quad (16)$$

where

$$\mathbf{H}_0 = \int_S \mathbf{A}_0^T \mathbf{A}_0 dS \quad (17)$$

$$\mathbf{A}_0 = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & z - z_0 & y_0 - y \\ 0 & 1 & 0 & z_0 - z & 0 & x - x_0 \\ 0 & 0 & 1 & y - y_0 & x_0 - x & 0 \end{bmatrix} \quad (18)$$

Also, δ_g and τ_g are the vectors of free-field displacements and tractions, respectively, along the soil–foundation interface. \mathbf{K}_0 is the dynamic stiffness matrix of the foundation and \mathbf{A}_0 is a transformation matrix of rigid-body motion; all the integrals are extended over the contact surface S . The first term of Equation (16) represents a weighted average of the free-field displacements along the contact surface, whereas the second term represents the generalized displacements caused by the resultant forces and moments associated with the free-field tractions along this surface. As can be seen, the foundation input motion can be readily computed by application of this equation provided that the soil impedance functions are known in advance.

The different types of wave excitation considered in this study are given by obliquely incident plane P , SV and Rayleigh waves propagating along the x -axis, with particle motion in the x - y plane. The free-field motion on the ground surface, i.e. the motion of the soil surface in absence of the foundation, is represented in each case by

$$\begin{Bmatrix} u_g(x,t) \\ v_g(x,t) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} U_g \\ V_g \end{Bmatrix} \exp[i\omega(t - x/c)] \quad (19)$$

where U_g and V_g are, respectively, the amplitudes of the horizontal and vertical components of this motion and c is the apparent horizontal velocity. These parameters are well established elsewhere [32], so no derivations are presented. Input motions computed herein are referred to the centre of the bottom of the foundation, with co-ordinates $(0, D, 0)$, and are given by the vector $\delta_0 = \{U_0, V_0, 0, 0, 0, \Phi_0\}^T$ corresponding to in-plane motion.

NUMERICAL RESULTS

Input motions

For the interaction analysis, the soil impedance functions and foundation input motions have to be previously determined. The evaluation of impedance functions is well established in foundation dynamics and, therefore, does not deserve more attention. Input motions are frequency dependent and here are expressed in terms of the dimensionless frequency $\eta = \omega L / \beta_s$. Figure 3 shows amplitudes of the input motions for foundations with $D/L = 0$ (surface-supported) and 1.5 (deep-embedded) subjected to incident P waves with $\psi = 30^\circ$, 60° and 90° ; similar results are displayed in Figure 4 for incident SV waves with $\psi = 0^\circ$, 30° and 60° . For the surface-supported foundation subjected to vertically incident shear waves, it is confirmed that the foundation input motion is the same as the free-field ground motion.

Some general trends and features are observed in these results. A rocking component of the input motion is induced with an associated reduction of the horizontal component. The

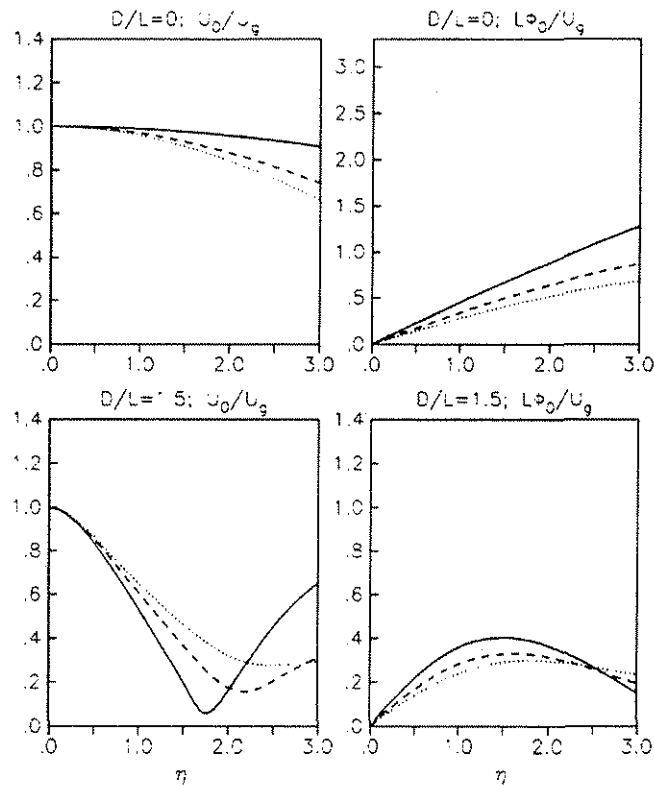


Figure 3. Absolute values of the normalized, translational (U_0/U_g) and rocking ($L\Phi_0/U_g$) input motions of surface-supported ($D:L=0$) and deep-embedded ($D:L=1.5$) foundations subjected to incident P waves with incident angles $\psi=30^\circ$ (solid line), 60° (dashed line) and 90° (dotted line). Variations are given against the dimensionless frequency $\eta = \omega L/\beta_s$.

increase in the foundation rocking response tends to be more or less compensated for the decrease in the horizontal response. While the reduction of the horizontal input motion is larger for the embedded foundation than for the surface-supported foundation, the opposite takes place with the increase in the rocking input motion, except for incident SV waves with $\psi=0^\circ$ and 30° . It should be noted that SV waves impinging on the embedded foundation with $\psi=60^\circ$ produce amplifications of the horizontal input motion. In this case, the incident angle is greater than the critical one, $\psi_{crit}=30^\circ$, given by [32]

$$\psi_{crit} = \arcsin \left(\frac{1 - 2\nu_s}{2(1 - \nu_s)} \right)^{1/2} \quad (20)$$

Similar results are depicted in Figure 5 for incident Rayleigh surface waves. The behaviour is in general analogous to that observed for the rest of the considered wave excitations. What makes this case so important is the generation of a large significant rocking in the input motion, as also happens with incident SV waves with $\psi > \psi_{crit}$. This is due to the presence of inhomogeneous waves in the free-field ground motion. Contributed by the overturning

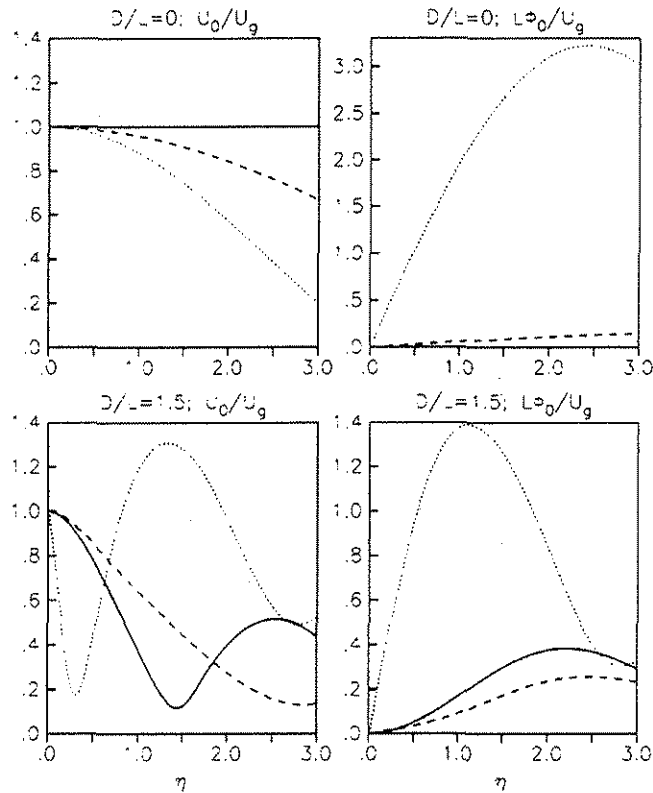


Figure 4. Absolute values of the normalized, translational (U_x , U_y) and rocking ($L\Phi_0$, U_y) input motions of surface-supported ($D/L=0$) and deep-embedded ($D/L=1.5$) foundations subjected to incident SV waves with incident angles $\psi=0^\circ$ (solid line), 30° (dashed line) and 60° (dotted line). Variations are given against the dimensionless frequency $\eta = \omega L/\beta_s$.

tendency of the structure due to the inertia forces, the rocking of the foundation may be determining for tall structures. Indeed, the system damping can take values lower than that corresponding to the fixed-base structure, as illustrated farther on. From these results it can be concluded that, regardless of the wave nature of the excitation, the effects of foundation embedment generally reduce both the translational and rocking input motions.

Effective periods and dampings

Having determined the foundation input motions given in Figures 3–5, the effects of wave passage on the relevant dynamic properties of the structure are then evaluated. Effective periods and dampings of soil–structure systems are computed for two values of the slenderness ratio: $H_e/L=1$ and 3 corresponding to short and tall structures, respectively. Results are exhibited in Figures 6–8 for obliquely incident P , SV and Rayleigh waves, respectively. The system period is normalized with respect to the fixed-base fundamental period. As the value of τ tends to zero, the curves for \tilde{T}_e/T_e and $\tilde{\zeta}_e$ approach 1 and 0.05, respectively, corresponding to the

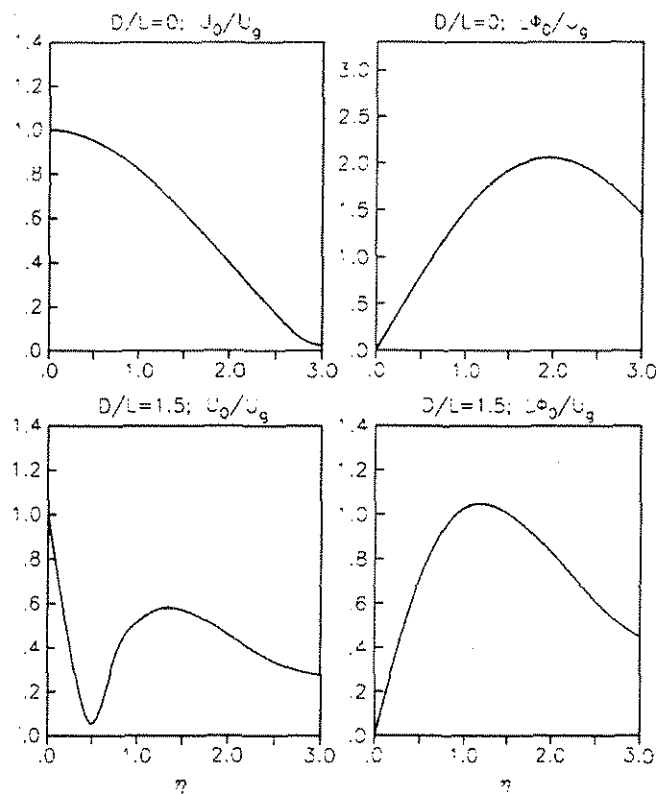


Figure 5. Absolute values of the normalized, translational (U_0/U_g) and rocking ($L\Phi_0/U_g$) input motions of surface-supported ($D/L=0$) and deep-embedded ($D/L=1.5$) foundations subjected to incident Rayleigh surface waves. Variations are given against the dimensionless frequency $\eta = \omega L/\beta_s$.

values for the fixed-base condition. The upper limit fixed for the foundation flexibility, $\tau = 0.5$, corresponds to extreme interaction conditions hardly found in practice. For a representative story height of 3.5 m, the ratio H_e/T_e is approximately equal to 25 m/s for typical buildings. Consequently, this upper limit corresponds to very soft soils, with shear wave velocity as low as $\beta_s = 50$ m/s.

Results shown in Figures 6–8 are also compared to those obtained using the free-field ground motion as the foundation input motion. The difference between the two cases reflects, of course, the effects of wave passage. The system damping is the most affected by the type of incident waves and the angle of incidence. It can be seen that the behaviour of the system damping for incident P waves and SV waves with $\psi < \psi_{crit}$ is very similar to that observed when excluding the wave passage effects, except for short structures with embedded foundation under incoming shear waves, the effective damping of which increases substantially with increasing the foundation flexibility. For incident Rayleigh waves and SV waves with $\psi > \psi_{crit}$, the effective damping of tall structures reduces extraordinarily over the whole range of the foundation flexibility, resulting in values that are noticeably lower than that corresponding to the fixed-base structure. This reduction occurs even for short structures, although not over the

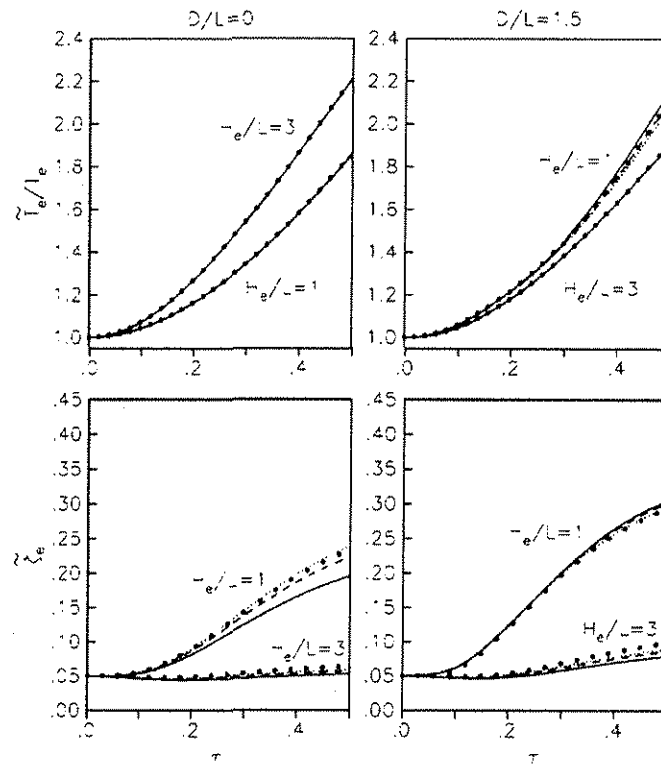


Figure 6. Effective periods (\bar{T}_e) and dampings ($\bar{\zeta}_e$) of soil–structure systems subjected to incident P waves with incident angles $\psi = 30^\circ$ (solid line), 60° (dashed line) and 90° (dotted line), for different embedment (D/L) and slenderness (H_e/L) ratios; results without wave passage effects are also included for reference (symbol). Variations are given against the foundation flexibility $\tau = H_e \beta_s T_e$.

whole range of τ neither in the same proportion. This effect is caused by the inhomogeneous waves within the free-field ground motion and is more pronounced for the surface-supported foundation. In this case, most of the rocking of the foundation does not come from the inertia forces of the structure, but from the rocking input motion induced by the travelling seismic waves. As the rocking component of the excitation is neglected, the estimation of the system damping does not reflect the effect of increased response due to this additional excitation.

Contrary to what happens with the system damping, the system period is insensitive to the type of incident waves and the angle of incidence, except for short structures with embedded foundation under incident Rayleigh waves and SV waves with $\psi > \psi_{crit}$. In this case, the lengthening of the system period relative to the fixed-base fundamental period is larger when the wave passage effects are considered. This behaviour is also attributable to the presence of inhomogeneous waves in the free-field ground motion. It can also be seen from Figures 6–8 that the system period increases with increasing the foundation flexibility. Note further that the effective period of tall structures is smaller for the embedded foundation than for the surface-supported foundation. This means that the deeper the foundation, the stiffer the system. It may be surprising, however, that the opposite is concluded for short structures. This behaviour,

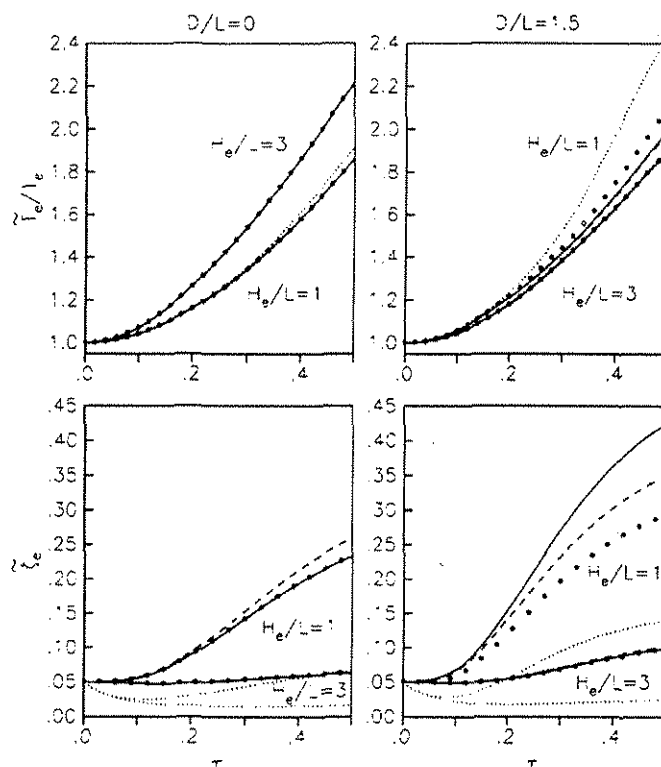


Figure 7. Effective periods (\bar{T}_e) and dampings (\bar{z}_e) of soil-structure systems subjected to incident SV waves with incident angles $\psi = 0^\circ$ (solid line), 30° (dashed line) and 60° (dotted line), for different embedment (D/L) and slenderness (H_e/L) ratios; results without wave passage effects are also included for reference (symbol). Variations are given against the foundation flexibility $\tau = H_e/\beta_s T_e$.

which was unexpected even for solely inertial interaction, is due to that the foundation rocking response is practically in phase with the building relative response when the slenderness ratio is so small.

On the other hand, by using a simplified two-dimensional model under vertically propagating shear waves, Todorovska [33] has found that the effective damping is larger when the foundation depth is smaller, except for very heavy and tall structures. This conclusion is in clear contradiction with our results and even with those obtained by other authors [16, 17, 23] making use of similar three-dimensional models with and without consideration of kinematic interaction. The disagreement is in part due to the difference in the shape of the foundations considered. The overall damping of the supporting medium is larger for the prismatic foundation used in this work than for the oval foundation used in Reference [33], because of the greater contact area with the soil. This may explain why Todorovska's results are different to ours, in spite of the fact that both models are excited by in-plane incident waves.

It may be presumed that this discrepancy is also due to the method of evaluating the effective damping of the system. To show that this is not so, the results presented for incident SV waves with $\psi = \psi_{crit}$ are compared in Figure 9 to those obtained by application of the

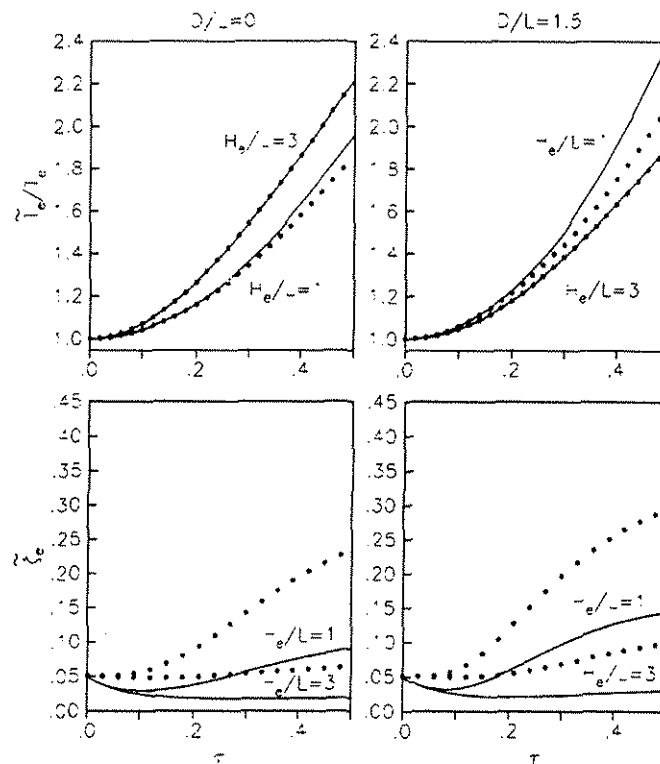


Figure 8. Effective periods (\bar{T}_e) and dampings ($\bar{\zeta}_e$) of soil–structure systems subjected to incident Rayleigh surface waves, for different embedment (D/L) and slenderness (H_e/L) ratios; results without wave passage effects are also included for reference (symbol). Variations are given against the foundation flexibility $\tau = H_e/\beta_s T_e$.

standard half-power method [33]. It is confirmed that, irrespective of the method of analysis, the system damping is larger for the embedded foundation than for the surface-supported foundation. The half-power technique is valid as long as the interacting system is lightly damped. Due to this limitation and because the transfer function of the actual system is not exactly the one of a single oscillator, the results obtained from the two methods disagree for high damping. With the method used here an excellent agreement between the transfer functions of the interacting system and the replacement oscillator is achieved, as illustrated in Figure 10 for $\tau = 0.5$. It is evident that the peak resonant response is poorly predicted by means of the half-power technique: the higher the damping, the greater the disagreement.

Approximation to travelling wave problem

An approximate solution to account for the kinematic interaction effects due to the wave passage will be examined next. Such an approximation is derived by neglecting the foundation mass M_c , the mass moments of inertia J_e and J_c of the structure and foundation, respectively, and the coupled stiffness K_{xc} and damping C_{xc} of the soil. These parameters have no significant

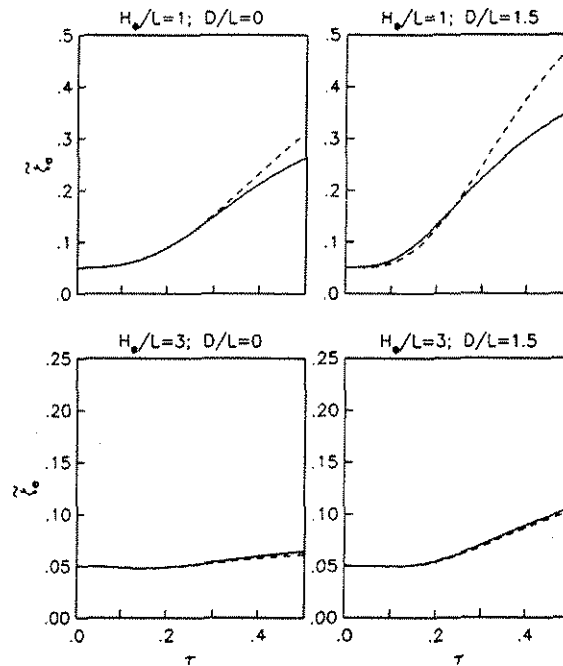


Figure 9. Comparison of the half-power method (dashed line) with the present solution (solid line) for the effective damping (ζ_e) of soil-structure systems excited by incident SV waves with incident angle $\psi = 30^\circ$, for different embedment (D/L) and slenderness (H_e/L) ratios. Variations are given against the foundation flexibility $\tau = H_e \beta_s T_e$.

influence on the relevant dynamic properties of typical buildings with flexible foundation [16]. Introducing these simplifications, Avilés and Pérez-Rocha [23] have found that the effective period and damping of the coupled system including both inertial and kinematic interaction effects can be estimated by means of the following expressions:

$$\tilde{T}_e^k \approx \tilde{T}_e^i \quad (21)$$

$$\tilde{\zeta}_e^k \approx \frac{\tilde{\zeta}_e^i}{|Q_x + (H_e + D)Q_o|} \quad (22)$$

where \tilde{T}_e^i and $\tilde{\zeta}_e^i$ are, respectively, the effective period and damping for purely inertial interaction, which may be obtained by well established procedures that ignore kinematic interaction. The complex-valued transfer functions Q_x and Q_o for the amplitudes of the horizontal and rocking input motions, previously defined in Equation (7), are evaluated at the effective frequency of the interacting system. It is apparent from Equation (22) that the system damping for total soil-structure interaction may be larger or smaller than for inertial interaction only, depending on the decrease in the horizontal input motion and the increase in the rocking input motion. It should be noted that kinematic interaction is excluded if $Q_x = 1$ and $Q_o = 0$, with which the system damping for solely inertial interaction is recovered. This approximate

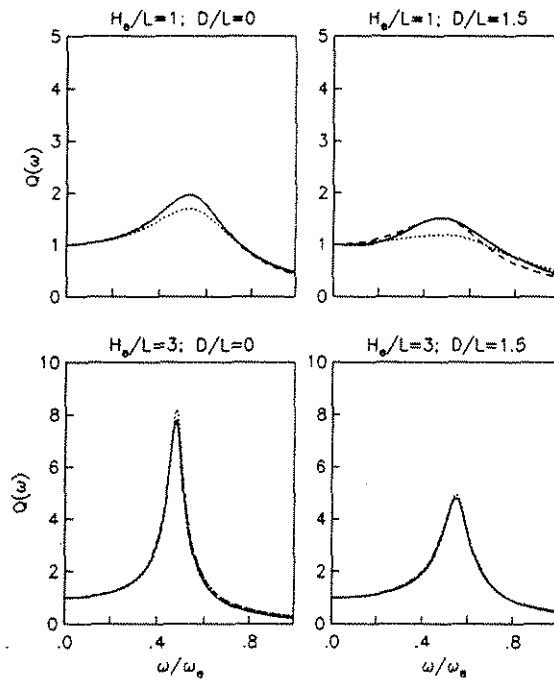


Figure 10. Transfer functions of soil-structure systems (solid line) excited by incident SV waves with incident angle $\psi = 30^\circ$, for a foundation flexibility $\tau = 0.5$ and different embedment (D/L) and slenderness (H_e/L) ratios. Comparison of the half-power method (dotted line) with the present solution (dashed line) for the replacement oscillator.

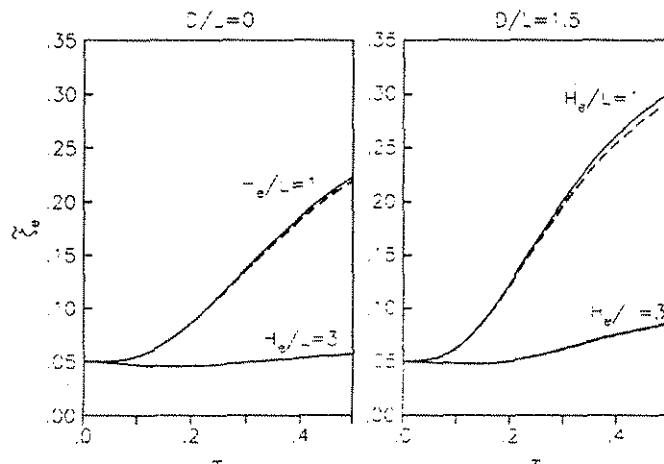


Figure 11. Comparison of the approximate (dashed line) with the rigorous (solid line) solution for the effective damping (ζ_0) of soil-structure systems subjected to incident P waves with incident angle $\psi = 60^\circ$, for different embedment (D/L) and slenderness (H_e/L) ratios. Variations are given against the foundation flexibility $\tau = H_e \beta_s T_e$.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

142

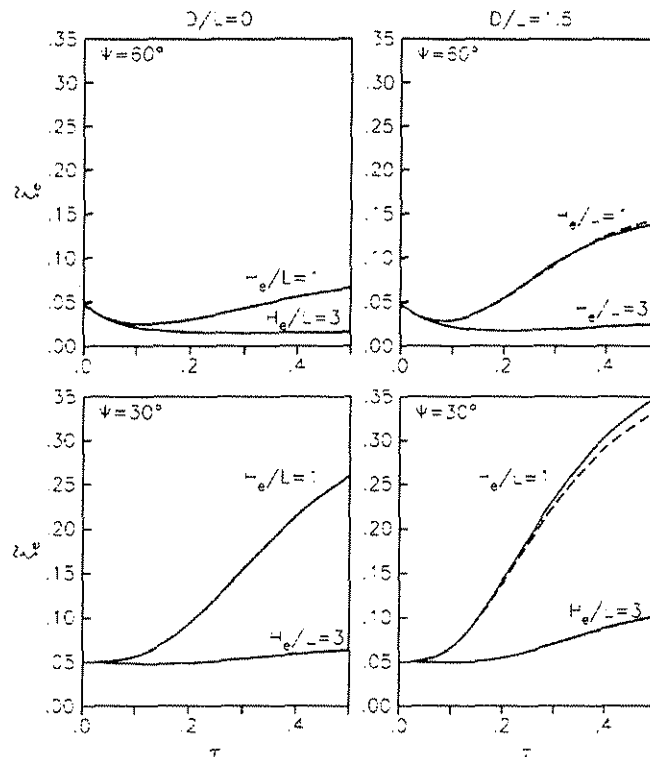


Figure 12. Comparison of the approximate (dashed line) with the rigorous (solid line) solution for the effective damping (ζ_e) of soil-structure systems subjected to incident SV waves with incident angles $\psi = 30^\circ$ and 60° , for different embedment (D/L) and slenderness (H_e/L) ratios. Variations are given against the foundation flexibility $\tau = H_e/\beta_s T_e$.

solution has been already validated for the important special case of shear waves propagating vertically [23]. Its practical value lies in that the maximum structural response with both inertial and kinematic interaction can be estimated from standard free-field response spectra using the values of \tilde{T}_e^k and $\tilde{\zeta}_e^k$ determined by the procedure just outlined.

Some of the exact results given in Figures 6–8 for the effective damping of building–foundation systems are compared in Figures 11–13 to those determined approximately by the procedure described above. The degree of agreement between the two sets of results is very good. Even though some differences are observed around $\tau = 0.5$ for short structures with embedded foundation, they are of little practical importance. With respect to the effective period of such structures, differences of more significance arise only for incident Rayleigh waves and SV waves with angle of incidence greater than the critical one, as shown in the comparisons given in Figures 6–8 between the solutions for total soil–structure interaction and purely inertial interaction. Nevertheless, in view of the many uncertainties involved in the travelling wave problem, it is judged that the proposed approximation is appropriate for practical purposes, and could be potentially useful for the improvement of code interaction provisions intended to account for the effects of wave passage.

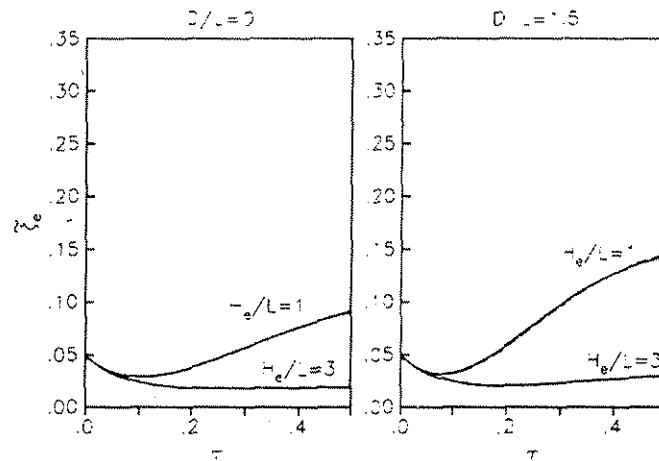


Figure 13. Comparison of the approximate (dashed line) with the rigorous (solid line) solution for the effective damping (ζ_e) of soil-structure systems subjected to incident Rayleigh surface waves, for different embedment (D/L) and slenderness (H_e/L) ratios. Variations are given against the foundation flexibility $\tau = H_e \beta_s T_e$.

CONCLUSIONS

An evaluation of the wave passage effects on the effective period and damping of soil-structure systems has been made. The information and concepts here presented were developed by reference to the replacement oscillator approach, which supplies a reliable practical mean for assessing the maximum response of interacting systems. This study was mainly focused on the damping capacity of the supporting medium that results from the diffraction and scattering of the incident waves by the foundation, considering the free-field translation but not the rotation. It was intended to elucidate how different the system damping would be if the effects of travelling seismic waves were excluded.

Numerical results have been given for obliquely incident P , SV and Rayleigh waves. It has been shown that, in general, the system period changes little with the type of incident waves and the angle of incidence. On the other hand, the system damping is significantly affected by the wave nature of the excitation. Large increments or reductions in the system damping with respect to the value for the fixed-base structure may be produced, depending on the foundation depth, the structure height and the foundation flexibility. The behaviour of both the system period and system damping is very similar for incident Rayleigh waves and SV waves with angle of incidence greater than the critical one. These wave excitations have in common the generation of a considerable amount of rocking in the input motion, which results in noticeable reductions in the system damping, particularly for tall structures.

Also, an approximate solution of practical value for the travelling wave problem has been examined. This approximation was found to give results adequate for the required accuracy in engineering applications. It could be helpful to improve the current design approach that ignores the effects of wave passage, with the aim to reduce the building relative response due to the supplementary damping by kinematic interaction. Although this is not a simple

problem because it involves detailed understanding of the incident wave motion, the results here presented may contribute to this objective.

ACKNOWLEDGEMENTS

We are in debt to the anonymous reviewers for their keen critical remarks and useful suggestions, which contributed to the clarity of this paper. This research has been partially supported by CONACYT and DGAPA-UNAM, Mexico.

REFERENCES

1. Applied Technology Council. *Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings*; ATC-3-06; California, 1984.
2. Federal Emergency Management Agency. *Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings*; NEHRP-BSSC; Washington, 1994.
3. Jennings PC, Bielak J. Dynamics of building-soil interaction. *Bulletin of the Seismological Society of America* 1973; **63**:9-48.
4. Veletsos AS. Dynamics of structure-foundation systems. In *Structural and Geotechnical Mechanics*, Hall WJ (ed). Prentice-Hall: New Jersey, 1977.
5. Veletsos AS, Meek JW. Dynamic behaviour of building-foundation systems. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1974; **3**:121-138.
6. Veletsos AS, Nair VVD. Seismic interaction of structures on hysteretic foundations. *Journal of the Structural Division, ASCE* 1975; **101**:109-129.
7. Luco JE, Mita A. Response of a circular foundation on a uniform half-space to elastic waves. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1987; **15**:105-118.
8. Luco JE, Wong HL. Seismic response of foundations embedded in a layered half-space. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1987; **15**:233-247.
9. Pais AL, Kausel E. On rigid foundations subjected to seismic waves. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1989; **18**:475-489.
10. Scanlan RH. Seismic wave effects on soil-structure interaction. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1976; **4**:379-388.
11. Luco JE, Mita A. Response of circular foundation to spatially random ground motion. *Journal of Engineering Mechanics, ASCE* 1987; **113**:1-15.
12. Luco JE, Wong HL. Response of a rigid foundation to a spatially random ground motion. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1986; **14**:891-914.
13. Veletsos AS, Prasad AM, Wu WH. Transfer functions for rigid rectangular foundations. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1997; **26**:5-17.
14. Veletsos AS, Prasad AM. Seismic interaction of structures and soils: stochastic approach. *Journal of Structural Engineering, ASCE* 1989; **115**:935-956.
15. Veletsos AS, Tang Y. Deterministic assessment of effects of ground-motion incoherence. *Journal of Engineering Mechanics, ASCE* 1990; **116**:1109-1124.
16. Avilés J, Pérez-Rocha LE. Evaluation of interaction effects on the system period and the system damping due to foundation embedment and layer depth. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 1996; **15**:11-27.
17. Bielak J. Dynamic behavior of structures with embedded foundations. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1975; **3**:259-274.
18. Bielak J. Modal analysis for building-soil interaction. *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE* 1976; **102**:771-786.
19. Luco JE. Linear soil-structure interaction. *Report No. UCRL-15272*; Lawrence Livermore National Laboratory: California, 1980.
20. Luco JE. Soil-structure interaction and identification of structural models: *Proceedings of the ASCE Specialty Conference in Civil Engineering and Nuclear Power*; Tennessee, 1980.
21. Wolf JP. *Dynamic Soil-Structure Interaction*. Prentice-Hall: NJ, 1985.
22. Todorovska MI, Trifunac MD. The system damping, the system frequency and the system response peak amplitudes during in-plane building-soil interaction. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1992; **21**:127-144.



23. Avilés J, Pérez-Rocha LE. Effects of foundation embedment during building-soil interaction. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1998; **27**:1523-1540.
24. Veletsos AS. Design concepts for dynamics of soil-structure interaction. In *Developments in Dynamic Soil-Structure Interaction*; Gülkan P, Clough RW (eds). Kluwer Academic Publishers: The Netherlands, 1993.
25. Mita A, Luco JE. Impedance functions and input motions for embedded square foundations. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE* 1989; **115**:491-503.
26. Iguchi M. An approximate analysis of input motions for rigid embedded foundations. *Trans. of Architectural Institute of Japan* 1982; No. 315: 61-75.
27. Iguchi M. Approximate analysis of seismic response for embedded foundations subjected to travelling seismic waves; *Proceedings of the 7th European Conference on Earthquake Engineering*; Athens, 1982.
28. Iguchi M. Earthquake response of embedded cylindrical foundations to SH and SV waves; *Proceedings of the 8th World Conference on Earthquake Engineering*; San Francisco, 1984.
29. Avilés J, Pérez-Rocha LE. Wave passage effects on the effective period and damping of building-foundation systems; *Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering*; Paris, 1998.
30. Gazetas G. Analysis of machine foundation vibrations: state of the art. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 1983; **2**:2-42.
31. Todorovska MI, Trifunac MD. The effects of the wave passage on the response of base-isolated buildings on rigid embedded foundations. *Report No. CE 93-10*; University of Southern California; California, 1993.
32. Achenbach JD. *Wave Propagation in Elastic Solids*; North-Holland Publishing Company; Oxford, 1976.
33. Todorovska MI. Effects of the depth of the embedment on the system response during building-soil interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 1992; **11**:111-123.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Effective periods and dampings of building-foundation systems including seismic wave effects

Javier Avilés ^{a,*}, Martha Suárez ^b

^a Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Paseo Cuauhnahuac 8532, Col. Progreso, Jiutepec 62550 Morelos, Mexico

^b Instituto de Ingeniería, UNAM, Apdo. 70-472, Coyoacán 04510, Mexico

Received 29 May 2001; received in revised form 28 September 2001; accepted 18 October 2001

Abstract

Effective periods and dampings of a refined soil-structure system similar to that used in practice to account for the inertial interaction effects are determined, including the kinematic interaction effects for the important special case of vertically incident shear waves. A three-dimensional axisymmetrical model consisting of a single structure with embedded foundation in a soil layer over elastic bedrock is examined. The impedance functions and the input motions for the foundation are computed respectively by an efficient numerical technique and the well-known Iguchi averaging method. Effective periods and dampings are determined for a large number of system configurations. Results are presented by means of dimensionless charts that should be used by designers in code-analyses of soil-structure interaction. Diagrams should also be of use in preliminary analyses to assess the influences of the principal parameters involved. Moreover, accurate approximate formulas for the effective period and damping are proposed, the use of which is very simple. © 2002 Elsevier Science Ltd. All rights reserved.

Keywords: Effective damping; Effective period; Impedance function; Inertial interaction; Input motion; Kinematic interaction; Soil-structure interaction

1. Introduction

Soil-structure interaction gives rise to kinematic and inertial effects, resulting in modifications of the dynamic properties of the structure and the characteristics of the ground motion around the foundation. An increase in the natural period and a change in the modal damping for the fundamental mode of vibration are produced by the inertial interaction. The increase in period is a result of the flexibility of the soil, whereas the change in damping results from the loss of energy in the soil by radiation and material damping [1,2]. On the other hand, the kinematic interaction due to the seismic wave effects reduces the translational response of the foundation and generates torsional and rocking responses [3–5]. It represents the modification of the free-field ground motion by the presence of the foundation in absence of the structure.

In major building codes [6,7], the interaction effects

are expressed merely by an increase in the fundamental natural period and a change in the associated modal damping of the fixed-base structure. The maximum base shear for the soil-structure system is then determined from standard response spectra representing free-field ground motions specified for design, in combination with the effective period and damping of system. Under such circumstances, the kinematic interaction effects because of the difference between the foundation input motion and the free-field ground motion are not accounted for in code-designed buildings. For many cases, however, it is necessary that the response of flexibly supported structures be evaluated for the translational, rocking and torsional components of the input motion, rather than for the purely translational component of the free-field motion.

The relevant natural period and damping ratio of soil-structure systems have been extensively studied using an analogy with a single fixed-base oscillator, the dynamic properties of which are referred to as the effective period and damping of system. For surface foundations resting on a half-space, Jennings and Bielak [1], Veletsos and

* Corresponding author. Tel./fax: +52-73-194-361.
E-mail address: javiles@tajin.imta.mx (J. Avilés).

Meek [2] and Luco [8] computed rigorous numerical results and derived approximate analytical solutions for the system's period and damping. The influence of the foundation depth was investigated by Bielak [9] for rectangular prismatic foundations in full welded contact with the surrounding soil. The combined effects of the foundation embedment and layer depth have been studied by Avilés and Pérez-Rocha [10] for cylindrical foundations with variable sidewall height, considering a uniform stratum over rigid bedrock. These authors also improved the approximate expressions for the system's period and damping to consider such effects. In all of these and other studies presented so far, the base excitation for the interacting system is taken as a horizontally directed, simple harmonic motion with constant amplitude. The obvious deficiency of this approach is the assumption that the input motion of the foundation is the same as the free-field motion of the ground surface, with which the seismic wave effects are ignored.

The aim of this work is to build diagrams of effective periods and dampings of a refined soil-structure system under the incidence of shear waves propagating vertically. A three-dimensional axisymmetrical model is considered, which is formed by a one-story structure placed on a rigid foundation embedded in a layer of constant thickness underlain by a half-space; both the stratum and the underlying medium are idealized as homogeneous viscoelastic solids. The model includes the kinematic interaction effects on the base excitation and accounts for the effects of foundation embedment, layer depth, bedrock flexibility and type of structural damping. The input motions of the foundation are computed by the averaging procedure proposed by Iguchi [11], providing that the soil impedance functions are known in advance. These dynamic stiffness functions are obtained by an efficient numerical technique [12] that is applicable to axisymmetrical foundations embedded in horizontally layered media. The system's period and damping are determined directly from the examination of the building relative response to harmonic excitation, in which both kinematic and inertial interaction effects are included. The effective period and damping are associated with the resonant period and peak amplification, respectively, measured at the transfer function of the interacting system.

Dimensionless charts of direct applicability are developed for effective periods and dampings of a large number of soil-structure systems, covering most situations encountered in typical building structures. The construction of diagrams demands a substantial computational effort, because the calculations involved are complicated and time-consuming. For this reason, diagrams are useful for practicing engineers to easily compute the system's period and damping required by code provisions to account for the effects of soil-structure interaction. They provide valuable information with

which the influences of the main parameters involved can be estimated readily. By introducing some simplifying assumptions, approximate formulas for the effective period and damping are also proposed, which are calibrated with the numerical solutions.

2. Description of model and basic equations

The effects of both kinematic and inertial interaction are evaluated by using the building-foundation-soil system shown in Fig. 1. The coupled system is similar to that established in code interaction provisions, with the addition of the effects of foundation depth and soil layering. The model consists of a one degree of freedom cylindrical structure placed on a shallow cylindrical foundation that is embedded in a homogeneous viscoelastic layer of constant thickness overlying a uniform viscoelastic half-space. The axisymmetry allows us to analyse the model in a planar section. The structure represents either a one-story building or, more generally, the first-mode approximation of a multi-story building. In the latter case, T_e denotes the fixed-base fundamental period and ζ_e the associated damping ratio, whereas the height H_e and mass M_e are the corresponding effective modal parameters; J_e is the mass moment of inertia about a horizontal centroidal axis. The foundation of radius R is assumed rigid and perfectly bonded to the surrounding soil, with depth of embedment D , mass M_c , and mass moment of inertia J_c about a horizontal centroidal axis. The stratum of thickness H_s is characterized by the Pois-

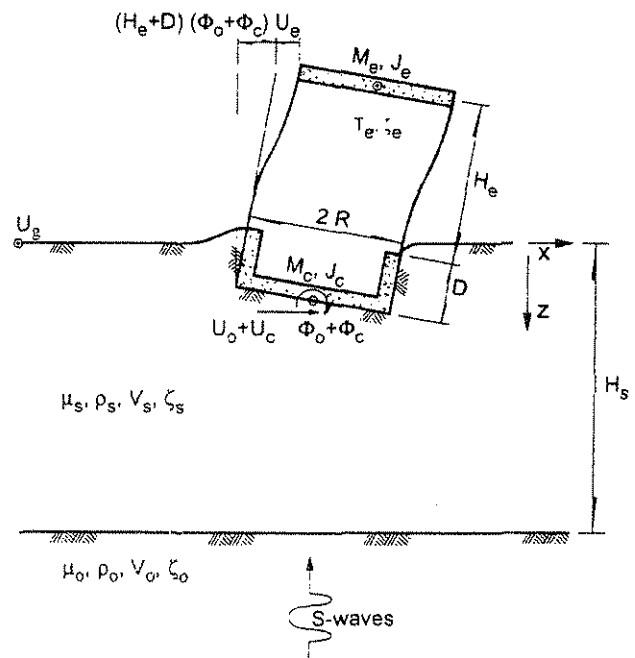


Fig. 1. Idealization of the soil-structure system to account for kinematic and inertial interaction effects.

son's ratio μ_s , mass density ρ_s , shear wave velocity V_s , and hysteretic damping ratio ζ_s . The corresponding material properties of the half-space are defined as μ_o , ρ_o , V_o and ζ_o , respectively. When applying this model, the effective modal height and mass of multi-story buildings and the equivalent radius of arbitrarily shaped foundations should be interpreted as recommended by the ATC [6] and BSSC [7] interaction provisions.

In this study, the soil-structure system is excited by vertically incident plane shear waves with particle motion parallel to the x -axis, as illustrated in Fig. 1. The horizontal displacement at the ground surface resulting from the free-field motion is denoted by U_g . Because of the characteristics of this wave excitation, the input motion of the foundation consists of the horizontal component U_o at the center of the base and the rocking component Φ_o about the y -axis. This interaction model is limited to the consideration of buildings with at least one vertical plane of symmetry, for which the resulting lateral and torsional responses are uncoupled. The building-foundation system will respond in the plane of symmetry as a three degrees of freedom system. The response of the building is described by the relative horizontal displacement U_c at the center of the deck, whereas the response of the foundation is described by the horizontal displacement U_e at the center of the base and the rocking Φ_c about the y -axis, measured with respect to the corresponding horizontal and rocking input motions.

By using the superposition theorem of soil-structure interaction [13], the coupled system to be analysed is represented as shown in Fig. 2, in which a mass-spring-damper model is used. Provided that the foundation is rigid, the solution to the linear interaction problem may be broken into the following three steps: (1) calculation of the motion of the massless foundation when subjected to the original seismic excitation, resulting in the horizontal and rocking input motions at the base; (2) compu-

tation of the frequency dependent springs and dampers by which the soil is replaced for the horizontal, rocking and coupling vibration modes of the massless foundation; and (3) determination of the response of the real structure, including the mass of the foundation, supported on the springs and dampers of step 2 and excited by the fictitious input motions of step 1. As this approach is based on the assumption of rigid foundation, the use of any structural model should be consistent with this hypothesis.

The governing equations of motion in the frequency domain for the simplified analysis of soil-structure interaction are given by

$$\begin{bmatrix} K_c & 0 & 0 \\ 0 & K_{hh} & K_{h\phi} \\ 0 & K_{h\phi} & K_{\phi\phi} \end{bmatrix} + i\omega \begin{bmatrix} C_c & 0 & 0 \\ 0 & C_{hh} & C_{h\phi} \\ 0 & C_{h\phi} & C_{\phi\phi} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} U_c \\ U_e \\ \Phi_c \end{bmatrix} = \omega^2 \begin{bmatrix} M_c & M_c & M_c(H_c+D) \\ M_c & M_c-M_c & M_c(H_c+D)+M_cE \\ M_c(H_c+D) & M_c(H_c-D)-M_cE & M_c(H_c+D)^2+M_cE^2+J_c-J_c \end{bmatrix} \begin{bmatrix} U_c \\ U_e \\ \Phi_c \end{bmatrix} \quad (1)$$

$$= \omega^2 U_o \left\{ \begin{bmatrix} M_c \\ M_c-M_c \\ M_c(H_c-D)-M_cE \end{bmatrix} Q_h + \begin{bmatrix} M_c(H_c-D) \\ M_c(H_c+D)+M_cE \\ M_c(H_c+D)^2+M_cE^2+J_c-J_c \end{bmatrix} Q_\phi \right\}$$

where ω is the excitation circular frequency, $i=\sqrt{-1}$ the imaginary unit and $E=D/2$ the depth to the center of gravity of the foundation which, for the sake of simplicity, is taken as half the depth of embedment; this assumption is irrelevant for practical purposes. Also, $K_c=\omega_e^2 M_c$ is the linear lateral stiffness of the structure, $\omega_e=2\pi/T_e$ being the fixed-base fundamental frequency. The structural dissipation is modeled using both viscous and hysteretic damping. The energy dissipated by viscous damping is frequency dependent and then the damping coefficient is defined as $C_c=2K_c\zeta_c/\omega_e$. In contrast, the energy dissipated by hysteretic damping is frequency independent and then the damping coefficient is defined as $C_c=2K_c\zeta_c/\omega$. It is evident that the equivalence of the two damping mechanisms holds for $\omega=\omega_e$ only.

It should be noted that the soil has been replaced with the linear springs K_{hh} , $K_{h\phi}$ and $K_{\phi\phi}$ and the viscous dampers C_{hh} , $C_{h\phi}$ and $C_{\phi\phi}$, corresponding to the real and imaginary parts of the horizontal, coupling and rocking impedance functions, respectively. In regard to the base excitation, the ratios $Q_h=U_o/U_g$ and $Q_\phi=\Phi_o/U_g$ represent the transfer functions of the input motions of the foundation. They relate the complex amplitudes of the horizontal and rocking input motions, respectively, to the complex amplitude of the horizontal free-field displace-

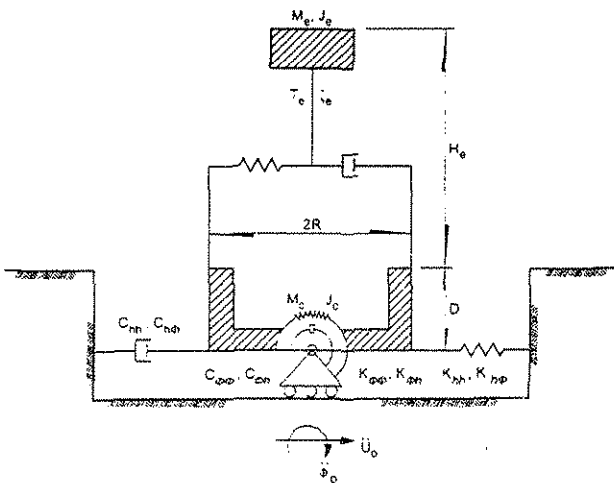


Fig. 2. Mass-spring-damper model for the soil-structure system to be analysed including kinematic and inertial interaction.

ment on the ground surface. The impedance functions and the input motions provide a complete characterization of the foundation response to both external actions and seismic excitation. When they are used together with the structural model, they permit the simplified analysis of soil-structure interaction that is equivalent to the solutions furnished by direct finite element procedures.

3. Impedance functions and input motions

The most complex and time-consuming tasks in determining the system's period and damping are the calculations of the impedance functions and the input motions for the foundation. In fact, the rigorous evaluation of these quantities normally demands the use of sophisticated methods of finite or boundary elements, which require substantial computational effort.

The impedance functions are complex-valued quantities strongly dependent on the excitation frequency. Its real part reflects the stiffness and inertia of the soil, whereas the imaginary part reflects the material and geometrical dampings by hysteretic behavior and wave radiation within the soil, respectively. Material attenuation in both the soil layer and the bedrock was introduced by use of complex shear wave velocities in terms of hysteretic damping ratios. Here, the computation of the dynamic stiffness functions was performed by use of an efficient numerical technique based on the thin layer element method [12]. In this technique, the base of the stratum is taken as fixed and the unbounded medium is divided into two regions, for which semidiscrete modes of vibration, discrete in the vertical direction and continuous in the horizontal direction, are calculated by the finite element method. The far-field solution in the region of infinite extent is obtained as a linear combination of these modes, which satisfy homogeneous boundary conditions of free surface. To obtain the near-field solution in the region under the foundation, semidiscrete vibration modes satisfying homogeneous boundary conditions of fixed foundation are combined with semidiscrete particular solutions satisfying inhomogeneous boundary conditions due to unit rigid-body motions of the foundation. These particular solutions are also calculated by the finite element method. The near- and far-field solutions are then matched at the interfaces of the two regions to determine the participation factors of the vibration modes. This approach may be viewed as a finite element method with consistent transmitting boundaries representing the wave radiation into the far field.

A major advantage of this numerical technique is that the computational effort is independent of the extent of the stratum in the horizontal direction. On the contrary, a disadvantage is the assumption of rigid base for the stratum. Nevertheless, this is not a serious restriction

because it is always possible to choose a depth that is large enough to simulate the presence of an underlying half-space. In effect, a rigid basement is fully reflective, i.e. no energy can be transmitted into the bedrock via the refraction of the outgoing waves from the overlying stratum. To account for the flexibility of the bedrock, the foundation was assumed here to be embedded in a soft layer of thickness H_s underlain by a stiff stratum of thickness $2H_s$ and fixed base representing the bedrock. Modeling the soil in this way is justified for foundation dimensions that are relatively small compared to the total depth of the rigid basement, since impedance functions belong more to a vibration problem than to a propagation one. Even in the case of shallow strata, the dynamic stiffness functions so obtained are approximate enough for engineering applications.

The practical importance of using this numerical technique to calculate the impedance functions is because the effects of foundation embedment and layer depth affect significantly the springs and dampers by which the soil is replaced. Probably, the most important effect is that, for a soil layer, a cutoff frequency exists below which the radiation damping is not activated [14]. Practicing engineers often overlook this phenomenon, since a half space is generally used for modeling the foundation soil. On the other hand, calculations are carried out on the assumption that the foundation is perfectly bonded to the surrounding soil. The modeling of the contact conditions does not include the presence of backfill, nor the lateral separation between the foundation and soil, as happens in many real situations during intense earthquakes. Consequently, the depth of embedment should be interpreted as the effective embedment depth for the conditions that would prevail during the design earthquake.

The input motions representing the components of the base excitation are also complex-valued quantities dependent on the characteristics of the soil and foundation, as well as on the wave nature of the excitation. Given the many uncertainties involved and assumptions considered in the modeling of this problem of diffraction and scattering of the incoming waves by the foundation, the averaging method of Iguchi was used here to calculate the input motions of the base. This is an efficient technique suitable for embedded foundations [15], which requires knowing previously the soil impedance functions. In essence, the foundation input motion is obtained by taking a weighted average of the free-field displacements along the soil-foundation interface and adding the displacement and rocking caused by the resultant force and moment associated with the free-field tractions along this surface.

As already mentioned, the wave excitation is given by vertically propagating shear waves. Following a standard wave propagation formulation for the case of antiplane motion [16], the free-field motion in the stratum in absence of the foundation takes the form



$$u_g(z,t) = U_g \cos(k_s z) e^{i\omega t} \quad (2)$$

where U_g is the complex amplitude of the control motion on the ground surface, which is defined as

$$U_g = \frac{2A_o}{\cos(k_s H_s) + i\alpha \sin(k_s H_s)} \quad (3)$$

where $\alpha = \rho_s V_s / \rho_o V_o$ is the impedance ratio between the stratum and bedrock and $k_s = \omega / V_s$ the wave number for the stratum. The cosine function appearing in Eq. (2) can be interpreted as the amplitude variation of the ground motion with the depth. Without loss of generality, one can assume that $2A_o$ is the complex amplitude of the free-field motion on the rock outcropping, i.e. on the level of the ground surface but assuming there is no layer.

It is worth noting that the parameter α expresses the geometrical attenuation in the stratum due to the wave radiation within the bedrock. Material attenuation in both the layer and the underlying medium is taken into account when replacing the real shear wave velocity $V_{s,o}$ by the complex one $V_{s,o}(1+i\zeta_{s,o})$, in which the subscripts s and o denote stratum and bedrock, respectively.

4. Effective period and damping of system

The effective period and damping of soil-structure systems including the kinematic interaction effects may be obtained by extending the well-known replacement oscillator approach used to account for the inertial interaction effects. The seismic wave effects are considered by establishing an analogy between the coupled system excited by the foundation input motion and a replacement oscillator excited by the free-field motion on the ground surface. The effective period and damping are determined such that, under harmonic excitation, the resonant period and the peak response of the actual system are equal to those of the equivalent oscillator. The formulation and validation of this approach to estimate the modified period and damping of the building by both kinematic and inertial interaction, is published elsewhere [17].

The effective period and damping are measured directly from the transfer function of the interacting system, which is defined as $Q = \omega^2 U_g / \omega^2 U_g$ and can be calculated from Eq. (1). Once the variation of the transfer function amplitude has been determined, the system period \tilde{T}_e and the system damping $\tilde{\zeta}_e$ are computed by use of the following expressions:

$$\tilde{T}_e = T_{res} \quad (4)$$

$$\tilde{\zeta}_e = \frac{1}{2Q_{res}} \quad (5)$$

where T_{res} is the resonant period and Q_{res} the correspond-

ing peak response measured at the transfer function of the interacting system.

With this approach, both the inertial and kinematic interaction effects are expressed by an increase in the fundamental period and a change in the associated damping of the rigidly supported structure. In this way, the maximum structural response can be estimated from standard response spectra for the prescribed free-field ground motion, using the values of \tilde{T}_e and $\tilde{\zeta}_e$ determined by the procedure just described and presented here by means of dimensionless charts.

5. Diagrams for design

Diagrams of effective periods and dampings of building-foundation systems are developed for practical use. They are expressed in terms of the following dimensionless parameters: the mass ratio of the foundation and structure, M_c/M_e ; the mass moment of inertia ratio of the foundation and structure, J_c/J_e ; the mass density ratio of the stratum and bedrock, ρ_s/ρ_o ; the shear wave velocity ratio of the stratum and bedrock, V_s/V_o ; the slenderness ratio of the structure, H_e/R ; the embedment ratio of the foundation, D/R ; the normalized depth of the stratum, H_s/R ; and the relative stiffness of the structure and soil, $H_e/V_s T_e$, also known as the foundation flexibility.

In all calculations it was assumed that $M_c/M_e=0.25$, $J_c/J_e=0.3$, $\rho_s/\rho_o=0.8$ and $V_s/V_o=0.5$. In addition, the damping ratios $\zeta_e=\zeta_s=0.05$ and $\zeta_o=0.03$, and the Poisson's ratios $\mu_s=0.45$ and $\mu_o=0.33$ were adopted. These values are intended to approximate real buildings and soils. The remaining system parameters are the most important and hence were given the values $H_e/R=2,3$ and 5 , $D/R=0,0.5$ and 1 , and $H_s/R=2,3$ and 5 . The foundation flexibility is the critical parameter controlling the soil-structure interaction. Here it was varied from 0, the limiting rigid-soil condition, to 0.4 for very soft soil having shear wave velocity of the order of 50–100 m/s, as happens for example with the soft clay deposits in the Valley of Mexico [18].

A comprehensive parametric analysis was conducted to elaborate the compendium of dimensionless charts shown in Figs. 3–8 for the system's period and damping. The values of \tilde{T}_e/T_e and $\tilde{\zeta}_e$ are plotted as a function of the foundation flexibility for several combinations of the remaining system parameters. Figs. 3–5 and 6–8 correspond to structural damping of viscous and hysteretic type, respectively. In Figs. 3 and 6, 4 and 7, 5 and 8, graphs are given for strata with $H_s/R=2$ (shallow), 3 and 5 (deep), respectively. Each graph includes results for foundations with $D/R=0$ (surface-supported), 0.5 and 1 (deep-embedded) and for buildings with $H_e/R=2$ (low-rise), 3 and 5 (high-rise). Note that, as the value of $H_e/V_s T_e$ tends to zero, the curves for \tilde{T}_e/T_e and $\tilde{\zeta}_e$ approach 1 and 0.05, respectively, corresponding to the values for the fixed-base condition.

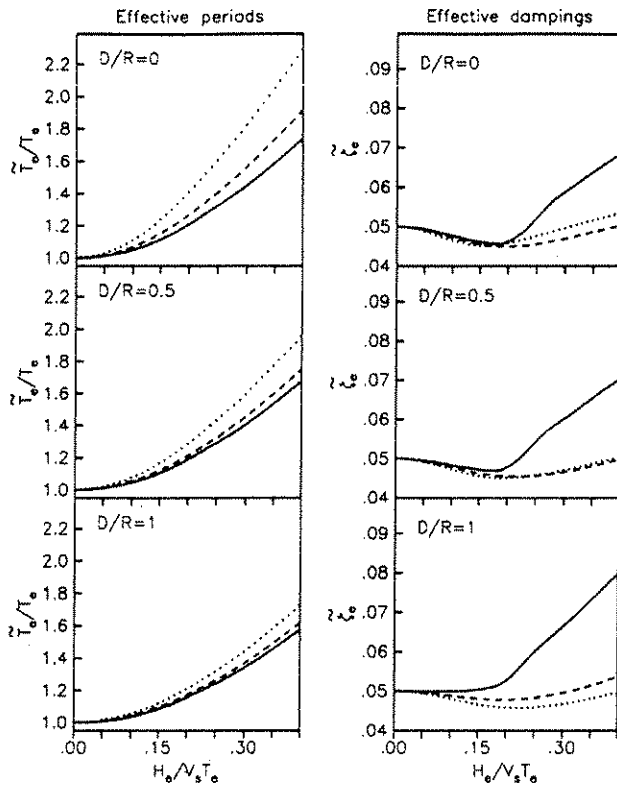


Fig. 3. Effective periods and dampings of soil-structure systems for viscous structural damping, considering a layer depth $H_f/R=2$, the embedment ratios $D/R=0, 0.5$ and 1 and the slenderness ratios $H_s/R=2$ (solid line), 3 (dashed line) and 5 (dotted line). All other system parameters were fixed constant at values of $M_c/M_e=0.25$, $J_c/J_e=0.3$, $\rho_f/\rho_o=0.8$, $V_f/V_o=0.5$, $\zeta_c=\zeta_s=0.05$, $\zeta_o=0.03$, $\mu_c=0.45$ and $\mu_o=0.33$.

From this parametric analysis, the following general conclusions for the effective period and damping of soil-structure systems are drawn:

1. The system period increases monotonically with increasing the foundation flexibility and the structure height. This effect is particularly significant for surface-supported foundations. The period lengthening relative to the fixed-base fundamental period decreases as the foundation depth increases. This means that the deeper the foundation, the stiffer the system. Although the layer depth has little influence, the system is stiffer for the shallow than for the deep stratum, principally for deep-embedded foundations. In addition, the system period practically does not depend on the type of structural damping.
2. The system damping increases considerably with increasing the foundation embedment and the layer depth, especially for low-rise structures. The deeper the stratum, the greater the influence of the embedment. For viscous structural dissipation, the effective damping of the system may be smaller than the damping of the structure alone, particularly for

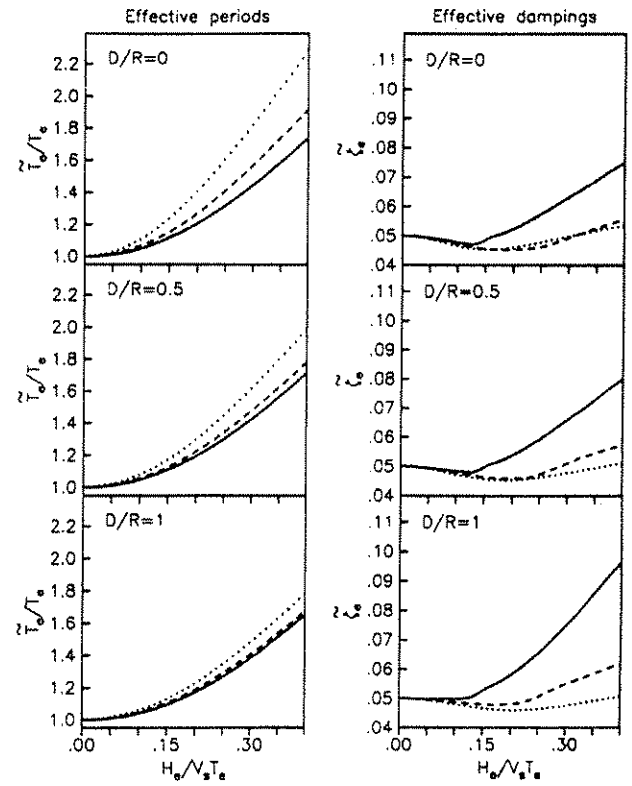


Fig. 4. Effective periods and dampings of soil-structure systems for viscous structural damping, considering a layer depth $H_f/R=3$, the embedment ratios $D/R=0, 0.5$ and 1 and the slenderness ratios $H_s/R=2$ (solid line), 3 (dashed line) and 5 (dotted line). All other system parameters were fixed constant at values of $M_c/M_e=0.25$, $J_c/J_e=0.3$, $\rho_f/\rho_o=0.8$, $V_f/V_o=0.5$, $\zeta_c=\zeta_s=0.05$, $\zeta_o=0.03$, $\mu_c=0.45$ and $\mu_o=0.33$.

high-rise buildings that are more effectively excited by rocking of the foundation. The largest reductions occur for values of the foundation flexibility ranging from 0.15 to 0.25 ; the lower value is associated with surface-supported foundations and the upper value with deep-embedded foundations. These reductions do not occur when the structural damping is assumed hysteretic rather than viscous. Moreover, the system damping is always larger for hysteretic than for viscous damping.

Although the significance of soil-structure interaction depends on the characteristics of both the interacting system and the seismic excitation, it can be observed from the results presented that the interaction effects are negligible for $H_0/V_s T_0 < 0.05$. If this criterion is fulfilled, the structure may be analysed under the fixed-base condition, because in that case the period lengthening and damping modification are insignificant from a practical viewpoint. On the other hand, as the transfer function of the coupled system is not exactly the one of a single oscillator, the concept of the effective period and damping is restricted to some applications. Due to changes in

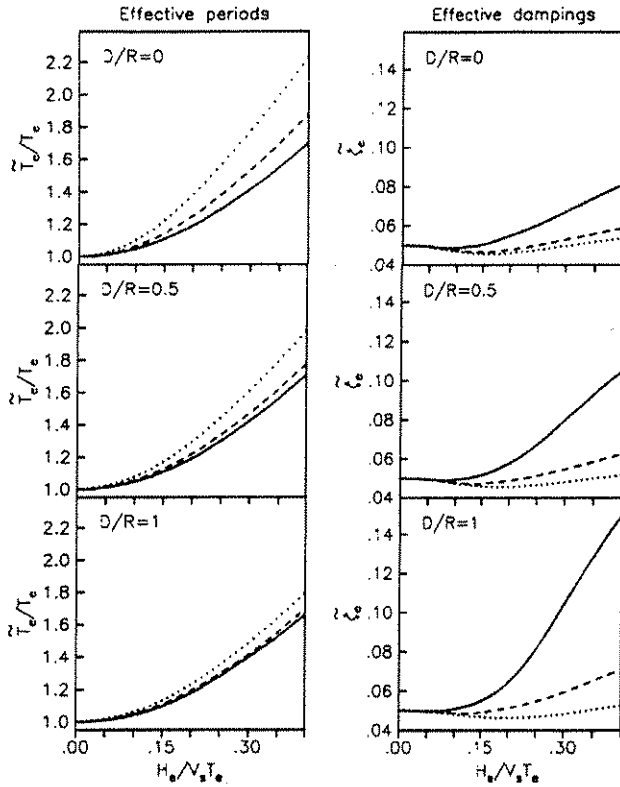


Fig. 5. Effective periods and dampings of soil-structure systems for viscous structural damping, considering a layer depth $H_e/R=5$, the embedment ratios $D/R=0, 0.5$ and 1 and the slenderness ratios $H_e/R=2$ (solid line), 3 (dashed line) and 5 (dotted line). All other system parameters were fixed constant at values of $M_j/M_c=0.25$, $J_j/J_c=0.3$, $\rho_j/\rho_c=0.8$, $V_j/V_c=0.5$, $\zeta_c=\zeta_s=0.05$, $\zeta_o=0.03$, $\mu_s=0.45$ and $\mu_o=0.33$.

the shape, the transfer function of the interacting system can not always be fitted by that of an equivalent oscillator, except at the resonant period. This situation often takes place with very short structures, deeply embedded foundations and shallow strata, as illustrated in Fig. 9 for $H_e/R=1$, $D/R=1$ and $H_e/R=2$. In this case, the replacement oscillator approach is not recommendable for $H_e/V_s T_e > 0.2$ and thus an exact analysis of the system response to a specific excitation using the Fourier transform technique should be preferred.

6. Approximate formulas for design

The ATC and BSSC procedures for soil-structure interaction are based on the modification of the relevant dynamic properties of the structure corresponding to the fixed-base condition. Specific expressions are given in those codes to compute the effective period and damping of elastically supported structures. Here, improved simplified formulas are proposed which are very helpful, used according to code interaction provisions. Such formulas supply the natural period and damping factor of

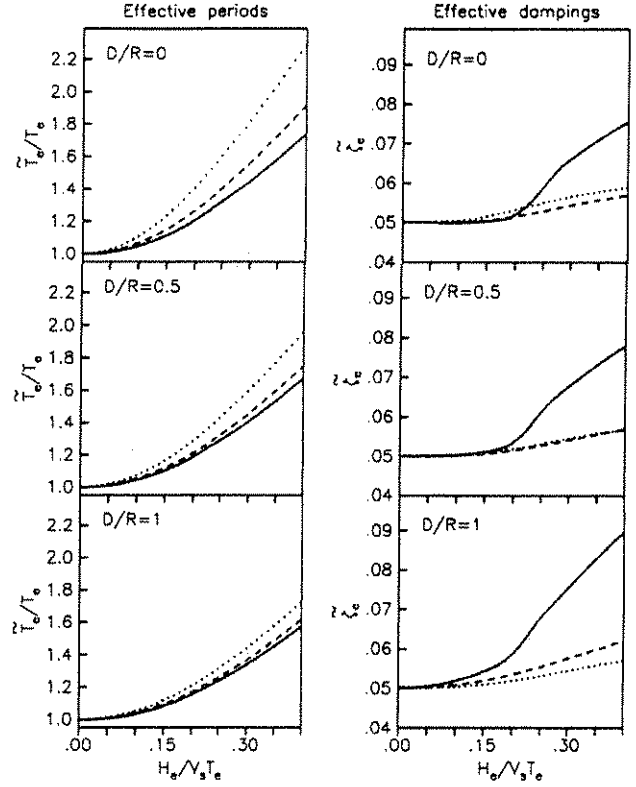


Fig. 6. Effective periods and dampings of soil-structure systems for hysteretic structural damping, considering a layer depth $H_e/R=2$, the embedment ratios $D/R=0.5$ and 1 and the slenderness ratios $H_e/R=2$ (solid line), 3 (dashed line) and 5 (dotted line). All other system parameters were fixed constant at values of $M_j/M_c=0.25$, $J_j/J_c=0.3$, $\rho_j/\rho_c=0.8$, $V_j/V_c=0.5$, $\zeta_c=\zeta_s=0.05$, $\zeta_o=0.03$, $\mu_s=0.45$ and $\mu_o=0.33$.

an equivalent oscillator, having a resonant peak of the same amplitude and frequency as the first peak of the harmonic response of the actual system. The system period is given by

$$\tilde{T}_e = (T_c^2 + T_h^2 + T_o^2)^{1/2} \tag{6}$$

in which

$$T_h = 2\pi \left(\frac{M_c}{K_{hh}} \right)^{1/2} \tag{7}$$

$$T_o = 2\pi \left(\frac{M_c(H_c+D)^2}{K_{\phi\phi}} \right)^{1/2} \tag{8}$$

are the natural periods if the structure were rigid and its base were only able either to translate or to rock, respectively. In addition, the system damping is given by

$$\tilde{\zeta}_e = \frac{1}{|Q_h + (H_c + D)Q_\phi|} \left(\zeta_c \frac{T_c^3}{\tilde{T}_e^3} + \frac{\zeta_h}{1 + 2\zeta_h^2} \frac{T_h^2}{\tilde{T}_e^2} + \frac{\zeta_o}{1 + 2\zeta_o^2} \frac{T_o^2}{\tilde{T}_e^2} \right) \tag{9}$$

in which

$$\zeta_h = \frac{\pi C_{hh}}{\tilde{T}_e K_{hh}} \tag{10}$$



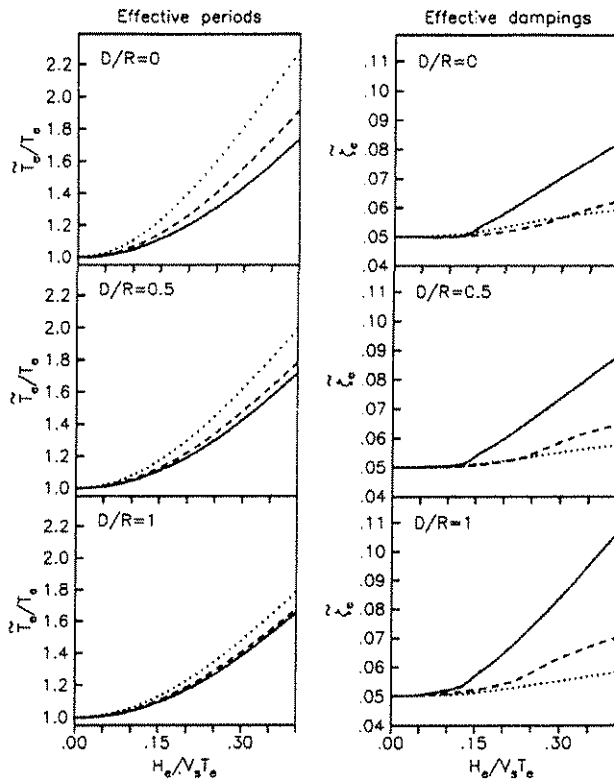


Fig. 7. Effective periods and dampings of soil-structure systems for hysteretic structural damping, considering a layer depth $H_e/R=3$, the embedment ratios $D/R=0, 0.5$ and 1 and the slenderness ratios $H_e/R=2$ (solid line), 3 (dashed line) and 5 (dotted line). All other system parameters were fixed constant at values of $M_s/M_e=0.25$, $J_s/J_e=0.3$, $\rho_s/\rho_e=0.8$, $V_s/V_e=0.5$, $\zeta_e=\zeta_s=0.05$, $\zeta_0=0.03$, $\mu_s=0.45$ and $\mu_0=0.33$.

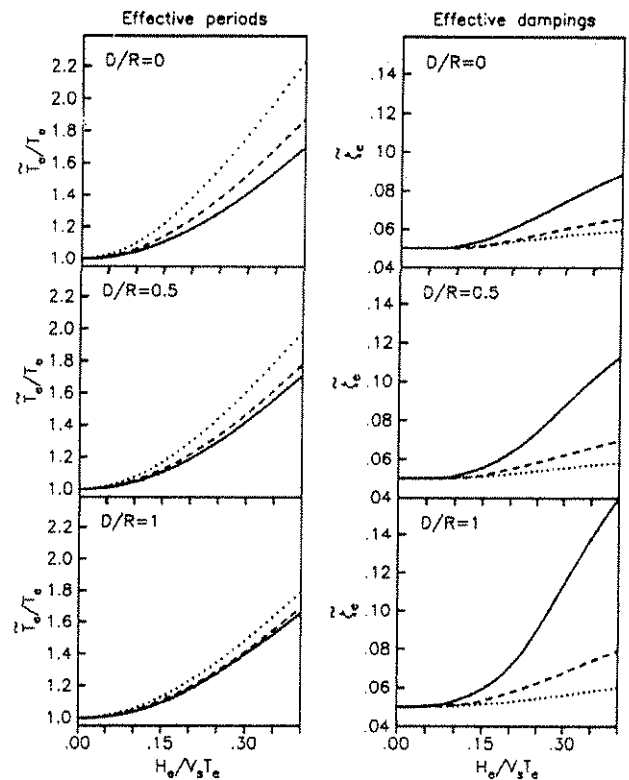


Fig. 8. Effective periods and dampings of soil-structure systems for hysteretic structural damping, considering a layer depth $H_e/R=5$, the embedment ratios $D/R=0, 0.5$ and 1 and the slenderness ratios $H_e/R=2$ (solid line), 3 (dashed line) and 5 (dotted line). All other system parameters were fixed constant at values of $M_s/M_e=0.25$, $J_s/J_e=0.3$, $\rho_s/\rho_e=0.8$, $V_s/V_e=0.5$, $\zeta_e=\zeta_s=0.05$, $\zeta_0=0.03$, $\mu_s=0.45$ and $\mu_0=0.33$.

$$\zeta_\phi = \frac{\pi C_{\phi\phi}}{T_c K_{\phi\phi}} \quad (11)$$

are the damping ratios of the soil for the translational and rocking modes of the foundation, respectively. It is worth noting that the natural periods T_h and T_ϕ , the damping ratios ζ_h and ζ_ϕ , and the transfer functions Q_h and Q_ϕ should be evaluated for an excitation frequency corresponding to the effective period of system. In view that this period is unknown, the process of determining it requires an iterative scheme. Notice also that kinematic interaction is excluded by setting $Q_h=1$ and $Q_\phi=0$, with which the system damping for solely inertial interaction is recovered. The system period is not affected by kinematic interaction.

Eqs. (6) and (9) were deduced assuming the structural damping of viscous type, and considering that the foundation mass M_c , the rotary inertia of both the structure and foundation, J_e and J_c , and the coupled stiffness $K_{h\phi}$ and damping $C_{h\phi}$ of the soil are negligible, as assumed by many authors [8,10,19] to derive approximate expressions for the effective period and damping of system. If hysteretic structural damping is desired, the first

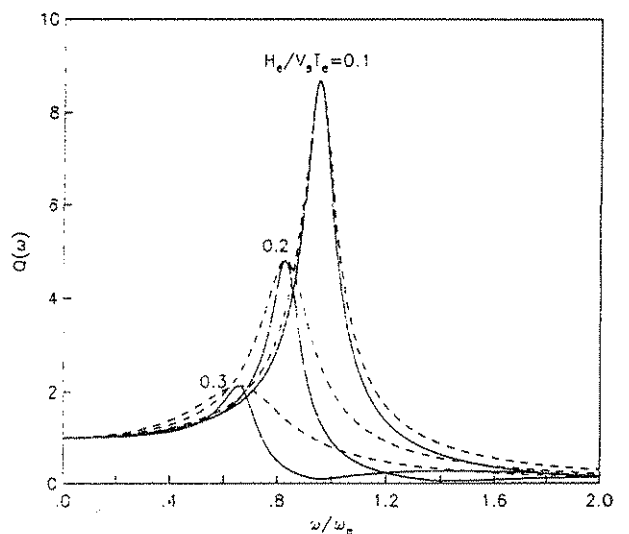


Fig. 9. Transfer functions for the actual system (solid line) and the replacement oscillator (dashed line) for $H_e/R=1$, $D/R=1$ and $H_e/R=2$, considering viscous structural damping. All other system parameters were fixed constant at values of $M_s/M_e=0.25$, $J_s/J_e=0.3$, $\rho_s/\rho_e=0.8$, $V_s/V_e=0.5$, $\zeta_e=\zeta_s=0.05$, $\zeta_0=0.03$, $\mu_s=0.45$ and $\mu_0=0.33$.

term in parentheses on the right-hand side of Eq. (9) should be modified using the equivalence condition $\zeta_e^v = (\omega_e/\omega)\zeta_e^h$, in which the superscripts v and h denote viscous and hysteretic damping, respectively. When ω is replaced by ω_e , this modification leads to an exponent of two instead of three for the ratio T_e/\bar{T}_e . It is apparent that, as the fundamental frequency of the building reduces by soil-structure interaction, the energy dissipated in the viscous model decreases, while the energy dissipated in the hysteretic model is conserved unchanging. Therefore, the effective damping of system implicitly reduces when the former model is used. On the other hand, Eq. (6) was obtained by neglecting damping terms of second order, whereas Eq. (9) was calibrated with the numerical solution. The accuracy of the approximate formulas is good for engineering purposes, as shown in Fig. 10 by comparisons with numerical results for different combinations of the system parameters. It is interesting to note that the accuracy in the system damping is better than in the system period. The main advantage of these formulas over all known similar expressions lies in that the depth of embedment and the wave nature of the excitation are taken into consideration.

7. Conclusions

Dimensionless charts for the effective period and damping of structures with embedded foundation in a soil layer over elastic bedrock have been built, including the seismic wave effects due to vertically incident shear waves. The interaction effects on the relevant dynamic properties of the structure have been evaluated for a large number of system configurations. It was shown that the effects of foundation embedment and layer depth are

extremely important. They increase considerably the effective damping of the system relative to the damping of the structure alone, especially for low-rise structures. Diagrams should be of use in code-analyses of soil-structure interaction. They represent a rapid and accurate way for determining the system's period and damping required when applying seismic design provisions. Diagrams should also be used to ascertain at a glance the effects and relative importance of the numerous parameters involved. Their application could not be justified only for unusual buildings and sites in which the interaction effects are of extreme significance. Furthermore, approximate easy to use formulas for the effective period and damping were proposed. They were found to be in good agreement with the numerical solutions.

Acknowledgements

We are indebted to A. Tena and two anonymous reviewers for their keen critical remarks and helpful suggestions that contributed to the clarity of this paper.

References

- [1] Jennings PC, Bielak J. Dynamics of building–soil interaction. Bull Seismolog Soc Am 1973;63:9–48.
- [2] Veletsos AS, Meek JW. Dynamic behaviour of building–foundation systems. Earthquake Engng Struct Dynam 1974;3:121–38.
- [3] Scanlan RH. Seismic wave effects on soil–structure interaction. Earthquake Engng Struct Dynam 1976;4:379–88.
- [4] Luco JE, Wong HL. Seismic response of foundations embedded in a layered half-space. Earthquake Engng Struct Dynam 1987;15:233–47.
- [5] Pais AL, Kausel E. On rigid foundations subjected to seismic waves. Earthquake Engng Struct Dynam 1989;18:475–89.
- [6] Applied Technology Council (ATC). Tentative provisions for the

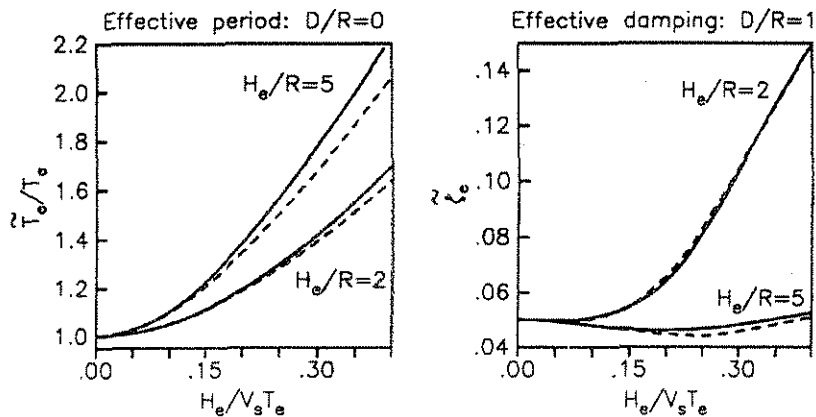


Fig. 10. Comparison of the approximate (dashed line) with the numerical solution (solid line) for the effective period and damping of soil-structure systems with $H_e/R=5$ and $H_e/R=2$ and 5, considering viscous structural damping. Results for \bar{T}_e/T_e and ζ_e correspond to $D/R=0$ and 1, respectively. All other system parameters were fixed constant at values of $M_s/M_c=0.25$, $J_s/J_c=0.3$, $\rho_s/\rho_c=0.8$, $V_s/V_c=0.5$, $\zeta_c=\zeta_s=0.05$, $\zeta_o=0.03$, $\mu_s=0.45$ and $\mu_c=0.33$.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

155

- development of seismic regulations for buildings. Report ATC-3-06 Amended. California: Applied Technology Council, 1984.
- [7] Building Seismic Safety Council (BSSC). NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings. Report FEMA-302. Washington: Federal Emergency Management Agency, 1997.
- [8] Luco JE. Linear soil-structure interaction. Report UCRL-15272. California: Lawrence Livermore National Laboratory, 1980.
- [9] Bielak J. Dynamic behavior of structures with embedded foundations. *Earthquake Engng Struct Dynam* 1975;3:259–74.
- [10] Avilés J, Pérez-Rocha LE. Evaluation of interaction effects on the system period and the system damping due to foundation embedment and layer depth. *Soil Dynam Earthquake Engng* 1996;15:11–27.
- [11] Iguchi M. An approximate analysis of input motions for rigid embedded foundations. *Trans Architect Inst Japan* 1982;315:61–75.
- [12] Tassoulas JL, Kausel E. Elements for the numerical analysis of wave motion in layered strata. *Int J Num Meth Engng* 1983;19:1005–32.
- [13] Kausel E, Whitman RV, Morray JP, Elsabee F. The spring method for embedded foundations. *Nuclear Engng Des* 1978;48:377–92.
- [14] Meek JW, Wolf JP. Insights on cutoff frequency for foundation on soil layer. *Earthquake Engng Struct Dynam* 1991;20:651–65.
- [15] Iguchi M. Earthquake response of embedded cylindrical foundations to SH and SV waves. In: *Proc 8th World Conf Earthquake Engng*, San Francisco, (CA) 1984:1081–1088.
- [16] Wolf JP, Oberhuber P. Free-field response from inclined SH-waves and Love-waves. *Earthquake Engng Struct Dynam* 1982;10:823–45.
- [17] Avilés J, Pérez-Rocha LE. Effects of foundation embedment during building-soil interaction. *Earthquake Engng Struct Dynam* 1998;27:1523–40.
- [18] Avilés J, Pérez-Rocha LE. Site effects and soil-structure interaction in the Valley of Mexico. *Soil Dynam and Earthquake Engng* 1998;17:29–39.
- [19] Wolf JP. *Dynamic soil-structure interaction*. Englewood Cliffs (NJ): Prentice-Hall, 1985.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Response of L-type embedded foundations to traveling seismic waves

La réponse dynamique des fondations avec une géométrie de forme L à l'incidence des ondes sismiques

J. Avilés - Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Jiutepec, Morelos, México
M. Suarez & F.J. Sánchez-Sesma - Instituto de Ingeniería, UNAM, México, México

ABSTRACT: An efficient indirect boundary element method (IBEM) is applied to compute the impedance functions for L-type rigid foundations embedded in a homogeneous viscoelastic half-space. The impedance functions together with the free-field displacements and tractions generated along the soil-foundation interface are used to determine the foundation input motion for incident *P*, *SH* and Rayleigh waves. This is accomplished by application of the averaging method of Iguchi. The main objective is to know how the response of an L-type foundation with symmetrical wings differs from that of the corresponding enveloping square foundation. The foundation soil is characterized by a Poisson's ratio of 1/3 and a hysteretic damping ratio of 5%. The results should be of use in analyses of soil-structure interaction in which the effects of traveling seismic waves are needed to include.

RÉSUMÉ: La méthode indirect des éléments de frontière (IBEM) est utilisée pour obtenir des fonctions d'impédance pour des fondations rigides présentant une géométrie en forme de L, enterrées dans un demi-espace viscoélastique homogène. Pour l'incidence des ondes *P*, *SH* et Rayleigh, le mouvement effectif de la fondation est obtenue en utilisant les fonctions d'impédance ainsi que les contraintes et les déplacements calculés pour le champ libre. Cela est réalisé par l'application de la méthode proposée par Iguchi. Le principal objectif est de connaître comment la réponse dynamique des fondations rigides présentant une géométrie en forme L avec des ailes symétriques est différente de la réponse de une fondation carrée. Toutes les analyses ont été faites avec un coefficient de Poisson de 1/3 et un amortissement hystérétique de 5%. Les résultats seront utiles dans l'analyse d'interaction sol-structure à laquelle les effets des ondes sismiques qui passent doivent être pris en compte.

1 INTRODUCTION

Several studies have been carried out to evaluate the effects of wave passage for foundations of regular shape (Wong & Luco, 1976; Luco & Mita, 1987). However, there is little information for irregular foundations or configurations that, even being symmetrical about one axis, have re-entrant corners the effects of which are generally not accounted for in practical applications. The most frequent problems due to this issue are related to torsion in the structure itself and to torsion and rocking in the foundation caused by the travelling seismic waves.

In practice the wave nature of the earthquake excitation is usually ignored. Nevertheless, the travelling wave effects cannot be overlooked for unusual irregular structures of major importance, because the damping capacity of the foundation depends not only on the energy dissipation by hysteretic and radiation damping in the soil, but also on the loss of energy by diffraction and scattering of the incident waves by the foundation. In the evaluation of the input motions, analytical solutions are available only for very simple geometries. For complex geometries, a number of sophisticated numerical methods have been developed, although the current applications regard only regular shapes (Chow, 1986; Betti & Abdel-Gaffar, 1994). This can be explained if one considers that the rigorous analysis of kinematic interaction demands a substantial computational effort and the fact that most foundations have regular forms, mainly rectangular shape.

On the other hand, the use of more elaborate procedures does not eliminate the uncertainties that are inherent in the modeling of the soil-foundation system and in the specification of the design ground motion. Therefore, approximate methods have been highly recommended for design purposes. For the case of embedded foundations, a good estimation was achieved by Iguchi (1982). This is a remarkably simple and efficient method that allows us to determine the overall excitation of arbitrarily shaped foundations, providing that the impedance functions are known in advance. For regular foundations, it has been proven that the

effects of wave passage can be assessed by this technique (Iguchi, 1984; Pais & Kausel, 1989).

This work deals with the seismic wave effects on the harmonic response of L-type rigid foundations embedded into a uniform viscoelastic half-space. The principal objectives are to investigate the effects of foundation shape, embedment depth and type of wave excitation. The impedance functions are calculated by application of an efficient indirect boundary element method (IBEM). The foundation input motion is computed using the well-known Iguchi's method. Numerical analyses are conducted on L-type foundations with symmetrical wings excited by horizontally incident plane *P*, *SH* and Rayleigh waves. Results are compared to those obtained for an enveloping square foundation defined by the exterior width of the corresponding L-shape foundation.

2 ANALYSIS OF IMPEDANCE FUNCTIONS

One of the most complex and time-consuming tasks in analyses of soil-structure interaction is the calculation of the impedance functions. These dynamic stiffness functions reflect the relation between the harmonic force or moment applied on a rigid massless foundation and its resulting displacement or rotation for each degree of freedom of the foundation. The calculation of the impedance functions involves the solution of a radiation mixed boundary-value problem in elastodynamics. The model considered for the formulation of the IBEM is schematically shown in Figure 1, in which *a* is the exterior half-width of the L-type foundation, *l* the longitude of its wings and *h* the depth of embedment. The foundation is assumed to be rigid and perfectly bonded to a homogeneous viscoelastic half-space.

In order to apply the IBEM, the contact area between the soil and foundation Γ_f and the portion of the free surface Γ_s should be discretized.

Let $\{U_r\} = \{U_x, U_y, U_z\}^T$ be the radiated displacement field associated with the motion of the foundation when excited by ex-



ternal harmonic forces or moments. The time factor $e^{i\omega t}$ with circular frequency ω applies to all displacement and stress fields. For the sake of simplicity, this factor will be omitted from here on. The displacement vector in the medium can be represented by a single-layer boundary integral as

$$\{U_i(p)\} = \int_{\Gamma} \{G_{ij}(p, \xi)\} \{\Phi_j(\xi)\} d\Gamma(\xi) \quad (1)$$

where $U_i(p)$ = i th component of displacement at point p , $G_{ij}(p, \xi)$ = displacement Green's function for the whole space, i.e. the displacement in direction i at point p due to a unit harmonic force acting in direction j at point ξ , $\Phi_j(\xi)$ = unknown force density in direction j at point ξ , and $\Gamma = \Gamma_f \cup \Gamma_s$ represents the surface along which the integration is made. p and ξ are the coordinates of the observation and source points, respectively, and the sources are located on the boundary Γ from which waves are radiated.

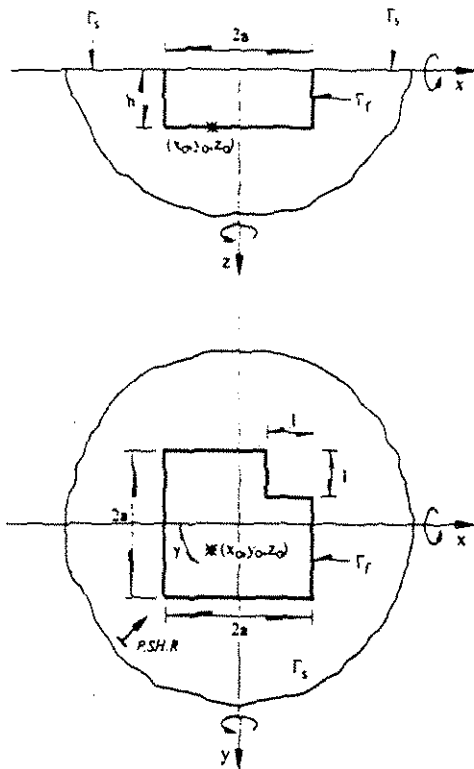


Figure 1. Model geometry and coordinate system for L shape foundations.

This integral representation allows the computation of tractions by direct application of Hooke's law, except at boundary singularities arising when $p = \xi$ on the surface Γ . By a limiting process based on equilibrium considerations around a neighborhood of the boundary, the traction vector $\{T_i^*(p)\} = \{T_n^*, T_s^*, T_t^*\}^T$ at the surface Γ can be written as

$$\{T_i^*(p)\} = \alpha(1 - \delta_{pi})\{\Phi_i(p)\} + \int_{\Gamma} \delta_{pi} \{S_{ij}(p, \xi)\} \{\Phi_j(\xi)\} d\Gamma(\xi) \quad (2)$$

where $T_i^*(p)$ = i th component of traction at point p on Γ with normal $n(p)$ pointing outside, $\epsilon = 0.5$ if p tends to Γ from inside or $\epsilon = -0.5$ if the contrary, $S_{ij}(p, \xi)$ = stress Green's function. $\delta_{pi} = 1$ if $p = \xi$ and $\delta_{pi} = 0$ if $p \neq \xi$. Equations 1 and 2 are the basis of the approach used here. The exact point load solutions that constitute the 3x3 Green's function matrices $\{G_{ij}(p, \xi)\}$ and $\{S_{ij}(p, \xi)\}$ are published elsewhere (Sánchez-Sesma & Luzón, 1995).

The boundary conditions that have to be satisfied are the displacement continuity across the soil-foundation interface, the

vanishing stresses at the free surface and the wave radiation at infinity. The last condition is automatically fulfilled when Green's functions are used. The other conditions are represented by the following expressions:

$$\{U_i(p)\} = \{\alpha(p)\} \{U_i\}; \quad p \in \Gamma_f \quad (3)$$

$$\{T_i^*(p)\} = \{0\}; \quad p \in \Gamma_s \quad (4)$$

where $\{U_0\} = \{U_{0x}, U_{0y}, U_{0z}, \Theta_{0x}, \Theta_{0y}, \Theta_{0z}\}^T$ is a vector of prescribed motions of the foundation. U_{0x} , U_{0y} and U_{0z} are the translations at a reference point with coordinates (x_0, y_0, z_0) , and Θ_{0x} , Θ_{0y} and Θ_{0z} are the rotations about the coordinate axes (Figure 1). $\{\alpha(p)\}$ is given by

$$\{\alpha(p)\} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & z - z_0 & y_0 - y \\ 0 & 1 & 0 & z_0 - z & 0 & x - x_0 \\ 0 & 0 & 1 & y - y_0 & x_0 - x & 0 \end{bmatrix} \quad (5)$$

Equations 3 and 4 are solved for unit rigid-body motions of the foundation corresponding to each of its six degrees of freedom. Let us assume that the force densities over each boundary element are constant. Also, let M and N be the number of elements used to discretize the boundaries Γ_f and Γ_s , respectively. Then the discretization scheme reduces Equations 3 and 4 to a system of $3M+3N$ linear algebraic equations with the same number of unknowns $\Phi_j(\xi)$, in which $j=x, y, z$ and $\xi=1, 2, \dots, M+N$.

The resultant forces and moments acting on the foundation are calculated by integrating the contact tractions at the soil-foundation interface obtained from Equation 2. This leads to

$$\{F_i\} = \int_{\Gamma_f} \{\alpha(p)\}^T \{T_i^*(p)\} d\Gamma(p) \quad (6)$$

where $\{F_0\} = \{F_{0x}, F_{0y}, F_{0z}, M_{0x}, M_{0y}, M_{0z}\}^T$. The vector of contact tractions $\{T_i^*(p)\}$ at the interface Γ_f may be expressed as

$$\{T_i^*(p)\} = \{\beta^*(p)\} \{U_i\}; \quad p \in \Gamma_f \quad (7)$$

where $\{\beta^*(p)\}$ is a 3x6 matrix the columns of which represent the contact tractions at the soil-foundation interface due to unit rigid-body motions of the foundation. Substitution from Equation 7 into Equation 6 results in

$$\{F_i\} = [K] \{U_i\} \quad (8)$$

in which

$$[K] = \int_{\Gamma_f} \{\alpha(p)\}^T \{\beta^*(p)\} d\Gamma(p) \quad (9)$$

The elements of this matrix represent the impedance functions referred to (x_0, y_0, z_0) and can be written in the form

$$K_{mn} = K_{mn}^0 (k_{mn} + i\eta c_{mn}) (1 + i\zeta \zeta); \quad m, n = x, y, z, \theta_x, \theta_y, \theta_z \quad (10)$$

where $\eta = \omega a / \pi \beta$ is the dimensionless frequency, in which V_s = S -wave velocity, and ζ = hysteretic material damping of the soil. K_{mn}^0 is designated static stiffness and k_{mn} and c_{mn} are stiffness and damping coefficients. The latter coefficient reflects the viscous geometrical damping by wave radiation within the soil.

3 ANALYSIS OF INPUT MOTIONS

The foundation input motion represents the response of a rigid massless foundation when subjected to the seismic excitation in the form of harmonic waves. Its calculation involves the solution of a scattering mixed boundary-value problem in elastodynamics. It is well-known that the solutions of the previous radiation (impedance functions) and the present scattering (input motions) problems are related (Luco, 1986). The connection between the two problems is such that the foundation input motion can be easily calculated if the contact tractions at the soil-foundation interface for unit rigid-body motions of the foundation and the free-field ground motion are known.

An integral representation for the foundation input motion in terms of the dynamic stiffness matrix $[K]$ and the matrix of contact tractions for the radiation problem $\{T^*(p)\}$ has been developed by Luco (1986). This representation is given by

$$\{U_s\} = [K]^{-1} \left\{ \int_{\Gamma} [\alpha(p)]^T \{U_s(p)\} d\Gamma(p) - \int_{\Gamma} [\alpha(p)]^T \{T_s^*(p)\} d\Gamma(p) \right\} \quad (11)$$

where the vectors $\{U_s(p \in \Gamma)\} = \{U_{sx}, U_{sy}, U_{sz}\}^T$ and $\{T_s^*(p \in \Gamma)\} = \{T_{sx}^*, T_{sy}^*, T_{sz}^*\}^T$ correspond to the displacements and tractions associated with the free-field ground motion at the soil-foundation interface, respectively. The foundation input motion is related to the generalized driving forces

$$\{F_s\} = \int_{\Gamma} [\alpha(p)]^T \{T_s^*(p)\} d\Gamma(p) \quad (12)$$

by the expression

$$\{U_s\} = [K]^{-1} \{F_s\} \quad (13)$$

where $\{T_s^*(p)\}$ denotes the vector of contact tractions generated on the interface Γ_f when the foundation is kept immobile under the action of the seismic excitation. The main disadvantage of this approach resides in that the direct solution of the scattering problem is required. Iguchi (1982) has derived an approach for the scattering problem according to which the input motion for embedded foundations is defined by

$$\{U_s\} = [H]^{-1} \left\{ \int_{\Gamma} [\alpha(p)]^T \{U_s(p)\} d\Gamma(p) - [K]^{-1} \int_{\Gamma} [\alpha(p)]^T \{T_s^*(p)\} d\Gamma(p) \right\} \quad (14)$$

in which

$$[H] = \int_{\Gamma} [\alpha(p)]^T [\alpha(p)] d\Gamma(p) \quad (15)$$

where $\{U_s(p)\}$ and $\{T_s^*(p)\}$ are the free-field displacements and tractions, respectively. Although approximate, Equation 14 is more suitable for numerical evaluations. Its discretization is based on the same scheme used for the radiation problem.

The different types of wave excitation considered in this study are given by horizontally incident plane P , SH and Rayleigh waves propagating along the symmetry axis of the foundation. The free-field motion on the ground surface, i.e. the motion of the soil surface in absence of the foundation, is represented in each case by

$$\{U_s(z=0)\} = \begin{Bmatrix} U_{sx}^* \\ U_{sy}^* \\ U_{sz}^* \end{Bmatrix} \exp[-i\omega(x \cos \gamma/c - y \sin \gamma/c)] \quad (16)$$

where $U_{sx}^* = U_{sx}^*$ and U_{sz}^* are respectively the amplitudes of the horizontal and vertical components of this motion, γ the incident angle and c the apparent horizontal velocity. Following a standard wave propagation formulation for the case of in-plane motion, these parameters have been established elsewhere (Achenbach, 1976).

4 NUMERICAL RESULTS

Both the impedance functions and input motions computed here are referred to the center of the bottom of the foundation and are expressed in terms of the dimensionless frequency previously defined. The calculations were performed for a number of values of η in the range from 0.01 to 1. Material attenuation in the medium was introduced through the use of complex S - and P -wave velocities, that is $V_s^* = V_s(1+i\zeta)$ and $V_p^* = V_p(1+i\zeta)$, in which $V_p = P$ -wave velocity. A Poisson's ratio of 1.3 and 5% of internal damping were used to characterize the foundation soil. To reduce the number of examples, four cases are analyzed concerning the

shape of the foundation, namely: $l/a=0$ (square shape), $l/a=1$ (L-shape) and for each, $h/a=0$ (surface foundation) and $h/a=1$ (embedded foundation).

4.1 Input motions for square and L-shape foundations

The components of the foundation input motion are expressed by the ratios U_{0sx}/U_{sx}^* and Θ_{0sx}/U_{sx}^* , which relate the complex amplitudes of the horizontal and rocking input motions, respectively, to the complex amplitude of the horizontal free-field displacements U_{sx}^* on the ground surface.

Using this technique, we obtained the foundation input motions for P , SH and Rayleigh waves impinging horizontally with an azimuth $\gamma=45^\circ$ related to the x -axis.

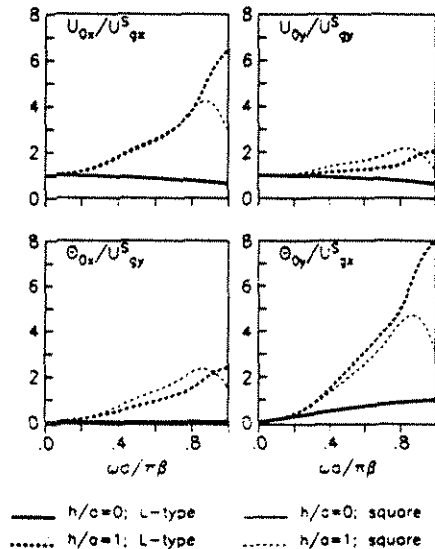


Figure 2. Horizontal and rocking foundation input motions due to incident P waves.

Results obtained for square and L shape foundations for $h/a=0$ and 1 are displayed in Figures 2, 3 and 4 which correspond to horizontal and rocking foundation input motions when foundations are subjected to the incidence of horizontally P and SH waves, and Rayleigh surface waves, respectively. Differences in amplitude of these transfer functions become evident for high frequencies and deep foundations. For shallow foundations the response obtained for L shape and square foundations is almost the same. This means that it can be considered a square enveloping foundation in substitution for the shallow symmetrical L shape with the corresponding save in time consuming for computation of the results.

For deep foundations the results differ drastically for high frequencies ($\omega a/\pi \beta \geq 0.8$) specially for U_{0x}/U_{sx}^* and Θ_{0x}/U_{sx}^* , raising values of seven times greater than those obtained for square foundations in the case of incident SH waves (Figure 3). For P and Rayleigh waves, these differences are approximately of 2.5 times (Figures 2 and 4 respectively).

5 CONCLUSIONS

The IBEM was applied to compute the impedance functions for L-type foundations embedded in a viscoelastic medium. Using the approximate technique proposed by Iguchi, foundation input motions were computed. Four different foundation geometries were analyzed, including the square shape. A comprehensive parametric study for foundations with geometries different for the classical square shapes frequently analyzed in literature,

is presented. Significant differences in transfer functions can be obtained when the foundation is approximated to these classical shapes. We found significant effects associated with the foundation shape, type of wave analyzed and foundation depth. For the foundations investigated, the influence of the re-entrant corners of L-foundations determine the values of the results. The spectrum of foundation input motion varies for translation and rocking, specially for U_{0x}/U_{gx}^s and Θ_{0y}/U_{gx}^s . Other responses, like the vertical and coupling were not investigated. Our results strongly suggest that the approximation of irregular foundation shapes with regular ones for soil-structure interaction is not recommended when high frequencies must be taken into account. If still such a thing has to be done the associated uncertainties could be estimated using the results presented here.

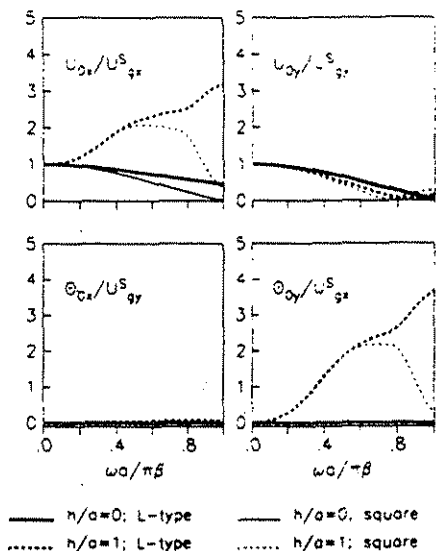


Figure 3. Horizontal and rocking foundation input motions due to incident SH waves.

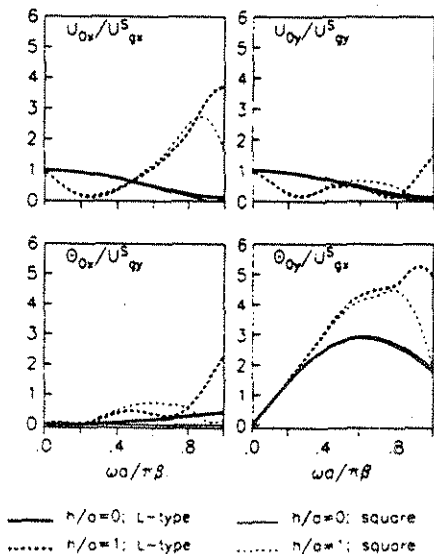


Figure 4. Horizontal and rocking foundation input motions due to incident Rayleigh waves.

6 ACKNOWLEDGMENTS

This work was partially supported by Conacyt under grant 27497U and by DGAPA-UNAM under grant IN104998.

REFERENCES

- Achenbach J. D., 1976, *Wave Propagation in Elastic Solids*, North-Holland Publishing Company, Oxford.
- Betti R. & Abdel-Gaffar A. M., 1994, "Seismic analysis of embedded foundations using a BEM formulation of the substructure deletion method", *J. Engng. Mech., ASCE*, 120, 1283-1303.
- Chow Y. K., 1986, "Simplified analysis of dynamic response of rigid foundations with arbitrary geometries", *Earthq. Engng. Struct. Dynam.*, 14, 643-653.
- Iguchi M., 1982, "An approximate analysis of input motions for rigid embedded foundations", *Trans. Architect. Inst. Japan*, No. 315, 61-75.
- Iguchi M., 1984, "Earthquake response of embedded cylindrical foundations to SH and SV waves", *Proc. 8th World Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, California, 1081-1088.
- Luco J. E., 1986, "On the relation between radiation and scattering problems for foundations embedded in an elastic half-space", *Soil Dynam. Earthq. Engng.*, 5, 97-101.
- Luco J. E. & Mira A., 1987, "Response of a circular foundation on a uniform half-space to elastic waves", *Earthq. Engng. Struct. Dynam.*, 15, 105-118.
- Pais A. L. & Kausel E., 1989, "On rigid foundations subjected to seismic waves", *Earthq. Engng. Struct. Dynam.*, 18, 475-489.
- Sánchez-Sesma F. J. & Luzón F., 1995, "Seismic response of three-dimensional alluvial valleys for incident P, S and Rayleigh waves", *Bull. Seism. Soc. Amer.*, 85, 269-284.
- Wong H. L. & Luco J. E. 1976, "Dynamic response of rigid foundations of arbitrary shape", *Earthq. Engng. Struct. Dynam.*, 4, 579-587.

APLICACIÓN DEL IBEM EN LA RESPUESTA SÍSMICA DE CIMENTACIONES ENTERRADAS DE FORMA ARBITRARIA

Martha Suárez⁽¹⁾, Javier Avilés y Francisco Sánchez Sesma

(1) Instituto de Ingeniería, UNAM
Ciudad Universitaria, Apdo. Postal 70-472
Coyoacán, 04510 México, D.F.
Tel. (52) 56223467; Fax (52)56223477
E-mail: msl@servidor.unam.mx

RESUMEN

Se analiza la influencia que el ángulo de incidencia y el ángulo azimutal tienen en la respuesta sísmica de cimentaciones de forma arbitraria. Entre otros factores, se toman en cuenta la profundidad de desplante del cimiento y el tipo de onda que se usa como excitación. Para el cálculo de las funciones de impedancia se emplea el método indirecto de elementos en la frontera y los movimientos efectivos se obtienen utilizando una técnica aproximada propuesta por Iguchi (1982). Se concluye que para cimentaciones irregulares cuyos lados sean de dimensiones comparables entre sí, no siempre es válido aproximarlas a geometrías regulares.

SUMMARY

It is studied the influence of the incident and azimuthal angle on the seismic response of foundations with arbitrary geometry. Among other parameters, it is considered the foundation depth and the type of wave which is used like an excitation. The impedance functions are computed using the Indirect Boundary Element Method and the effective input motions are obtained applying the Iguchi's technique (1982). It is concluded that not always good results are achieved when regular shapes are used in order to approximate their form to foundations with arbitrary geometry.

INTRODUCCIÓN

Tomando en cuenta que son pocos los estudios que existen para determinar la respuesta dinámica de cimientos de forma arbitraria, y en la mayoría de ellos sólo se describe el método de cálculo, mostrando resultados para cimientos de geometrías sencillas (Betti y Abdel-Gaffar, 1994; Chow, 1986; Luco y Wong, 1987; Rücker, 1982; Wong y Luco, 1976), en este trabajo se utiliza el método indirecto de elementos de frontera (IBEM) para calcular las funciones de impedancia de cimentaciones que tienen una planta en forma de 'L' y que se encuentran embebidas en un semiespacio viscoelástico. La intención es analizar que tan diferente es su respuesta en relación con la que se obtiene de considerar la envolvente de forma cuadrada. Ya Dobry y Gazetas (1983) afirmaban que era importante tomar en cuenta la forma de la cimentación, pues esta afecta de manera significativa las rigideces y amortiguamientos dinámicos.

Debido a que el cálculo de la respuesta de cimentaciones con geometrías complejas no es posible hacerlo utilizando los métodos analíticos, se desarrollaron los métodos numéricos que requieren de la discretización del medio, ya sea de una fracción del espacio que ocupa el modelo (elementos finitos) o de las fronteras (métodos de elementos en la frontera) lo que incrementa los esfuerzos computacionales. Esto justifica en parte, el hecho de que la tendencia general haya sido la de considerar formas regulares que se aproximen a las irregulares para obtener la respuesta de las

cimentaciones. Pese a que ya se cuenta con las técnicas para poder realizar los análisis de cimentaciones de geometrías complejas, y los equipos de cómputo son también más poderosos en cuanto a capacidad de memoria y velocidad en los procesos, ha quedado la costumbre de utilizar geometrías regulares para obtener la respuesta de las irregulares. Esto quizá se deba a que no existe un estudio paramétrico que defina que tan distintos son los resultados de los que se obtienen al hacer aproximaciones a formas regulares. En este documento se describe, mediante análisis paramétricos, que tan alejada está la respuesta de dos cimentaciones en forma de 'L' (una de ellas con un eje de simetría y la otra sin simetría) en relación con una cimentación cuadrada, al someterlas a la excitación de ondas P , S y Rayleigh. Se evalúan para ello las funciones de impedancia utilizando el IBEM, y los movimientos efectivos empleando una técnica aproximada propuesta por Iguchi (1982). Con ello se reduce de manera considerable el tiempo de cómputo requerido, porque, una vez que son obtenidas las funciones de impedancia, el análisis para cualquier tipo de onda incidiendo con cualquier ángulo, se lleva a cabo de manera muy rápida. Las cimentaciones se someten a la excitación que arriba con distintos ángulos de incidencia y azimutales, con el propósito de conocer como influye su geometría en relación con la respuesta de cimientos con varios ejes de simetría. Los análisis se llevan a cabo en el dominio de la frecuencia.

FUNCIONES DE IMPEDANCIA

En la figura 1 se presenta el modelo utilizado en los análisis, consistente en un cimiento con planta en forma de 'L', empotrado en un semiespacio viscoelástico, con módulo de Poisson de 0.45 y un amortiguamiento histerético del 5%. El cimiento se considera infinitamente rígido y en contacto continuo con el medio que lo rodea.

Para el cálculo de las funciones de impedancia se utilizó el IBEM que requiere de la discretización de las fronteras del modelo. La descripción de este método se encuentra en Avilés et. al. (2001), baste indicar que las rigideces dinámicas se obtuvieron de considerar movimientos y giros armónicos unitarios en la cimentación. Esto genera ondas que se irradian al infinito. La construcción de estas se obtiene al sumar la contribución de la energía que producen fuentes ficticias localizadas en cada uno de los elementos en los que se discretizaron las fronteras cimiento-suelo (Γ_1) y suelo-superficie libre (Γ_2). Las fuerzas y momentos que se generan en el suelo por la presencia de la cimentación que se mueve, constituyen las funciones de impedancia. El tamaño de los elementos de la discretización depende de la frecuencia analizada, siendo mejor la aproximación cuando se tiene un mayor número de elementos. Se obtienen buenos resultados cuando se utilizan cuatro o cinco elementos por longitud de onda. Para facilidad en los cálculos, la discretización se llevó a cabo mediante elementos de forma circular. La frontera libre alrededor de la cimentación considerada en la discretización fue de forma cuadrada, con una longitud total de cuatro veces la dimensión exterior de la 'L' del cimiento. Las impedancias se obtuvieron para el punto (x_0, y_0, z_0) que representa al centroide de la planta de la cimentación a la profundidad $z_0=h$. La eficiencia de este método ya ha sido probada en Suarez y Sánchez-Sesma (1995, 1996). Para cada punto donde se calculan las rigideces dinámicas, se obtienen un total de treinta y seis valores (K_{mn} : $m, n = x, y, z, \theta_x, \theta_y, \theta_z$), seis de lo cuales corresponden a las fuerzas y momentos que se generan en la misma dirección que tienen los desplazamientos y giros unitarios aplicados; los restantes treinta valores corresponden a las impedancias acopladas cuyos valores generalmente son pequeños o nulos.

Se analizaron dos cimentaciones con geometría en forma de 'L', una de ellas con un eje de simetría ($l_1/l_2=1$) y la otra sin simetrías ($l_1/l_2=1.5$). Los resultados se compararon con los que se obtuvieron de aproximarlas a una cimentación cuadrada ($l_1/l_2=0$). Las rigideces y amortiguamientos dinámicos se presentan en las figuras 2 y 3, respectivamente, para cimientos con enterramiento nulo ($h/a=0$) y con $h/a=1$. Los resultados están normalizados con respecto a las impedancias estáticas ($K_{mn}^0(1+2i\xi_j)$) y la parte imaginaria también se normalizó con respecto a la frecuencia analizada (η); siendo

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$K_{mn} = K_{mn}^0 (k_{mn} + \eta c_{mn} / (1 + 2i\xi))$, donde el amortiguamiento histerético $\xi=0.05$. En la tabla 1 se presentan los valores de las impedancias estáticas para las geometrías analizadas. De las gráficas se deduce que la geometría influye en las rigideces y amortiguamientos del sistema suelo-estructura, principalmente para altas frecuencias o cuando la cimentación es superficial. Esto implica que los efectos de la geometría son más importantes en estructuras desplantadas sobre suelos duros, donde el fenómeno de la interacción suelo-estructura es poco importante; o en estructuras de dimensiones grandes. Es destacable el hecho de que las impedancias dinámicas para cimentaciones que tienen al menos un eje de simetría ($l_1/l_2=1$), tienden a acercarse más a los valores de las cimentaciones cuadradas que a aquellos correspondientes a cimientos sin ejes de simetría ($l_1/l_2=1.5$). Son, además, más marcadas las diferencias cuando se comparan los resultados para las cimentaciones superficiales que los que se obtienen para cimientos enterrados.

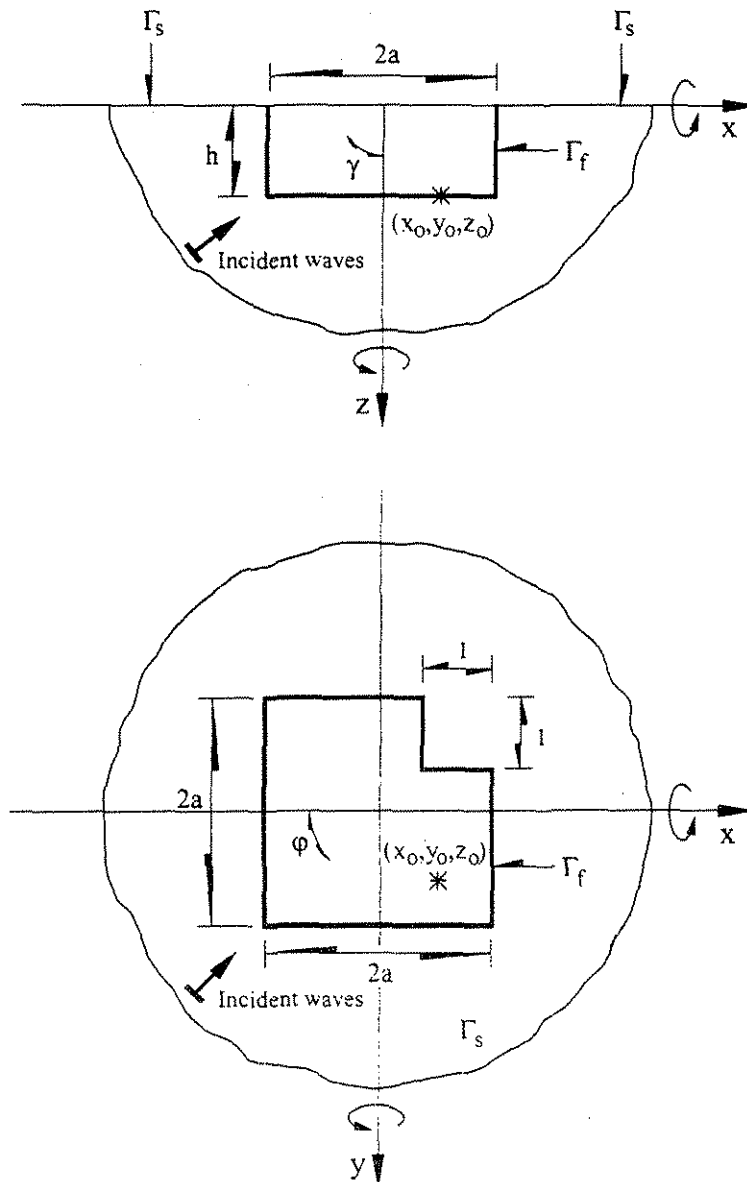


FIGURA 1. Geometría y sistema coordenado de referencia para cimentaciones con forma de 'L'. Las ondas sísmicas inciden con ángulos γ y ϕ , como se muestra.

TABLA 1. Impedancias estáticas

	$l_1=l_2=0$		$l_1=l_2 \neq 0$		$l_1 \neq l_2$	
	$h/a=0$	$h/a=1$	$h/a=0$	$h/a=1$	$h/a=0$	$h/a=1$
$k_{xx}=k_{yy}$	5.7909	12.4359	5.1775	11.7143	5.1775	11.7143
k_{zz}	8.1594	12.0269	7.2807	11.0971	7.2807	11.0971
$k_{\theta,\theta}$	6.7996	22.2579	5.1324	18.5970	7.7584	22.6856
$k_{\theta,\theta}$	6.7996	22.2579	5.1324	18.5970	5.5015	19.1903
$k_{\theta,\theta}$	7.7205	31.2987	6.0587	26.2531	8.2659	31.4176

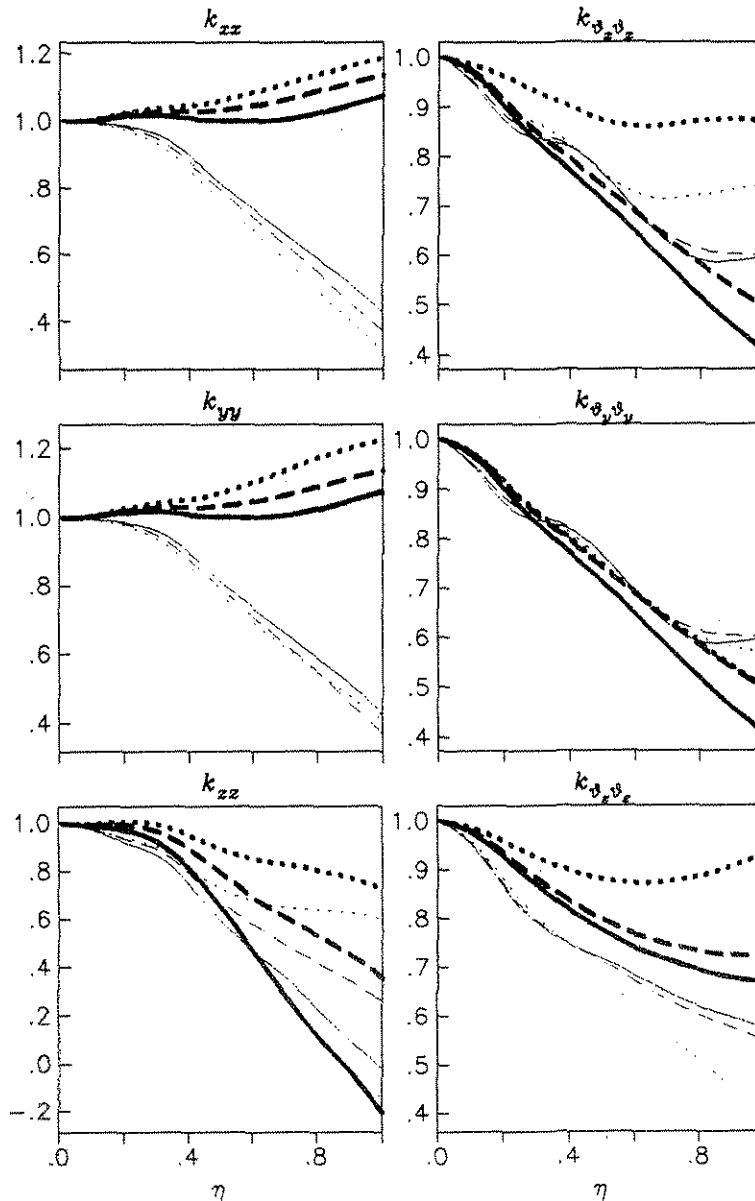


FIGURA 2. Coeficientes de rigidez dinámica para cimientos en forma de 'L' con $l_1 \neq l_2$ (línea punteada), $l_1 = l_2$ (línea a trazos) y para formas cuadradas ($l_1 = l_2 = 0$) (línea continua); cuando están sobre la superficie de un semiespacio (líneas gruesas) o cuando $D=a$ (líneas delgadas).

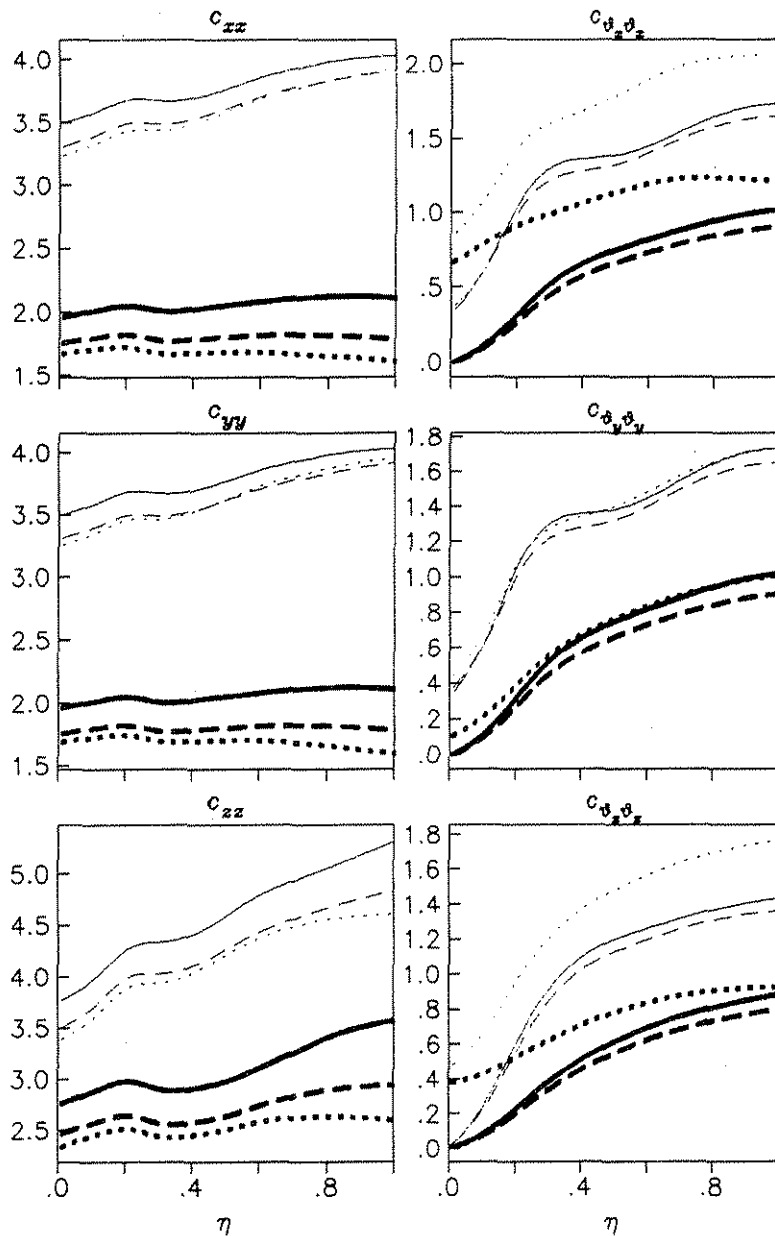


FIGURA 3. Coeficientes de amortiguamiento para cimientos en forma de 'L' con $l_1 \neq l_2$ (línea punteada), $l_1 = l_2 = 1$ (línea a trazos) y para formas cuadradas ($l_1 = l_2 = 0$) (línea continua); cuando están sobre la superficie de un semiespacio (líneas gruesas) o cuando $D=a$ (líneas delgadas).

MOVIMIENTOS EFECTIVOS

Los movimientos efectivos indican los desplazamientos y giros que tiene una cimentación rígida, sin masa, cuando es sometida a la acción dinámica de una excitación. Estos están representados por tres desplazamientos de cuerpo rígido ($U_{o,x}, U_{o,y}, U_{o,z}$) y tres giros ($\theta_{o,x}, \theta_{o,y}, \theta_{o,z}$). Básicamente indican la modificación que sufre el movimiento de campo libre ($U_{gx}^s, U_{gy}^s, U_{gz}^s$)

debido a la presencia del cimientado que genera difracción. Su cálculo requiere de recursos considerables de cómputo, más aún cuando el modelo involucrado tiene geometrías irregulares. En muchas ocasiones se omite el considerarlos y únicamente se toman en cuenta los movimientos de campo libre. Esto no genera errores cuando la cimentación es superficial y la incidencia de ondas es vertical. Al igual que en el cálculo de las impedancias, existen varias técnicas desarrolladas para su obtención, sin embargo, al haber un mayor número de factores a considerar (tipo de onda y ángulo de incidencia adicionales a la geometría del cimientado y propiedades del medio) los análisis paramétricos implican un mayor número de procesos. Iguchi (1982) propuso un método aproximado que permite el cálculo de los movimientos de entrada de manera eficiente. Estos se obtienen al aplicar la siguiente ecuación

$$\{U_o\} = [H]^{-1} \int_{\Gamma} [\alpha(p)]^T \{U_g^s(p)\} d\Gamma(p) - [K]^{-1} \int_{\Gamma} [\alpha(p)]^T \{T_g^s(p)\} d\Gamma(p) \quad (1)$$

donde

$$[H] = \int_{\Gamma} [\alpha(p)]^T [\alpha(p)] d\Gamma(p) \quad (2)$$

$$[\alpha(p)] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & z-z_o & y_o-y \\ 0 & 1 & 0 & z_o-z & 0 & x-x_o \\ 0 & 0 & 1 & y-y_o & x_o-x & 0 \end{bmatrix} \quad (3)$$

p indica el punto para el cual se calculan los movimientos ($U_g^s(p)$) y tracciones ($T_g^s(p)$) de campo libre a lo largo de la frontera Γ . En la figura 4 se presentan la comparación de los resultados obtenidos al utilizar una técnica rigurosa como la del IBEM y los correspondientes al usar el método de Iguchi. La ventaja de este método radica en que únicamente se requiere conocer las impedancias dinámicas y los desplazamientos y tracciones de campo libre, además de la geometría de la cimentación. Métodos más rigurosos requieren de la discretización del modelo y de la solución de un problema con condiciones de frontera. Una descripción más completa de la aplicación del método de Iguchi se puede consultar en Iguchi (1984) y Pais y Kausel (1989).

Se calcularon los movimientos de estrada para los tres tipos de cimientados ($l_1/l_2=0$, $l_1/l_2=1$ y $l_1/l_2=1.5$) utilizando como excitación a ondas P , S y Rayleigh que arriban con distintos ángulos de incidencia (γ) y azimutales (ϕ). Todos los resultados que se presentan, fueron normalizados con respecto a los desplazamientos de campo libre. En las figuras 5 y 6 se muestran las funciones de transferencia obtenidas para cimentaciones con planta geométrica en forma de 'L' con enterramientos $h/a=0$ y 1, y sujetas a la incidencia de ondas que arriban con azimutes $\phi=0^\circ$, 45° y -45° . Para ondas que inciden verticalmente sobre cimentaciones simétricas ($l_1/l_2=1$) se grafican las respuestas en la figura 5; y en la figura 6 se muestran para ángulos de incidencia $\gamma=30^\circ$ en cimentaciones sin ejes de simetría ($l_1/l_2=1.5$). Para una cimentación cuadrada se obtienen los mismos resultados al considerar indistintamente $\phi=45^\circ$ y -45° , por lo tanto se esperaría que lo mismo ocurriera para las cimentaciones en forma de 'L'. Comparando las funciones de transferencia para $\phi=45^\circ$ con las calculadas para -45° , se puede afirmar que la aproximación es bastante buena en cuanto a los desplazamientos que se presentan en los cimientados simétricos, sin embargo, se aprecia que en el caso de los giros, para cimientados enterrados sujetos a la acción de las ondas de Rayleigh los valores que se obtienen pueden diferir, para una frecuencia determinada, hasta en un 300%. Cuando la cimentación no es simétrica las diferencias se presentan en todos los modos, tendiendo a incrementarse con la frecuencia.

El ángulo azimutal y de incidencia con el que llegan las ondas a la cimentación también afecta de manera importante la respuesta de las cimentaciones 'L', en relación con la que se obtiene para la cuadrada. Esto debido principalmente a la posición del centroide de la geometría de la planta del cimientado, con respecto al ángulo azimutal. En las cimentaciones simétricas ($l_1/l_2=0$ y $l_1/l_2=1$), para $\phi=45^\circ$ la dirección de propagación de las ondas coincide con algún eje de simetría, por consiguiente

$U_{o,x}=U_{o,y}$ y $\theta_{o,x}=\theta_{o,y}$, como se observa en la figura 7, en donde se muestran los resultados obtenidos cuando inciden ondas *SH*. En este caso la dirección del movimiento es perpendicular al eje de simetría. Al llegar la excitación a una profundidad z_1 de la cimentación y desplazar al mismo tiempo todos los puntos en ese nivel con una amplitud menor en relación con los desplazamientos generados en otro nivel a la profundidad z_2 , se genera un cabeceo cuyas componentes en la dirección de los ejes *x-y* son iguales. Para el caso de las ondas *SV* la dirección del movimiento es paralela al eje de simetría provocando que los desplazamientos en ambos ejes (*x-y*) sean los mismos (figura 5). La función de transferencia para las cimentaciones con simetrías ($l_1/l_2=0$ y $l_1/l_2=1$), es muy parecida en los modos de los desplazamientos, no ocurriendo esto para los giros. Los resultados para el cimiento no simétrico pueden ser muy distintos a los obtenidos para cimientos cuadrados, difiriendo en algunos casos hasta en más del 200% (figura 6).

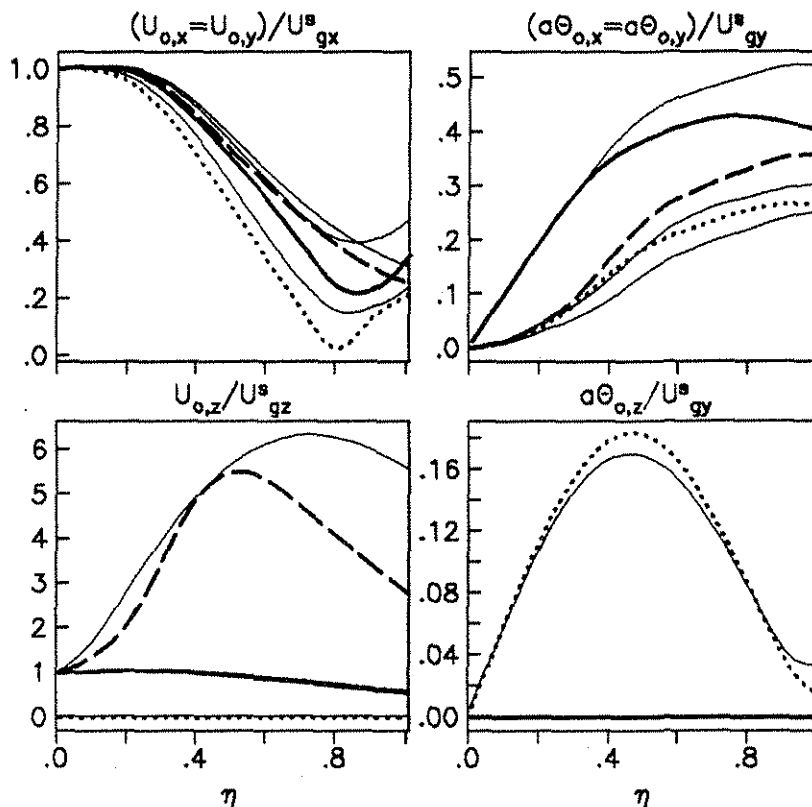


Figura 4 Comparación de resultados obtenidos utilizando el IBEM (líneas gruesas) en relación con los calculados con el método de Iguchi (líneas delgadas). Las gráficas corresponden a las funciones de transferencia para cimientos enterrados $h/a=1$, $l_1/l_2=1$ sujetos a la acción de ondas *P* (línea continua), *SV* (línea a trazos) y *SH* (línea punteada) que inciden con un ángulo de $\gamma=30^\circ$ y azimut $\varphi=45^\circ$.

En las figuras 8 y 9 están graficados los movimientos efectivos para las tres geometrías estudiadas, cuando la dirección de propagación de ondas es paralela a uno de los ejes de simetría de la cimentación cuadrada. Se consideró la incidencia de ondas *P* con azimut $\varphi=0^\circ$ (figura 8) y de ondas *SV* con azimut $\varphi=45^\circ$ (figura 9). Los resultados muestran que $U_{o,x}\neq U_{o,y}$ y $\theta_{o,x}\neq\theta_{o,y}$ cuando la dirección de propagación (o del movimiento) no coincide con un eje de simetría. Las mayores amplitudes se presentaron cuando se hizo el análisis para la incidencia de ondas *SV* para $\gamma=60^\circ$ (todos los ángulos mostrados en la figura son mayores que el ángulo crítico cuyo valor es de 17°). En general se observa que las funciones de transferencia tienden a tener la misma forma para cualquiera de los cimientos analizados. Básicamente las diferencias ocurren en la frecuencia para la que se presentan los valles y picos de la función, y en su amplitud. En la mayoría de los casos se observó que existen menos

posibilidades de error cuando se hace la aproximación de la geometría de la cimentación al analizar cimientos superficiales ($h/a=0$) que es lo contrario de lo que sucede al considerar sólo las funciones de impedancia..

CONCLUSIONES

Se utilizó el IBEM para evaluar las funciones de impedancia de cimentaciones cuya planta geométrica tiene forma de 'L', y aquellos cuya forma es cuadrada. Los movimientos efectivos se calcularon a partir de utilizar una técnica aproximada propuesta por Iguchi (1982). Los resultados se compararon entre sí con el propósito de conocer los errores que se pueden cometer cuando se aproximan cimientos de forma irregular (en este caso en forma de 'L'), con aquellos que se obtienen de considerar cimientos cuadrados. Para ello se llevó a cabo un estudio paramétrico que involucra, además de la geometría, el tipo de onda que se utiliza como excitación, y sus ángulos de incidencia (γ) y azimutal (ϕ).

De los resultados que se presentan se advierte que sólo para algunos casos, o para algunas frecuencias, se pueden utilizar cimientos cuadrados que envuelven a los cimientos con plantas en forma de 'L', teniendo una buena aproximación. Los errores que se pueden presentar al hacer este tipo de aproximaciones, se incrementan al incrementarse la frecuencia estudiada y la profundidad de desplante del cimiento.

RECONOCIMIENTOS

Este estudio se realizó con apoyo parcial de CONACYT (proyecto número 27497U) y de DGAPA-UNAM (proyecto número IN104998).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

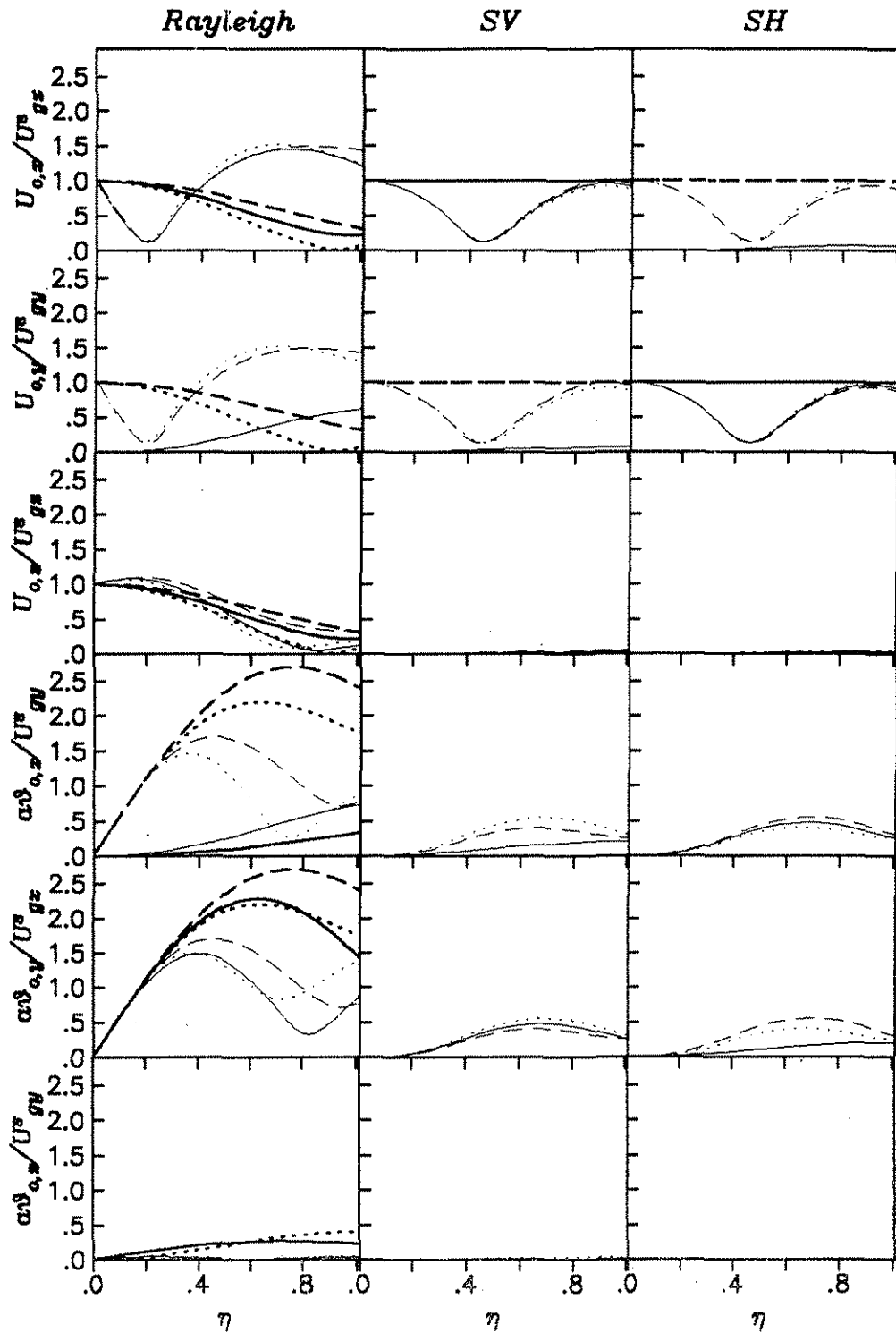


Figura 5. Movimientos de entrada para cimentaciones de geometría 'L' con $l_1/l_2=1$ y enterramientos $h/a=0$ (líneas gruesas) y 1 (líneas delgadas), sujetas a la incidencia vertical de ondas S y de ondas de Rayleigh que arriban con azimutes $\varphi=0^\circ$ (línea continua), 45° (línea a trazos) y -45° (línea punteada).

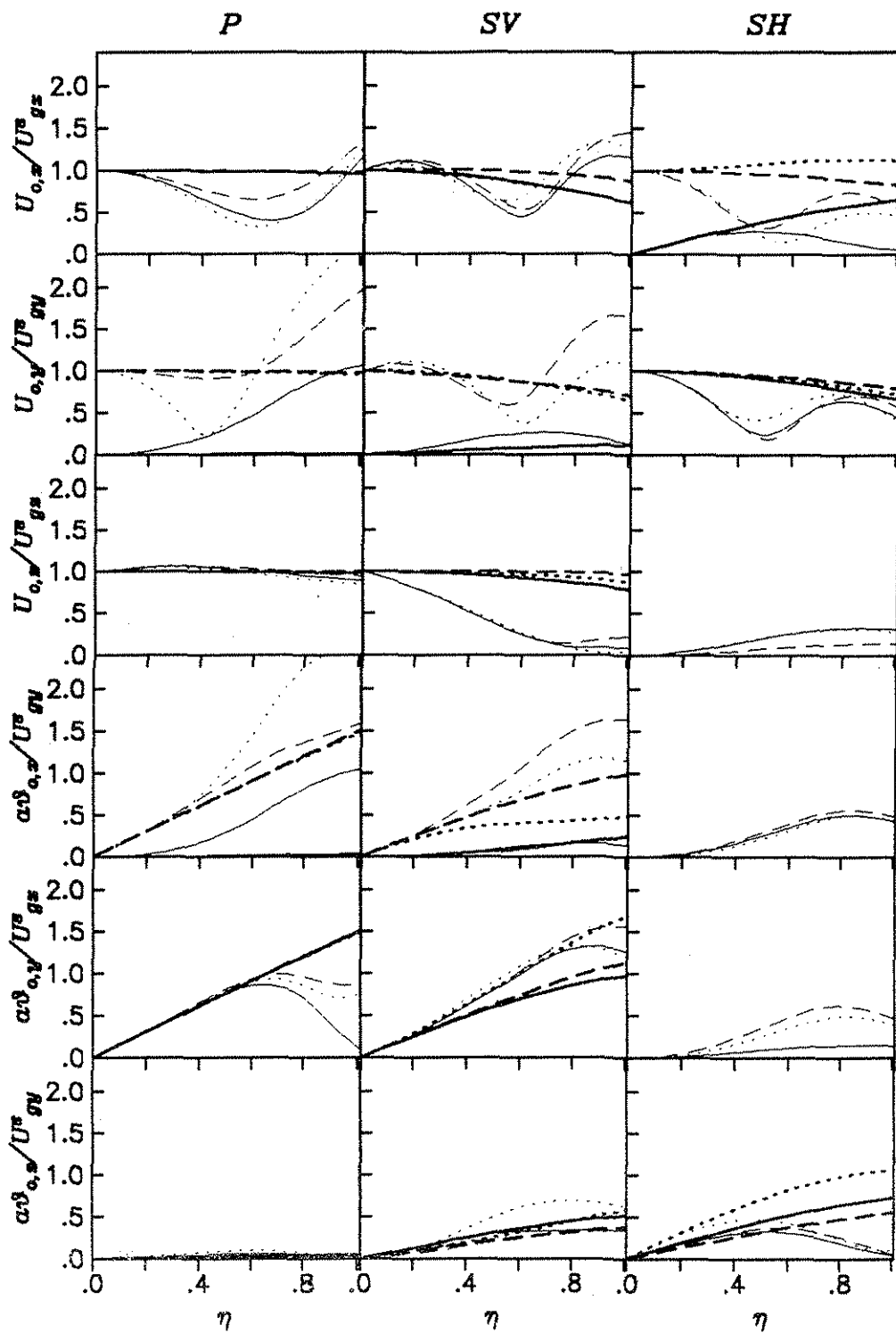


Figura 6. Movimientos de entrada para cimentaciones de geometría 'L' con $l_1/l_2=1.5$ y enterramientos $h/a=0$ (líneas gruesas) y 1 (líneas delgadas), sujetas a la incidencia de ondas P y S con ángulo $\gamma=30^\circ$ que arriban con azimutes $\varphi=0^\circ$ (línea continua), 45° (línea a trazos) y -45° (línea punteada).

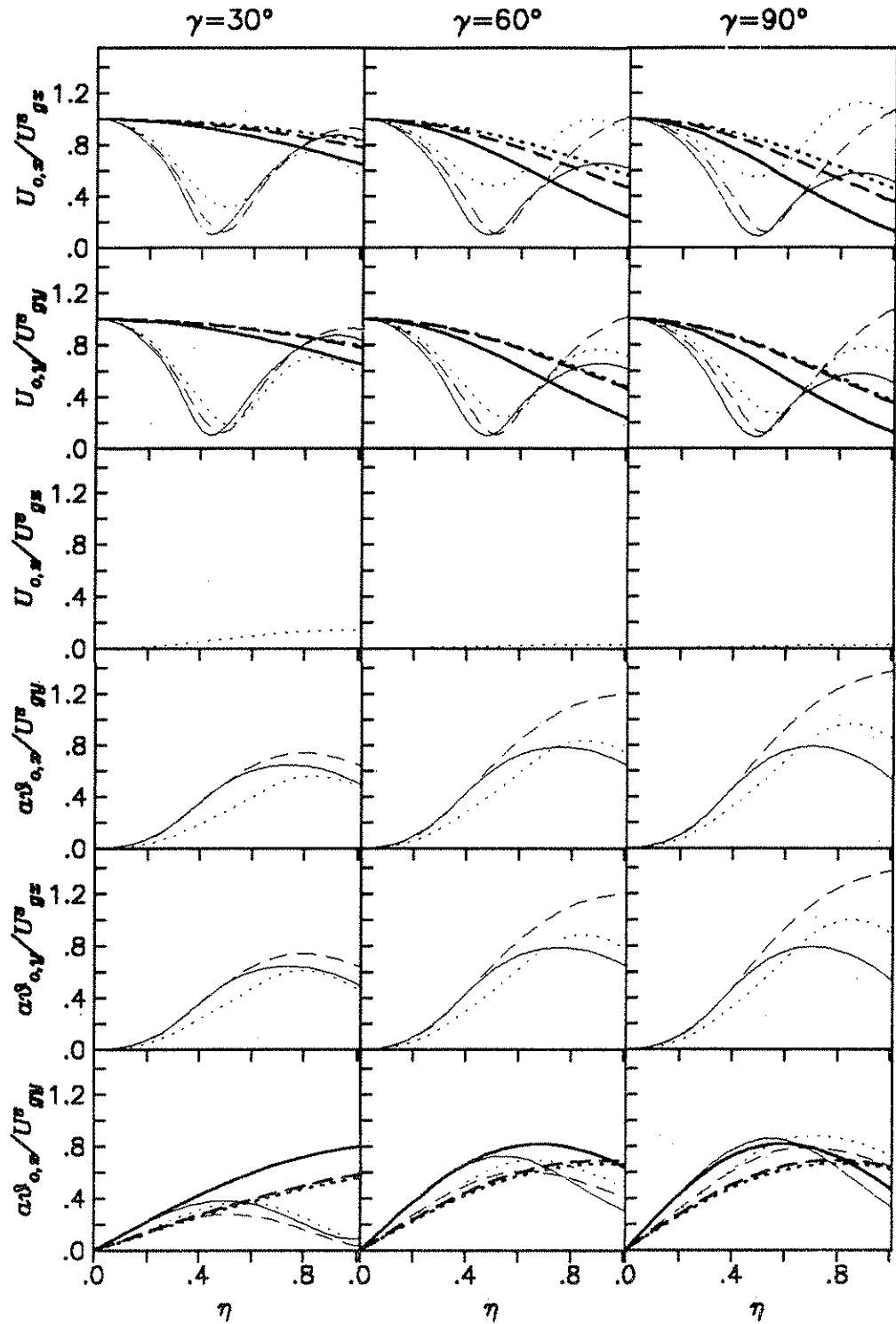


Figura 7. Movimientos de entrada para cimentaciones con enterramientos $h/a=0$ (líneas gruesas) y 1 (líneas delgadas), sujetas a la incidencia de ondas SH con ángulos $\gamma=30^\circ$, 60° y 90° y $\phi=45^\circ$. Resultados para $l_1/l_2=0$ (línea continua), $l_1/l_2=1$ (línea a trazos) y $l_1/l_2=1.5$ (línea punteada).

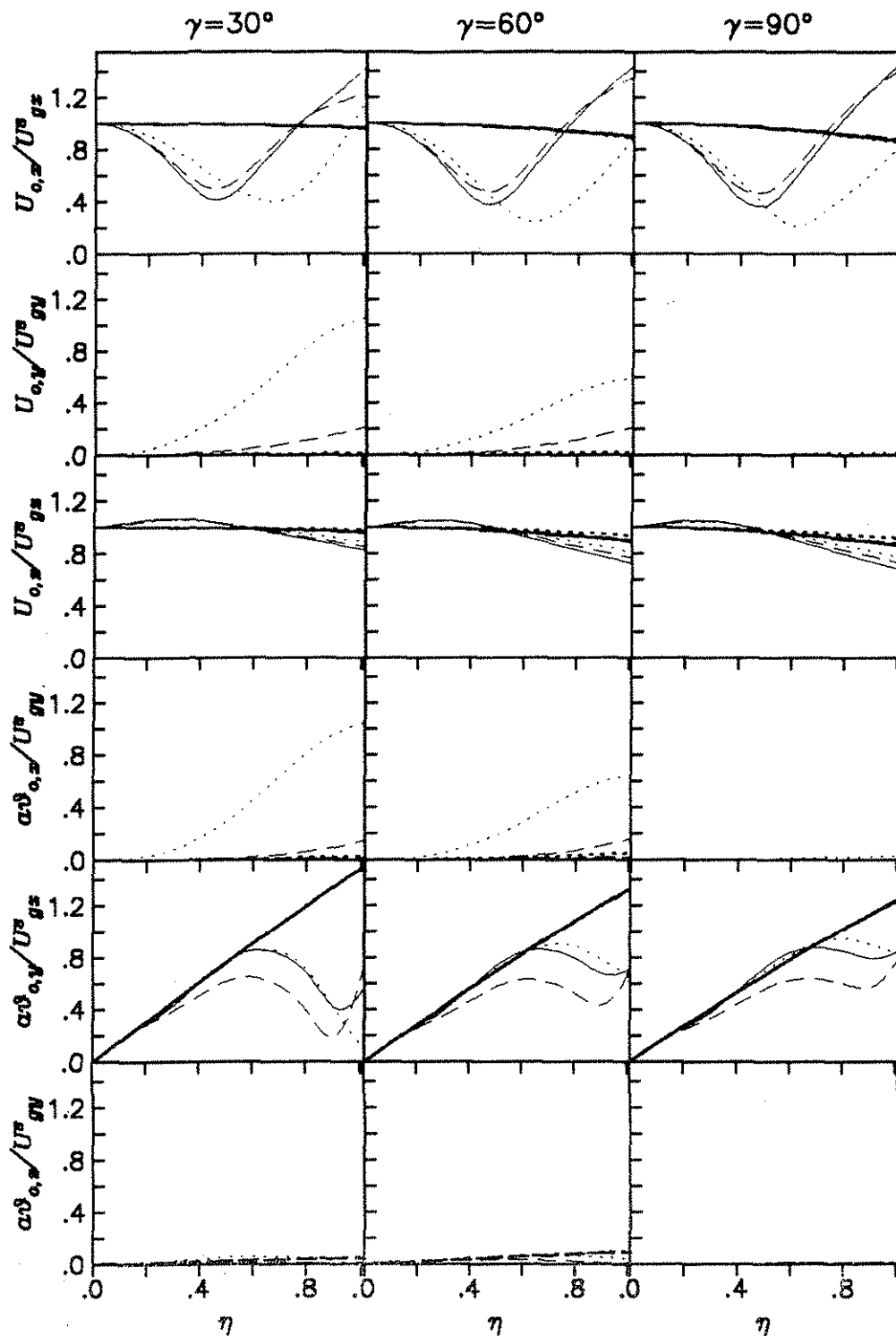


Figura 8. Movimientos de entrada para cimentaciones con enterramientos $h/a=0$ (líneas gruesas) y 1 (líneas delgadas), sujetas a la incidencia de ondas P con ángulos $\gamma=30^\circ$, 60° y 90° y $\varphi=0^\circ$. Resultados para $l_1/l_2=0$ (línea continua), $l_1/l_2=1$ (línea a trazos) y $l_1/l_2=1.5$ (línea punteada).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

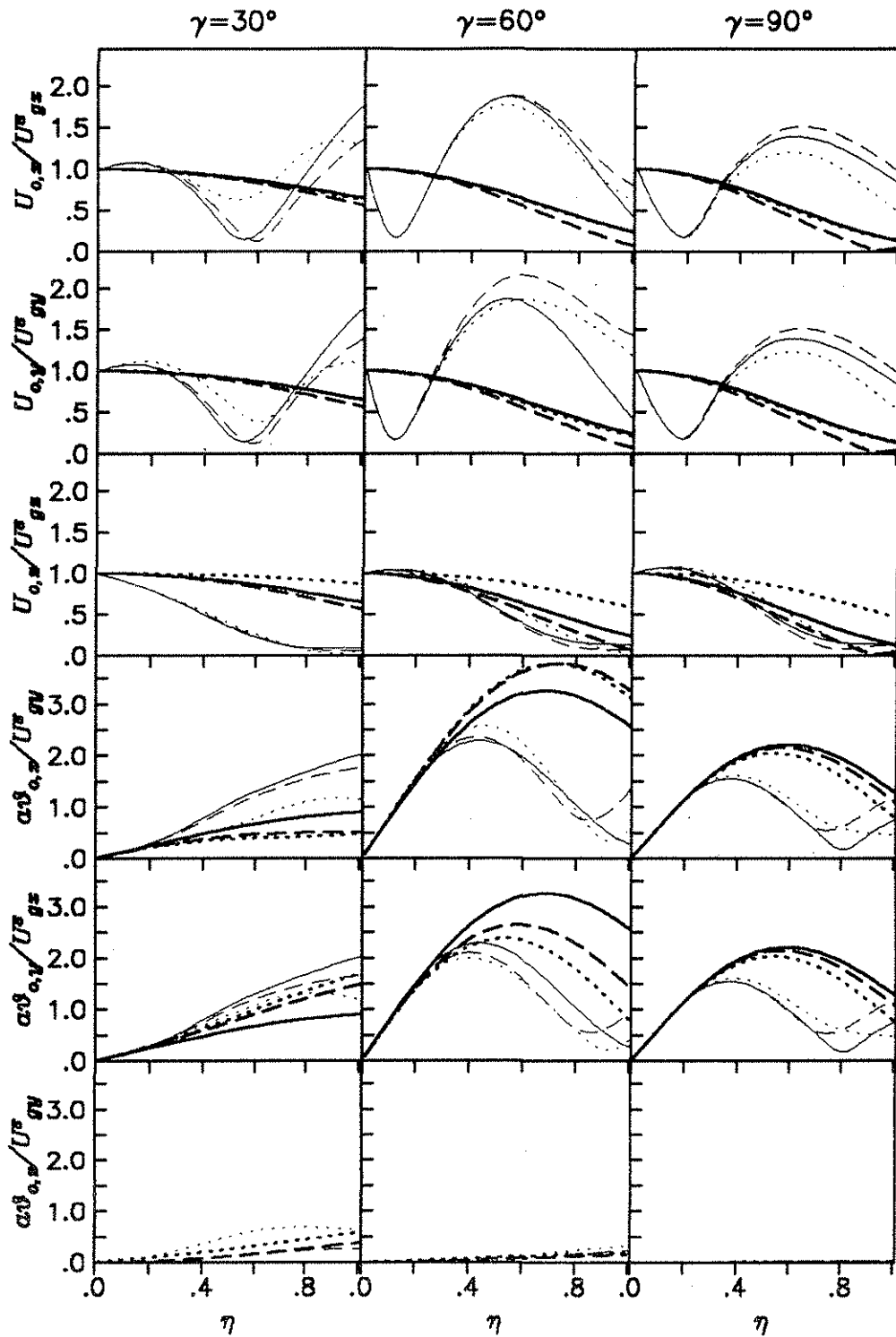


Figura 9. Movimientos de entrada para cimentaciones con enterramientos $h/a=0$ (líneas gruesas) y 1 (líneas delgadas), sujetas a la incidencia de ondas SV con ángulos $\gamma=30^\circ$, 60° y 90° y $\varphi=-45^\circ$. Resultados para $l_1/l_2=0$ (línea continua), $l_1/l_2=1$ (línea a trazos) y $l_1/l_2=1.5$ (línea punteada).

REFERENCIAS

- Avilés J, M Suarez y F J Sánchez-Sesma** (2001), "Response of L-type embedded foundations to traveling seismic waves", *Proc. 15ª International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Agosto 27-31, Estambul, Turquía, en prensa.
- Betti R. and Abdel-Gaffar A. M.** (1994), "Seismic analysis of embedded foundations using a BEM formulation of the substructure deletion method", *J. Engng. Mech., ASCE*, **120**, 1283-1303.
- Chow Y. K.** (1986), "Simplified analysis of dynamic response of rigid foundations with arbitrary geometries", *Earthq. Engng. Struct. Dynam.*, **14**, 643-653.
- Gazetas G.** (1983), "Analysis of machine foundation vibrations: state of the art", *Soil Dynam. Earthq. Engng.*, **2**, 2-42.
- Iguchi M.** (1982), "An approximate analysis of input motions for rigid embedded foundations", *Trans. Architect. Inst. Japan*, No. 315, 61-75.
- Iguchi M.** (1984), "Earthquake response of embedded cylindrical foundations to SH and SV waves", *Proc. 8th World Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, California, 1081-1088.
- Luco J. E. and Wong H. L.** (1987), "Seismic response of foundations embedded in a layered half-space", *Earthq. Engng. Struct. Dynam.*, **15**, 233-247.
- Pais A. L. and Kausel E.** (1989), "On rigid foundations subjected to seismic waves", *Earthq. Engng. Struct. Dynam.*, **18**, 475-489.
- Rücker W.** (1982), "Dynamic behaviour of rigid foundations of arbitrary shape on a half-space", *Earthq. Engng. Struct. Dynam.*, 1982 **10**, 675-690.
- Suarez M. and Sánchez-Sesma F. J.** (1995), "Non-symmetrical dynamic soil-structure interaction", *7th Int. Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Chania, Greece, 485-492.
- Suárez M. and Sánchez-Sesma F. J.** (1995), "Response of non-axisymmetrical foundations subjected to dynamic excitation", *Proc. 11th World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico, 'Art No 1016'.
- Wong H. L. and Luco J. E.** (1976), "Dynamic response of rigid foundations of arbitrary shape", *Earthq. Engng. Struct. Dynam.*, **4**, 579-587.



Response of L-shaped rigid foundations embedded in a uniform half-space to traveling seismic waves

Martha Suárez^{a,*}, Javier Avilés^b, Francisco J. Sánchez-Sesma^c

^a*Instituto de Ingeniería, UNAM, Cd. Universitaria, Apdo. 70-472, Coyoacán 04510, Mexico*

^b*Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Jiutepec, 62550 Morelos, Mexico*

^c*Instituto de Ingeniería, UNAM, Cd. Universitaria, Apdo. 70-472, Coyoacán 04510, Mexico*

Abstract

A simplified indirect boundary element method is applied to compute the impedance functions for L-shaped rigid foundations embedded in a homogeneous viscoelastic half-space. In this method, the waves generated by the 3D vibrating foundation are constructed from radiating sources located on the actual boundary of the foundation. The impedance functions together with the free-field displacements and tractions generated along the soil–foundation interface are used to calculate the foundation input motion for incident P, S and Rayleigh waves. This is accomplished by application of Iguchi's averaging method which, in turn, is verified by comparison with results obtained rigorously using the relation between the solutions of the basic radiation (impedance functions) and scattering (input motions) problems. Numerical results are presented for both surface-supported and embedded foundations. It is shown how the seismic response of L-shaped foundations with symmetrical wings differs from that of enveloping square foundations. The effects of inclination and azimuth of the earthquake excitation are examined as well. These results should be of use in analyses of soil–structure interaction to account for the traveling wave effects usually overlooked in practice. © 2002 Published by Elsevier Science Ltd.

Keywords: Boundary element method; Earthquake excitation; Half-space; Impedance function; Input motion; Rigid embedded foundation

1. Introduction

In many buildings, the plan configuration plays an important role on their seismic behavior. The most frequent problems due to this issue are related both to torsion in the structure itself as well as to torsion and rocking in the foundation caused by traveling seismic waves. Several studies have been carried out to evaluate the effects of wave passage on foundations of regular shape [1–4]. But there is little information for irregular foundations or configurations that, even being symmetrical about one axis, have re-entrant corners commonly not accounted for in practical applications. Since typical foundations are much stiffer than the surrounding soil, the incoming seismic waves are diffracted and scattered by the footing giving rise to a foundation input motion that is different to the free-field ground motion.

In practice, the nature of the earthquake excitation is usually ignored. If the type of incident waves and the angle of incidence are neglected, the foundation input motion is identical to the free-field ground motion. However, the effects of traveling seismic waves cannot be overlooked for

unusual irregular structures of major importance. The wave passage effects reduce the translational response of the foundation and generates both torsional and rocking responses. The latter could have definite consequences in seismic design. The evaluation of the input motion for foundations of arbitrary shape is very involved. In fact, analytical solutions are available only for very simple geometries. For complex geometries, a number of sophisticated numerical methods have been developed, although the current applications regard only regular shapes [5–8]. This can be explained if one considers that rigorous analyses demand a substantial computational effort and that most foundations have regular configurations, mainly rectangular shape.

The use of more elaborate procedures does not eliminate the uncertainties inherent not only in the modeling of the soil–foundation system, but also in the specification of the design ground motion. Therefore, approximate methods have been highly recommended for engineering applications. Scanlan [9] proposed an averaging technique to readily compute the input motion for surface-supported foundations, by taking a weighted average of the free-field displacements generated along the contact surface between

* Corresponding author.

113 the soil and foundation. For the case of embedded
114 foundations, Iguchi [10] achieved a better estimation adding
115 a term that accounts for the free-field tractions generated
116 along the soil–foundation interface. This is a remarkably
117 simple and efficient method that allows the computation of
118 input motions for arbitrarily shaped foundations subjected
119 to different types of wave excitation, providing that the soil
120 impedance functions are known in advance. For regular
121 foundations, the wave passage effects have been assessed by
122 this technique with a high degree of accuracy and a
123 minimum of numerical effort [11,12]. Furthermore, the so-
124 called effects of ground motion incoherence, which reflect
125 the intrinsic spatial variability of the free-field ground
126 motion, have been evaluated by use of this procedure
127 [13–15].

128 On the other hand, it has been observed that the
129 foundation geometry may significantly affect the impedance
130 functions (see, for instance, the compiled information by
131 Gazetas [16]), quantities that represent the frequency-
132 dependent springs and dashpots by which the soil is
133 replaced when the foundation is subjected to external
134 harmonic forces. The scope of this paper is limited to the
135 consideration that the soil around the foundation remains
136 undisturbed after construction operations, so that the
137 presence of a weak zone or backfill is not accounted for to
138 compute the impedance functions. For a more realistic
139 model, however, the effects of imperfect bond between the
140 sidewall and the surrounding soil may be considered using
141 the approximate theory due to Novak and Sheta [17] and
142 Novak and Han [18], assuming the weak zone to be
143 massless. Taking into account the inertia effects of this
144 boundary zone, Veletsos and Dotson [19–21] have devel-
145 oped rigorous solutions describing the reduced resistance of
146 the soil in contact with the sidewall.

147 This work deals with the seismic wave effects on the
148 response of L-shaped rigid foundations embedded into a
149 uniform viscoelastic half-space. The main objectives are to
150 investigate the effects of foundation shape, embedment
151 depth, type of wave excitation and incident angle. Both
152 impedance functions and input motions are calculated by
153 application of a simplified indirect boundary element
154 method (IBEM), which differs from other integral equation
155 techniques [8,22,23] in that the radiated field is represented
156 by a set of sources distributed over the actual boundary of
157 the foundation, and not over a fictitious internal surface.
158 Another difference is that we use the Green's functions for
159 the full space and consequently the discretized boundary
160 must be extended to include a portion of the surface of the
161 half-space. Also, the impedance functions are used along
162 with the free-field displacements and tractions to compute
163 the foundation input motion by the well-known Iguchi's
164 averaging method, reducing extraordinarily the compu-
165 tational time. This highly efficient procedure is verified by
166 comparison with results obtained rigorously by use of the
167 well-established relationship between the solutions of
168 the basic radiation and scattering problems [24]. While the

former refers to the response of the foundation to external
forces, the latter refers to the response of the foundation to
seismic excitation.

Numerical analyses are conducted on L-shaped
foundations with symmetrical wings under incident
plane P, S and Rayleigh waves. A Poisson's ratio of
1/3 and a hysteretic damping ratio of 0.05 characterize
the supporting soil. Results computed for both surface-
supported and embedded foundations are compared to
those obtained when a square foundation enclosing the
corresponding L-shaped foundation is used. The effects
of inclination and azimuth of the earthquake excitation
are examined as well, in order to identify relevant
incidence characteristics that should be taken into
account in the specification of the foundation input
motion for design.

2. Analysis of impedance functions

The problem of determining the impedance functions for
arbitrarily shaped embedded foundations is considerably
complex and time-consuming. These functions reflect the
relation between the harmonic force (or moment) applied on
a rigid massless foundation and the resulting displacement
(or rotation), for each degree of freedom of the footing. The
calculation of impedance functions involves the solution of
a radiation mixed boundary-value problem in elastody-
namics. The mixed boundary conditions to be satisfied are
precisely displacements prescribed on the soil–foundation
interface and tractions prescribed on the free surface. The
model considered for the formulation of IBEM is schemat-
ically shown in Fig. 1, in which a is the exterior half-width
of the L-shaped foundation, l the longitude of its wings and
 h the depth of embedment.

In order to apply IBEM, the contact area between the soil
and foundation Γ_f , should be discretized. As the Green's
functions for the full space are used, it is also necessary to
discretize a portion of the free surface, called Γ_s , on which
traction-free boundary conditions are imposed. We dis-
cretize both surfaces using circular areas of various sizes, as
shown in Fig. 2. The size of each circle should be small
enough to consider the minimum wavelength. Typically,
four or five aligned circles per shortest wavelength are
sufficient. Of course, a large number of circles improve the
accuracy of computations. Circular boundary elements are
used because the integrals of Green's functions over disks
can be easily obtained in a closed form. On the other hand,
the choice of the limited surface Γ_s and its corresponding
extension depend on the foundation shape. In this work a
centered square area is used, as shown in Fig. 2, that
typically has a width of two or three times the exterior width
of the L-shaped foundations. More details about the
discretization scheme are given elsewhere [25].

Let $\{U^r(p)\} = \{U_x^r, U_y^r, U_z^r\}^T$ be the radiated displace-
ment field associated with the motion of the foundation

225
226
227
228
229
230
231
232
233
234
235
236
237
238
239
240
241
242
243
244
245
246
247
248
249
250
251
252
253
254
255
256

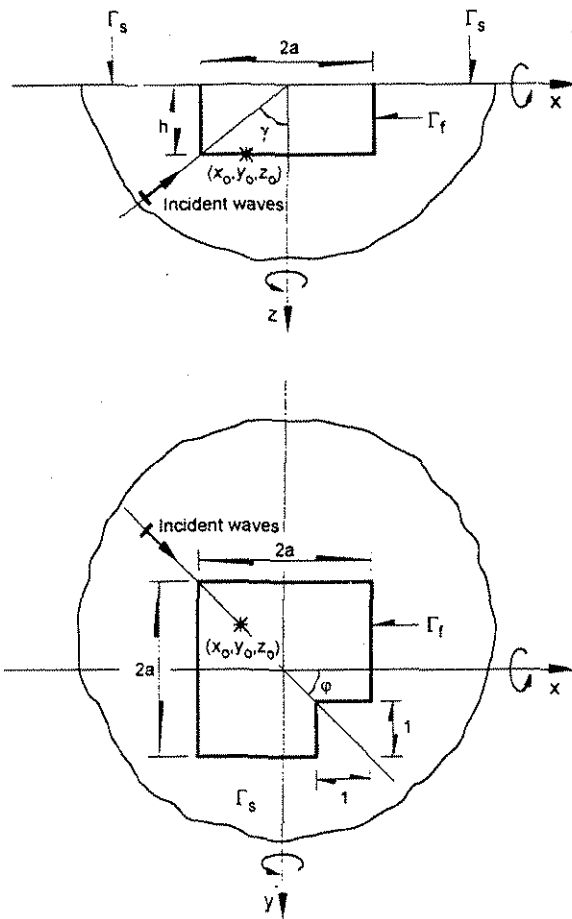


Fig. 1. Model geometry and coordinate system for L-shaped foundations embedded in a half-space and subjected to incident P, S and Rayleigh waves.

when excited by external harmonic forces. The Cartesian coordinate system (x, y, z) is chosen as shown in Fig. 1. As harmonic vibration is assumed, the time factor $e^{i\omega t}$ with circular frequency ω applies to all displacement and traction fields. For the sake of simplicity, this factor will be omitted from here on. The displacement vector in the medium can be represented by a single-layer boundary integral as

$$\{U_i^r(p)\} = \int_{\Gamma} [G_{ij}(p, \xi)] \{\Phi_j(\xi)\} d\Gamma(\xi) \quad (1)$$

where $U_i^r(p)$ is the i th component of displacement at point p , $G_{ij}(p, \xi)$ the displacement Green's function for the whole space, i.e. the displacement in direction i at point p due to a unit harmonic force acting in direction j at point ξ , $\Phi_j(\xi)$ the unknown force density in direction j at point ξ , and $\Gamma = \Gamma_f \cup \Gamma_s$ represents the surface along which the integration is made. It is worth noting that p and ξ are the coordinates of the observation and source points, respectively, and that sources are located on the boundary Γ from which waves are radiated.

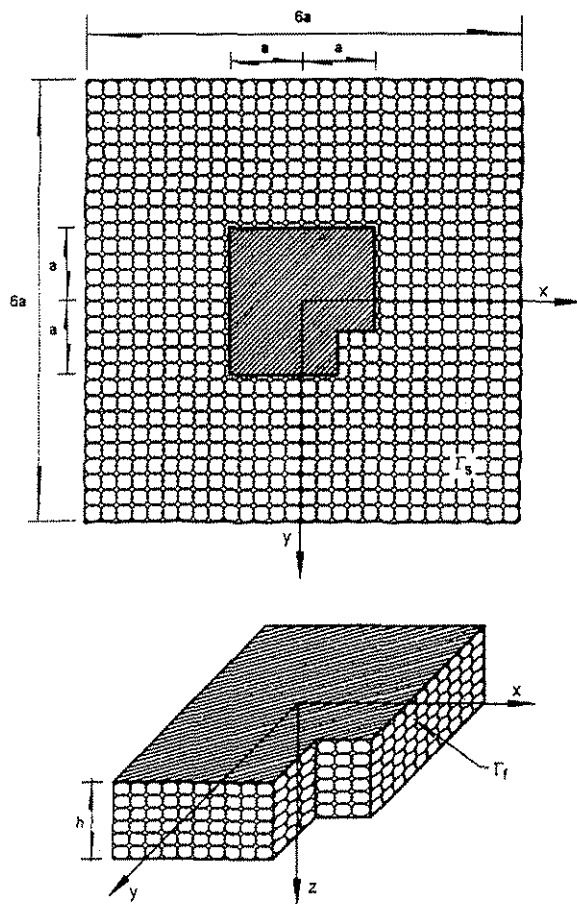


Fig. 2. Plane and elevation views of regions Γ_f and Γ_s discretized into disks.

This integral representation allows the computation of tractions by direct applications of Hooke's law, except at boundary singularities arising when $p = \xi$ on the surface Γ . By a limiting process based on equilibrium considerations around a neighborhood of the boundary, the traction vector $\{T^r(p)\} = \{T_x^r, T_y^r, T_z^r\}^T$ at the surface Γ can be written as

$$\{T_i^r(p)\} = \epsilon \delta_{p\xi} \{\Phi_i(p)\} + \int_{\Gamma} (1 - \delta_{p\xi}) [S_{ij}(p, \xi)] \times \{\Phi_j(\xi)\} d\Gamma(\xi) \quad (2)$$

where $T_i^r(p)$ is the i th component of traction at point p on Γ , associated with a normal $n(p)$ pointing outside, $\epsilon = 0.5$ if p tends to Γ from inside or $\epsilon = -0.5$ if p tends to Γ from outside, $S_{ij}(p, \xi)$ the traction Green's function for the full space, i.e. the traction in direction i at point p due to a unit harmonic force acting in direction j at point ξ , and $\delta_{p\xi}$ the Kronecker delta ($= 1$ if $p = \xi$ and $= 0$ if $p \neq \xi$). Eqs. (1) and (2) are the basis of the approach used here. The exact point load solutions that constitute the 3×3 Green's function matrices $[G_{ij}(p, \xi)]$ and $[S_{ij}(p, \xi)]$ appearing in these equations are published elsewhere [25].

We need to satisfy the following boundary conditions: compatibility of displacements at the soil–foundation interface, tractions prescribed on the free surface and wave radiation at infinity. The last condition is automatically fulfilled when Green’s functions are used. The other conditions are represented by the following expressions

$$\{U^r(p)\} = [\alpha(p)]\{U^0\}; \quad p \in \Gamma_f \tag{3}$$

$$\{T^r(p)\} = \{0\}; \quad p \in \Gamma_s \tag{4}$$

where $\{U^0\} = \{U_x^0, U_y^0, U_z^0, \theta_x^0, \theta_y^0, \theta_z^0\}^T$ is a vector of prescribed motions of the foundation. Specifically, the components U_x^0, U_y^0 and U_z^0 are the translations at a reference point with coordinates (x_0, y_0, z_0) , and the components θ_x^0, θ_y^0 and θ_z^0 are the rotations about the coordinate axes, as shown in Fig. 1. Additionally, $[\alpha(p)]$ is a transformation matrix of rigid-body motion given by

$$[\alpha(p)] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & z - z_0 & y_0 - y \\ 0 & 1 & 0 & z_0 - z & 0 & x - x_0 \\ 0 & 0 & 1 & y - y_0 & x_0 - x & 0 \end{bmatrix} \tag{5}$$

By inspection of Eq. 3, it is clear that the column of the matrix $[\alpha(p)]$ represent the displacements at the soil–foundation interface due to unit rigid-body motions of the foundation corresponding to each of its six degrees of freedom.

As mentioned earlier, this approach is restricted to foundations in full welded contact with the surrounding soil. However, the presence of backfill makes the validity of this assumption questionable. A more realistic model for the contact conditions should allow for the possible lateral separation between the foundation and soil, as proposed by some authors [22,26]. With some modifications, the present formulation may also be applied to foundations with sidewall in partial contact with soil. To do this, traction-free boundary conditions require to be imposed on the soil portion separated from the sidewall and prescribed displacements on the portion over which contact is maintained. Similarly, the presence of bedrock at shallow depth may be considered by introducing the boundary conditions of fixed base at the bedrock.

Eqs. (3) and (4) should be discretized to be solved. Let us assume that the force densities over each boundary element are constant. Also, let M and N be the number of elements used to discretize the boundaries Γ_f and Γ_s , respectively. It is apparent that the discretization of these integral equations reduces to a system of linear algebraic equations. The number of equations to be solved is $3M + 3N$ that is the same as the number of unknowns $\Phi_j(\xi)$, in which $j = x, y, z$ and $\xi = 1, 2, \dots, M + N$.

Once the force densities have been determined, the resultant forces and moments acting on the foundation are calculated by integrating the contact tractions at the soil–

foundation interface obtained from Eq. (2). This leads to

$$\{F^0\} = \int_{\Gamma_f} [\alpha(p)]^T \{T^r(p)\} d\Gamma(p) \tag{6}$$

where $\{F^0\} = \{F_x^0, F_y^0, F_z^0, M_x^0, M_y^0, M_z^0\}^T$ is the vector of generalized forces acting on the foundation. The vector of contact tractions $\{T^r(p)\}$ at the interface Γ_f may be expressed as

$$\{T^r(p)\} = [\beta(p)]\{U^0\}; \quad p \in \Gamma_f \tag{7}$$

where $[\beta(p)]$ is a 3×6 matrix, the columns of which represent the contact tractions at the soil–foundation interface due to unit rigid-body motions of the foundation. Substitution from Eq. (7) into Eq. (6) results in generalized force–displacement relationship for the foundation, as follows

$$\{F^0\} = [K]\{U^0\} \tag{8}$$

in which

$$[K] = \int_{\Gamma_f} [\alpha(p)]^T [\beta(p)] d\Gamma(p) \tag{9}$$

is the 6×6 dynamic stiffness matrix, the columns of which are interpreted as the generalized forces required to produce unit generalized displacements of the foundation. The elements of this matrix represent the impedance functions, which are referred to the reference point with coordinates (x_0, y_0, z_0) and can be written in the form

$$\bar{K}_{mn} = (K_{mn} + i\eta C_{mn})(1 + i2\zeta); \quad m, n = x, y, z, \theta_x, \theta_y, \theta_z \tag{10}$$

where $\eta = \omega a / \pi V_s$ is a dimensionless frequency, in which V_s the S-wave velocity, and ζ the hysteretic material damping of the soil. For each vibration mode of the foundation, K_{mn} and C_{mn} are designated dynamic stiffness and damping coefficients, which are function of η and depend on the shape and embedment of the footing as well. The springs K_{mn} reflect the stiffness and inertia of the supporting soil, whereas the dashpots C_{mn} reflect the viscous geometrical damping by wave radiation within the soil.

3. Analysis of input motions

The foundation input motion represents the response of a rigid massless foundation when subjected to seismic excitation in the form of harmonic waves. Its calculation involves the solution of a scattering mixed boundary-value problem in elastodynamics. It is well known, however, that the solutions of the earlier radiation problem and the present scattering problem are related. The connection between them is such that the foundation input motion can be readily calculated if the free-field ground motion and the contact tractions at the soil–foundation interface for unit rigid-body motions of the foundation are already known. It is clear that the problems of determining impedance functions and input



449 motions can be solved simultaneously taking advantage of
450 this premise.

451 In effect, Luco [24] has derived an integral representation
452 for the foundation input motion in terms of the dynamic
453 stiffness matrix, $[K]$, and the matrix of contact tractions for
454 the radiation problem, $[\beta(p)]$, which is given by

$$455 \{U^0\} = [K]^{-1} \left(\int_{\Gamma_r} [\beta(p)]^T \{U^f(p)\} d\Gamma(p) \right. \\ 456 \left. - \int_{\Gamma_r} [\alpha(p)]^T \{T^f(p)\} d\Gamma(p) \right) \quad (11)$$

457 where the vectors $\{U^f(p)\} = \{U_x^f, U_y^f, U_z^f\}^T$ and $\{T^f(p)\} =$
458 $\{T_x^f, T_y^f, T_z^f\}^T$ correspond to the displacements and tractions,
459 respectively, at the soil–foundation interface associated
460 with the free-field ground motion. A considerable amount of
461 computation can be saved by use of this approach compared
462 to that demanded if the concept of driving forces is used.
463 Following this last formulation, it can be shown that the
464 foundation input motion is related to the driving forces
465

$$466 \{F^0\} = \int_{\Gamma_r} [\alpha(p)]^T \{T^d(p)\} d\Gamma(p) \quad (12)$$

467 by the expression

$$470 \{U^0\} = [K]^{-1} \{F^0\} \quad (13)$$

471 where $\{T^d(p)\} = \{T_x^d, T_y^d, T_z^d\}^T$ denotes the vector of
472 contact tractions at the interface Γ_r when the foundation is
473 held fixed while subjected to the seismic excitation. It is
474 evident from Eq. (12) that the driving forces are the
475 resulting forces and moments that the soil exerts on
476 the foundation when this one is kept immobile under the
477 seismic excitation. The main disadvantage of this approach
478 lies in that the direct solution of the scattering problem is
479 required.

480 Eqs. (9) and (11) reveal that the calculation of both
481 impedance functions and input motions is straightforward
482 once the elaborated matrix $[\beta(p)]$ is evaluated. It should be
483 noted, however, that difficulties arise when the matrix $[K]$ is
484 obtained from any other method by which the computation
485 of the matrix of contact tractions is not required. It is in these
486 circumstances when an alternative form for the first term in
487 parentheses on the right-hand side of Eq. (11) is often more
488 desirable. Based on an integral equation formulation, Iguchi
489 [10] has derived an approximate approach for the scattering
490 problem according to which the input motion for embedded
491 foundations is defined by

$$492 \{U^0\} = [H]^{-1} \int_{\Gamma_r} [\alpha(p)]^T \{U^f(p)\} d\Gamma(p) \\ 493 - [K]^{-1} \int_{\Gamma_r} [\alpha(p)]^T \{T^f(p)\} d\Gamma(p) \quad (14)$$

494 in which

$$495 [H] = \int_{\Gamma_r} [\alpha(p)]^T [\alpha(p)] d\Gamma(p) \quad (15)$$

505 is a 6×6 simple geometric matrix. The first term on the right-
506 hand side of Eq. (14) represents a weighted average of the free-
507 field displacements along the soil–foundation interface,
508 whereas the second term represents the generalized
509 displacements caused by the resultant forces and moments
510 associated with the free-field tractions along this surface.

511 As can be seen, to compute the foundation input motion
512 by Iguchi's method, it is only necessary to know the
513 geometry of the foundation, $[H]$, the dynamic stiffness
514 matrix, $[K]$, and the free-field displacements and tractions,
515 $\{U^f(p)\}$ and $\{T^f(p)\}$. Although approximate, Eq. (14) is
516 more suitable for numerical evaluations than Eq. (11). The
517 discretization of both equations is based on the same scheme
518 employed for the radiation problem. Indeed, the circular
519 boundary elements used to discretize the soil–foundation
520 interface and their center coordinates are the same used to
521 compute with IBEM the impedance functions.

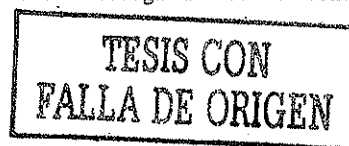
522 The different types of wave excitation considered in this
523 study are given by incident Rayleigh surface waves and
524 obliquely incident SH, SV and P waves. The incoming plane
525 waves impinge on the foundation with an inclination γ
526 measured from the z -axis and with an azimuth φ measured
527 from the x -axis, as illustrated in Fig. 1. The free-field motion
528 on the ground surface, i.e. the motion of the soil surface in
529 absence of the foundation, is represented in each case by

$$530 \{U^s(z=0)\} = \begin{Bmatrix} U_x^s \\ U_y^s \\ U_z^s \end{Bmatrix} \exp[-i\omega(x \cos \varphi/c + y \sin \varphi/c)] \quad (16)$$

531 where U_x^s , U_y^s and U_z^s are the amplitudes of the two
532 horizontal and the vertical components of this surface
533 motion and c is the apparent horizontal velocity of the
534 incoming plane waves. These parameters are well
535 established [27], so no derivations are needed. Herein
536 the transfer functions $S_x = U_x^0/U_x^s$, $S_y = U_y^0/U_y^s$, and $S_z =$
537 U_z^0/U_z^s , for translation, and $R_x = a\Theta_x^0/U_y^s$, $R_y = a\Theta_y^0/U_x^s$,
538 and $R_z = a\Theta_z^0/U_y^s$, for rotation, are calculated. They relate
539 the complex amplitudes of the translational and rotational
540 input motions to the complex amplitudes of the free-field
541 displacements on the ground surface. Such input motions
542 are dependent not only on the excitation frequency and
543 the shape and embedment of the foundation, but also on
544 the wave nature of the excitation, i.e. the type of incident
545 waves and the angle of incidence.

546 4. Numerical results

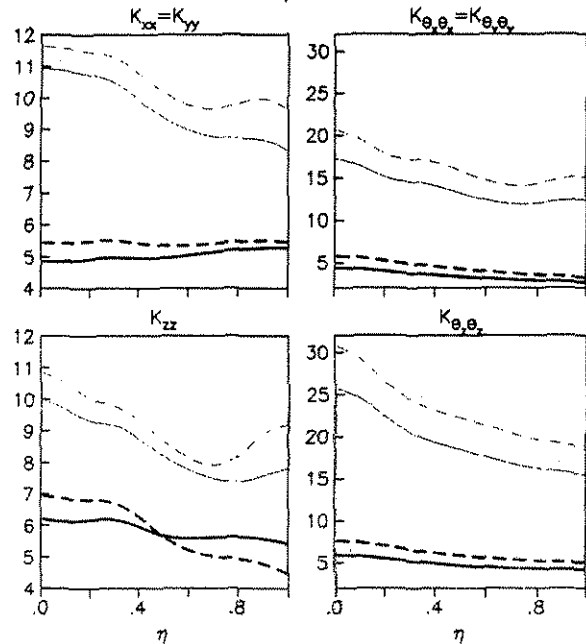
547 Both impedance functions and input motions presented
548 in the sequel are referred to the center of the bottom of
549 the foundation and are expressed in terms of the
550 dimensionless frequency previously defined. Calculations
551 were performed for a number of values of η in the range
552 from 0.01 to 1. Material attenuation in the medium was
553 introduced through the use of complex S- and P-wave
554



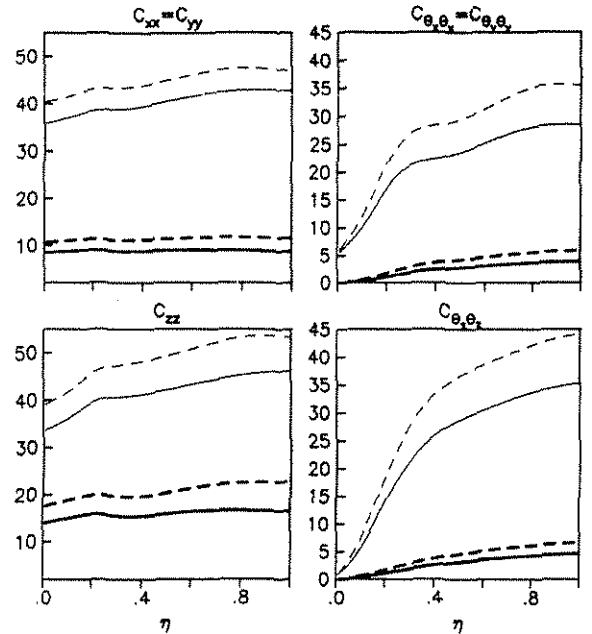
561 velocities, that is: $V_s^* = V_s(1 + i\zeta)$ and $V_p^* = V_p(1 + i\zeta)$, in
 562 which V_p is P-wave velocity. A Poisson's ratio $\nu = 1/3$ and
 563 a hysteretic damping ratio $\zeta = 0.05$ were used to charac-
 564 terize the supporting soil. To reduce the number of
 565 examples, four cases are analyzed concerning the founda-
 566 tion shape and embedment depth, namely: $l/a = 0$
 567 (square) and $l/a = 1$ (L-shaped), and for each geometry,
 568 $h/a = 0$ (surface-supported) and $h/a = 1$ (embedded).
 569

570
 571 **4.1. Rigorous impedance functions: application of IBEM**

572 The efficiency of this procedure to calculate impedance
 573 functions has been validated elsewhere [28,29] by compari-
 574 son with available solutions for hemispherical and square
 575 embedded foundations. Variations of the dynamic stiffness
 576 and damping coefficients with frequency are shown in Figs. 3
 577 and 4, respectively, for the relevant vibration modes of the
 578 foundation. The translational and rotational coefficients are
 579 normalized by Ga and $G\alpha$ [3], respectively, G being the
 580 shear modulus of the supporting soil. Note that the
 581 horizontal and rocking impedance functions are identical
 582 in both x and y directions, because of the symmetry of
 583 foundations. In addition, the values of the static stiffnesses
 584 $K_{mn}^0 = K_{mn}(\eta = 0)$ for the two foundation geometries and
 585 the two embedment ratios are given in Table 1. Only the
 586 most significant coupling terms, normalized by $G\alpha$ [2], are
 587 presented. As can be seen, they are less important compared
 588 to the purely translational and rotational terms.
 589



592
 593
 594
 595
 596
 597
 598
 599
 600
 601
 602
 603
 604
 605
 606
 607
 608
 609
 610
 611
 612
 613
 614
 615
 616 Fig. 3. Normalized dynamic stiffness coefficients for L-shaped (solid line) and square (dashed line) foundations supported on (thick line) and embedded in (thin line) a half-space.



617
 618
 619
 620
 621
 622
 623
 624
 625
 626
 627
 628
 629
 630
 631
 632
 633
 634
 635
 636
 637
 638
 639
 640
 641
 642
 643 Fig. 4. Normalized dynamic damping coefficients for L-shaped (solid line) and square (dashed line) foundations supported on (thick line) and embedded in (thin line) a half-space.

644 The effects of foundation shape are the less important.
 645 We found that the values of the static stiffnesses are smaller
 646 for an L-shaped foundation than for a square foundation.
 647 This effect is because the latter geometry encloses the
 648 former, resulting in a greater contact area with the soil. The
 649 difference between the results for the two geometries is
 650 larger for embedded foundations, particularly for rocking
 651 and torsional vibrations that are the most influenced by the
 652 sidewall. It is also seen that the dynamic stiffness and
 653 damping coefficients for a square foundation are higher than
 654 those for an L-shaped foundation. Surprisingly, the opposite
 655 effect occurs with the vertical stiffness of surface-supported
 656 foundations in the frequency range $\eta > 0.5$. These results
 657

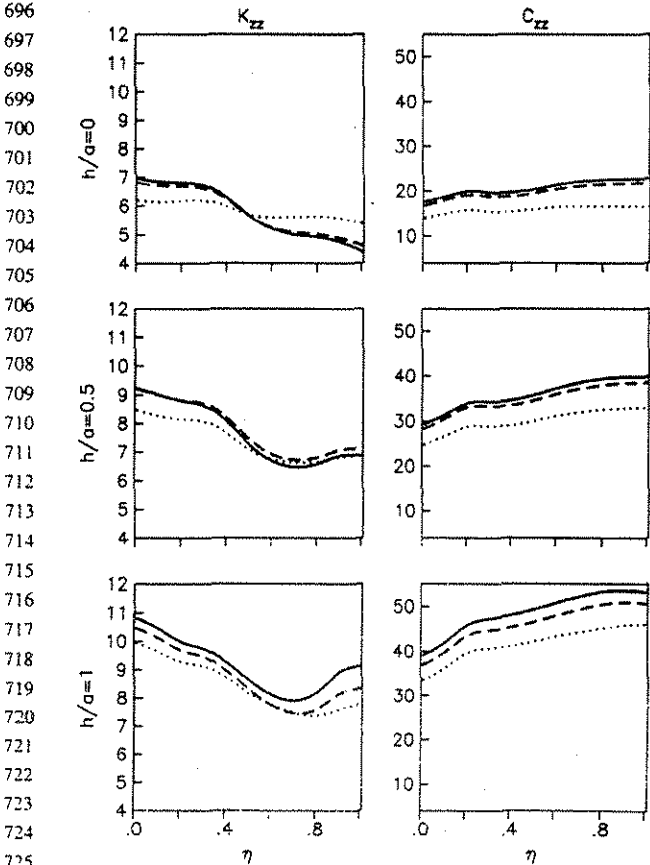
658
 659
 660
 661
 662
 663
 664
 665
 666
 667
 668
 669
 670
 671
 672 Table 1
 Static stiffnesses for square and L-shaped foundations supported on and embedded in a half-space

Static stiffness	Square foundation		L-shaped foundation	
	Surface supported	Embedded	Surface supported	Embedded
$K_{zz}^0 = K_{yy}^0$	5.49	11.64	4.87	10.92
$K_{x\theta}^0 = -K_{\theta x}^0$	0.38	-3.74	0.29	-3.24
$K_{y\theta}^0 = -K_{\theta y}^0$	0	0	0.13	0.40
K_{zz}^0	6.993	10.84	6.21	9.96
$K_{z\theta}^0 = -K_{\theta z}^0$	0	0	0.11	0.21
$K_{\theta\theta}^0 = K_{\theta\theta}^0$	5.984	20.53	4.56	17.44
$K_{\theta\theta}^0$	0	0	1.24	2.40
$K_{\theta\theta}^0$	7.862	30.75	6.13	25.98

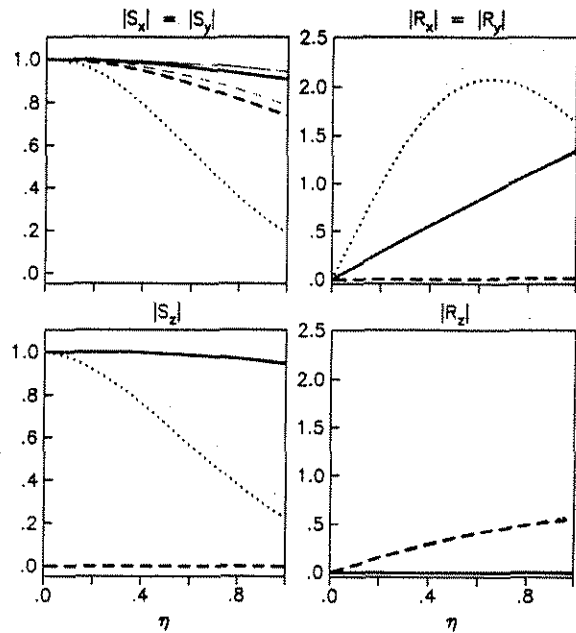


673 suggest that L-shaped foundations are less efficient than
 674 square foundations to support forces and radiate energy. It is
 675 noticed that the influence of geometry on impedance
 676 functions decreases with decreasing the foundation depth,
 677 except for vertical vibration. This relatively little influence
 678 of geometry justifies the common practice of replacing an
 679 irregular embedded foundation by a regular one with an
 680 equivalent base and the same embedment depth.

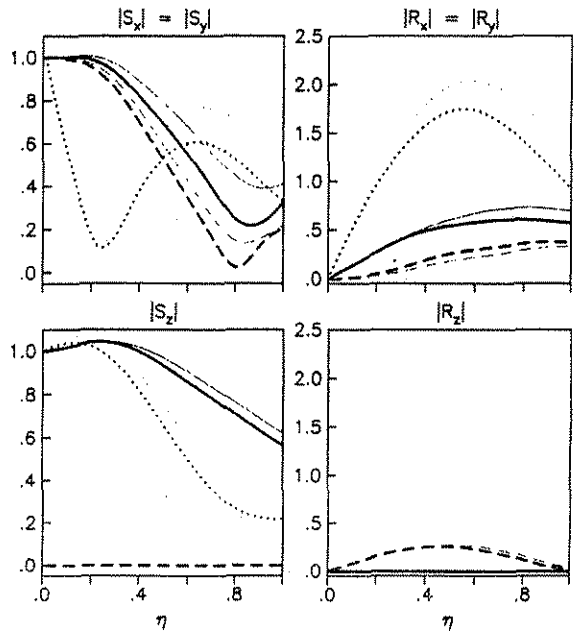
681 To understand why the behavior of the vertical stiffness
 682 is rather irregular compared to that observed for the other
 683 modes of vibration, we studied another intermediate
 684 foundation shapes and embedment depths. Fig. 5 depicts
 685 results for $l/a = 0, 0.5$ and 1 and $h/a = 0, 0.5$ and 1 .
 686 The tendencies observed indicate that this behavior is realistic,
 687 and not an artifact of the proposed approach. For $h/a = 0$,
 688 the reduction of the vertical stiffness with frequency when
 689 $\eta > 0.5$ is more pronounced for $l/a = 0$ and 0.5 than for
 690 $l/a = 1$. The vertical damping behaves in a more regular
 691 way, as shown in Fig. 5 itself. Thus, it is concluded that
 692 IBEM can be used with confidence for any mode of
 693 vibration.
 694



695
696
697
698
699
700
701
702
703
704
705
706
707
708
709
710
711
712
713
714
715
716
717
718
719
720
721
722
723
724
725
726
727
728
Fig. 5. Vertical stiffness and damping coefficients for foundation shapes $l/a = 0$ (solid line), 0.5 (dashed line) and 1 (dotted line) and different embedment depths.



729
730
731
732
733
734
735
736
737
738
739
740
741
742
743
744
745
746
747
748
749
750
751
752
753
754
755
756
757
758
759
760
761
762
763
764
765
766
767
768
769
770
771
772
773
774
775
776
777
778
779
780
781
782
783
784
Fig. 6. Comparison of Iguchi's method (thin line) with the present solution (thick line) for the input motions of an L-shaped foundation supported on a half-space and excited by incident P (solid line), SH (dashed line) and Rayleigh (dotted line) waves with inclination $\gamma = 30^\circ$ and azimuth $\varphi = 45^\circ$.



785
786
787
788
789
790
791
792
793
794
795
796
797
798
799
800
801
802
803
804
805
806
807
808
809
810
811
812
813
814
815
816
817
818
819
820
821
822
823
824
825
826
827
828
829
830
831
832
833
834
835
836
837
838
839
840
841
842
843
844
845
846
847
848
849
850
851
852
853
854
855
856
857
858
859
860
861
862
863
864
865
866
867
868
869
870
871
872
873
874
875
876
877
878
879
880
881
882
883
884
885
886
887
888
889
890
891
892
893
894
895
896
897
898
899
900
901
902
903
904
905
906
907
908
909
910
911
912
913
914
915
916
917
918
919
920
921
922
923
924
925
926
927
928
929
930
931
932
933
934
935
936
937
938
939
940
941
942
943
944
945
946
947
948
949
950
951
952
953
954
955
956
957
958
959
960
961
962
963
964
965
966
967
968
969
970
971
972
973
974
975
976
977
978
979
980
981
982
983
984
985
986
987
988
989
990
991
992
993
994
995
996
997
998
999
1000
Fig. 7. Comparison of Iguchi's method (thin line) with the present solution (thick line) for the input motions of an L-shaped foundation embedded in a half-space and excited by incident P (solid line), SH (dashed line) and Rayleigh (dotted line) waves with inclination $\gamma = 30^\circ$ and azimuth $\varphi = 45^\circ$.

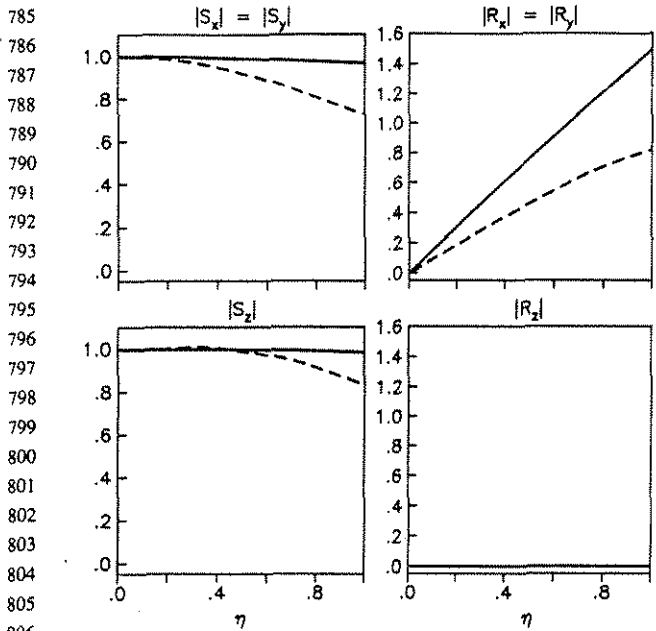


Fig. 8. Input motions for an L-shaped foundation supported on a half-space and excited by incident P waves with azimuth $\varphi = 45^\circ$ and inclinations $\gamma = 15^\circ$ (solid line) and 75° (dashed line).

We see that the effects of embedment depth are the most significant. The dynamic stiffness and damping coefficients increase considerably with the depth of embedment, although not in the same proportion for all vibration modes of the foundation. This implies that the deeper the

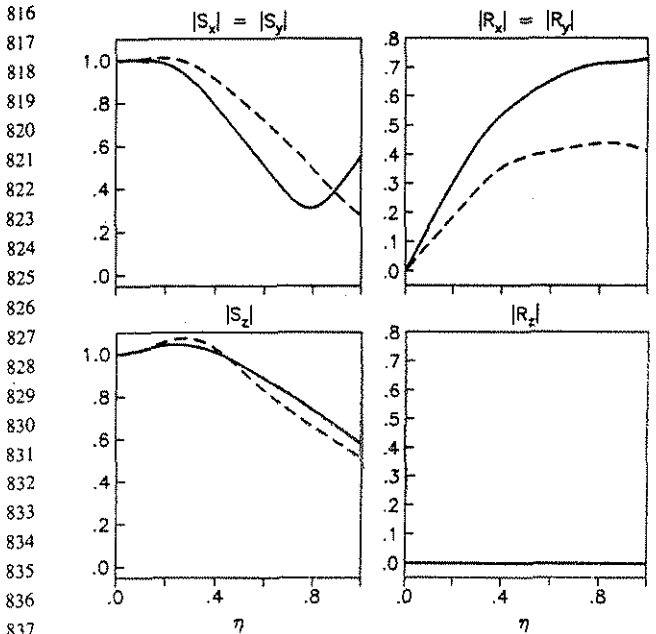


Fig. 9. Input motions for an L-shaped foundation embedded in a half-space and excited by incident P waves with azimuth $\varphi = 45^\circ$ and inclinations $\gamma = 15^\circ$ (solid line) and 75° (dashed line).

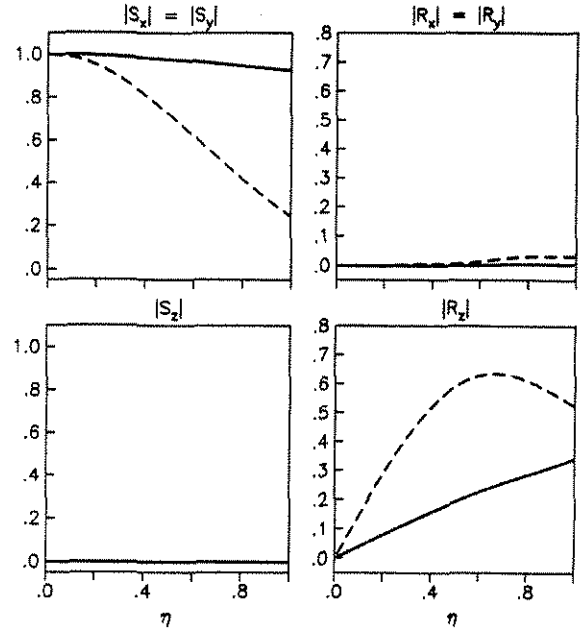


Fig. 10. Input motions for an L-shaped foundation supported on a half-space and excited by incident SH waves with azimuth $\varphi = 45^\circ$ and inclinations $\gamma = 15^\circ$ (solid line) and 75° (dashed line).

foundation, the stiffer the supporting soil and the more energy dissipated within it. It is noted that the influence of embedment on the impedance functions has similar significance for the two foundation geometries. Notably reductions in the rocking and torsional dampings can be

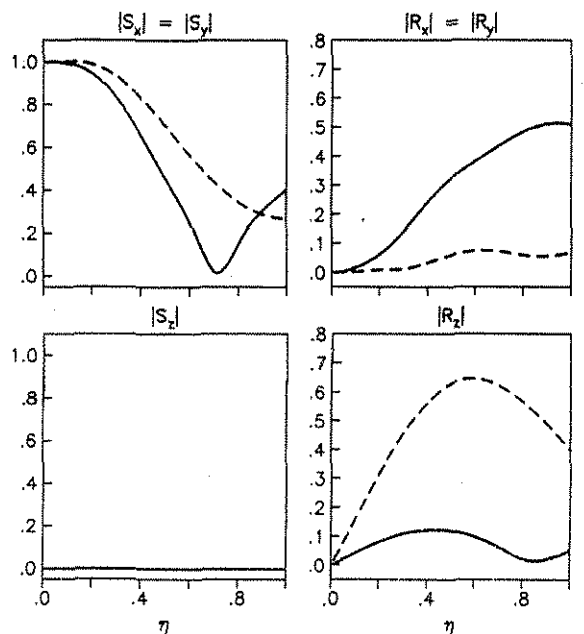


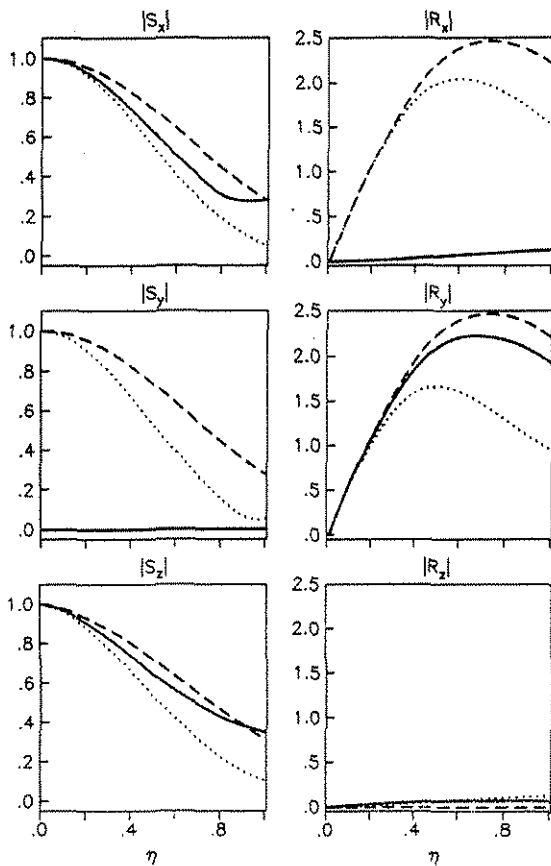
Fig. 11. Input motions for an L-shaped foundation embedded in a half-space and excited by incident SH waves with azimuth $\varphi = 45^\circ$ and inclinations $\gamma = 15^\circ$ (solid line) and 75° (dashed line).

897 observed in the frequency range $\eta < 0.3$, principally for
 898 embedded foundations. In view that impedance functions
 899 show slight disagreements between L-shaped and square
 900 foundations, but large disagreements between surface-
 901 supported and embedded foundations, it is confirmed that
 902 the embedment is more crucial than the geometry in
 903 determining the frequency-dependent springs and dashpots
 904 by which the supporting soil is replaced.

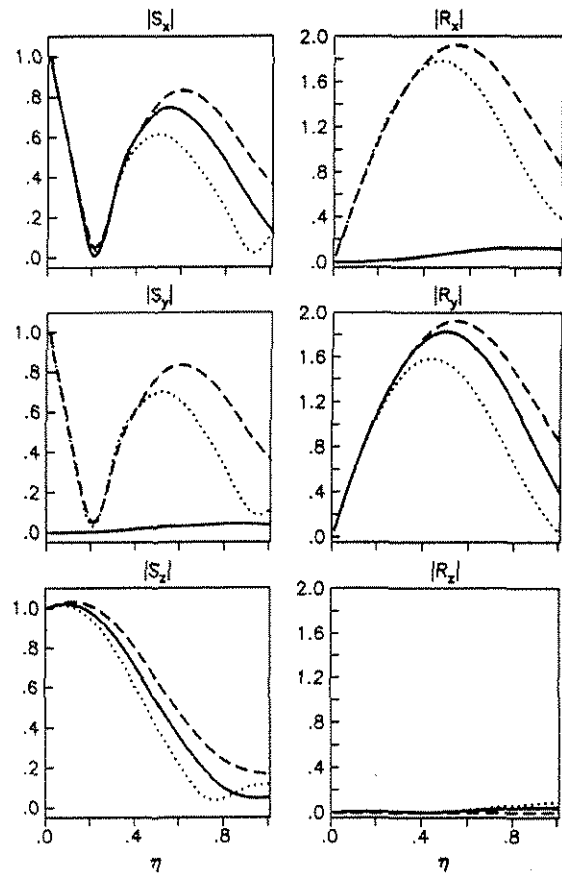
4.2. Comparison of approximate with rigorous input motions

905
 906
 907 Next we are to verify the capability of Eq. (14) to
 908 estimate input motions for embedded foundations of
 909 arbitrary geometry. The results so obtained are compared
 910 to the exact ones determined by application of Eq. (11). The
 911 wave excitations considered are incident P, SH and
 912 Rayleigh waves arriving with an azimuth $\varphi = 45^\circ$ coincident
 913 with the symmetry axis of the foundation. For incident
 914 P and SH waves, an inclination $\gamma = 30^\circ$ was selected.

915
 916 By applying Iguchi's method to L-shaped foundations,
 917 variations against frequency of the absolute values of
 918
 919



920
 921
 922
 923
 924
 925
 926
 927
 928
 929
 930
 931
 932
 933
 934
 935
 936
 937
 938
 939
 940
 941
 942
 943
 944
 945
 946
 947
 948
 949
 950
 951
 952 Fig. 12. Input motions for an L-shaped foundation supported on a half-space and excited by incident SV waves with inclination $\gamma = 75^\circ$ and azimuths $\varphi = 0^\circ$ (solid line), 45° (dashed line) and 135° (dotted line).



953
 954
 955
 956
 957
 958
 959
 960
 961
 962
 963
 964
 965
 966
 967
 968
 969
 970
 971
 972
 973
 974
 975
 976
 977
 978
 979
 980
 981
 982
 983
 984
 985
 986
 987
 988
 989
 990
 991
 992
 993
 994
 995
 996
 997
 998
 999
 1000
 1001
 1002
 1003
 1004
 1005
 1006
 1007
 1008
 1009
 1010
 1011
 1012
 1013
 1014
 1015
 1016
 1017
 1018
 1019
 1020
 1021
 1022
 1023
 1024
 1025
 1026
 1027
 1028
 1029
 1030
 1031
 1032
 1033
 1034
 1035
 1036
 1037
 1038
 1039
 1040
 1041
 1042
 1043
 1044
 1045
 1046
 1047
 1048
 1049
 1050
 1051
 1052
 1053
 1054
 1055
 1056
 1057
 1058
 1059
 1060
 1061
 1062
 1063
 1064
 1065
 1066
 1067
 1068
 1069
 1070
 1071
 1072
 1073
 1074
 1075
 1076
 1077
 1078
 1079
 1080
 1081
 1082
 1083
 1084
 1085
 1086
 1087
 1088
 1089
 1090
 1091
 1092
 1093
 1094
 1095
 1096
 1097
 1098
 1099
 1100
 1101
 1102
 1103
 1104
 1105
 1106
 1107
 1108
 1109
 1110
 1111
 1112
 1113
 1114
 1115
 1116
 1117
 1118
 1119
 1120
 1121
 1122
 1123
 1124
 1125
 1126
 1127
 1128
 1129
 1130
 1131
 1132
 1133
 1134
 1135
 1136
 1137
 1138
 1139
 1140
 1141
 1142
 1143
 1144
 1145
 1146
 1147
 1148
 1149
 1150
 1151
 1152
 1153
 1154
 1155
 1156
 1157
 1158
 1159
 1160
 1161
 1162
 1163
 1164
 1165
 1166
 1167
 1168
 1169
 1170
 1171
 1172
 1173
 1174
 1175
 1176
 1177
 1178
 1179
 1180
 1181
 1182
 1183
 1184
 1185
 1186
 1187
 1188
 1189
 1190
 1191
 1192
 1193
 1194
 1195
 1196
 1197
 1198
 1199
 1200
 1201
 1202
 1203
 1204
 1205
 1206
 1207
 1208
 1209
 1210
 1211
 1212
 1213
 1214
 1215
 1216
 1217
 1218
 1219
 1220
 1221
 1222
 1223
 1224
 1225
 1226
 1227
 1228
 1229
 1230
 1231
 1232
 1233
 1234
 1235
 1236
 1237
 1238
 1239
 1240
 1241
 1242
 1243
 1244
 1245
 1246
 1247
 1248
 1249
 1250
 1251
 1252
 1253
 1254
 1255
 1256
 1257
 1258
 1259
 1260
 1261
 1262
 1263
 1264
 1265
 1266
 1267
 1268
 1269
 1270
 1271
 1272
 1273
 1274
 1275
 1276
 1277
 1278
 1279
 1280
 1281
 1282
 1283
 1284
 1285
 1286
 1287
 1288
 1289
 1290
 1291
 1292
 1293
 1294
 1295
 1296
 1297
 1298
 1299
 1300
 1301
 1302
 1303
 1304
 1305
 1306
 1307
 1308
 1309
 1310
 1311
 1312
 1313
 1314
 1315
 1316
 1317
 1318
 1319
 1320
 1321
 1322
 1323
 1324
 1325
 1326
 1327
 1328
 1329
 1330
 1331
 1332
 1333
 1334
 1335
 1336
 1337
 1338
 1339
 1340
 1341
 1342
 1343
 1344
 1345
 1346
 1347
 1348
 1349
 1350
 1351
 1352
 1353
 1354
 1355
 1356
 1357
 1358
 1359
 1360
 1361
 1362
 1363
 1364
 1365
 1366
 1367
 1368
 1369
 1370
 1371
 1372
 1373
 1374
 1375
 1376
 1377
 1378
 1379
 1380
 1381
 1382
 1383
 1384
 1385
 1386
 1387
 1388
 1389
 1390
 1391
 1392
 1393
 1394
 1395
 1396
 1397
 1398
 1399
 1400
 1401
 1402
 1403
 1404
 1405
 1406
 1407
 1408
 1409
 1410
 1411
 1412
 1413
 1414
 1415
 1416
 1417
 1418
 1419
 1420
 1421
 1422
 1423
 1424
 1425
 1426
 1427
 1428
 1429
 1430
 1431
 1432
 1433
 1434
 1435
 1436
 1437
 1438
 1439
 1440
 1441
 1442
 1443
 1444
 1445
 1446
 1447
 1448
 1449
 1450
 1451
 1452
 1453
 1454
 1455
 1456
 1457
 1458
 1459
 1460
 1461
 1462
 1463
 1464
 1465
 1466
 1467
 1468
 1469
 1470
 1471
 1472
 1473
 1474
 1475
 1476
 1477
 1478
 1479
 1480
 1481
 1482
 1483
 1484
 1485
 1486
 1487
 1488
 1489
 1490
 1491
 1492
 1493
 1494
 1495
 1496
 1497
 1498
 1499
 1500

the transfer functions S_x , S_y , S_z , R_x , R_y , and R_z were calculated. They are displayed in Figs. 6 and 7 for surface-supported and embedded foundations, respectively. In general, rotational responses of the foundation are originated with associated reductions of the translational responses. Because of the symmetry of foundations and the characteristics of excitations, the horizontal and rocking input motions are identical in both x and y directions, the torsional component is not generated by incident P and Rayleigh waves and, for incident SH waves, the vertical component is null and the rocking component is practically zero for surface-supported foundations. It can be appreciated that the degree of agreement between these results and those obtained rigorously is very good for engineering purposes. Although not entirely accurate, Iguchi's method brings about errors of little practical importance, which can result in both overestimation of the foundation input motion.

Comparisons made in Figs. 6 and 7 show that the approximate method of Iguchi works well for both surface-supported and embedded foundations, specially for the case of incident SH waves. From other results not presented here,

1009
1010
1011
1012
1013
1014
1015
1016
1017
1018
1019
1020
1021
1022
1023
1024
1025
1026
1027
1028
1029
1030
1031
1032
1033
1034
1035
1036
1037
1038
1039
1040
1041
1042
1043
1044
1045
1046
1047
1048
1049
1050
1051
1052
1053
1054
1055
1056
1057
1058
1059
1060
1061
1062
1063
1064

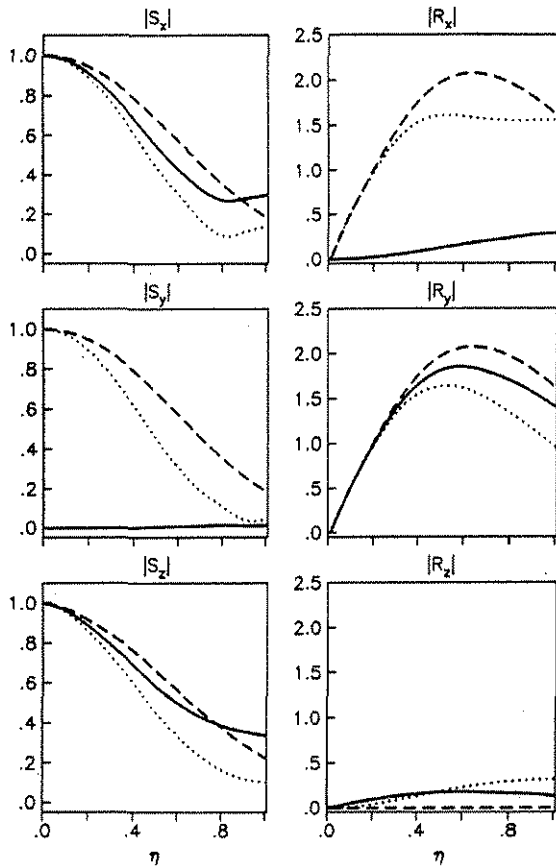


Fig. 14. Input motions for an L-shaped foundation supported on a half-space and excited by incident Rayleigh surface waves with azimuths $\varphi = 0^\circ$ (solid line), 45° (dashed line) and 135° (dotted line).

it has been observed that the largest differences arise when incoming seismic waves arrive precisely along an azimuth coincident with the diagonal direction. Based on these comparisons and considering the many uncertainties involved in the incident wave motion, it is judged that Iguchi's method is sufficient for practical purposes. It is confirmed that this is a reliable procedure to readily compute the input motions for arbitrarily shaped foundations, on condition that the impedance functions are previously known.

4.3. Rigorous input motions: application of IBEM

By using this technique, the effects of inclination and azimuth of the seismic excitation are now examined. Input motions of L-shaped foundations are exhibited in Figs. 8 (surface-supported) and 9 (embedded) for incident P waves and in Figs. 10 (surface-supported) and 11 (embedded) for incident SH waves. In each case we consider an azimuthal angle $\varphi = 45^\circ$ and the incident angles $\gamma = 15$ and 75° . As expected, the rotational input motions are the most affected

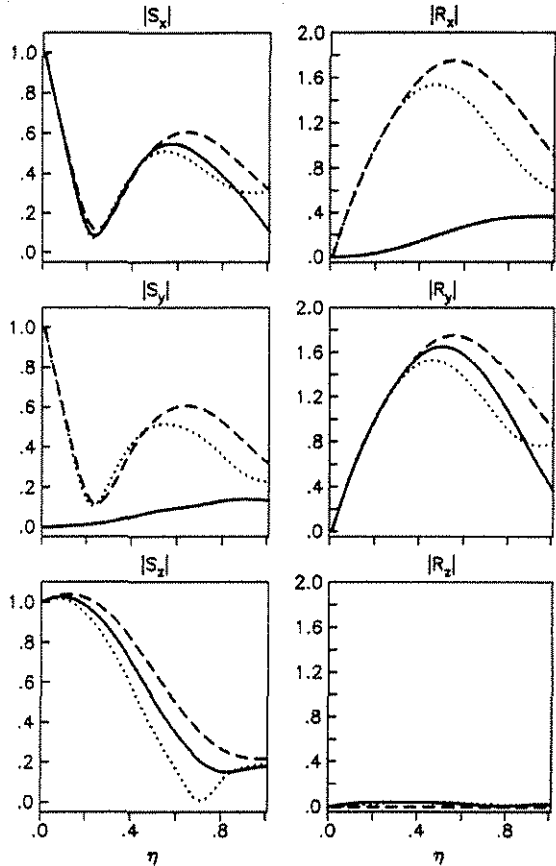


Fig. 15. Input motions for an L-shaped foundation embedded in a half-space and excited by incident Rayleigh surface waves with azimuths $\varphi = 0^\circ$ (solid line), 45° (dashed line) and 135° (dotted line).

by the angle of incidence. The case of incident SH waves is especially important because of the generation of considerable amounts of both rocking (for $\gamma = 15^\circ$) and torsion (for $\gamma = 75^\circ$) in embedded foundations. This may be determining in the seismic design of tall irregular buildings that are more effectively excited by rocking and torsion of the foundation. The increase in the rocking response tends to be more or less compensated for the decrease in the horizontal response. It should be noticed that the reduction of the horizontal input motion is generally greater for embedded foundations than for surface-supported foundations, and that the incident P waves produce a rocking input motion larger than the incident SH waves in both foundations, irrespective of the angle of incidence.

Additional input motions of L-shaped foundations are depicted in Figs. 12 (surface-supported) and 13 (embedded) for incident SV waves and in Figs. 14 (surface-supported) and 15 (embedded) for incident Rayleigh surface waves. The azimuthal angles $\varphi = 0, 45$ and 135° are considered in each case, as well as an incident angle $\gamma = 75^\circ$ for incident SV waves. The effects of azimuth are similar for both wave

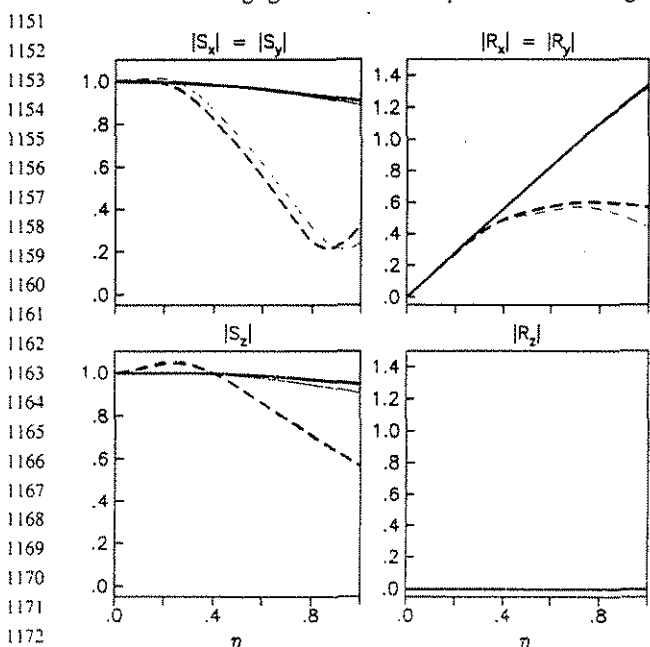
1065
1066
1067
1068
1069
1070
1071
1072
1073
1074
1075
1076
1077
1078
1079
1080
1081
1082
1083
1084
1085
1086
1087
1088
1089
1090
1091
1092
1093
1094
1095
1096
1097
1098
1099
1100
1101
1102
1103
1104
1105
1106
1107
1108
1109
1110
1111
1112
1113
1114
1115
1116
1117
1118
1119
1120



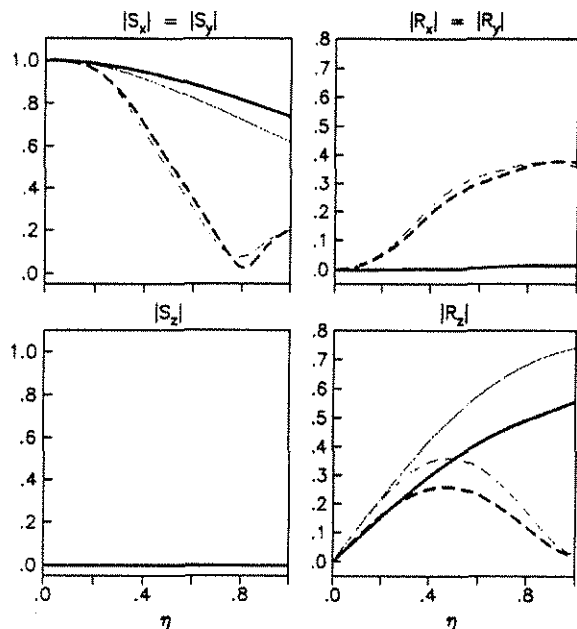
104

1121 excitations having in common the presence of inhomogeneous waves. For incident SV waves, this occurs if the angle of incidence is greater than the critical one ($\gamma_{crit} = 30^\circ$ for $\nu = 1/3$). Large significant rocking motions are induced in the foundation in addition to important reductions in the translational motions. It is interesting to note that the torsional motion induced by incoming waves non-coincident with the symmetry axis of the foundation is insignificant, regardless of the depth of embedment. In general, the largest increase in the rocking response and the smallest decrease in the translational response take place when $\varphi = 45^\circ$, whereas the opposite effect occurs when $\varphi = 135^\circ$. In both cases, the azimuth is coincident with a diagonal direction. These and the preceding results provide miscellaneous information on how the foundation input motion is influenced by the wave nature of the excitation.

1137 To show how the seismic response of L-shaped foundations with symmetrical wings differs from that of enveloping square foundations, the exact results given in Figs. 6 and 7 for the former geometry are now compared in Figs. 16–18 to these for the latter shape. Both surface-supported and embedded foundations subjected to incident P, SH and Rayleigh waves are considered. It is noticed that the effects of foundation shape are considerably less important than those of embedment depth, except for the rocking input motion generated by incident Rayleigh surface waves, in which the influence of geometry is comparable to that of embedment. In this case, the L-shaped foundation exhibits a higher rocking than the square shape. This effect is negligible for low frequencies but enlarges

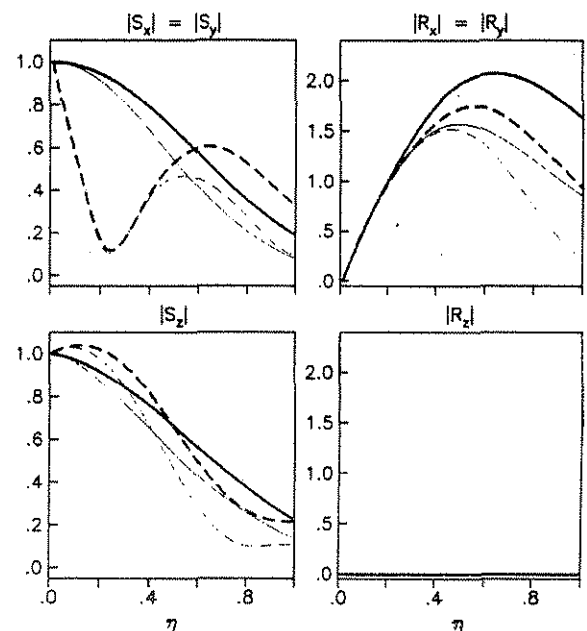


1173 Fig. 16. Input motions for L-shaped (thick line) and square (thin line) foundations supported on (solid line) and embedded in (dashed line) a half-space, under the influence of P waves with inclination $\gamma = 30^\circ$ and azimuth $\varphi = 45^\circ$. 1174 1175 1176



1177 Fig. 17. Input motions for L-shaped (thick line) and square (thin line) foundations supported on (solid line) and embedded in (dashed line) a half-space, under the influence of SH waves with inclination $\gamma = 30^\circ$ and azimuth $\varphi = 45^\circ$. 1178 1179 1180 1181 1182 1183 1184 1185 1186 1187 1188 1189 1190 1191 1192 1193 1194 1195 1196 1197 1198

1203 appreciably for medium to high frequencies. It is also seen that, in general, increasing values of the embedment depth lead to decreasing values of the translational and rotational input motions, independently of the foundation shape. On 1204 1205 1206



1207 1208 1209 1210 1211 1212 1213 1214 1215 1216 1217 1218 1219 1220 1221 1222 1223 1224 1225 1226 1227 1228 1229 1230 Fig. 18. Input motions for L-shaped (thick line) and square (thin line) foundations supported on (solid line) and embedded in (dashed line) a half-space, under the influence of Rayleigh surface waves with azimuth $\varphi = 45^\circ$. 1231 1232

1233 the contrary, the rocking input motion originated by incident
1234 SH waves increases with the depth of embedment.

1235 In certain cases results show, at low frequencies, small
1236 amplification of the translational response of the
1237 foundation with respect to the corresponding free-field
1238 motion on the ground surface. The reason why this effect
1239 has not been observed in studies earlier presented by
1240 other authors (see, for instance, Refs. [23,30]) is not
1241 clear. A direct comparison of our results is not possible
1242 since no similar results are available in the literature.
1243 However, in the works by Karabalis and Beskos [31] and
1244 Gaitanaros and Karabalis [32] there is some evidence in
1245 the sense that the combined effect of embedment depth
1246 and incident angle may be the responsible for this
1247 behavior. To further illustrate this situation, results for a
1248 square foundation with embedment $h/a = 0, 0.5$ and 1
1249 and excited by incident P waves with azimuth $\varphi = 0^\circ$
1250 and inclination $\gamma = 0, 30$ and 60° are displayed in
1251 Fig. 19. It is confirmed that, for $\gamma = 0^\circ$ and $h/a = 0$, the
1252 foundation input motion is the same as the free-field
1253 ground motion. Slight amplifications of the horizontal
1254 and vertical input motions are evident, in addition to
1255

1289 large filtering at high frequencies. It is worth noting that
1290 a very low value of hysteretic damping ratio was used in
1291 these results in order to approximate the purely elastic
1292 case considered in Refs. [31,32]. This factor may be
1293 essential because both impedance functions and input
1294 motions are quite sensitive to variations in the soil
1295 material damping.
1296
1297
1298

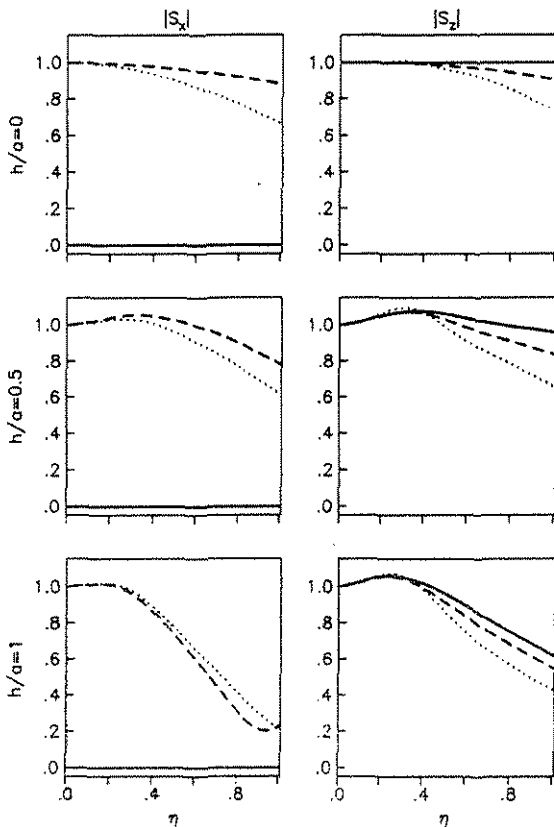
5. Conclusions

1301 A simplified IBEM has been applied to compute the
1302 impedance functions for L-shaped rigid foundations
1303 embedded into a uniform viscoelastic half-space. The
1304 approximate method of Iguchi was then used to calculate
1305 the foundation input motion under different traveling
1306 seismic waves. The efficiency of this technique was
1307 confirmed by comparison with results obtained rigorously
1308 by use of the relationship between the solution of the
1309 radiation problem associated with the soil impedance
1310 functions and the solution of the scattering problem
1311 associated with the foundation input motion. This
1312 remarkably simple technique was concluded to be both
1313 highly effective and economical to determine input
1314 motions for rigid foundations of arbitrary geometry,
1315 providing that the impedance functions are known in
1316 advance.
1317

1318 Symmetrical L-shaped foundations subjected to incident
1319 P, S and Rayleigh waves were analyzed. Primary emphasis
1320 was placed on the effects of both inclination and azimuth of
1321 the earthquake excitation, as well as on the effects of
1322 embedment depth. After comparing the results for L-shaped
1323 foundations with those for enveloping square foundations, it
1324 was concluded that the effects of foundation geometry are
1325 substantially less important than those of embedment depth.
1326 It was shown that the approximation with a regular shape
1327 could be efficiently used in determining the input motion for
1328 irregular foundations. The associated uncertainties may be
1329 assessed by using the results computed rigorously. It was
1330 also concluded that the effects of wave passage are quite
1331 significant when the azimuth is coincident with a diagonal
1332 direction. Such effects reduce the translational response of
1333 the foundation but generate considerable torsional and
1334 rocking responses, depending on the type of incident waves
1335 and the angle of incidence.
1336
1337
1338

Acknowledgments

1339 This research was partially sponsored by CONACYT,
1340 Mexico, under grant 27497U and by DGAPA-UNAM under
1341 grant IN104998.
1342
1343
1344



1285 Fig. 19. Horizontal and vertical input motions for a square foundation with
1286 different embedment depths, under the influence of P waves with azimuth
1287 $\varphi = 0^\circ$ and inclinations $\gamma = 0$ (solid line), 30 (dashed line) and 60° (dotted
1288 line).



186

References

- 1345
1346
1347
1348
1349
1350
1351
1352
1353
1354
1355
1356
1357
1358
1359
1360
1361
1362
1363
1364
1365
1366
1367
1368
1369
1370
1371
1372
1373
1374
1375
1376
1377
1378
1379
1380
1381
1382
1383
1384
1385
1386
1387
1388
1389
1390
1391
1392
1393
1394
1395
1396
1397
1398
1399
1400
- [1] Kobori T, Minai R, Shinozaki Y. Vibration of a rigid circular disk on an elastic half-space subjected to plane waves. *Theor Appl Mech* 1973;21:109–19.
- [2] Wong HL, Luco JE. Dynamic response of rectangular foundations to obliquely incident seismic waves. *Earthquake Engng Struct Dyn* 1978;6:3–16.
- [3] Luco JE, Mita A. Response of a circular foundation on a uniform half-space to elastic waves. *Earthquake Engng Struct Dyn* 1987;15:105–18.
- [4] Luco JE, Wong HL. Seismic response of foundations embedded in a layered half-space. *Earthquake Engng Struct Dyn* 1987;15:233–47.
- [5] Wong HL, Luco JE. Dynamic response of rigid foundations of arbitrary shape. *Earthquake Engng Struct Dyn* 1976;4:579–87.
- [6] Rücker W. Dynamic behaviour of rigid foundations of arbitrary shape on a half-space. *Earthquake Engng Struct Dyn* 1982;10:675–90.
- [7] Chow YK. Simplified analysis of dynamic response of rigid foundations with arbitrary geometries. *Earthquake Engng Struct Dyn* 1986;14:643–53.
- [8] Betti R, Abdel-Gaffar AM. Seismic analysis of embedded foundations using a BEM formulation of the substructure deletion method. *J Engng Mech, ASCE* 1994;120:1283–303.
- [9] Scanlan RH. Seismic wave effects on soil-structure interaction. *Earthquake Engng Struct Dyn* 1976;4:379–88.
- [10] Iguchi M. An approximate analysis of input motions for rigid embedded foundations. *Trans Architect Inst. Japan, No. 315*; 1982. p. 61–75.
- [11] Iguchi M. Earthquake response of embedded cylindrical foundations to SH and SV waves. *Proceedings of the Eighth World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, California*; 1984. p. 1081–88.
- [12] Pais AL, Kausel E. On rigid foundations subjected to seismic waves. *Earthquake Engng Struct Dyn* 1989;18:475–89.
- [13] Veletsos AS, Prasad AM. Seismic interaction of structures and soils: stochastic approach. *J Struct Engng, ASCE* 1989;115:935–56.
- [14] Veletsos AS, Tang Y. Deterministic assessment of effects of ground-motion incoherence. *J Engng Mech, ASCE* 1990;116:1109–24.
- [15] Hahn GD, Liu X. Torsional response of unsymmetric buildings to incoherent ground motions. *J Struct Engng, ASCE* 1994;120:1158–81.
- [16] Gazetas G. Foundation vibrations. In: Fang H-Y, editor. *Foundation engineering handbook*. New York: Van Nostrand Reinhold; 1991. p. 533–93. Chapter 15.
- [17] Novak M, Sheta M. Approximate approach to contact effects of piles. In: O'Neill MW, Dobry R, editors. *Dynamic response of pile foundations: analytical aspects*. ; 1980. p. 53–79. ASCE.
- [18] Novak M, Han YC. Impedances of soil layer with boundary zone. *J Geotech Engng, ASCE* 1990;116:1008–15.
- [19] Veletsos AS, Dotson KW. Impedances of soil layer with disturbed boundary zone. *J Geotech Engng, ASCE* 1986;112:363–8.
- [20] Veletsos AS, Dotson KW. Vertical and torsional vibration of foundations in inhomogeneous media. *J Geotech Engng, ASCE* 1988;114:1002–21.
- [21] Veletsos AS, Dotson KW. Horizontal impedances for radially inhomogeneous viscoelastic soil layers. *Earthquake Engng Struct Dyn* 1988;16:947–66.
- [22] Apsel RJ, Luco JE. Impedance functions for foundations embedded in a layered medium: an integral equation approach. *Earthquake Engng Struct Dyn* 1987;15:213–31.
- [23] Mita A, Luco JE. Dynamic response of a square foundation embedded in an elastic half-space. *Soil Dyn Earthquake Engng* 1989;8:54–67.
- [24] Luco JE. On the relation between radiation and scattering problems for foundations embedded in an elastic half-space. *Soil Dyn Earthquake Engng* 1986;5:97–101.
- [25] Sánchez-Sesma FJ, Luzón F. Seismic response of three-dimensional alluvial valleys for incident P, S and Rayleigh waves. *Bull Seismol Soc Am* 1995;85:269–84.
- [26] Tassoulas JL, Kausel E. On the effect of the rigid sidewall on the dynamic stiffness of embedded circular footings. *Earthquake Engng Struct Dyn* 1983;11:403–14.
- [27] Achenbach JD. *Wave propagation in elastic solids*. Oxford: North-Holland Publishing Company; 1976.
- [28] Suárez M, Sánchez-Sesma FJ. Non-symmetrical dynamic soil-structure interaction. *Seventh International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Chania, Greece*; 1995. p. 485–92.
- [29] Suárez M, Sánchez-Sesma FJ. Response of non-symmetrical foundations subjected to dynamic excitation. *Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, Paper No 1016*; 1996.
- [30] Mita A, Luco JE. Impedance functions and input motions for embedded square foundations. *J Geotech Engng, ASCE* 1989;115:491–503.
- [31] Karabalis DL, Beskos DE. Dynamic response of 3-D embedded foundations by the boundary element method. *Comput Meth Appl Mech Engng* 1986;56:91–119.
- [32] Gaitanaros AP, Karabalis DL. Dynamic analysis of 3-D flexible embedded foundations by a frequency domain BEM-FEM. *Earthquake Engng Struct Dyn* 1988;16:653–74.
- 1401
1402
1403
1404
1405
1406
1407
1408
1409
1410
1411
1412
1413
1414
1415
1416
1417
1418
1419
1420
1421
1422
1423
1424
1425
1426
1427
1428
1429
1430
1431
1432
1433
1434
1435
1436
1437
1438
1439
1440
1441
1442
1443
1444
1445
1446
1447
1448
1449
1450
1451
1452
1453
1454
1455
1456

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

INFLUENCIA DEL ACOPLAMIENTO LATERAL Y DE TORSIÓN EN LA RESPUESTA SISMICA ELÁSTICA DE ESTRUCTURAS CON BASE FLEXIBLE

M. Suarez⁽¹⁾ y J. Avilés⁽²⁾

(1) Instituto de Ingeniería, UNAM
Ciudad Universitaria, Apdo. Postal 70-472
Coyoacán, 04510 México, D.F.

(2) Instituto Mexicano de Tecnología del Agua
Paseo Cuauhnahuac 8532
Jiutepec, Morelos 62550, México

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

RESUMEN

Se estudia la influencia que tiene la excitación sísmica en la respuesta máxima acoplada de traslación y torsión de estructuras asimétricas sobre terreno blando. Se considera a la estructura sometida a la acción de ondas *SH* con diferentes ángulos de incidencia, utilizando los registros de los sismos de El Centro y Manzanillo. Los efectos de la interacción cinemática e inercial son considerados. Como resultados, se presentan las amplificaciones dinámicas de la excentricidad y el cortante basal, las cuales se comparan con las recomendaciones de las Normas Técnicas de Diseño por Sismo.

SUMMARY

The influence of the seismic excitation on the coupled translation and torsion maximum response of asymmetric structures supported on flexible foundations is examined. The records of the El Centro and Manzanillo earthquakes are used and the analysis is made for travelling *SH* waves with different angles of incidence. Both the inertial and kinematic interaction are considered. The dynamic shear and eccentricity amplifications are computed and compared to the current code provisions for building structures.

INTRODUCCIÓN

En las Normas Técnicas de Diseño Sísmico para el Distrito Federal, y en la mayoría de los reglamentos, se especifica que la excentricidad que se debe utilizar en el cálculo de las acciones para el diseño a la torsión de los elementos estructurales, debe ser aquella que considere a la excentricidad estructural y a la excentricidad accidental generada por la variación espacial del movimiento sísmico, entre otros factores. La excentricidad de diseño se obtiene mediante la aplicación de dos fórmulas sencillas que involucran a la excentricidad estructural y a una dimensión característica de la planta arquitectónica de la estructura, afectadas por coeficientes especificados. Con esto se pretende que su uso en la práctica sea de fácil aplicación y que el diseño de las edificaciones se lleve a cabo dentro de un marco de seguridad.

Son muchos los estudios que se han realizado con el propósito de dar fundamento a las especificaciones propuestas en el reglamento. Entre ellos se encuentran los que únicamente consideran la excentricidad accidental, causada principalmente por la componente rotacional del movimiento de excitación (Newmark, 1969; Luco, 1976; Apsel y Luco, 1976; Bielak et al, 1986) así como aquellos que toman en cuenta la excentricidad estructural (Hanh y Liu, 1993; Chopra y Goel, 1991; Chandler y Hutchinson, 1987). En algunos trabajos se ha estudiado la respuesta de las estructuras asimétricas considerando la interacción entre el suelo y la estructura (Chandler y Hutchinson, 1987) pero, generalmente, se ha omitido el efecto de la interacción cinemática al sólo considerar la flexibilidad del suelo pero no la diferencia entre el movimiento de campo libre y el movimiento efectivo de la cimentación. En varios de estos estudios se afirma la necesidad de

revisar las expresiones dadas en los reglamentos para obtener las excentricidades de diseño, con el propósito de tomar en cuenta, entre algunos factores, las deformaciones y demandas de ductilidad de los elementos estructurales (Chopra y Goel, 1991) y que queden cubiertas algunas estructuras que tienen periodos fundamentales de traslación cercanos al valor del periodo a la torsión (Chandler y Hutchinson, 1987).

El principal objetivo de este trabajo es investigar los efectos de la interacción cinemática en estructuras con movimientos de traslación y torsión acoplados. Para ello se utiliza como excitación sísmica (a) trenes de ondas de corte polarizadas horizontalmente que inciden con cierto ángulo con respecto a la vertical. A la estructura se le representa como un oscilador simple con dos grados de libertad. Al tomar en cuenta los efectos de la interacción del suelo con la estructura, se consideran tres grados de libertad adicionales para la cimentación. Se analizan estructuras con distintos periodos naturales en traslación y torsión y se calcula su respuesta máxima de manera rigurosa; posteriormente se obtienen las excentricidades y cortantes de diseño y se comparan con los que se fijan en las normas técnicas reglamentarias. Con base en estas comparaciones, se identifican los parámetros del sistema suelo-estructura que no son contemplados apropiadamente en el reglamento.

IMPEDANCIAS Y MOVIMIENTOS EFECTIVOS

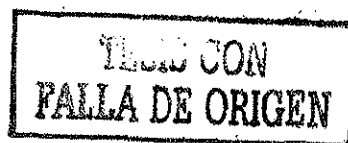
El modelo utilizado para este estudio considera cimentaciones sin excentricidad, desplantadas en un semiespacio con módulo de Poisson $\nu=1/3$ y a profundidades $D = 0.0a, 0.5a$ y $1.5a$ (a =semiancho del cimiento) (fig. 1). Para obtener la respuesta de traslación y torsión de la estructura, se va a requerir conocer previamente las funciones de impedancia y los movimientos efectivos para cada una de las profundidades, ambos dependientes de la frecuencia de excitación. Las primeras representan a los resortes y amortiguadores del suelo, los segundos se refieren a los movimientos de campo libre modificados por la presencia de la cimentación, que, al ser rígida, actúa como un elemento promediador de estos. Las rigideces dinámicas utilizadas en este estudio son las obtenidas por Mita y Luco (1989) para cimentaciones cuadradas. Los movimientos efectivos se calculan utilizando una técnica propuesta por Iguchi (1982) en la que, para su aplicación, se requiere de las funciones de impedancia y de los movimientos y tracciones de campo libre, esto es, en ausencia de la cimentación. Estos últimos se calculan utilizando métodos bien conocidos en la teoría de la propagación de ondas. En la fig. 2 se presentan los movimientos efectivos de traslación, cabeceo y torsión para ondas SH, graficados con respecto a la frecuencia normalizada η ($=\omega a/\pi\beta$; ω =frecuencia circular, β =velocidad de propagación de las ondas de corte). Los cálculos se llevaron a cabo para ondas incidentes no verticales que se propagan en dirección paralela al eje x (fig. 1). En los resultados se aprecia que para cimentaciones con enterramiento nulo, únicamente para el caso de incidencia vertical puede considerarse que no existe interacción cinemática. Para los demás casos, el asumir esto, conduciría a resultados erróneos.

MODELO

El modelo utilizado en este estudio para idealizar a la estructura consiste en un oscilador simple de masa M y excentricidad estructural e , con dos grados de libertad (traslación y torsión). Sus características geométricas se presentan en la fig. 3 y consisten en una planta arquitectónica cuadrada de dimensión $2a$ y altura H desplantada en un cimiento de masa M_0 embebido en un semiespacio elástico a una profundidad D . Se considera al modelo sometido a una excitación dinámica dada por un movimiento armónico. Los cálculos se llevan a cabo en el dominio de la frecuencia. Las ecuaciones que definen el movimiento del modelo están dadas por:

$$M \left[\ddot{A}_b + \ddot{A}_o + \ddot{A}_g + (H+D)\ddot{o}_o + e(\ddot{e}_b + \ddot{e}_o) \right] + C_{hb}\dot{A}_b + C_{he}\dot{e}_b + K_{hb}A_b + K_{he}e_b = 0$$

$$M e \left[\ddot{A}_b + \ddot{A}_o + \ddot{A}_g + (H+D)\ddot{o}_o \right] + J_o(\ddot{e}_b + \ddot{e}_o) + C_{he}e\dot{A}_b + C_{oe}\dot{e}_b + K_{he}eA_b + K_{oe}e_b = 0$$



$$\begin{aligned}
M \left[\ddot{A}_b + \ddot{A}_o + \ddot{A}_z + (H+D)\ddot{o}_o + e(\ddot{e}_o + \ddot{e}_o) \right] + M_o \left[\ddot{A}_o + \ddot{A}_z + E\ddot{o}_o + e\ddot{e}_o \right] + F_x &= 0 \\
M e \left[\ddot{A}_b + \ddot{A}_o + \ddot{A}_z + (H+D)\ddot{o}_o \right] + J_z(\ddot{e}_b + \ddot{e}_o) + M_o e \left[\ddot{A}_o + \ddot{A}_z + E\ddot{o}_o \right] + J_z \ddot{e}_o + F_z &= 0 \\
M(H+D) \left[\ddot{A}_b + \ddot{A}_o + \ddot{A}_z + (H+D)\ddot{o}_o + e(\ddot{e}_b + \ddot{e}_o) \right] + J_o \ddot{o}_o + M_o E \left[\ddot{A}_o + \ddot{A}_z + E\ddot{o}_o + e\ddot{e}_o \right] \\
+ J_{\theta} \ddot{o}_o + F_{\theta} &= 0
\end{aligned} \tag{1}$$

donde los subíndices b, o, g se refieren a la estructura, el cimiento y los movimientos de excitación (movimientos de campo libre), respectivamente. Δ, θ y φ implican traslaciones y giros alrededor de los ejes z y y , respectivamente. Los puntos arriba de estas variables indican derivación con respecto al tiempo. K son las rigideces estructurales a la torsión, traslación y acoplada (subíndices θ, h y θh , respectivamente). J_θ y J_φ son los momentos polares de inercia a la torsión y al cabeceo; y $E=D/2$. F_x, F_θ y F_φ están definidas por:

$$\begin{bmatrix} F_x \\ F_\theta \\ F_\varphi \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_h^s & K_{hm}^s & 0 \\ K_{mh}^s & K_m^s & 0 \\ 0 & 0 & K_t^s \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v_o \\ \ddot{o}_o \\ \dot{e}_o \end{bmatrix} \tag{2}$$

donde K^s son las impedancias dinámicas para la traslación horizontal, cabeceo, torsión y las acopladas (subíndices h, m, t y mh , respectivamente).

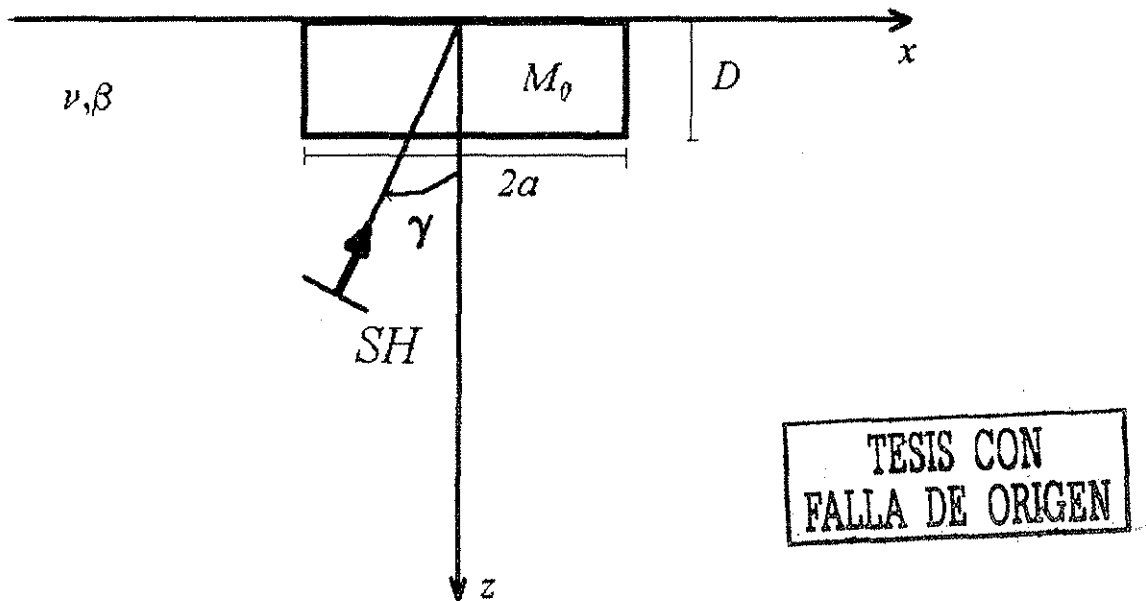


FIGURA 1. Incidencia de ondas SH con ángulo γ en una cimentación cuadrada $2a$, de masa M_o enterrada a una profundidad D en un semiespacio elástico con relación de Poisson ν y velocidad de propagación de ondas de corte β .

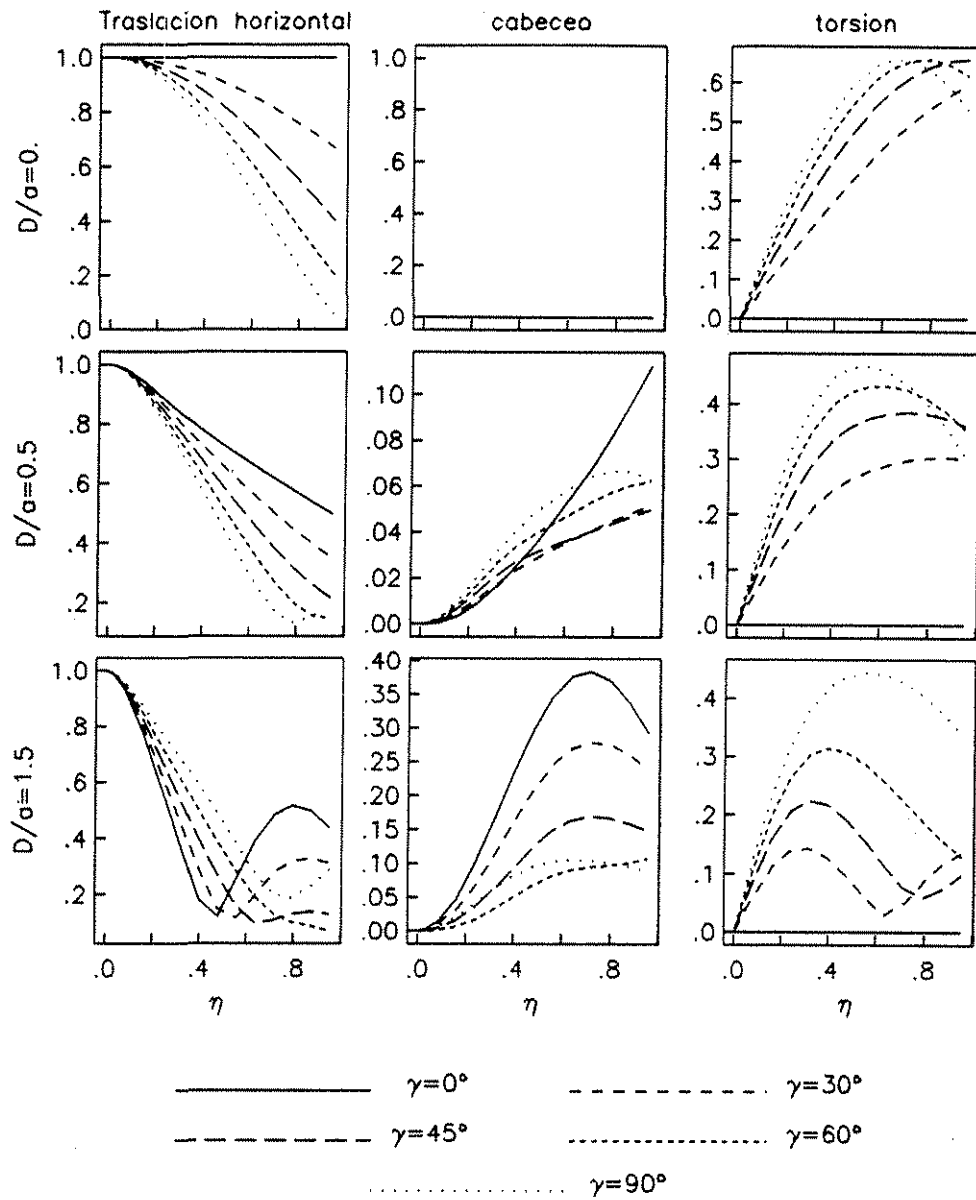


FIGURA 2. Movimientos efectivos calculados para cimentaciones cuadradas con enterramientos $D/a=0, 0.5$ y 1.5 en un semiespacio elástico con $\nu=1/3$. Se consideraron distintos ángulos de incidencia de ondas SH.

Las ecuaciones de movimiento se pueden describir de la siguiente manera:

$$\ddot{A}_h \left[\frac{\dot{u}_h^2}{\dot{u}^2} + 2i \frac{\dot{u}_h}{\dot{u}} - 1 \right] - \ddot{A}_n - \ddot{A}_o + e \ddot{A}_e \left[\frac{K_{he}}{M\dot{u}^2} + \frac{C_{he}}{M\dot{u}} i - 1 \right] - e \ddot{A}_e = \ddot{A}_r [Q_h + a(\ddot{a}_H + \ddot{a}_D)Q_o + r e Q_e]$$

$$\ddot{A}_o e \left[\frac{K_{he}}{M\dot{u}^2} + i \frac{C_{he}}{M\dot{u}} - 1 \right] - e \ddot{A}_n - e \ddot{A}_o + \ddot{A}_e \frac{J_e}{Mr^2} \left[\frac{\dot{u}_e^2}{M\dot{u}^2} + 2i \frac{\dot{u}_e}{\dot{u}} - 1 \right] - \frac{J_e}{Mr^2} \ddot{A}_e = \ddot{A}_r \left[-e Q_h + e, a(\ddot{a}_H + \ddot{a}_D)Q_o + \frac{J_e}{Mr^2} r Q_e \right]$$

$$\begin{aligned}
& -\ddot{A}_b + \ddot{A}_0 \left[\frac{k_{hm}^s}{\dot{u}^2} \dot{\theta} - \ddot{a}_M - 1 \right] + \ddot{A}_{\delta_0} \left[\frac{k_{hm}^s}{(\ddot{a}_H + \ddot{a}_D) \dot{u}^2} \dot{\theta} - \frac{\ddot{a}_D}{2(\ddot{a}_H + \ddot{a}_D)} - 1 \right] - e_r \ddot{A}_{e_r} - e_r \ddot{A}_{e_s} (1 + \ddot{a}_M) = \\
& \ddot{A}_s \left[-Q_h (1 + \ddot{a}_M) + a Q_0 \left(\frac{\ddot{a}_D}{2} \ddot{a}_M + (\ddot{a}_H + \ddot{a}_D) \right) + Q_e r e_r (1 + \ddot{a}_M) \right] \\
& - e_r \ddot{A}_b - e_r \ddot{A}_0 (1 + \ddot{a}_M) - e_r \ddot{A}_{\delta_0} \left[\frac{\ddot{a}_D}{2(\ddot{a}_H + \ddot{a}_D)} \ddot{a}_M + 1 \right] - \frac{J_e}{Mr^2} \ddot{A}_{e_r} - \ddot{A}_{e_s} \left[\frac{k_t^s}{\dot{u}^2} \dot{\theta} - (1 + \ddot{a}_M) \frac{J_e}{Mr^2} \right] = \\
& \ddot{A}_s \left[Q_h e_r (1 + \ddot{a}_M) + a Q_0 e_r \left(\frac{\ddot{a}_D}{2} \ddot{a}_M + (\ddot{a}_H + \ddot{a}_D) \right) + Q_e r (1 + \ddot{a}_M) \frac{J_e}{Mr^2} \right] \\
& - \ddot{A}_b + \ddot{A}_0 \left[\frac{k_{hm}^s}{(\ddot{a}_H + \ddot{a}_D) \dot{u}^2} \dot{\theta} - \frac{\ddot{a}_D}{2(\ddot{a}_H + \ddot{a}_D)} \ddot{a}_M - 1 \right] + \ddot{A}_{\delta_0} \left[\frac{k_h^s}{(\ddot{a}_H + \ddot{a}_D) \dot{u}^2} \dot{\theta} - \frac{J_\delta}{a^2 M} \frac{1}{(\ddot{a}_H + \ddot{a}_D)^2} (1 + \ddot{a}_M) \right. \\
& \left. - \frac{\ddot{a}_D^2}{4(\ddot{a}_H + \ddot{a}_D)^2} \ddot{a}_M - 1 \right] - e_r \ddot{A}_{e_r} - e_r \ddot{A}_{e_s} \left[\frac{\ddot{a}_D}{2(\ddot{a}_H + \ddot{a}_D)} \ddot{a}_M + 1 \right] = \ddot{A}_s \left[Q_h \left(\frac{\ddot{a}_D}{2(\ddot{a}_H + \ddot{a}_D)} \ddot{a}_M + 1 \right) \right. \\
& \left. + Q_0 \left(\frac{J_\delta}{a^2 M} \frac{1}{(\ddot{a}_H + \ddot{a}_D)} (1 + \ddot{a}_M) + \frac{\ddot{a}_D^2}{4(\ddot{a}_H + \ddot{a}_D)} \ddot{a}_M + (\ddot{a}_H + \ddot{a}_D) \right) + Q_e \left(\frac{\ddot{a}_D}{2(\ddot{a}_H + \ddot{a}_D)} \ddot{a}_M + 1 \right) r e_r \right] \quad (3)
\end{aligned}$$

donde k^s son los valores de las funciones de impedancia reportados en las tablas propuestas por Mita y Luco (1989) para la traslación horizontal, cabeceo, torsión y las acopladas (subíndices h, m, t y mh, respectivamente). $\tau = (4\delta_H \delta_D \rho a^2 / \beta^2)^{-1}$; $\delta_m = M_0 / M$, $\delta_p = \rho_b / \rho_0$, $\delta_D = D/a$ y $\delta_H = H/a$; ρ es la densidad del suelo (s) y de la estructura (b); $e_r = e/r$, $r =$ radio de giro; $Q_h = \Delta \theta / \Delta_g$; $Q_\phi = \phi / \Delta_g$ y $Q_\theta = \theta / \Delta_g$ son las relaciones de los movimientos efectivos con respecto a la amplitud horizontal de campo libre. ξ es el amortiguamiento.

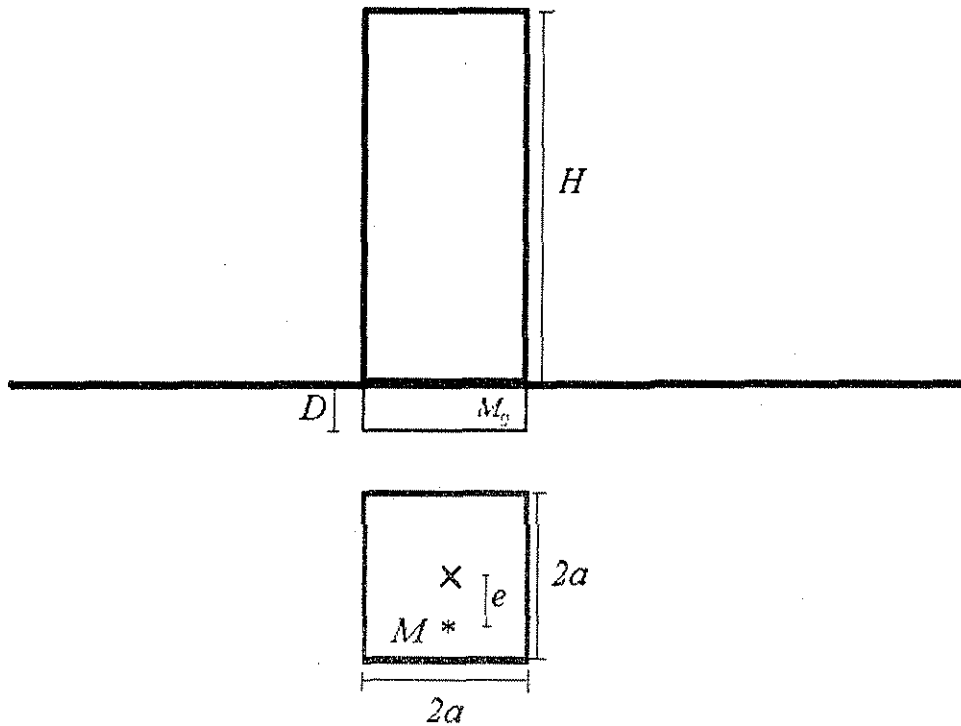


FIGURA 3. Modelo que define las características de las estructuras de altura H y masa M con una excentricidad estructural e .

AMPLIFICACIONES DINÁMICAS MÁXIMAS

Para conocer los efectos en la respuesta a la torsión cuando se considera la interacción cinemática, se analizaron y compararon las respuestas de sistemas con profundidad de desplante nula para diferentes ángulos de incidencia. Posteriormente se compararon los sistemas $D/a=0$ e incidencia vertical de ondas SH con aquellos desplantados a profundidades $D/a=0.5$ y 1.5 ; y finalmente los que tienen enterramiento para distintas incidencias. Para ello se asumió que $\xi=0.05$, $\delta_p=0.15$, $\delta_M=0.25$, $\nu=0.33$ y las componentes N-S de los sismos de El Centro (1940) y Manzanillo (1995) como movimientos de excitación. Se analizaron dos osciladores con periodos naturales a la traslación de $T_h=1$ y 2 s, y se consideró a la estructura con rigideces relativas a la del suelo de $\alpha=0, 0.25$ y 0.5 ($\alpha=0$ implica una estructura desplantada sobre base rígida).

Se analizaron estructuras para un amplio rango de valores de la relación entre el periodo natural a la traslación con respecto al de torsión ($\lambda_T=T_h/T_\theta$). Se calculó su respuesta máxima a la traslación y a la torsión (Δ_b^{max} y Δ_θ^{max}) obteniendo la amplificación dinámica del cortante y la excentricidad de diseño de la siguiente manera:

$$\frac{V_h}{V_h^{des}} = \frac{A_b^{max}}{S} \quad (4)$$

$$e_r^{dis} = \left(\frac{\ddot{e}_T^2 A_e^2}{2 S} \right) \quad (5)$$

donde V_h es el cortante de diseño del sistema en estudio y $V_h^{des} = K_{hh}S$; S es el espectro de desplazamientos para el oscilador con respuestas a la torsión y traslación desacopladas ($e_r=0$); e_r^{dis} es la excentricidad de diseño normalizada con respecto al radio de giro. El momento de torsión para el que se necesitan diseñar los elementos estructurales, está dado por:

$$T^t = T^e + T^a \quad (6)$$

donde, según las normas del Distrito Federal, $T^e = (1.5e_r)(r V_h^{des})$ y $T^a = 2a(0.1V_h^{des})$. Con base en esto, se puede afirmar que:

- (a) La relación entre el cortante de diseño obtenido de manera rigurosa (V_h) en relación con el cortante desacoplado utilizado en el reglamento (V_h^{des}) debe dar como resultado la unidad. (esto es cierto cuando se desconoce el efecto dinámico de la excentricidad estática o nominal) Si los valores obtenidos son inferiores, el momento torsional generado por la excentricidad accidental (T^a) está sobrevaluado, de lo contrario, el comportamiento de los elementos diseñados con este criterio puede ser inadecuado. Para el caso de T^e , va a depender de que tan alejado este el valor de e_r^{dis} de $1.5 e_r$.
- (b) Si la razón $e_r^{dis}/e_r \neq 1.5$ el diseño puede estar subvaluado o sobrevaluado, dependiendo de que tan alejado esté el valor de V_h del de V_h^{des} .

En la fig. 4 se presentan los resultados obtenidos para un oscilador con periodo $T_h=1$ s y excentricidad $e_r=0.3$, desplantado en la superficie de un semiespacio sometido a una excitación dada por el sismo de El Centro con incidencia de ángulos $\gamma=0^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ$ y 90° . Los cálculos se hicieron para $\tau=0, 0.25$ y 0.5 . Para coincidir con lo que dicen las Normas Técnicas de Diseño por Sismo, $V_h/V_h^{des}=1.0$ y $e_r^{dis}/e_r=1.5$. En las gráficas (fig. 4) se aprecia que, grosso modo, para valores $\lambda_T \geq 1.5$, los criterios utilizados en el reglamento son adecuados cuando la incidencia de la excitación es vertical (que es lo que generalmente ocurre cuando las ondas entran en los estratos arcillosos del suelo para el caso del Distrito Federal), sin embargo, para valores $\lambda_T < 1.5$ esto no sucede ni siquiera cuando se excluyen los efectos de la interacción con el suelo ($\alpha=0$). Para ángulos de incidencia diferentes al vertical, los resultados para valores $\lambda_T > 1$ son muy superiores a los valores de las constantes propuestas en las normas, siendo más marcado este efecto para valores grandes de α . Las profundidades de desplante $D/a=0.5$ y 1.5 poco afectan los resultados obtenidos para estructuras desplantadas en la superficie como se observa en la fig. 5 para incidencia de ondas con ángulo $\gamma=90^\circ$.

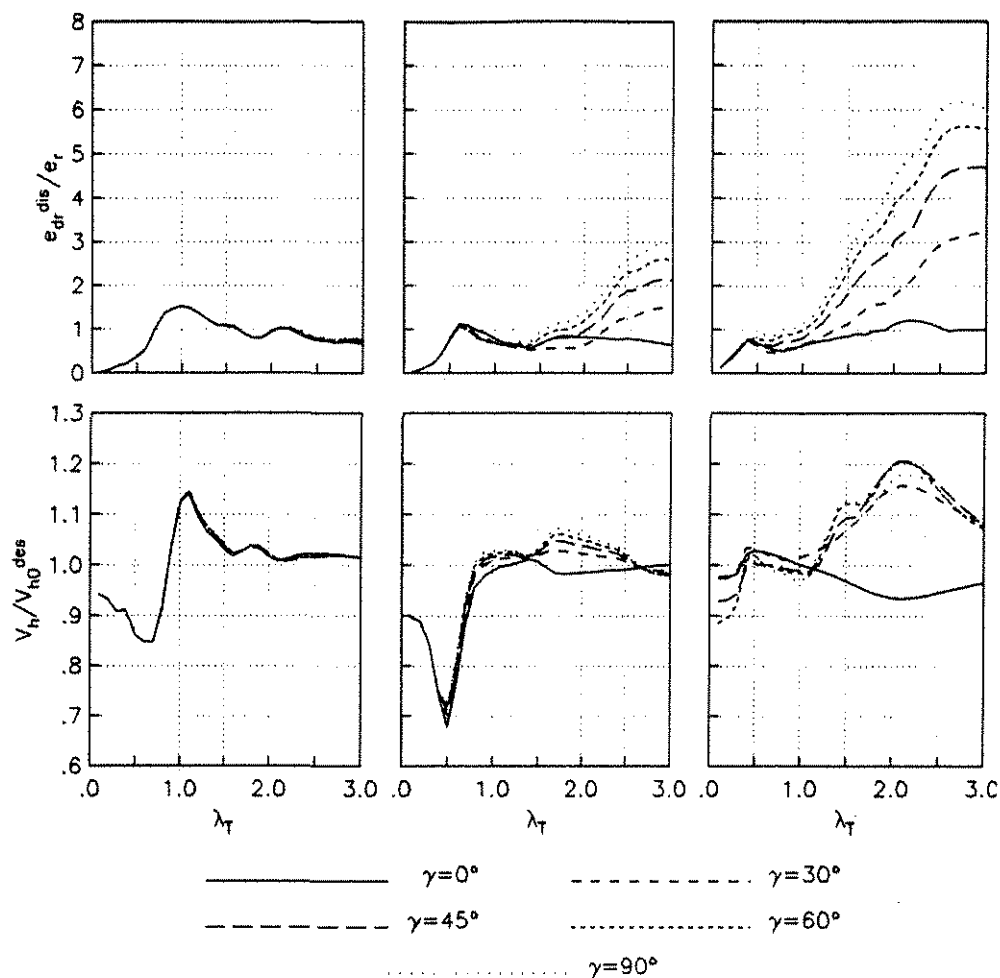


FIGURA 4. Variación de la amplificación dinámica de la excentricidad y del cortante. Se utiliza como movimiento incidente el registro de El Centro con distintos ángulos de incidencia, para $T_h=1$; $e_r=0.3$ y $D/a=0$ desplantados sobre un medio con $\alpha=0$ (rígido), 0.25 y 0.5.

Los resultados para la amplificación dinámica del cortante (V_h/V_h^{des}) y de la excentricidad (e_r^{dis}/e_r) para $T_h=1$ s, $\alpha=0.5$ y $D/a=1.5$ con incidencias de $\gamma=0^\circ$, 30° , 45° , 60° y 90° y la señal registrada para el sismo del El Centro, se presentan en la fig. 6. Se grafican los resultados para $e_r=0.05$, 0.15 y 0.3 . Se observa que cuando $\gamma \neq 0^\circ$, la amplificación dinámica de la excentricidad para la mayoría de los valores λ_T no cumple con lo especificado en las normas. Si la excentricidad estructural es muy pequeña, prácticamente todas las estructuras están desprotegidas, pues no son *cubiertas* (abarcadas) por las normas. Las estructuras que quedan protegidas son aquellas sujetas a un movimiento de incidencia vertical y en las que $\lambda_T < 0.5$; se considera poco probable encontrar estructuras con $T_h < 0.5T_g$. Lo contrario ocurre en cuanto a V_h/V_h^{des} (incluyendo los valores obtenidos para $\gamma=0^\circ$); para $e_r=0.3$ los valores de amplificación dinámica del cortante difieren de la unidad hasta en un 15%. De lo que se observa en estas gráficas se concluye que para excentricidades estructurales muy pequeñas, el momento torsional equivalente estático T^e está subvaluado de la manera en como se propone en el reglamento. Conviene señalar que quizá esta deficiencia del reglamento no es grave, puesto que se presenta para excentricidades pequeñas lo que implica que se tengan momentos torsionantes también pequeños.

Se obtuvieron resultados para el sismo de Manzanillo (1995). En la fig. 7 se presentan para $D/a=1.5$, $e_r=0.05$ y $T_h=1$ seg, con ángulos de incidencia vertical y horizontal. Estos se comparan

con los resultados obtenidos para el sismo de El Centro. De aquí se concluye que básicamente, los comentarios presentados arriba son válidos, aunque también es de considerar que los valores de las amplificaciones dinámicas de la excentricidad pueden variar mucho dependiendo del sismo que se utilice.

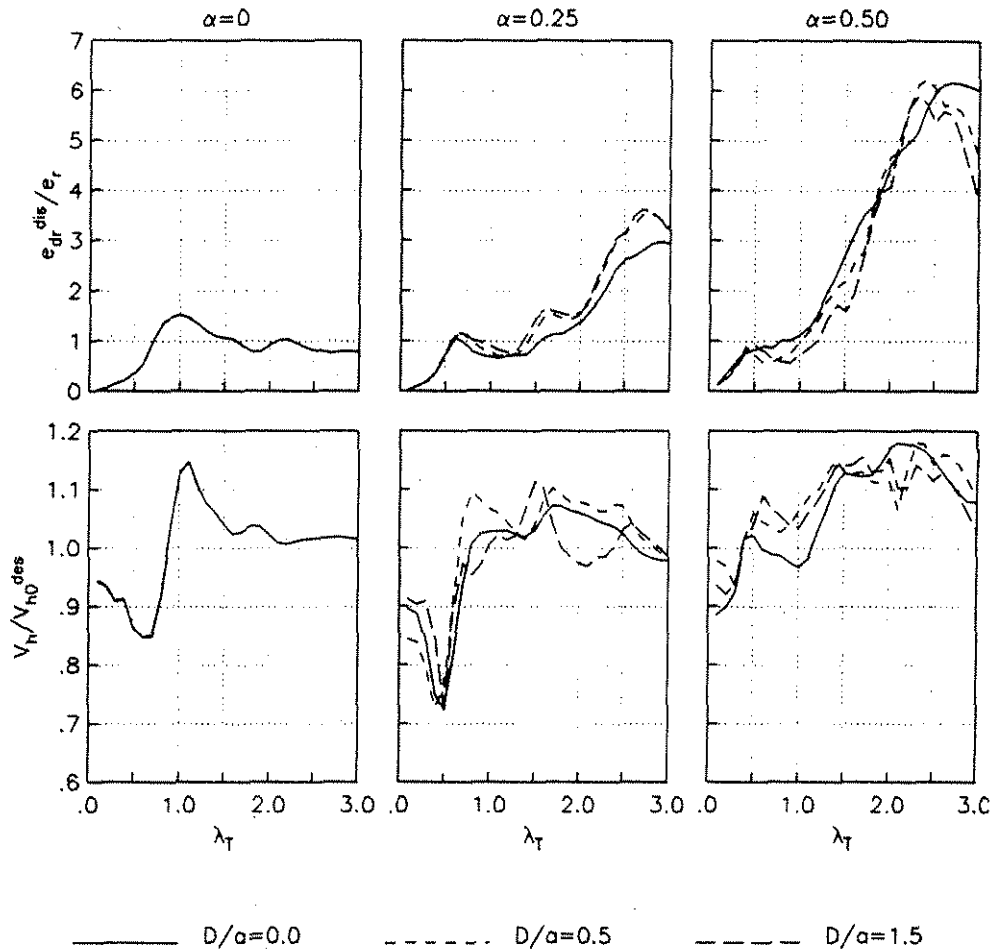


FIGURA 5. Variación de la amplificación dinámica de la excentricidad y del cortante. Se utiliza como movimiento incidente el registro de El Centro con ángulo de incidencia $\gamma = 90^\circ$, para $T_h = 1$; $e_r = 0.3$ y $D/a = 0, 0.5$ y 1.5 desplantados sobre un medio con $\alpha = 0$ (rígido), 0.25 y 0.5 .

En la fig. 8 se presentan los resultados para $T_h = 1$ y 2 s. Los osciladores se analizaron considerando como movimiento excitador al sismo de Manzanillo con incidencias $\gamma = 0^\circ$ y 90° , desplantados en un suelo muy blando ($\alpha = 0.5$) con una profundidad de $D/a = 1.5$. El periodo de la estructura es independiente de los valores que se obtienen para las amplificaciones dinámicas cuando la incidencia de ondas es vertical, sin embargo, cuando la incidencia es diferente a la vertical, los resultados pueden diferir significativamente dependiendo del periodo que se analice.

CONCLUSIONES

En este trabajo se analizó la respuesta de estructuras asimétricas de un nivel, modeladas por medio de un oscilador simple, sometidas a la excitación dinámica de sismos como el de Manzanillo (Colima) y El Centro (California). El propósito fue investigar y destacar las condiciones para las cuales las recomendaciones de diseño en torsión propuestas en el reglamento son deficientes. Algunos autores ya han señalado cuales estructuras no están adecuadamente protegidas por los

reglamentos de algunos países (entre ellos, el de México, D. F.) Aquí se confirman algunas de sus observaciones y se destacan otras que no habían sido contempladas.

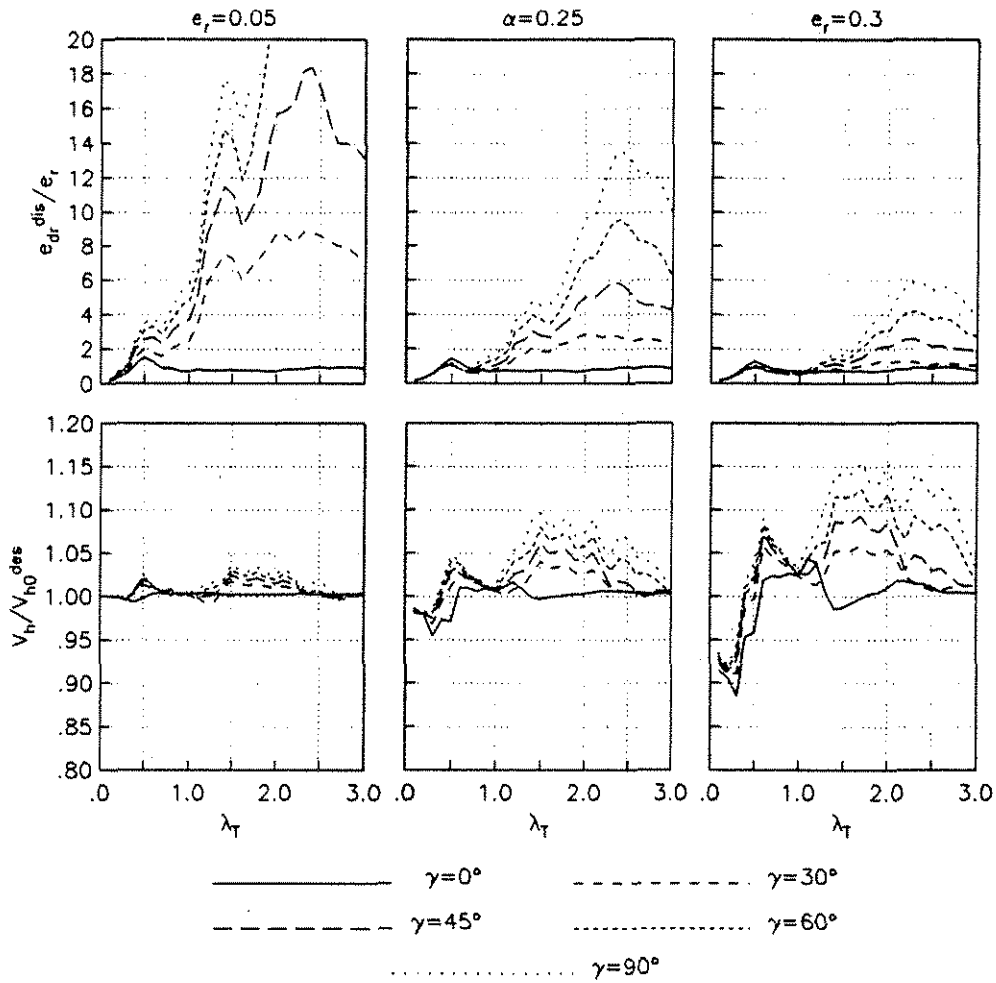


FIGURA 6. Variación de la amplificación dinámica de la excentricidad y del cortante. Se utiliza como movimiento incidente el registro de El Centro con distintos ángulos de incidencia, para $T_h=1$; $e_r=0.05, 0.15$ y 0.3 y para $D/a=1.5$ desplantados sobre un medio con $\alpha=0.5$.

Se ha encontrado que los efectos del enterramiento de la cimentación no son importantes en las amplificaciones dinámicas del cortante y la excentricidad. Esto implica que es válido considerar cimentaciones no enterradas para llevar a cabo los análisis paramétricos. Sin embargo, el ángulo de incidencia de ondas afecta de manera considerable estos valores de amplificaciones dinámicas, de donde se concluye que para estos casos la interacción cinemática es relevante. Como era de esperarse, estos efectos son más importantes para suelos blandos. Aunque, en la mayoría de las zonas del valle de México se puede considerar que las ondas inciden verticalmente debido al contraste de impedancias que existe entre los estratos profundos y los suelos arcillosos, hay reglamentos en otros lados de la República (y del mundo) que definen coeficientes constantes para estas variables (V_h/V_h^{des} y e_r^{dis}/e_r).

En general, se aprecia que para estructuras con $\lambda_T \geq 1.5$, los criterios utilizados en el reglamento son adecuados cuando la incidencia de ondas es vertical. Para ángulos de incidencia diferentes al vertical, en suelos flexibles, los resultados para valores $\lambda_T > 1.5$ se alejan de los propuestos en las normas.

Para excentricidades estructurales muy pequeñas, prácticamente todas las estructuras no son contempladas por las normas, las únicas que quedan protegidas son aquellas sujetas a un

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

movimiento de incidencia vertical. Las ampliaciones dinámicas de la excentricidad se alejan mucho del valor propuesto en el reglamento, dando lugar a que el momento torsional equivalente estático T^* sea subvaluado. En cuanto a V_r/V_h^{des} para excentricidades estructurales grandes ($e_r=0.3$) los valores de ampliación dinámica del cortante difieren de la unidad hasta en un 15%.

Se observó también que los valores de las ampliaciones dinámicas de la excentricidad pueden variar considerablemente dependiendo del sismo y del periodo fundamental de traslación que se utilicen en los cálculos.

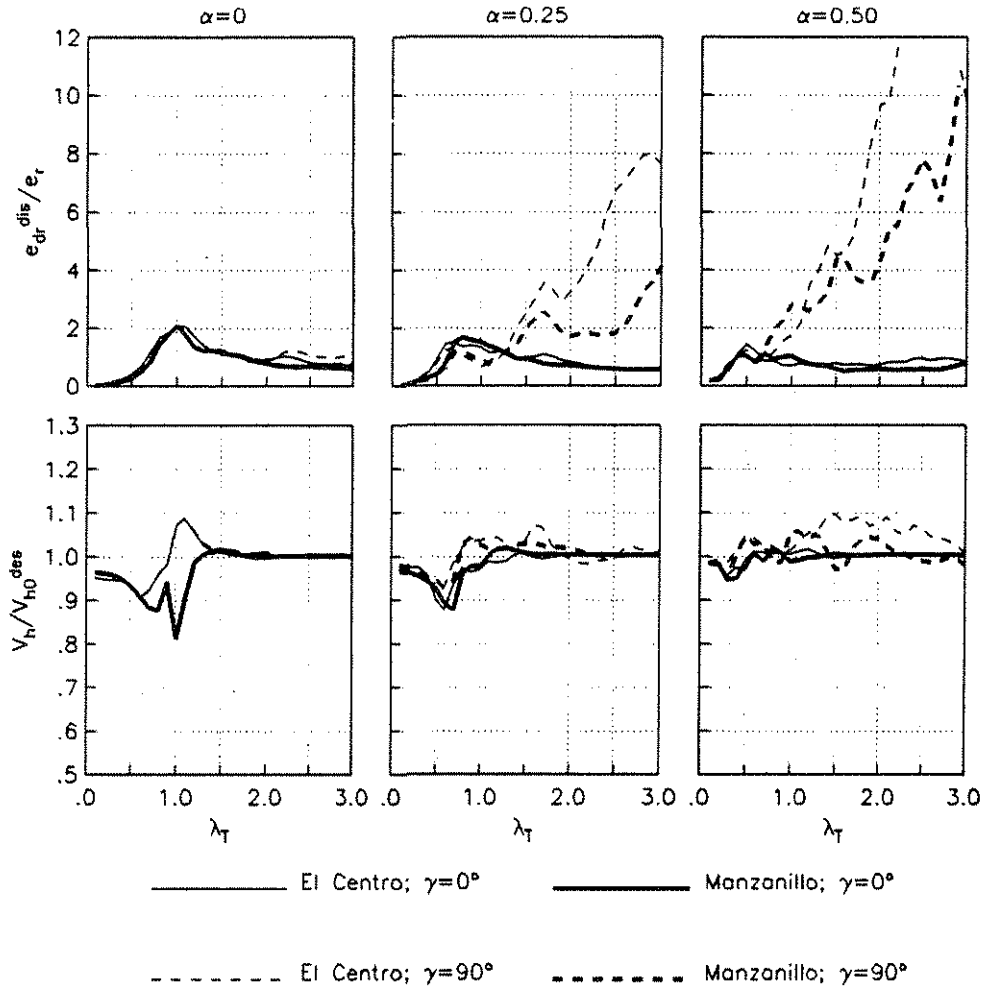


FIGURA 7. Variación de la ampliación dinámica de la excentricidad y del cortante. Se utiliza como movimiento incidente los registros de El Centro y Manzanillo con ángulo de incidencia $\gamma=0^\circ$ y 90° , para $T_b=1$; $e_r=0.15$ y $D/a=1.5$ desplantados sobre un medio con $\alpha=0$ (rígido), 0.25 y 0.5 .

RECONOCIMIENTOS

Este estudio se realizó con el apoyo de CONACYT con el proyecto número 400325-5-27497U.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

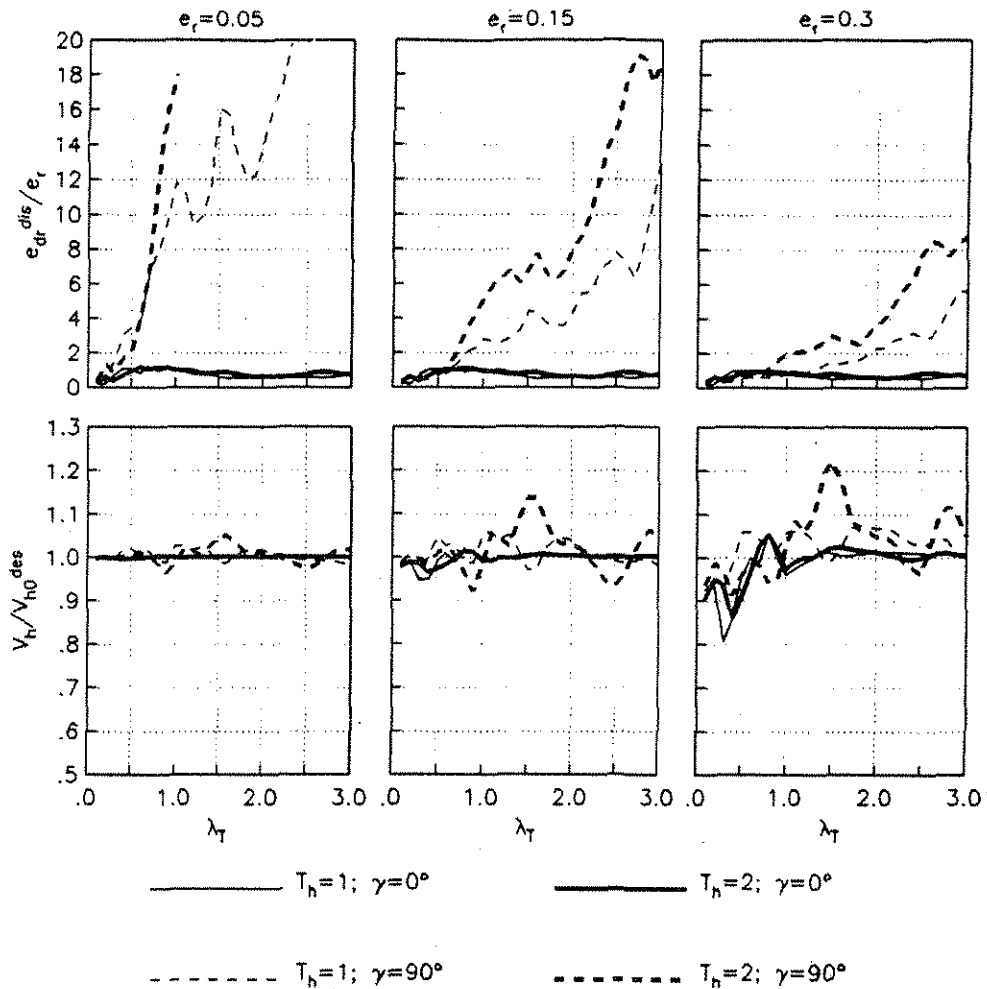


FIGURA 8. Variación de la amplificación dinámica de la excentricidad y del cortante. Se utiliza como movimiento incidente el registro de El Centro con ángulo de incidencia $\gamma = 0^\circ$ y 90° , para $T_h=1$ y 2 ; $e_r=0.05, 0.15$ y 0.3 ; y $D/a=1.5$ desplantados sobre un medio con $\alpha=0.5$.

REFERENCIAS

- Apsel, R. and J.E. Luco (1976). "Torsional response of rigid embedded foundation". *J. Engr. Mech. Div.*, EM6, pp 957-971.
- Bielak, J., H. Sudarbo and D.V. Morse (1986). "Coupled lateral-rocking-torsional response of structures with embedded foundations due to SH-waves". *Proc. 3rd U.S. Natl. Conf. on Earthq. Engrg.*, Vol II, August 24-28, Charleston, S.C., 811-822.
- Chandler, A.M. and G.L. Hutchinson (1987). "Code design provisions for torsionally coupled building on elastic foundation". *Earthq. Engr. Strl Dyn.*, 15, pp 517-536.
- Chandler, A. M. y G. L. Hutchinson (1987), "Evaluation of code torsional provisions by a time history approach", *Earthq Engr Strl Dyn*, Vol 15, pp 491-516.
- Chopra, A. K. y Goel, R. K. (1991), "Evaluation of torsional provisions in seismic codes", *J Strul Eng. ASCE*, Vol. 117, 12, pp 3762-3782.

Hahn, G.D. y Liu, X. (1994). "Torsional response of unsymmetric buildings to incoherent ground motions". *J. Strul. Engr.*, Vol. 120. 4, pp 11581-181.

Luco, J.E. (1976). "Torsional response of structures to obliquely incident seismic *SH* waves". *Earthq. Engr. Strul. Dyn.*, 4, pp 207-219.

Luco, J.E. (1976). "Torsional response of structures for *SH* waves: the case of hemispherical foundations". *Bull. Seism. Soc. Am.*, 66, pp 109-123.

Newmark, N.M. (1969). "Torsion in symmetrical buildings". *Proc. Fourth. World. Conf. Earthq. Engr.*, Vol I. A3, pp 19-32.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



RESPUESTA SÍSMICA DE ESTRUCTURAS ASIMÉTRICAS DESPLANTADAS SOBRE TERRENO BLANDO

Autores: M. Suarez⁽¹⁾ y J. Avilés⁽²⁾

(1) Instituto de Ingeniería, UNAM, Ciudad Universitaria, Apdo. Postal 70-472. Coyoacán,
04510 México, D.F., msl@servidor.unam.mx

(2) Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Paseo Cuauhnahuac 8532,
Jiutepec, Morelos 62550, México, javiles@tajin.imta.mx

RESUMEN

Considerando la interacción suelo-estructura, se evalúa la respuesta máxima acoplada de traslación y torsión de estructuras asimétricas desplantadas en un estrato de suelo blando. La estructura se reemplaza por un oscilador simple equivalente y el sistema se somete a la acción de ondas *SH*. Para los análisis se utilizan registros del gran temblor de 1985 obtenidos en algunas estaciones representativas de las zonas de transición y blanda del valle de México. Se evalúan los efectos del enterramiento de la cimentación así como la influencia de los principales parámetros tanto de la estructura como del estrato. Se calculan las amplificaciones dinámicas de la excentricidad estática y el cortante basal y luego se comparan con las recomendaciones reglamentarias vigentes para la ciudad de México. Se concluye que, en algunos casos, las recomendaciones de diseño sísmico no consideran en forma adecuada las amplificaciones dinámicas debidas a torsión, al menos para comportamiento lineal de la estructura.

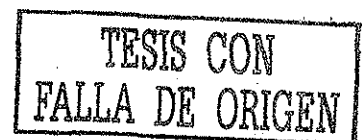
SUMMARY

The effects of soil-structure interaction are considered in evaluating the coupled translational and torsional maximum response of asymmetric structures over a soft soil layer. The structure is replaced by an equivalent single oscillator and the system is subjected to travelling *SH* waves. The recordings for the great 1985 earthquake recorded at some stations representative of the transition and soft zones in the valley of Mexico are used for the analyses. The effects of the foundation embedment as well as the influence of the principal parameters of both the structure and the stratum are evaluated. The dynamic amplification of the static eccentricity and the base shear are computed and then compared to the current code provisions for building structures in Mexico City. It is concluded that, in some cases, the seismic design provisions do not account properly for the dynamic amplifications due to torsion, at least for linear behavior of the structure.

Palabras clave: amplificación dinámica; funciones de impedancia; movimientos efectivos; interacción inercial; interacción cinemática.

Introducción

En las Normas Técnicas de Diseño Sísmico para la ciudad de México se especifica que la excentricidad que se debe utilizar en el cálculo de las acciones para el diseño por torsión de los elementos estructurales, debe ser aquella que considere a la excentricidad estructural y a la accidental, generada la primera por la diferencia en la posición de los centros de masa y rigidez, y la segunda, introducida artificialmente,



para que considere los efectos de torsión generados por las discrepancias entre las distribuciones de masa, rigidez y resistencia usadas en el análisis, y por la variación espacial del movimiento sísmico, entre otros factores. La excentricidad de diseño se obtiene mediante la aplicación de fórmulas sencillas que involucran a la excentricidad estructural y a una dimensión característica su planta arquitectónica, afectadas por coeficientes especificados. Con esto se pretende que su uso en la práctica sea de fácil aplicación y que el diseño de las edificaciones se lleve a cabo dentro de un marco de seguridad. Sin embargo, algunos estudiosos del tema afirman que diversos reglamentos (entre ellos el de México) no consideran adecuadamente las amplificaciones que se pueden presentar en estructuras asimétricas cuando son sometidas a excitación dinámica, en especial aquellas estructuras con excentricidades estáticas pequeñas y cuando su periodo natural de vibración en traslación se acerca al valor de su periodo natural en torsión (Chopra y Goel, 1991; Chandler y Hutchinson, 1987a y b). Los modelos que utilizan para sus análisis, si bien dan una idea del comportamiento de las estructuras, mantienen ciertas restricciones que, de tomarse en cuenta, podrían ser atenuantes y acercar los resultados a lo que predicen los reglamentos.

El propósito de este trabajo es investigar ambos efectos de la interacción suelo-estructura (el cinemático y el inercial) considerando los movimientos de traslación y torsión acoplados, comparando los resultados con los que se obtienen al aplicar los criterios de diseño propuestos en las normas y señalando los casos que no son cubiertos por estas. Para ello se utilizan como movimiento de control los acelerogramas registrados en las estaciones de CAO, SCT, y VIV en el Distrito Federal, durante el sismo de Michoacán del 19 de septiembre de 1985, considerándolos como trenes de ondas de corte polarizadas horizontalmente que inciden verticalmente. Se analizan estructuras con distintos periodos naturales en traslación y torsión y se calcula su respuesta máxima de manera rigurosa, considerando la interacción del suelo con la estructura. La diferencia entre este estudio con respecto a los presentados por otros autores (Newmark, 1969; Luco, 1976a y b; Apsel y Luco, 1976; Bielak et al, 1986 Hanh y Liu, 1994; Chopra y Goel, 1991; Chandler y Hutchinson, 1987a y b), es que aquí se considera la profundidad de desplante del cimiento, lo que da lugar a la generación de movimientos de cabeceo que no se presentan cuando la estructura se desplanta en la superficie del terreno. Posteriormente se obtienen las excentricidades y cortantes de diseño y se comparan con los que se fijan en las normas técnicas. Los cálculos se efectúan en el dominio de la frecuencia, por lo que sólo se contemplan comportamientos lineales. Los resultados que se presentan dan una idea de las amplificaciones que se pueden generar en edificios, sin embargo, para poder proporcionar alternativas para modificar las recomendaciones de diseño, se requerirá hacer un estudio más amplio considerando varios registros de sismos y llevando un control estadístico. En este escrito únicamente se evidencia la necesidad de revisar las normas.

Objetivo

Evaluar las excentricidades y cortantes de diseño de manera rigurosa considerando los efectos de la interacción suelo-estructura, y compararlos con los que se fijan en las Normas Técnicas de Diseño por Sismo para la ciudad de México.

Ecuaciones dinámicas

En el planteamiento de las ecuaciones dinámicas, se consideró un modelo de un oscilador simple de masa M ubicada a una altura H_e y excentricidad estructural e , con un grado de libertad a la traslación y otro a la torsión (Figura 1). Las características geométricas de la cimentación consisten en una planta arquitectónica cilíndrica de dimensión $2R$ de masa M_0 y profundidad D , embebido en un estrato de espesor H_s con módulo de Poisson $\nu=0.45$, apoyado sobre un semiespacio elástico con $\nu=1/3$. La relación de velocidades de propagación de corte entre el estrato y el semiespacio se consideró de 0.2. Al modelo se le sometió a una excitación dinámica dada por ondas de corte con movimiento en la coordenada y y con dirección de propagación en el plano $x-z$ que inciden verticalmente (Figura 2). Dado que las características del suelo blando de la ciudad de México tiene velocidades de propagación de ondas de corte muy bajas, la hipótesis de incidencia vertical no es muy severa debido al contraste de impedancias que se presenta entre los estratos firmes profundos y las arcillas. Los cálculos se llevaron a cabo en el dominio de la frecuencia. Las ecuaciones que definen el movimiento del modelo están dadas por:

$$\Delta_b \left[\frac{\omega_h^2}{\omega^2} + 2i\xi \frac{\omega_h}{\omega} - 1 \right] - \Delta_0 - \Delta_{\varphi_0} + e_r \Delta_{\theta_0} \left[\frac{K_{h\theta}}{M\omega^2} + \frac{C_{h\theta}}{M\omega} i - 1 \right] - e_r \Delta_{\theta_0} = \Delta_{og} \{ Q_h + Q_\varphi + e_r Q_\theta \} \quad (1)$$

$$e_r \Delta_b \left[\frac{K_{h\theta}}{M\omega^2} + i \frac{C_{h\theta}}{M\omega} - 1 \right] - e_r \Delta_0 - e_r \Delta_{\varphi_0} + \Delta_{\theta_0} \frac{J_\theta}{MR^2} \left[\frac{\omega_\theta^2}{\omega^2} + 2i\xi \frac{\omega_\theta}{\omega} - 1 \right] - \frac{J_\theta}{MR^2} \Delta_{\theta_0} = \Delta_{og} \left\{ e_r Q_h + e_r Q_\varphi + \frac{J_\theta}{MR^2} Q_\theta \right\} \quad (2)$$

$$-\Delta_b + \Delta_0 \left[\frac{K_h^s}{M\omega^2} - \delta_M - 1 \right] + \Delta_{\varphi_0} \left[\frac{K_{hm}^s}{MR\omega^2(\delta_H + \delta_D)} \frac{\delta_D}{2(\delta_H + \delta_D)} \delta_M - 1 \right] - e_r \Delta_{\theta_0} - e_r \Delta_{\theta_0} (\delta_M + 1) = \Delta_{og} \left\{ (\delta_M + 1) [Q_h + e_r Q_\theta] + Q_\varphi \left[\frac{\delta_D}{2(\delta_H + \delta_D)} \delta_M + 1 \right] \right\} \quad (3)$$

$$-e_r \Delta_b - e_r \Delta_0 (\delta_M + 1) - e_r \Delta_{\varphi_0} \left[\frac{\delta_D}{2(\delta_H + \delta_D)} \delta_M + 1 \right] - \frac{J_\theta}{MR^2} \Delta_{\theta_0} + \Delta_{\theta_0} \left[\frac{K_i^s}{MR^2 \omega^2} - (\delta_M + 1) \frac{J_\theta}{MR^2} \right] = \Delta_{og} \left\{ (\delta_M + 1) \left[e_r Q_h + \frac{J_\theta}{MR^2} Q_\theta \right] + e_r Q_\varphi \left[\frac{\delta_D}{2(\delta_H + \delta_D)} \delta_M + 1 \right] \right\} \quad (4)$$

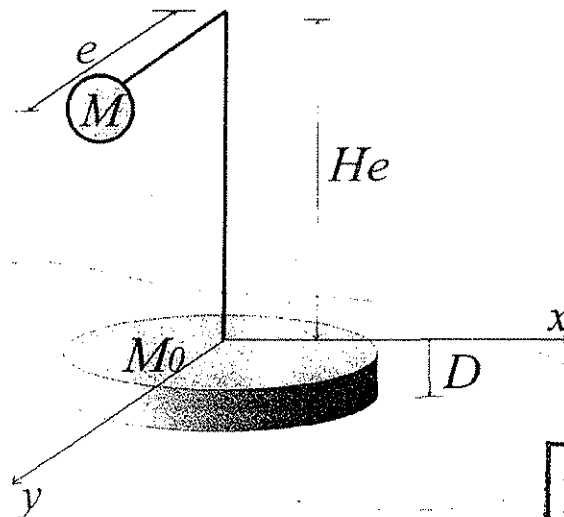
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$\begin{aligned}
 & -\Delta_b + \Delta_0 \left[\frac{K_{hm}^s}{MR^2\omega^2(\delta_H + \delta_D)} - \frac{\delta_D}{2(\delta_H + \delta_D)}\delta_M - 1 \right] + \Delta_{\varphi_0} \left[\frac{K_m^s}{MR^2\omega^2(\delta_H + \delta_D)^2} \right. \\
 & \left. + \frac{(\delta_M + 1)}{(\delta_H + \delta_D)^2} \left(\frac{\delta_D^2}{4}\delta_M - \frac{J_\varphi}{MR^2} \right) - 1 \right] - e_r\Delta_{\theta_b} - e_r\Delta_{\theta_0} \left[\frac{\delta_D}{2(\delta_H + \delta_D)}\delta_M + 1 \right] = \\
 & \Delta_{\theta_g} \left\{ \left[\frac{\delta_D}{2(\delta_H + \delta_D)}\delta_M + 1 \right] (Q_h + e_r Q_\theta) + Q_\varphi \left[\frac{J_\varphi}{MR^2(\delta_H + \delta_D)^2} (\delta_M + 1) \right. \right. \\
 & \left. \left. + \frac{\delta_D^2}{4(\delta_H + \delta_D)^2} \delta_M + 1 \right] \right\}
 \end{aligned}
 \tag{5}$$

donde los subíndices $b, 0, g$ se refieren a la estructura, el cemento y los movimientos de entrada, respectivamente. $\omega_h = (K_h/M)^{1/2}$, $\omega_\theta = (K_\theta/J_\theta)^{1/2}$, $\omega = 2\pi f$ (f =frecuencia), $\delta_M = M_0/M$, $\delta_D = D/R$ y $\delta_H = H_e/R$; $e_r = e/R$, $Q_h = \Delta_y/\Delta_{0g}$; $Q_\varphi = (H+D)\varphi_y/\Delta_{0g}$ y $Q_\theta = R\theta_y/\Delta_{0g}$ son las relaciones de los movimientos efectivos con respecto a la amplitud horizontal de campo libre (Δ_{0g}); Δ, φ y θ implican traslaciones y giros alrededor de los ejes y y z respectivamente. ξ es el amortiguamiento. J_θ y J_φ son los momentos polares de inercia a la torsión y al cabeceo; y $E = D/2$. F_x, F_θ y F_φ están definidas por:

$$\begin{bmatrix} F_x \\ F_\varphi \\ F_\theta \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_h^s & K_{mh}^s & 0 \\ K_{mh}^s & K_m^s & 0 \\ 0 & 0 & K_t^s \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta_0 \\ \varphi_0 \\ \theta_0 \end{bmatrix}
 \tag{6}$$

donde K^s son las impedancias dinámicas para la traslación horizontal, cabeceo, torsión y las acopladas (subíndices h, m, t y hm , respectivamente).



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

FIGURA 1. Características estructurales del modelo definidas por la altura H_e , masa M y excentricidad e , apoyadas en una cimentación cilíndrica con masa M_0 .

Funciones de impedancia y movimientos efectivos

En este estudio se consideraron cimentaciones embebidas en un estrato de espesor H_s , $\beta_s=0.2\beta_0$ (β =velocidad de propagación de ondas de corte de estrato (s) y del semiespacio (0)) y relación de Poisson $\nu_s=0.45$, sobre un semiespacio con $\nu_0=1/3$ (figura 2). Para llevar a cabo el estudio, se calcularon las funciones de impedancia y los movimientos de entrada para la cimentación, ambos dependientes de la frecuencia de excitación. Las primeras representan a los resortes y amortiguadores del suelo, los segundos se refieren a los movimientos de campo libre modificados por la presencia de la cimentación, que, al ser rígida, actúa como un elemento promediador de estos. Las rigideces dinámicas se calcularon a partir de una técnica de elementos finitos basada en un método de elementos de estratos delgados (Tassoulas y Kausel, 1983). Este método sólo admite una serie estratigráfica apoyada sobre base rígida. Para evitar el rebote de las ondas debido a la presencia de esta base y simular el efecto de su radiación al infinito, se consideraron dos estratos. El superficial de espesor H_s/R que aloja a la cimentación, y el otro con el doble de espesor para asegurar que las ondas que se reflejen de su base, sean de amplitudes despreciables por efectos de amortiguamiento del material, actuando de esta manera como si fuera un semiespacio. Los movimientos efectivos se calculan utilizando una técnica propuesta por Iguchi (1982) en la que, para su aplicación, se requiere de las funciones de impedancia y de los movimientos y tracciones de campo libre, esto es, en ausencia de la cimentación. Estos últimos se calculan utilizando métodos bien conocidos en la teoría de la propagación de ondas.

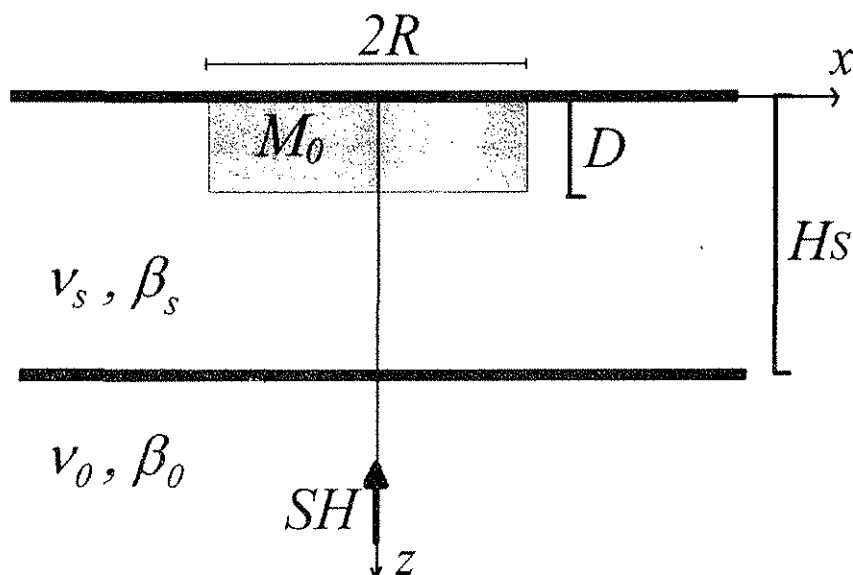


FIGURA 2. Incidencia vertical de ondas SH en una cimentación cilíndrica con diámetro $2R$, enterrada a una profundidad D en el estrato de espesor H_s . El estrato y el semiespacio están caracterizados por las relaciones de Poisson ν_s y ν_0 ; y velocidad de propagación de ondas de corte β_s y β_0 , respectivamente.

Amplificaciones dinámicas de la excentricidad y el cortante

A partir de resolver el sistema de ecuaciones propuesto arriba (ecs. 1 a 5) se obtuvo la respuesta máxima a la traslación y a la torsión (Δ_b^{max} y Δ_θ^{max}) del modelo en estudio. La amplificación dinámica del cortante y la excentricidad de diseño se calcularon de la siguiente manera:

$$\frac{V_h}{V_h^{des}} = \frac{\Delta_b^{max}}{S} \quad (7)$$

$$e_r^{dis} = \left(\frac{\lambda_T^2 \Delta_\theta}{2 S} \right) \quad (8)$$

donde V_h es el cortante de diseño del sistema y $V_h^{des} = K_h S$; S es el espectro de desplazamientos para el oscilador con respuestas a la torsión y traslación desacopladas ($e_r=0$); e_r^{dis} es la excentricidad de diseño normalizada con respecto al radio de giro. El momento de torsión para el que se necesitan diseñar los elementos estructurales, está dado por:

$$T^i = T^o + T^a \quad (9)$$

donde T^a y T^o son los momentos torsionantes accidental y el que considera la excentricidad estática, respectivamente. Según las normas para el Distrito Federal, $T^o = (1.5e_r)(R V_h^{des})$ y $T^a = 2R(0.1V_h^{des})$. Con base en esto, se puede afirmar que:

(a) Si no hubiera excentricidad estructural, el cortante desacoplado debería ser igual al de diseño, y la torsión se generaría al actuar este en una posición diferente de la del centro de masa que, según el reglamento, se ubica a $0.2R$. En una estructura asimétrica, si la torsión accidental tomará el valor de nulo, la torsión estructural sería la generada por el cortante acoplado multiplicado por la excentricidad estructural, ó, como lo sugieren las normas, sería igual al cortante desacoplado (V_h^{des}) multiplicado por el 150% del valor de la excentricidad estática.

(b) La relación entre el cortante de diseño obtenido de manera rigurosa (V_h) con el cortante desacoplado utilizado en el reglamento (V_h^{des}) debería dar como resultado la unidad (esto es cierto cuando se desconoce el efecto dinámico de la excentricidad estática o nominal). Si los valores obtenidos son inferiores, el momento torsional generado por la excentricidad accidental (T^a) está sobrevaluado, de lo contrario, el comportamiento de los elementos diseñados con este criterio puede ser inadecuado. Para el caso de T^o , los resultados obtenidos serán o no adecuados dependiendo de que tan alejado este el valor de e_r^{dis} de $1.5 e_r$.

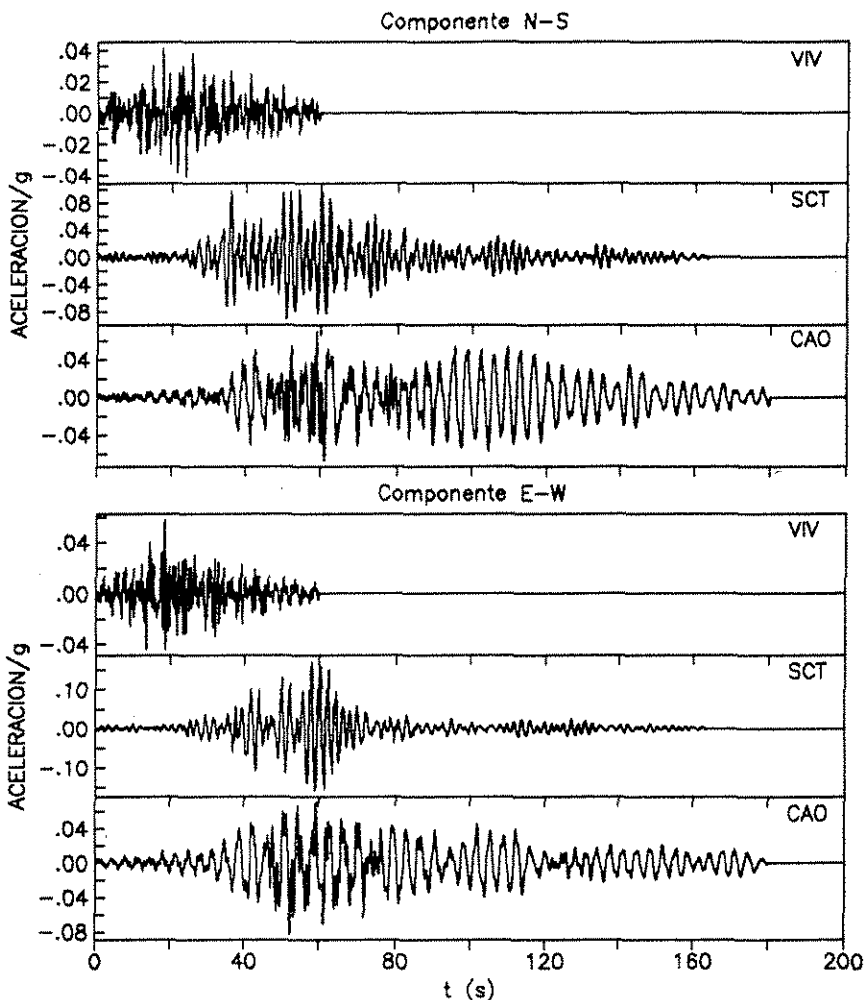
(c) Si la razón $e_r^{dis}/e_r \neq 1.5$ el diseño puede estar subvaluado o sobrevaluado, dependiendo de que tan alejado esté el valor de V_h del de V_h^{des} .

Análisis paramétrico

Se analizaron varios osciladores con un amplio rango de valores entre el periodo natural a la traslación con respecto al de torsión ($\lambda_T = T_T/T_\theta$) y se consideraron valores de $e_r = 0.05, 0.10$ y 0.20 ; $T_h = 0.5, 1, 2$ y $3s$; $H_\theta/R = 1$ y 3 ; $D/R = 0$ y 1 , desplantadas sobre estratos de espesores $H_s = 2, 3, 5$ y $8R$. Los acelerogramas utilizados como excitación corresponden a los registrados durante el sismo de 1985 de Michoacán, México en estaciones localizadas en el la ciudad de México conocidas como Viveros (VIV), Secretaria de Comunicaciones y Transportes (SCT) y Central de Abastos Oficinas (CAO), la primera ubicada sobre estratos limosos intercalados con estratos blandos (Zona de transición) y las otras dos en los estratos arcillosos con periodos naturales de vibrar de 2 y 3.5 s respectivamente. Los registros se presentan en la Figura 3. Algunos resultados se muestran en las figuras 4 y 5.

Para que los valores del cortante y de la excentricidad dinámica calculados de manera rigurosa coincidan con lo que se propone en normas, la tendencia del valor para la relación de V_r/V_h^{des} debe ser de la unidad y de 1.5 para e_r^{dis}/e_r independientemente del valor de λ_T , o en su defecto, la variación que se presente para e_r^{dis}/e_r debe ser compensada con el alejamiento que el valor de V_h tenga respecto a V_h^{des} . Muchos de los casos analizados en este trabajo están dentro del comportamiento que se predice al aplicar las normas; sin embargo, existen algunos que quedan desprotegidos. En la figura 4 se presentan los resultados obtenidos para osciladores con esbeltez $H_\theta/R = 1$ periodo a la traslación $T_h = 0.5, 1, 2,$ y $3s$, desplantados a $D/R = 0$ y 1 en un estrato de espesor $H_s/R = 3$ apoyado sobre un semiespacio para excentricidades estáticas de $e_r/R = 0.10$ y 0.20 , sometidos a la excitación del registro de CAO componente E-W. De los resultados obtenidos se aprecia que la profundidad de desplante es poco significativa en la respuesta, exceptuando para estructuras muy flexibles ($T_h = 3s$). Conviene subrayar que las normas técnicas no consideran la profundidad de desplante del cimiento como un factor de peso. Para todos los casos presentados, existe un rango de valores de relación de periodos λ_T que depende de T_h para el que se rebasa lo especificado en normas. Esta diferencia en el cálculo de la torsión de diseño, pueden llegar a ser de más del 100%.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Figura 3. Acelerogramas registrados en las estaciones de Viveros (VIV), Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) y Central de Abastos (CAO) durante el sismo de Michoacán del 19 de septiembre de 1985.

En la Figura 5 se grafican los resultados para osciladores con excentricidad estática $e/R=0.10$, periodo $T_h=2s$, con altura $H_g/R=1$ y 3, profundidad de desplante nula sobre un estrato con espesor $H_g/R=2$ y 5. Como señal de entrada se utiliza la componente N-S de los registros de VIV, SCT y CAO. Se observa que el pico donde se presenta la máxima amplificación dinámica de la excentricidad varía dependiendo del registro utilizado, de las características del sitio y de las del oscilador. Este no siempre se presenta cuando el valor de λ_T es cercano a la unidad, sino que llega a aparecer incluso en valores tan pequeños como $\lambda_T=0.4$. Sin embargo, para λ_T donde se presentan valores altos de la amplificación dinámica de la excentricidad, se obtienen valores menores que la unidad de la amplificación dinámica del cortante. Esto implica que la torsión dinámica relacionada con la excentricidad estática (T^θ), estará, en cierta medida, compensada, pero aún así, la torsión con la que se requiere diseñar a los elementos estructurales resulta ser mayor que la que se obtiene de considerar el criterio de las normas. En general se aprecia que, grosso modo, para valores $\lambda_T \geq 1.2$, los criterios utilizados en el reglamento son adecuados. Sin embargo, para valores $\lambda_T < 1.2$ esto no sucede ni siquiera para el caso de suelos poco flexibles (VIV). Por otro lado, la aseveración de $V_b = V_b^{des}$, parece ser adecuada en estos casos

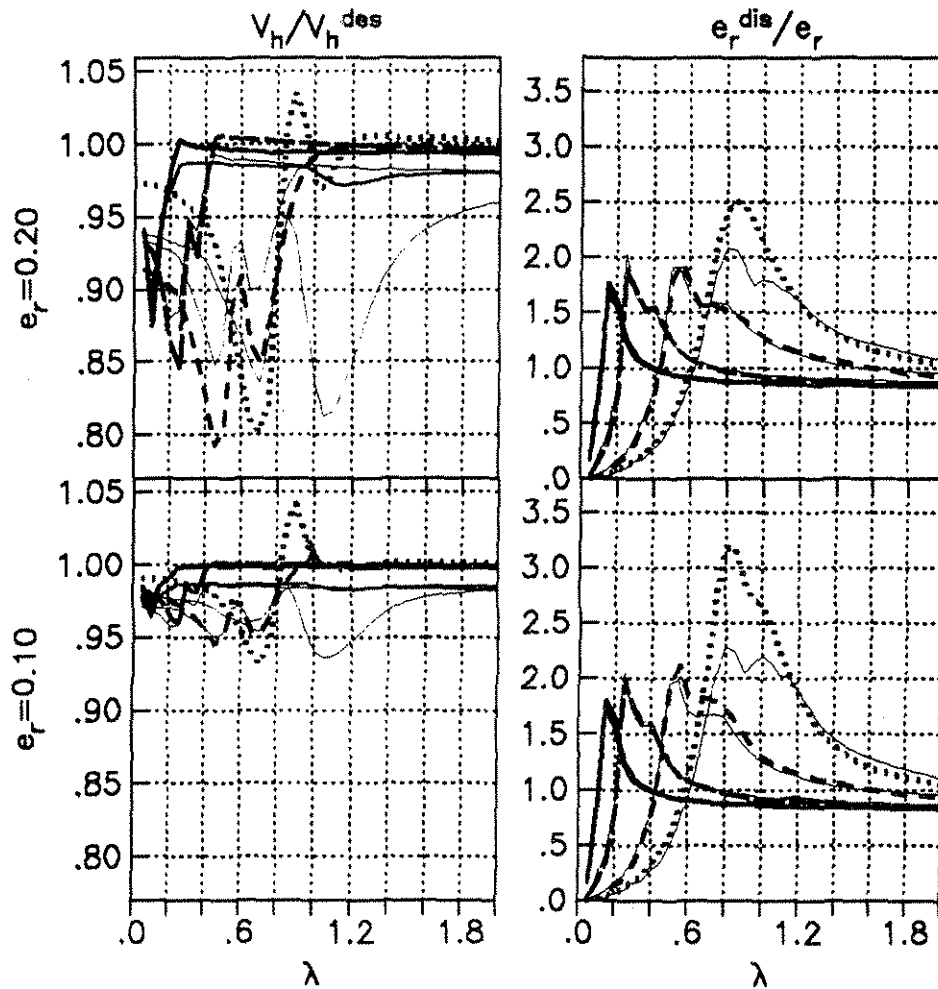


Figura 4. Amplificación dinámica del cortante y de la excentricidad, calculada para osciladores con $H_g/R=1$, $D/R=0$ (líneas gruesas) y 1 (líneas delgadas) sobre un estrato con espesor $H_g/R=3$; y $e_r/R=0.10$ y 0.20 . Los resultados se presentan para $T_h=0.5$ (línea continua), 1 (trazos largos), 2 (trazos pequeños) y 3s (línea punteada). Como señal de entrada se utilizó el registro de CAO dirección E-W.

Conclusiones

El propósito de este trabajo fue investigar y destacar las condiciones para las cuales las recomendaciones de diseño en torsión propuestas en el reglamento son deficientes. Para ello se analizó la respuesta de estructuras asimétricas de un nivel, modeladas por medio de un oscilador simple, sometidas a la excitación dinámica del sismo de Michoacán del 19 de septiembre de 1985 registrado en las estaciones VIV, SCT y CAO. Algunos autores ya han señalado cuales estructuras no están adecuadamente protegidas por los reglamentos de algunos países (entre ellos, el de México, D. F.). Aquí se confirman algunas de sus observaciones y se destacan otras que no habían sido contempladas.

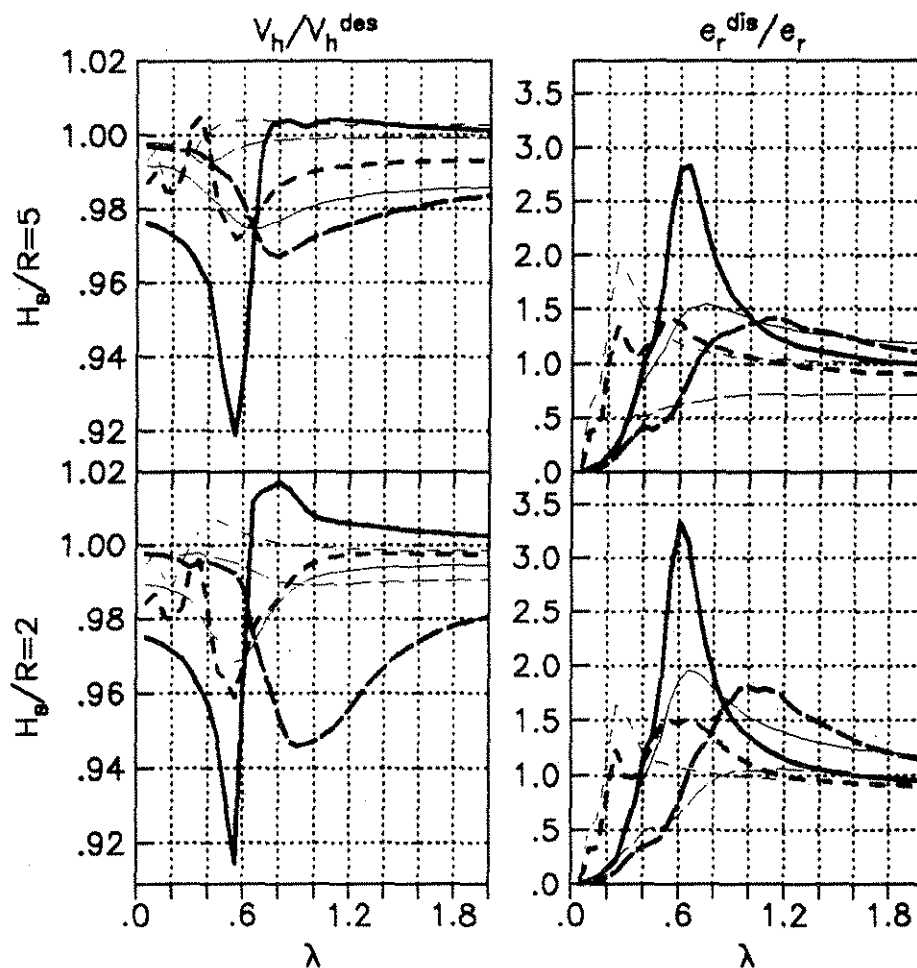


Figura 5. Amplificación dinámica del cortante y de la excentricidad, calculada para osciladores con $D/R=0$, $T_h=2s$, $e_r/R=0.10$; $H_g/R=1$ (líneas gruesas) y 3 (líneas delgadas); y $H_g/R=2$ y 5. Los resultados se presentan para la componente N-S de los registros de CAO (línea continua), SCT (trazos largos) y VIV (trazos pequeños).

Se ha encontrado que cimentaciones enterradas muy rígidas presentan casi el mismo comportamiento que las superficiales en cuanto a las amplificaciones dinámicas del cortante y la excentricidad. Esto implica que es válido considerar sólo cimentaciones superficiales cuando se llevan a cabo estudios paramétricos.

Los parámetros que más influyen en los resultados son los que corresponden a la esbeltez, excentricidad estática y rigidez de la estructura; y a los relacionados con la flexibilidad del suelo. En general, se aprecia que para estructuras con $\lambda \geq 1.2$, los criterios utilizados en el reglamento son adecuados. Para $\lambda < 1.2$, las amplificaciones dinámicas de la excentricidad se pueden alejar mucho del valor propuesto en las normas, dando lugar a que el momento torsional equivalente estático T^e sea subvaluado.

Referencias:

- Apse, R. and J.E. Luco (1976). "Torsional response of rigid embedded foundation". *J. Engr. Mech. Div.*, EM6, 957-971.
- Bielak, J., H. Sudarbo and D.V. Morse (1986). "Coupled lateral-rocking-torsional response of structures with embedded foundations due to SH-waves". *Proc. 3rd U.S. Natl. Conf. on Earthq. Engrg.*, Vol II, August 24-28, Charleston, S.C., 811-822.
- Chandler, A.M. and G.L. Hutchinson (1987a). "Code design provisions for torsionally coupled building on elastic foundation". *Earthq. Engr. Strul. Dyn.*, N° 15, 517-536.
- Chandler, A. M. y G. L. Hutchinson (1987b), "Evaluation of code torsional provisions by a time history approach", *Earthq Engr Strl Dyn*, Vol 15, 491-516.
- Chopra, A. K. y Goel, R. K. (1991), "Evaluation of torsional provisions in seismic codes", *J Strul Eng, ASCE*, Vol. 117, N° 12, 3762-3782.
- Hahn, G.D. y Liu, X. (1994). "Torsional response of unsymmetric buildings to incoherent ground motions". *J. Strul. Engr.*, Vol. 120. N° 4, 11581-181.
- Iguchi M. (1984), "Earthquake response of embedded cylindrical foundations to SH and SV waves", *Proc. 8th World Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, California, 1081-1088.
- Luco, J.E. (1976a). "Torsional response of structures to obliquely incident seismic SH waves". *Earthq. Engr. Strul. Dyn.*, N° 4, 207-219.
- Luco, J.E. (1976b). "Torsional response of structures for SH waves: the case of hemispherical foundations". *Bull. Seism. Soc. Am.*, N° 66, 109-123.
- Newmark, N.M. (1969). "Torsion in symmetrical buildings". *Proc. Fourth. World. Conf. Earthq. Engr.*, Vol I, A3, 19-32.
- Tassoulas, J.L. y Kausel, E. (1983). "Elements for the numerical análisis of wave motion in a layered strata" *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, N° 19, 1005-1032.

Agradecimientos

Este estudio se realizó con el apoyo de CONACYT (proyecto número 27497U) y de DGAPA-UNAM (proyecto número IN104998).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

RESPUESTA ACOPLADA DE TRASLACIÓN Y TORSIÓN DE ESTRUCTURAS ASIMÉTRICAS INCLUYENDO LA INTERACCIÓN CON EL SUELO

Martha Suarez⁽¹⁾ y Javier Avilés⁽²⁾

(1) Instituto de Ingeniería, UNAM, Cd. de México

(2) Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Jiutepec, Morelos



RESUMEN

Considerando los efectos de interacción suelo-estructura, se estudia la respuesta acoplada de traslación y torsión de estructuras asimétricas desplantadas sobre un estrato de suelo ante excitación sísmica. El sistema investigado consiste en un oscilador simple torsionalmente acoplado con cimentación enterrada en un estrato blando sobre un semiespacio elástico, sometido a ondas *SH* con diferentes ángulos de incidencia. Se consideran los efectos de interacción tanto cinemáticos como inerciales. Se calculan soluciones numéricas para varias configuraciones del sistema, tomando como movimiento de control el gran temblor de Michoacán de 1985 registrado en tres sitios representativos de las zonas blanda y de transición en el Valle de México. Se evalúan la amplificación dinámica de la excentricidad y la relación entre las fuerzas cortantes acopladas y desacopladas, y se comparan con las actuales recomendaciones reglamentarias para estructuras de edificios (Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del RCDF, Gaceta Oficial Del Distrito Federal, 1995). Se muestra que, al menos para comportamiento lineal de la estructura, las especificaciones de diseño por torsión pueden subestimar la máxima respuesta estructural cuando los efectos de interacción son de excepcional importancia, como sucede en la Ciudad de México.

ABSTRACT

By considering the effects of soil-structure interaction, the coupled lateral and torsional response of asymmetric structures placed on a soil layer under seismic excitation is studied. The system investigated consists in a torsionally coupled single oscillator with

embedded foundation in a soft stratum over an elastic half-space, subjected to *SH* waves with different angles of incidence. Both the inertial and kinematic interaction effects are considered. Numerical solutions are calculated for a large number of system configurations, taking as control motion the great 1985 Michoacan earthquake recorded at three sites representative of the transition and soft zones in the Valley of Mexico. The dynamic amplifications of static eccentricity and the base shear ratio between the coupled and uncoupled shears are evaluated and compared with the current code provisions for building structures (Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del RCDF, Gaceta Oficial Del Distrito Federal, 1995). It is shown that, at least for linear behavior of the structure, the design provisions for torsion may underestimate the maximum structural response when the interaction effects are of extreme significance, as happens in Mexico City.

INTRODUCCIÓN

Algunos artículos en la literatura especializada (Hanh y Liu, 1994; Chandler y Hutchinson, 1987a y b) afirman que diversos reglamentos de construcción del mundo, entre ellos el de la ciudad de México, no consideran adecuadamente las amplificaciones dinámicas que se pueden presentar en estructuras asimétricas cuando son sometidas a excitación sísmica, en especial aquellos edificios con excentricidad estructural pequeña y cuando su periodo de vibración en traslación se acerca al valor de su periodo de vibración en torsión. En las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del RCDF (Gaceta Oficial Del Distrito Federal, 1995), y en la mayoría de los reglamentos, se especifica que la excentricidad que debe utilizarse en el cálculo de las acciones para el diseño por torsión de los elementos estructurales, debe ser aquella que considere a las excentricidades natural y accidental, generada la primera por la diferencia en la posición de los centros de masa y rigidez y la segunda por la variación espacial del movimiento del suelo ante el paso de las ondas sísmicas, entre otros factores. La excentricidad de diseño se obtiene mediante la aplicación de fórmulas simples que involucran a la excentricidad estructural y a una dimensión característica de la planta de la estructura, afectadas por coeficientes especificados. Con esto se pretende que su uso en la práctica sea sencillo y que el diseño de las edificaciones se lleve a cabo dentro de niveles de seguridad aceptables.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

212

Entre los estudios llevados a cabo con el propósito de dar fundamento a las especificaciones propuestas en los reglamentos, se encuentran los que únicamente consideran la excentricidad accidental causada principalmente por la rotación de la cimentación ante el paso de las ondas sísmicas (Newmark, 1969; Luco, 1976a y b; Apsel y Luco, 1976; Bielak et al, 1986) y aquellos que tienen en cuenta la excentricidad estructural (Hanh y Liu, 1994; Chopra y Goel, 1991; Chandler y Hutchinson, 1987a y b). Algunos autores han estudiado la respuesta de estructuras considerando su interacción con el suelo (Chandler y Hutchinson, 1987b) pero, generalmente, han omitido la interacción cinemática al considerar sólo la interacción inercial debida a la flexibilidad del suelo, ignorando la diferencia entre el movimiento de campo libre y el movimiento de entrada de la cimentación. Varios autores afirman la necesidad de revisar las expresiones dadas en los reglamentos para obtener las excentricidades de diseño con el propósito de tomar en cuenta, por ejemplo, las demandas de ductilidad del sistema (Bozorgnia y Tso, 1986; Chopra y Goel, 1991; Zhu y Tso, 1992; Tso y Zhu, 1992) y los efectos de interacción en estructuras que tienen periodo fundamental de traslación cercano al valor del periodo fundamental de torsión (Chandler y Hutchinson, 1987a y b). En la mayoría de estos artículos no se consideran los efectos de la profundidad de desplante de la cimentación y no se contemplan estructuras desplantadas sobre suelos estratificados.

El propósito de este trabajo es investigar ambos efectos de la interacción, los cinemáticos e inerciales, en estructuras con movimientos de traslación y torsión acoplados, comparando los resultados con los que se obtienen al aplicar los criterios de diseño propuestos en las normas y señalando los casos que no son cubiertos por éstas. Para ello se utilizan como movimientos de control los acelerogramas registrados en las estaciones *VIV*, *SCT* y *CAO* durante el sismo de Michoacán del 19 de septiembre de 1985. Se consideran trenes de ondas de corte polarizadas horizontalmente que inciden con cierto ángulo con respecto a la vertical. A la estructura se le representa por un oscilador simple con dos grados de libertad, uno de traslación y otro de torsión, más tres grados adicionales para la cimentación que surgen al considerar los efectos de la interacción con el suelo. Se analizan estructuras con distintos periodos naturales en traslación y torsión y se calcula su respuesta máxima. Posteriormente se obtienen las excentricidades y cortantes de diseño que son comparadas con las que se estipulan en

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

las normas técnicas. Los cálculos se efectúan en el dominio de la frecuencia, por lo que sólo se contempla el comportamiento lineal de la estructura. Únicamente se considera la incidencia de ondas *SH* que son las que producen los efectos de torsión cuando inciden con cierto ángulo con respecto a la vertical. Los resultados que se presentan dan una idea de las amplificaciones dinámicas que pueden generarse en edificios, sin embargo, para poder fijar alternativas para modificar las recomendaciones de diseño, se requerirá hacer un estudio más amplio considerando varios registros de temblores y llevando un control estadístico. En este trabajo únicamente se evidencia la necesidad de revisar los criterios reglamentarios.

MODELO

En este estudio se consideró un modelo formado por un oscilador simple de masa M ubicada a una altura H_e y excentricidad e , con un grado de libertad en traslación y otro en torsión, como se muestra en la fig. 1. La cimentación es representada por un cilindro de radio R , profundidad D y masa M_0 , que está embebido en un estrato blando de espesor H_s y módulo de Poisson $\nu_s=0.45$ apoyado sobre un semiespacio elástico con módulo de Poisson $\nu_0=1/3$. La relación de velocidades de ondas de cortante entre el estrato y el semiespacio se tomó como $\beta_s/\beta_0=0.2$. Al modelo se le sometió a una excitación sísmica dada por ondas de corte con movimiento en la dirección y , propagándose en el plano $x-z$ con ángulo γ respecto a la vertical, como se aprecia en la fig. 1. Las ecuaciones que definen el movimiento del modelo en el dominio de la frecuencia están dadas por:

$$M \left[\ddot{\Delta}_h + \ddot{\Delta}_o + \ddot{\Delta}_g + (H_e + D) \left(\ddot{\varphi}_o + \ddot{\varphi}_g \right) + e \left(\ddot{\theta}_h + \ddot{\theta}_o + \ddot{\theta}_g \right) \right] + C_{hh} \dot{\Delta}_h + C_{ho} e \dot{\theta}_h + K_{hh} \Delta_h + K_{ho} e \theta_h = 0 \quad (1)$$

$$M e \left[\ddot{\Delta}_h + \ddot{\Delta}_o + \ddot{\Delta}_g + (H_e + D) \left(\ddot{\varphi}_o + \ddot{\varphi}_g \right) \right] + J_\theta \left(\ddot{\theta}_h + \ddot{\theta}_o + \ddot{\theta}_g \right) + C_{ho} e \dot{\Delta}_h + C_{\theta\theta} \dot{\theta}_h + K_{ho} e \Delta_h + K_{\theta\theta} \theta_h = 0 \quad (2)$$

$$\begin{aligned}
& M \left[\ddot{\Delta}_b + \ddot{\Delta}_o + \ddot{\Delta}_g + (H_e + D) \left(\ddot{\varphi}_o + \ddot{\varphi}_g \right) + e \left(\ddot{\theta}_b + \ddot{\theta}_o + \ddot{\theta}_g \right) \right] \\
& + M_o \left[\ddot{\Delta}_o + \ddot{\Delta}_g + E \left(\ddot{\varphi}_o + \ddot{\varphi}_g \right) + e \left(\ddot{\theta}_o + \ddot{\theta}_g \right) \right] + F_x^s = 0
\end{aligned} \tag{3}$$

$$\begin{aligned}
& M e \left[\ddot{\Delta}_b + \ddot{\Delta}_o + \ddot{\Delta}_g + (H_e + D) \left(\ddot{\varphi}_o + \ddot{\varphi}_g \right) \right] + J_\theta \left(\ddot{\theta}_b + \ddot{\theta}_o + \ddot{\theta}_g \right) \\
& + M_o e \left[\ddot{\Delta}_o + \ddot{\Delta}_g + E \left(\ddot{\varphi}_o + \ddot{\varphi}_g \right) \right] + J_\theta \left(\ddot{\theta}_o + \ddot{\theta}_g \right) + F_\theta^s = 0
\end{aligned} \tag{4}$$

$$\begin{aligned}
& M(H_e + D) \left[\ddot{\Delta}_b + \ddot{\Delta}_o + \ddot{\Delta}_g + (H_e + D) \left(\ddot{\varphi}_o + \ddot{\varphi}_g \right) + e \left(\ddot{\theta}_b + \ddot{\theta}_o + \ddot{\theta}_g \right) \right] \\
& + J_\varphi \left(\ddot{\varphi}_o + \ddot{\varphi}_g \right) + M_o E \left[\ddot{\Delta}_o + \ddot{\Delta}_g + E \left(\ddot{\varphi}_o + \ddot{\varphi}_g \right) + e \left(\ddot{\theta}_o + \ddot{\theta}_g \right) \right] \\
& + J_\varphi \left(\ddot{\varphi}_o + \ddot{\varphi}_g \right) + F_\varphi^s = 0
\end{aligned} \tag{5}$$

donde los subíndices b , o y g se refieren a la estructura, la cimentación y la excitación efectiva, respectivamente. Δ y φ implican traslaciones a lo largo del eje y y giros alrededor del eje x , respectivamente, y θ indica giros alrededor del eje z . Los puntos arriba de estas variables indican derivación con respecto al tiempo. K y C son las rigideces y amortiguamientos estructurales, usando los subíndices θ , h y θh para la torsión, traslación y acoplamiento, respectivamente. J_θ y J_φ son los momentos de inercia para la torsión y el cabeceo, respectivamente, y $E=D/2$. Por último, F_x^s , F_θ^s y F_φ^s están definidas por:

$$\begin{bmatrix} F_x^s \\ F_\varphi^s \\ F_\theta^s \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_h^s & K_{mh}^s & 0 \\ K_{mh}^s & K_m^s & 0 \\ 0 & 0 & K_t^s \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta_o \\ \varphi_o \\ \theta_o \end{bmatrix} \tag{6}$$

donde K^s son las funciones de impedancia del suelo, con subíndices h , m , t y mh que representan traslación, cabeceo, torsión y acoplamiento, respectivamente.



Realizando una normalización conveniente, las ecuaciones de movimiento se pueden describir de la siguiente manera:

$$\Delta_b \left[\frac{\omega_h^2}{\omega^2} + 2i\zeta \frac{\omega_h}{\omega} - 1 \right] - \Delta_0 - \Delta_{\varphi_0} + e_r \Delta_{\theta_0} \left[\frac{K_{h\theta}}{M\omega^2} + \frac{C_{h\theta}}{M\omega} i - 1 \right] - e_r \Delta_{\theta_0} = \Delta_{0g} \{ Q_h + Q_\omega + e_r Q_\theta \} \quad (7)$$

$$e_r \Delta_b \left[\frac{K_{h\theta}}{M\omega^2} + i \frac{C_{h\theta}}{M\omega} - 1 \right] - e_r \Delta_0 - e_r \Delta_{\varphi_0} + \Delta_{\theta_0} \frac{J_\theta}{MR^2} \left[\frac{\omega_\theta^2}{\omega^2} + 2i\zeta \frac{\omega_\theta}{\omega} - 1 \right] - \frac{J_\theta}{MR^2} \Delta_{\theta_0} = \Delta_{0g} \left\{ e_r Q_h + e_r Q_\omega + \frac{J_\theta}{MR^2} Q_\theta \right\} \quad (8)$$

$$-\Delta_b + \Delta_0 \left[\frac{K_h^s}{M\omega^2} - \delta_M - 1 \right] + \Delta_{\varphi_0} \left[\frac{K_{hm}^s}{MR\omega^2(\delta_H + \delta_D)} - \frac{\delta_D}{2(\delta_H + \delta_D)} \delta_M - 1 \right] - e_r \Delta_{\theta_0} - e_r \Delta_{\theta_0} (\delta_M + 1) = \Delta_{0g} \left\{ Q_h(\delta_M + 1) + Q_\omega \left[\frac{\delta_D}{2(\delta_H + \delta_D)} \delta_M + 1 \right] + e_r Q_\theta(\delta_M + 1) \right\} \quad (9)$$

$$-e_r \Delta_b - e_r \Delta_0 (\delta_M + 1) - e_r \Delta_{\varphi_0} \left[\frac{\delta_D}{2(\delta_H + \delta_D)} \delta_M + 1 \right] - \frac{J_\theta}{MR^2} \Delta_{\theta_0} + \Delta_{\theta_0} \left[\frac{K_\theta^s}{MR^2 \omega^2} - (\delta_M + 1) \frac{J_\theta}{MR^2} \right] = \Delta_{0g} \left\{ e_r Q_h(\delta_M + 1) + e_r Q_\omega \left[\frac{\delta_D}{2(\delta_H + \delta_D)} \delta_M + 1 \right] + \frac{J_\theta}{MR^2} Q_\theta(\delta_M + 1) \right\} \quad (10)$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$\begin{aligned}
& -\Delta_b + \Delta_0 \left[\frac{K_{hm}^s}{MR^2 \omega^2 (\delta_H + \delta_D)} - \frac{\delta_D}{2(\delta_H + \delta_D)} \delta_M - 1 \right] + \Delta_\varphi \left[\frac{K_m^s}{MR^2 \omega^2 (\delta_H + \delta_D)^2} \right. \\
& \left. - \frac{J_\varphi}{MR^2 (\delta_H + \delta_D)^2} (\delta_M + 1) - \frac{\delta_D^2}{4(\delta_H + \delta_D)^2} \delta_M - 1 \right] - e_r \Delta_{\theta_b} \\
& - e_r \Delta_{\theta_0} \left[\frac{\delta_D}{2(\delta_H + \delta_D)} \delta_M + 1 \right] = \Delta_{0g} \left\{ Q_h \left[\frac{\delta_D}{2(\delta_H + \delta_D)} \delta_M + 1 \right] \right. \\
& \left. + Q_\varphi \left[\frac{J_\varphi}{MR^2 (\delta_H + \delta_D)^2} (\delta_M + 1) + \frac{\delta_D^2}{4(\delta_H + \delta_D)^2} \delta_M + 1 \right] + e_r Q_\theta \left[\frac{\delta_D}{2(\delta_H + \delta_D)} \delta_M + 1 \right] \right\}
\end{aligned} \tag{11}$$

donde $\omega_h = (K_h/M)^{1/2}$, $\omega_\theta = (K_\theta/J_\theta)^{1/2}$, $\omega = 2\pi f$ (f =frecuencia), $\delta_M = M_0/M$, $\delta_D = D/R$, $\delta_H = H_e/R$ y $e_r = e/R$. $Q_h = \Delta_g/\Delta_{0g}$, $Q_\varphi = (H_e + D)\varphi_g/\Delta_{0g}$ y $Q_\theta = R\theta_g/\Delta_{0g}$ son las relaciones de los movimientos de entrada de la cimentación con respecto a la amplitud Δ_{0g} del movimiento horizontal de campo libre y $\zeta = 0.05$ es el amortiguamiento de la estructura.

RIGIDECES DINÁMICAS Y EXCITACIONES EFECTIVAS

En el modelo utilizado para este estudio se consideran diferentes profundidades de desplante D de la cimentación y espesores H_s del estrato. Para obtener la respuesta a la traslación y torsión de la estructura, se requiere conocer previamente las rigideces dinámicas del suelo y los movimientos de entrada de la cimentación, ambos dependientes de la frecuencia de excitación, para los diferentes valores de D/R y H_s/R seleccionados. Las primeras representan a los resortes y amortiguadores del suelo, mientras que los segundos se refieren a los movimientos de campo libre modificados por la presencia de la cimentación que, al ser rígida, actúa como un elemento promediador de éstos. Las funciones de impedancia o rigideces dinámicas se calcularon usando un método de elementos finitos basado en la técnica del estrato delgado (Tassoulas y Kausel, 1983). Este método sólo admite una formación estratigráfica horizontal apoyada sobre base rígida. Para evitar el rebote de las ondas debido a la presencia de esta base y simular el efecto de su radiación al infinito, se consideraron dos estratos. El real de espesor H_s que aloja a la cimentación y uno ficticio con el doble de espesor para asegurar que las ondas reflejadas por su base sean de amplitud despreciable, actuando de esta manera como si fuera un semiespacio. Las excitaciones efectivas se determinaron utilizando una técnica propuesta por Iguchi (1982), la cual

requiere de las funciones de impedancia y de los movimientos y tracciones de campo libre para su aplicación. Estos últimos se obtienen empleando métodos bien conocidos en la teoría de propagación de ondas (Achenbach, 1976).

Tabla 1. Rigideces estáticas para cimentaciones superficiales ($D/R=0$) y enterradas ($D/R=1$) en un estrato de suelo con profundidad variable ($H_s/R=2, 3$ y 5).

H_s/R	$D/R=0$			$D/R=1$		
	K_h^0/GR	K_m^0/GR^3	K_t^0/GR^3	K_h^0/GR	K_m^0/GR^3	K_t^0/GR^3
2	5.5063	4.5393	5.8697	14.2950	17.8420	21.1594
3	5.2618	4.5222	6.0672	11.8310	15.3730	20.5169
5	5.2078	4.7850	6.5710	10.5360	14.7140	20.7462

G = módulo de cortante del estrato

En las figs. 2a y 2b se grafican los coeficientes de rigidez k^s y amortiguamiento c^s de las funciones de impedancia expresadas como $K^s = K^o(k^s + i\eta c^s)(1 + i2\zeta_s)$ para los modos de traslación, cabeceo y torsión de la cimentación, siendo $\zeta_s = 0.05$ el amortiguamiento del estrato; los valores de las rigideces estáticas K^o se indican en la tabla 1. Debido a que el espesor del estrato influye en la rigidez total del sistema, el valor de la rigidez estática también se ve afectado. A diferencia de lo que ocurre para estratos sobre base rígida en donde es posible definir una función lineal que tome en cuenta el espesor y las propiedades mecánicas del suelo para calcular de manera aproximada la rigidez estática (Kausel y Roësset, 1975), para estratos sobre un semiespacio no parece existir una correlación lineal. Los resultados de la fig. 2a corresponden a cimentaciones superficiales ($D/R=0$), mientras que los de la fig. 2b a cimentaciones enterradas ($D/R=1$), para diferentes valores del espesor del estrato, a saber: $H_s/R=2, 3$ y 5 . Estos resultados muestran variaciones con respecto a la frecuencia adimensional $\eta = \omega R / 2\pi\beta_s$, que se deben principalmente a que la frecuencia natural del estrato varía en proporción inversa a su espesor. Esto se ve reflejado en la posición de los valles que se presentan en las frecuencias resonantes del estrato como se aprecia en las gráficas de las figs. 2a y b, y en la ausencia de amortiguamiento por radiación para frecuencias por debajo de la frecuencia fundamental del estrato. Este efecto es más evidente para el modo de cabeceo que para el de traslación horizontal y el de torsión, pero tiende a ser pequeño para cimientos enterrados, como se aprecia en los resultados aquí presentados (figs. 2a y b).

Para frecuencias menores que la primera frecuencia resonante del estrato, los valores del amortiguamiento son muy bajos puesto que reflejan la pérdida de energía sólo por amortiguamiento histerético. Destacan también las reducciones de los coeficiente de rigidez con la frecuencia de excitación debido a la influencia que tiene ésta en la inercia del suelo, así como las oscilaciones de los coeficientes de rigidez y amortiguamiento debido a las frecuencias naturales del suelo que son más pronunciadas para estratos de espesores pequeños y prácticamente no se presentan para el cabeceo. Si el amortiguamiento del suelo fuera nulo, los valles de estas gráficas se prolongarían hasta tomar el valor nulo.

En la fig. 3 se exhiben las excitaciones efectivas para traslación, cabeceo y torsión debidas al arribo de ondas de cortante con distintos ángulos de incidencia. Para cimentaciones superficiales, se aprecia que sólo en el caso de incidencia vertical puede considerarse que no existe interacción cinemática, esto es, la excitación efectiva de la cimentación es igual al movimiento de campo libre. Para los demás casos, asumir esto conduciría a resultados erróneos. Como los resultados están normalizados con respecto a las amplitudes del movimiento de campo libre, los efectos del espesor del estrato se cancelan, de suerte que los valores aquí proporcionados son aplicables a estratos de cualquier tamaño.

AMPLIFICACIONES DINÁMICAS MÁXIMAS

Para conocer los efectos en la respuesta a la torsión cuando se considera la interacción cinemática, se analizaron y compararon las respuestas de sistemas con profundidad de desplante nula para diferentes ángulos de incidencia. Posteriormente se compararon los sistemas con $D/R=0$ e incidencia vertical de ondas sísmicas con aquellos desplantados a $D/R=1$ y, finalmente, los que están enterrados en el estrato para distintas características del modelo. Para ello se asumió una relación de densidades entre la estructura y el suelo de $\delta_p=0.15$; $\zeta_s=\zeta_0=0.05$, $\delta_M=0.25$, $\nu_s=0.45$, $\nu_0=0.33$ y, como movimientos de excitación, los registros del sismo de Michoacán en las estaciones *CAO*, *SCT* y *VIV*, localizadas las dos primeras en la zona del lago y la última en la zona de transición de la Ciudad de México. Las amplificaciones de los acelerogramas empleados se muestran en

la fig. 4. En los cálculos se consideraron los periodos dominantes del terreno en estos sitios, esto es: $T_s=3.5, 2$ y 0.6 s, respectivamente.

Se analizaron varios osciladores con periodo natural a la traslación de $T_h=0.5, 1, 2$ y 3 s, para un amplio rango de valores de la relación $\lambda=T_h/T_\theta$ entre el periodo de traslación con respecto al de torsión. Se calculó su respuesta máxima a la traslación y a la torsión, Δ_b^{max} y Δ_θ^{max} , obteniendo la razón de las fuerzas cortantes y la amplificación dinámica de la excentricidad de diseño de la siguiente manera:

$$\frac{V_h}{V_h^{des}} = \frac{\Delta_b^{max}}{S} \quad (12)$$

$$e_r^{dis} = \frac{K_\theta \Delta_\theta}{K_h} \frac{1}{S} \frac{1}{R^2} = \left(\frac{\lambda^2 \Delta_\theta}{2 S} \right) \quad (13)$$

donde $V_h=K_h\Delta_b^{max}$ es el cortante de diseño del sistema en estudio y $V_h=K_hS$, siendo S el espectro de desplazamientos para el oscilador con respuestas a la torsión y traslación desacopladas ($e_r=0$); e_r^{dis} es la excentricidad de diseño normalizada con respecto al radio. El momento de torsión para el que se necesitan diseñar los elementos estructurales, está dado por

$$F_\theta' = F_\theta^e + F_\theta^a \quad (14)$$

donde F_θ^e y F_θ^a son los momentos torsionantes natural y accidental, respectivamente. Según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del RCDF, $F_\theta^e = (1.5e_r)(RV_h^{des})$ y $F_\theta^a = B(0.1V_h^{des})$, donde B es la dimensión de la planta del cimiento en la dirección de la excentricidad; en el caso del modelo en estudio $B=2R$. Con base en esto, se puede afirmar que si no hubiera excentricidad estructural, el cortante desacoplado debería ser igual al de diseño, y la torsión se generaría al actuar éste en una posición diferente de la del centro de masa que, según el reglamento, se ubica a $0.1B$ ($0.2R$). En una estructura asimétrica, si la torsión accidental tomara el valor nulo, la torsión estructural sería la generada por el cortante acoplado multiplicado por la

excentricidad natural o, como lo sugieren las normas, sería igual al cortante desacoplado V_h^{des} multiplicado por el 150% del valor de la excentricidad estática. Debido a que para la obtención de los momentos torsionantes con las fórmulas empíricas propuestas en el RCDF se requieren el cortante basal desacoplado y la excentricidad natural, una manera de apreciar las diferencias que existen en relación con aquellos calculados directamente resolviendo sistemas de ecuaciones, es comparando los cocientes entre la excentricidad de diseño y la natural, y entre los cortantes basales acoplado y desacoplado. Algunos autores (Rosenblueth y Elorduy, 1969; Chandler y Hutchinson, 1987a y b) presentan gráficas donde muestran la amplificación dinámica de la excentricidad y la relación de cortantes basales acoplado entre desacoplado en función del parámetro λ . En la figura 5 se reproducen las gráficas de Rosenblueth y Elorduy (1969) para la condición de base rígida. En ellas se observa que aunque para la mayoría de los valores de λ el cortante acoplado es prácticamente igual al desacoplado y la amplificación dinámica de la excentricidad tiende a 1.15 cuando λ crece, la excentricidad dinámica puede llegar a ser mayor que 2.5 veces la estructural y el cortante acoplado casi un 30% menor que el desacoplado para $\lambda \approx 1$. Suponiendo que las torsiones accidentales fueran nulas, los efectos más desfavorables originados cuando los periodos naturales de traslación y torsión son iguales cumplen aproximadamente con la recomendación reglamentaria, esto es:

$$F'_\theta = 1.5e_r V_h^{des} = e_r^{dis} V_h$$

de donde

$$1.5 = \frac{e_r^{dis} V_h}{e_r V_h^{des}}$$

Para el caso más desfavorable de la fig. 5, cuando $\lambda \approx 1$, el producto de las amplificaciones dinámicas de la excentricidad con el cociente de los cortantes da un valor superior a 1.5 (aproximadamente 2) que puede quedar cubierto al tomar en cuenta las torsiones accidentales. Sin embargo, hasta donde los autores de este texto tienen conocimiento, no se han analizado los criterios de diseño cuando se considera la interacción cinemática.

En las figuras 6 y siguientes, para que los valores del cortante y de la excentricidad dinámica calculados de manera rigurosa coincidan con lo que se propone en normas, la tendencia del valor para las relaciones de V_h/V_h^{des} y e_r^{dis}/e_r deben ser de la unidad en el primer caso y no mayores de 1.5 en el segundo, para cualquier valor de la relación de periodos de traslación al de torsión, λ , siempre y cuando la torsión accidental sea nula. Muchos de los sistemas estructurales analizados en este trabajo están dentro del comportamiento que se predice al aplicar las normas; sin embargo, existen algunos casos que quedan desprotegidos. En la fig. 6 se presentan los resultados obtenidos para osciladores con periodo a la traslación $T_h=1$ s, esbeltez $H_e/R=1$ y excentricidad $e_r/R=0.10$, desplantados sobre la superficie de un estrato de espesor $H_s/D=2$ ante excitaciones sísmicas con ángulos de incidencia $\gamma=0^\circ, 30^\circ, 60^\circ$ y 85° . Se observa que el pico donde se presenta la máxima amplificación dinámica de la excentricidad varía dependiendo de las características del sitio y de las del oscilador y en algunos casos se presentan dos picos (*VIV* y *CAO*). El pico no siempre se localiza cuando el valor de λ es cercano a la unidad, sino que por la flexibilidad del suelo llega a aparecer incluso para valores tan pequeños como $\lambda=0.3$ (*CAO*) y con amplificaciones de la excentricidad superiores a 4 (*SCT*). Pese a que el cortante acoplado tiende a valores menores que el del desacoplado para los valores de λ donde se presentan valores altos de la amplificación dinámica de la excentricidad, lo que implica que la torsión natural (F_θ^e) está en cierta medida compensada. para el caso de estructuras desplantadas sobre suelo blando (*CAO*), esta compensación parece insuficiente debido al alto valor de la amplificación de la excentricidad y lo cercano del cociente entre cortantes a la unidad, incluso para algunas estructuras con $\lambda=0.5$ sometidas al acelerograma registrado en *SCT*, el cociente del cortante acoplado sobre el desacoplado da por resultado la unidad. También se observa que la influencia del ángulo de incidencia prácticamente es nula debido al fuerte contraste de impedancias entre el semiespacio y el estrato, que tiende a refractar las ondas a un ángulo cercano a la posición vertical. Se nota que, grosso modo, para valores $\lambda \geq 1.2$ los criterios utilizados en el reglamento son adecuados e incluso conservadores. Sin embargo, para valores $\lambda < 1.2$ esto no sucede ni siquiera para el caso de suelos poco flexibles (*VIV*). Por otro lado, la aseveración de $V=V_h^{des}$ parece ser adecuada en estos casos.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Los resultados para osciladores con $H_e/R=3$, $e_r/R=0.10$ y $D/R=1$, desplantados en estratos con diferentes espesores ($H_s/D=2, 3$ y 5) se muestran en la fig. 7. Aquí se observa que el valor de λ donde se presentan los picos de la amplificación de la excentricidad de diseño depende básicamente de la rigidez de la estructura y del espesor del estrato que también afecta al valor de la amplitud. Su influencia se aprecia mejor para estructuras cuyos periodos naturales de vibrar no son muy pequeños o muy grandes ($T_h \neq 0.5$ y 3 s). La afirmación de otros autores (Chandler y Hutchinson, 1987a y b; Bielak et al, 1986) en el sentido de que las mayores amplificaciones dinámicas ocurrían cuando el valor del periodo desacoplado a la traslación era muy parecido al de torsión de la estructura, es válida si el análisis se lleva a cabo en estructuras desplantadas sobre un semiespacio, para estructuras sobre medios estratificados esto puede no ocurrir.

La influencia de la profundidad de desplante se aprecia en la fig. 8. Los cálculos se efectuaron para estructuras con $H_e/R=3$, $T_h=2$ s y $e_r/R=0.10$, empotradas en estratos de espesor $H_s/R=2$ y 5 , con profundidad de desplante $D/R=0$ y 1 . De los resultados obtenidos se desprende que la influencia de la profundidad de desplante es poco significativa en la respuesta. Las diferencias, en cuanto a lo que se propone en las normas, se presentan para la amplificación de la excentricidad y el cociente de los cortantes, llegando a tener valores de más del 300% en el primer caso (CAO) y difiriendo en más de un 25% para el segundo (VIV).

La influencia del periodo de la estructura a la traslación se muestra en la fig. 9. Aquí se grafican los resultados para osciladores con $H_e/R=1$, $e_r/R=0.10$ y $D/R=0$ y con $T_h=0.5, 1, 2$ y 3 s, desplantados en estratos de espesores $H_s/R=2, 3$ y 5 y sometidos a la aceleración del registro de SCT. Los valores de λ donde se presentan los picos de las amplificaciones dinámicas varían dependiendo del periodo natural de traslación de la estructura, correspondiendo los valores más pequeños a las estructuras más rígidas. El número de picos que se presenten en las gráficas dependerá del tipo de suelo en donde esté cimentada la estructura como se aprecia en la fig. 10, en donde se analizan osciladores con las mismas características descritas arriba, pero sometidos a la aceleración del registro de CAO.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

223

En la fig. 11 se graficaron los resultados para diferentes valores de esbeltez de la estructura ($H_e/R=1$ y 3) y de su rigidez ($T_h=1$ y 2 s), considerando $H_s/R=3$, $D/R=1$ y $e_r/R=0.10$. Es evidente con estos resultados que uno de los parámetros que más afecta la respuesta de la estructura es su periodo natural de vibrar, la esbeltez afecta en la amplitud de los picos de la amplificación dinámica de la excentricidad y en la posición del segundo pico. Al igual que en los casos descritos arriba, existe un rango de valores de λ que dependen básicamente de las características del sistema para los cuales los lineamientos especificados en las normas no se cumplen. Además, en la figura se observa que el cortante acoplado puede llegar a ser superior al desacoplado hasta en un 20% para el mismo valor de λ para el que las amplificaciones dinámicas de la excentricidad son altas, lo que deriva en subestimar los valores de la torsión para la que se deben diseñar esas estructuras

En la fig. 12 se comparan los resultados para modelos con $H_s/R=5$, $D/R=0$, $T_h=2$ s y $H_e/R=1$, variando las excentricidades estáticas, a saber: $e_r/R=0.05$, 0.10 y 0.20 . Se observa que el valor de la excentricidad influye sólo en la amplitud de la respuesta. Se aprecia que si la excentricidad es muy pequeña, los valores de amplificación dinámica de la excentricidad que se pueden presentar son muy grandes, superiores a 4.5, y los valores del cociente de los cortantes son chicos, más de 3 veces lo señalado en las normas para el primer caso y sólo un 10% para el segundo caso cuando se utiliza el registro de SCT, lo cual implica que muy probablemente un sistema estructural con las características descritas pueda ser subvaluado, todo dependerá de qué tanto compense la torsión accidental a la natural. Esta deficiencia en el reglamento no es grave, puesto que se presenta para excentricidades pequeñas lo que implica que se tengan momentos torsionantes también pequeños. Utilizando el mismo registro (SCT) se presentan amplificaciones de la excentricidad de 2 y cociente de cortantes 50% cuando $e_r/R=0.2$, lo que probablemente tienda en este caso a sobrevaluar a sistemas estructurales estructuras con excentricidades grandes.

De los resultados obtenidos se observa que los parámetros que más influyen en la amplificación de dinámica tanto de la excentricidad como del cociente de cortantes, están la excentricidad y esbeltez estructural, y el espesor del estrato. La posición de los picos básicamente la determinan los periodos de traslación de la estructura y dominante del suelo. En las figs. 13 y 14 se presentan varios de los resultados obtenidos. En la fig.

13 se consideran estructuras con $T_h=1$ s, $H_e/R=1$ y 3, y $e_r/R=0.05$, 0.10 y 0.20 desplantadas en estratos con $H_s/R=2,3$ y 5, y $T_s=3.5$, 2 y 0.6 s (registros de CAO, SCT y VIV, respectivamente) y en la fig. 14 se presentan los resultados para estructuras con $T_h=0.5$, 2 y 3 s, $H_e/R=1$ y 3, y $e_r/R=0.05$, 0.10 y 0.20 desplantadas en estratos con $H_s/R=2$, 3 y 5, y $T_s=2$ s. En las gráficas se puede apreciar que la tendencia a agruparse de las curvas depende de los periodos del suelo y la estructura. Aunque la amplitud es determinante en el diseño estructural, y en cierta medida la consideran las actuales normas al involucrar a la excentricidad estructural en las fórmulas reglamentarias, para un diseño más racional se tendrá que considerar la relación de periodos de la estructura y el sitio donde se pretende construir, dado que la posición de los picos la determina este parámetro.

CONCLUSIONES

En este trabajo se analizó la respuesta de estructuras asimétricas de un nivel, modeladas por medio de un oscilador simple, sometidas al sismo de Michoacán del 19 de septiembre de 1985 registrado en las estaciones VIV, SCT y CAO. El propósito fue investigar y destacar las condiciones para las cuales las recomendaciones de diseño por torsión propuestas en el reglamento son deficientes. Algunos autores ya han señalado cuáles estructuras no están adecuadamente protegidas por los reglamentos de algunas ciudades, entre ellos el de la ciudad de México. Aquí se confirman algunas de sus observaciones y se destacan otras que no habían sido contempladas, entre ellas el que no siempre se presentan las mayores amplificaciones dinámicas de la excentricidad cuando los valores de λ son cercanos a uno. Estas se pueden presentar en valores tan grandes como $\lambda=1.4$, además en ocasiones se presentan varios picos (amplificaciones para distintos valores de λ en una misma gráfica).

Se ha encontrado que las cimentaciones enterradas presentan casi el mismo comportamiento que las superficiales en cuanto a las amplificaciones dinámicas del cortante y la excentricidad. Esto implica que es válido considerar solamente cimentaciones superficiales cuando se llevan a cabo análisis de interacción con torsión. Esto solamente es aplicable a estratos que tengan un fuerte contraste de impedancias

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

225

con el semiespacio. Para otros casos en donde la influencia del ángulo de incidencia de la excitación sea importante, el despreciar la interacción cinemática podría llevar a resultados que subestimen la respuesta estructural.

Como era de esperarse, la amplificación dinámica del cortante y la excentricidad tiene mayor relevancia para suelos blandos, aunque también se tienen valores de amplificación importantes en suelos moderadamente flexibles. Los parámetros que tienen mayor influencia en los resultados son la esbeltez, excentricidad estática y rigidez de la estructura, así como la flexibilidad del suelo. En general, se encontró que para estructuras con $\lambda \geq 1.5$ los criterios utilizados en el reglamento son adecuados o sobrestiman las amplificaciones dinámicas de la excentricidad. Para $\lambda < 1.5$, estas amplificaciones se pueden alejar significativamente del valor propuesto en las normas, dando lugar a que el momento torsionante estático equivalente sea subvaluado en incluso más del 300% para algunos casos. En cuanto al cociente entre el cortante basal acoplado y el desacoplado, se presentan atenuaciones hasta más de un 45% para excentricidades estructurales grandes. En su libro, Rosenblueth y Newmark (1971) previenen esto cuando al proponer las fórmulas empíricas que posteriormente se utilizaron en el reglamento, mencionan que '...dentro de las limitaciones impuestas con respecto a K/k , la excentricidad de diseño por piso es la más desfavorable de las cantidades

$$e^{dis} = \begin{cases} 1.5e + \alpha b \\ e - \alpha b \end{cases}$$

donde b es la dimensión de la planta del edificio y α es un coeficiente del orden de 0.05 a 0.1'. En esta cita, K/k se refiere a la relación de rigideces a la torsión sobre la de traslación y para poder aplicar este criterio $K/k > 2.6 J_{\theta}/M-2e^2$. Considerando estas limitaciones en el modelo aquí estudiado, las fórmulas en el reglamento serán válidas para valores de λ mayores de 1.7. Para poder presentar criterios de diseño más adecuados, las modificaciones que se le realicen en un futuro a las actuales normas reglamentarias para el diseño de estructuras a la torsión, deberán tomar en cuenta parámetros relacionados con los periodos naturales de vibrar del suelo y de la estructura.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

RECONOCIMIENTOS

Este estudio se realizó con apoyo parcial de CONACYT (proyecto número 27497U) y de DGAPA-UNAM (proyecto número IN104998).

REFERENCIAS

Achenbach J. D. (1976), *Wave Propagation in Elastic Solids*, North-Holland Publishing Company, Oxford.

Apsel R. y Luco J. E. (1976), "Torsional response of rigid embedded foundation", *J. Engr. Mech. Div.*, ASCE, 957-971.

Bielak J., Sudarbo H. y Morse D. V. (1986), "Coupled lateral-rocking-torsional response of structures with embedded foundations due to SH-waves". *Proc. 3rd U.S. Natl. Conf. on Earthq. Engrg.*, Vol. II, August 24-28, Charleston, S.C., 811-822.

Bozorgnia Y. y Tso W. K. (1986), "Inelastic earthquake response of asymmetric structures", *J. Strul. Engr.*, ASCE, Vol. 117, 3762-3782.

Chandler A. M. y Hutchinson G. L. (1987a), "Evaluation of code torsional provisions by a time history approach", *Earthq. Engr. Strul. Dyn.*, Vol. 112, No. 2, 383-400.

Chandler A. M. y Hutchinson G. L. (1987b), "Code design provisions for torsionally coupled building on elastic foundation", *Earthq. Engr. Strul. Dyn.*, Vol. 15, 517-536.

Chopra A. K. y Goel R. K. (1991), "Evaluation of torsional provisions in seismic codes", *J. Strul. Engr.*, ASCE, Vol. 117, 3762-3782.

Gaceta Oficial Del Distrito Federal (1995), 'Secretaría de obras y servicios, Normas técnicas complementarias para diseño por sismo', *Ciudad de México DF*, 300, Tomo III

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

227

Hahn G. D. y Liu X. (1994), "Torsional response of unsymmetric buildings to incoherent ground motions", *J. Strul. Engr.*, ASCE, Vol. 120, 11581-181.

Iguchi M. (1984), "Earthquake response of embedded cylindrical foundations to SH and SV waves", *Proc. 8th World Conf. on Earthq. Engrg.*, San Francisco, California, 1081-1088.

Luco J. E. (1976a), "Torsional response of structures to obliquely incident seismic SH waves", *Earthq. Engr. Strul. Dyn.*, Vol. 4, 207-219.

Luco J. E. (1976b), "Torsional response of structures for SH waves: the case of hemispherical foundations", *Bull. Seism. Soc. Am.*, No. 66, 109-123.

Newmark N. M. (1969), "Torsion in symmetrical buildings", *Proc. 4th. World. Conf. on Earthq. Engr.*, Vol. I, A3, 19-32.

Rosenblueth E. y Elorduy J. (1969), "Responses of linear systems to certain transient disturbances", *Proc. 4th. World. Conf. on Earthq. Engr.*, Vol. I, A1, 185-196.

Newmark N. M. y Rosenblueth E. (1971), "Fundamentos de Ingeniería sísmica", *Ed. Diana*.

Tassoulas J. L. y Kausel E. (1983), "Elements for the numerical analysis of wave motion in a layered strata", *Int. J. Num. Met. Engr.*, No. 19, 1005-1032.

Tso W. K. y Zhu T. J. (1992), "Design of torsionally unbalanced structural systems based on code provisions I: ductility demand", *Earthq. Engr. Strul. Dyn.*, Vol. 21, 609-627.

Zhu T. J. y Tso W. K. (1992), "Design of torsionally unbalanced structural systems based on code provisions II: strength distribution", *Earthq. Engr. Strul. Dyn.*, Vol. 21, 629-644.

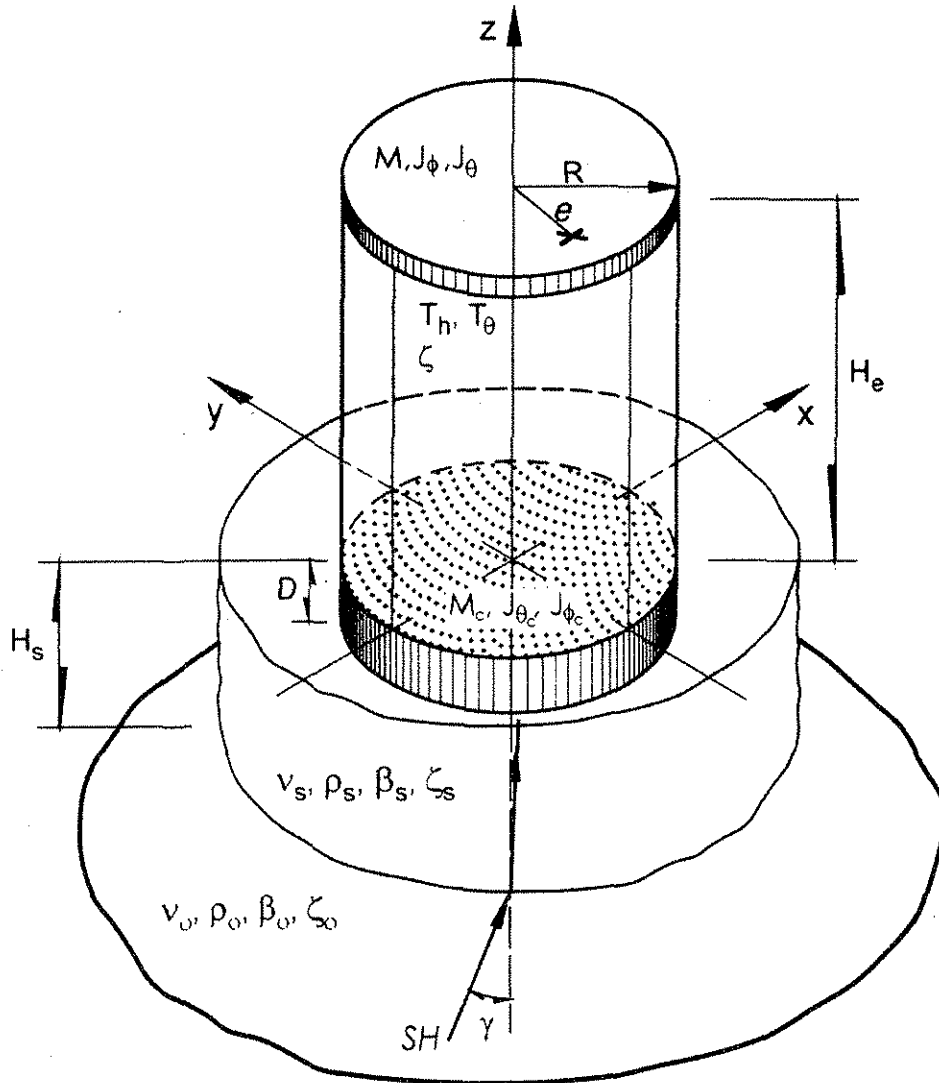


Fig.1. Incidencia de ondas SH con ángulo γ en un estrato con espesor H_s , relación de Poisson ν_s y velocidad de propagación de ondas de corte β_s . La cimentación cilíndrica de dimensión $2R$ y masa M_c , está enterrada a una profundidad D en el estrato. Las propiedades del semiespacio, en el que se apoya el estrato son ν_0 y β_0 . La estructura está caracterizada por la altura H_e , masa M y excentricidad estructural e .

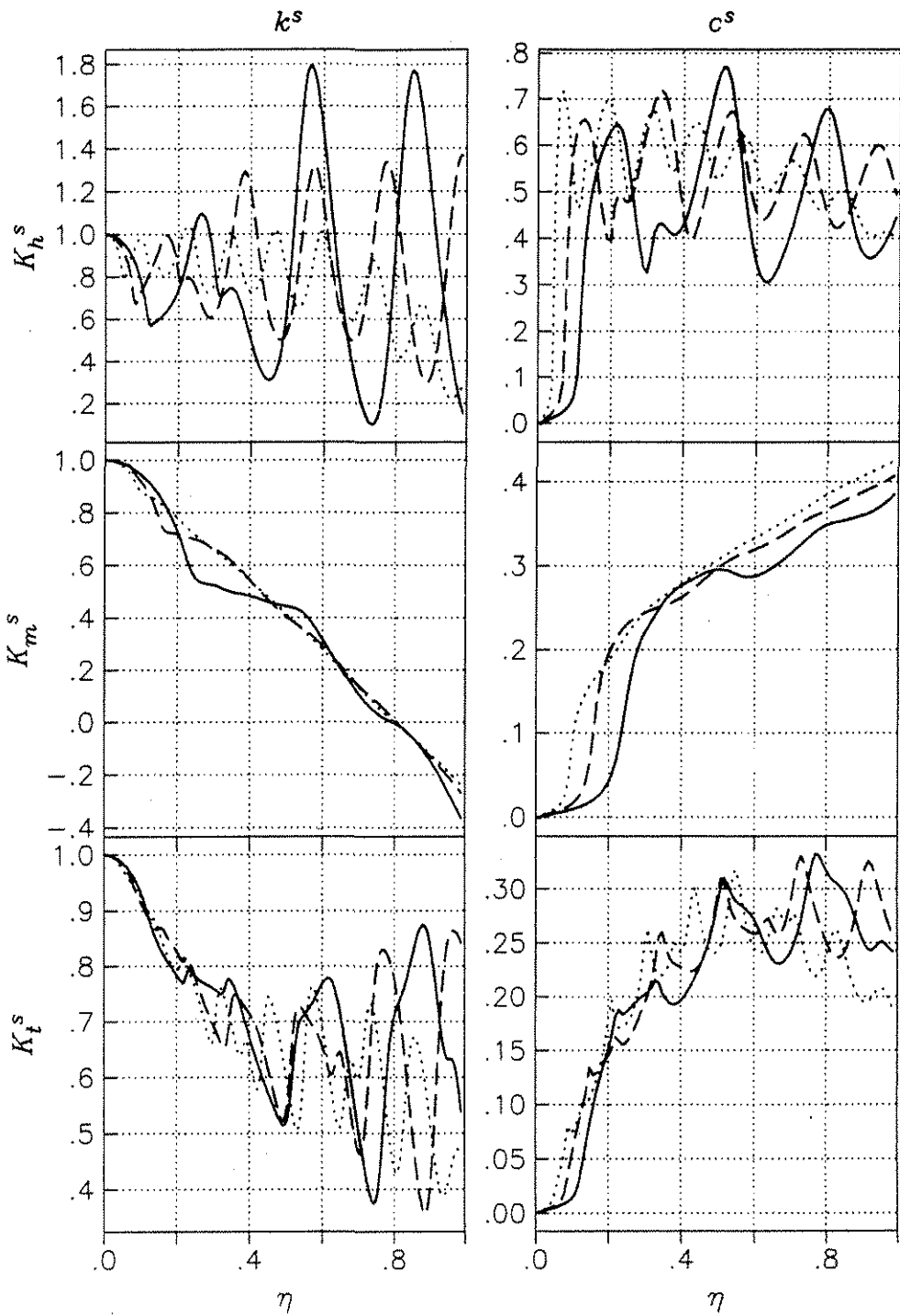


Fig. 2a. Funciones de impedancia para traslación horizontal (K_h^s), cabeceo (K_m^s) y torsión (K_t^s), para una cimentación superficial ($D/R=0$) en un estrato con $H_s/R=2$ (línea continua), $H_s/R=3$ (trazos largos), $H_s/R=5$ (trazos pequeños) y $H_s/R=8$ (línea punteada).

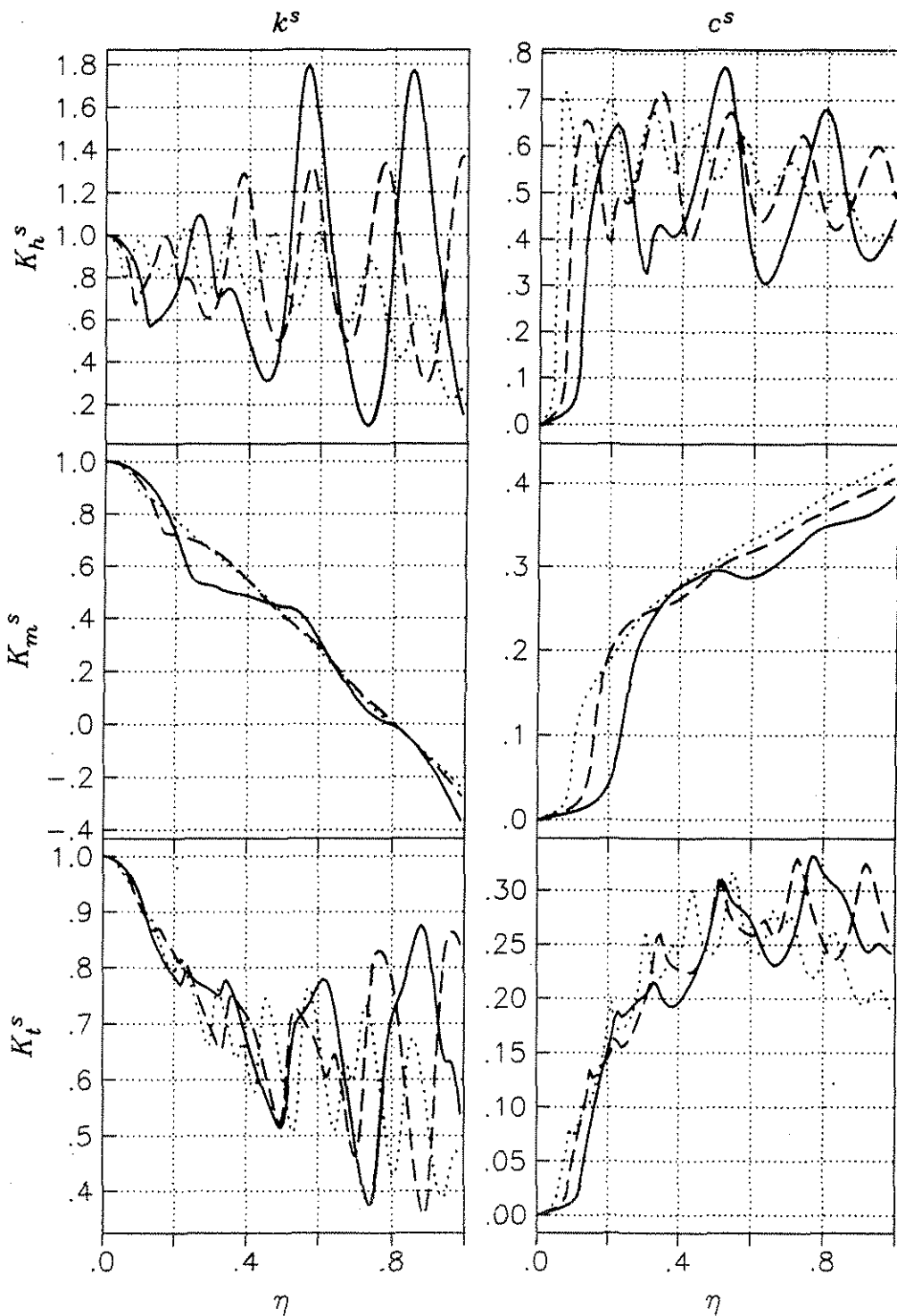


Fig. 2b. Funciones de impedancia para traslación horizontal (K_h^s), cabeceo (K_m^s) y torsión (K_t^s), para una cimentación enterrada ($D/R=1$) en un estrato con $H_s/R=2$ (línea continua), $H_s/R=3$ (trazos largos), $H_s/R=5$ (trazos pequeños) y $H_s/R=8$ (línea punteada).

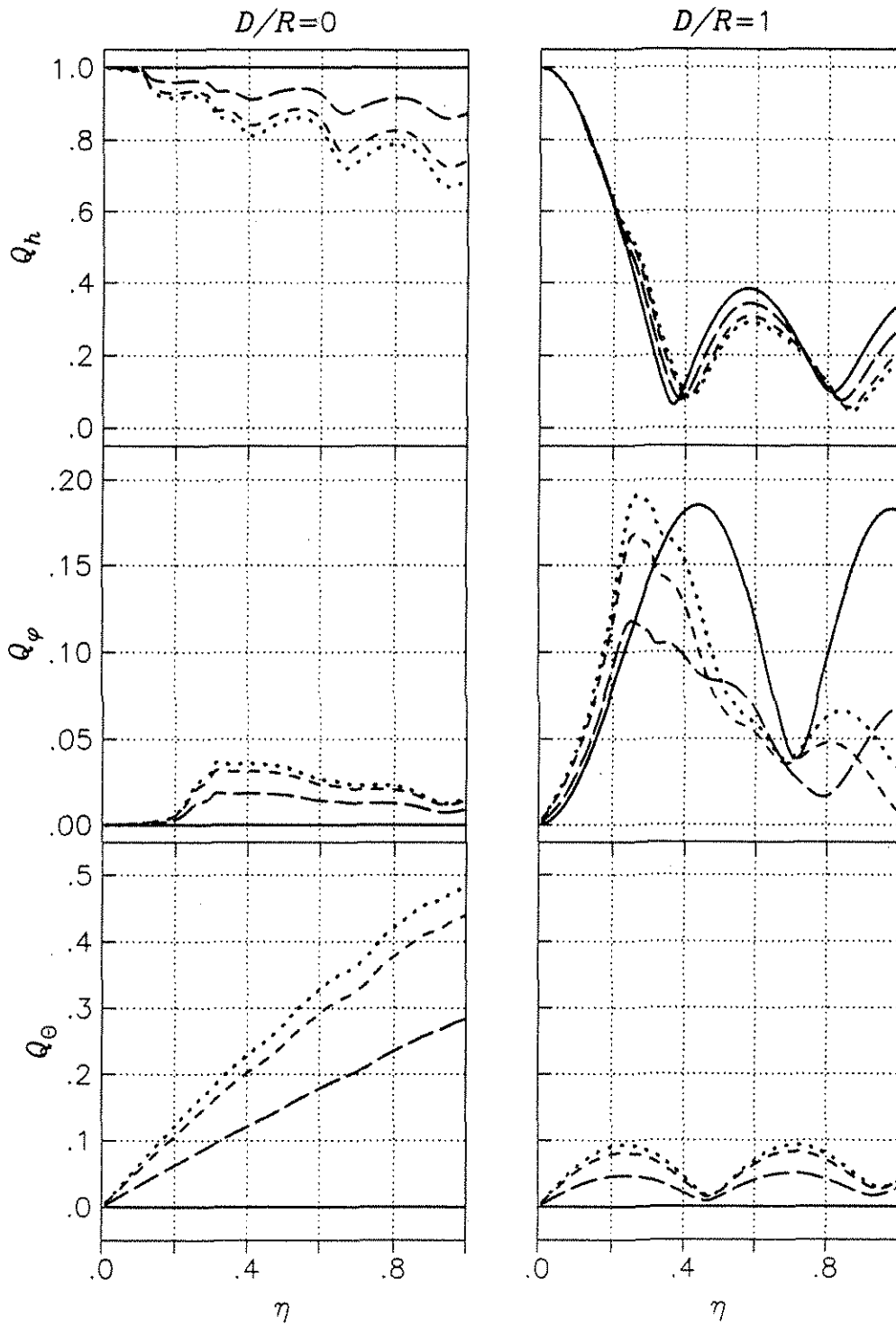


Fig. 3. Movimientos de entrada para cimentaciones superficiales ($D/R=0$) y enterradas ($D/R=1$) ante ondas de cortante con ángulo de incidencia $\gamma=0^\circ$ (línea continua), $\gamma=30^\circ$ (trazos largos), $\gamma=60^\circ$ (trazos pequeños) y $\gamma=85^\circ$ (línea punteada).

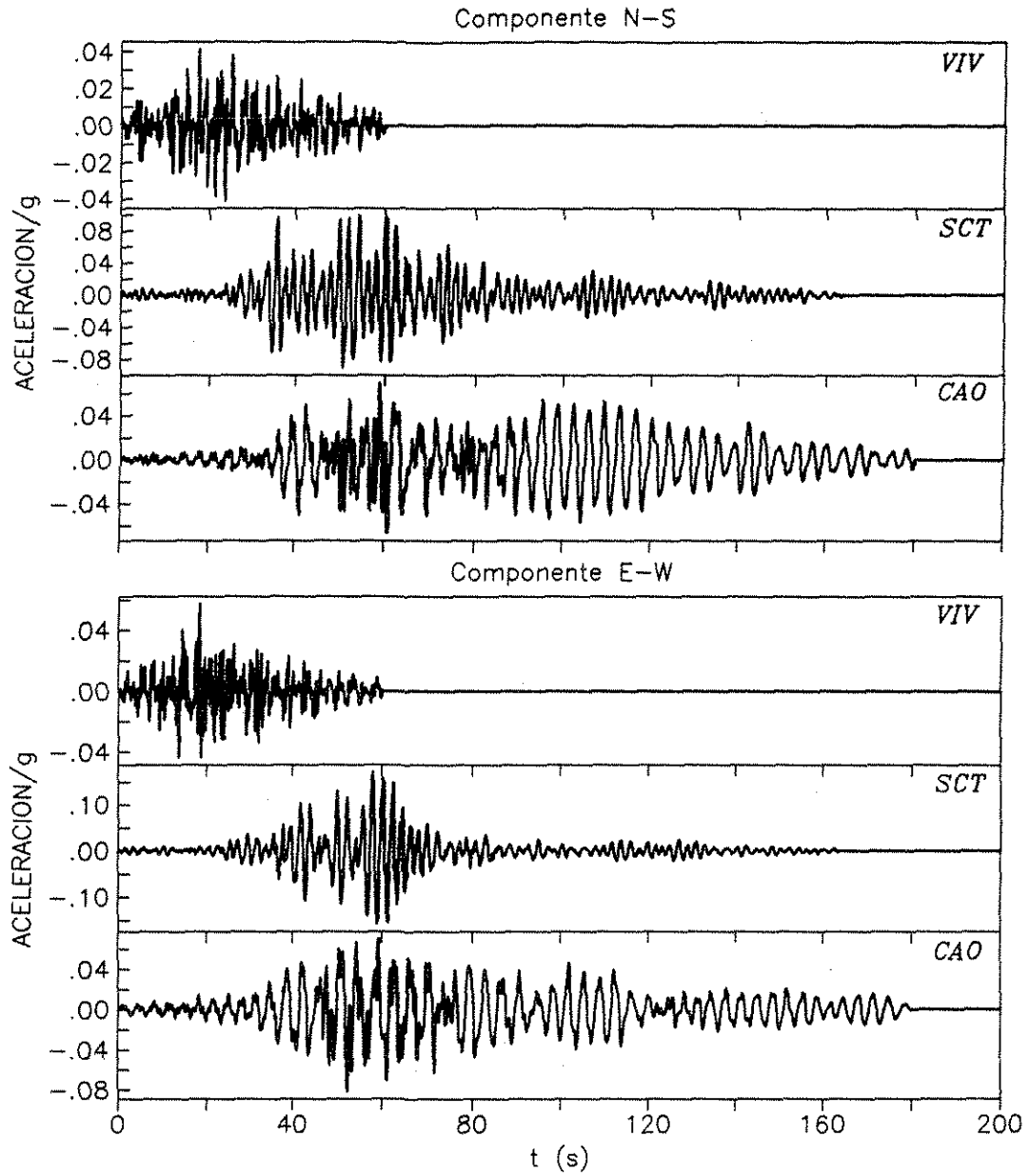


Fig. 4. Acelerogramas registrados en las estaciones de Viveros (VIV), Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) y Central de Abastos (CAO) para el sismo de Michoacán del 19 de septiembre de 1985.

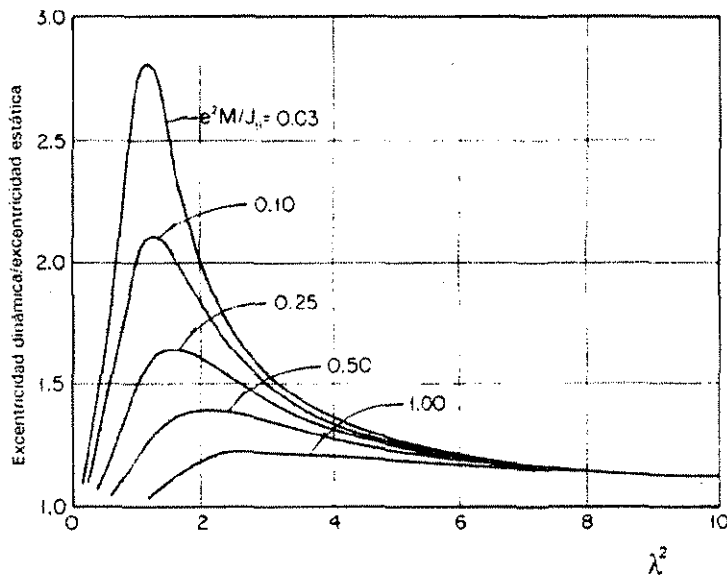
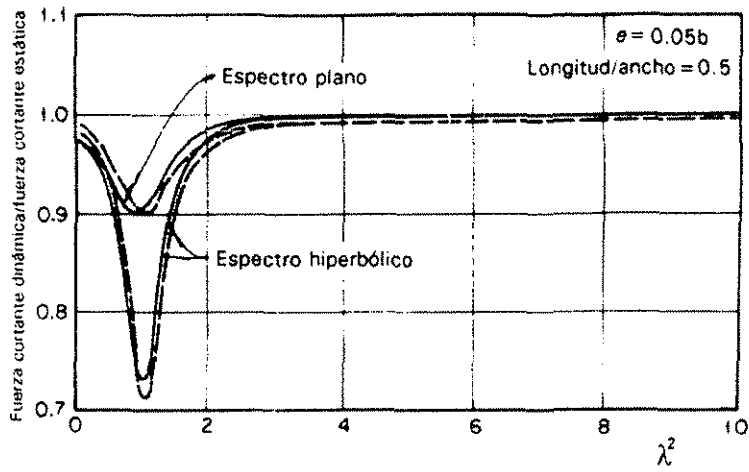


Fig. 5. Relación entre fuerzas cortantes dinámicas y estáticas, y factor de amplificación para la excentricidad (modificada a partir de Newmark y Rosenblueth, 1971).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

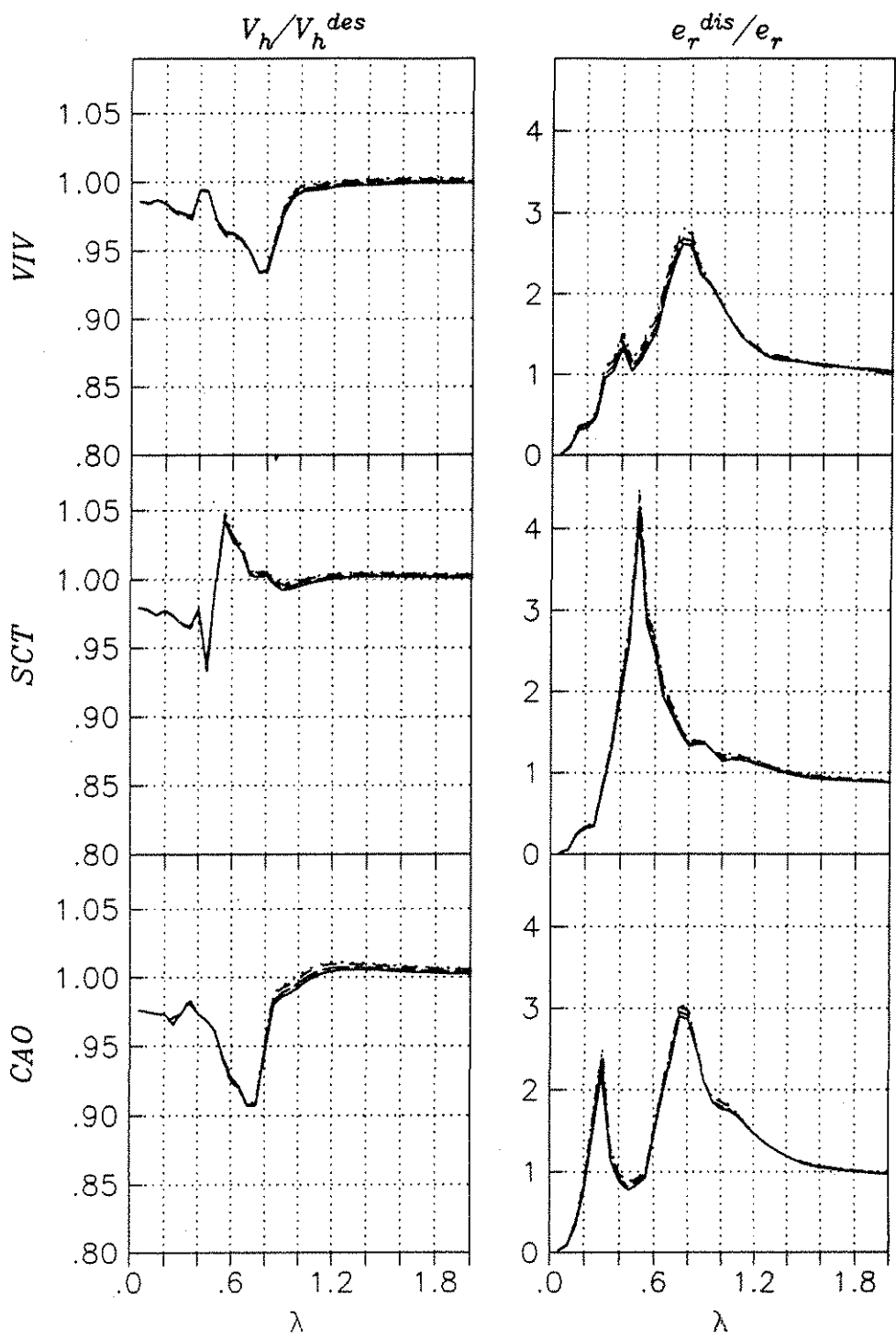


Fig. 6. Cociente de cortantes y amplificación dinámica de la excentricidad para osciladores con $H_p/R=1$, $T_h=1$ s, $D/R=0$, $e_r/R=0.10$ y $H_s/R=2$ sometidos a los registros de CAO, SCT y VIV. Los resultados corresponden a ondas incidiendo con ángulo $\gamma=0^\circ$ (línea continua), $\gamma=30^\circ$ (trazos largos), $\gamma=60^\circ$ (trazos pequeños) y $\gamma=85^\circ$ (línea punteada).

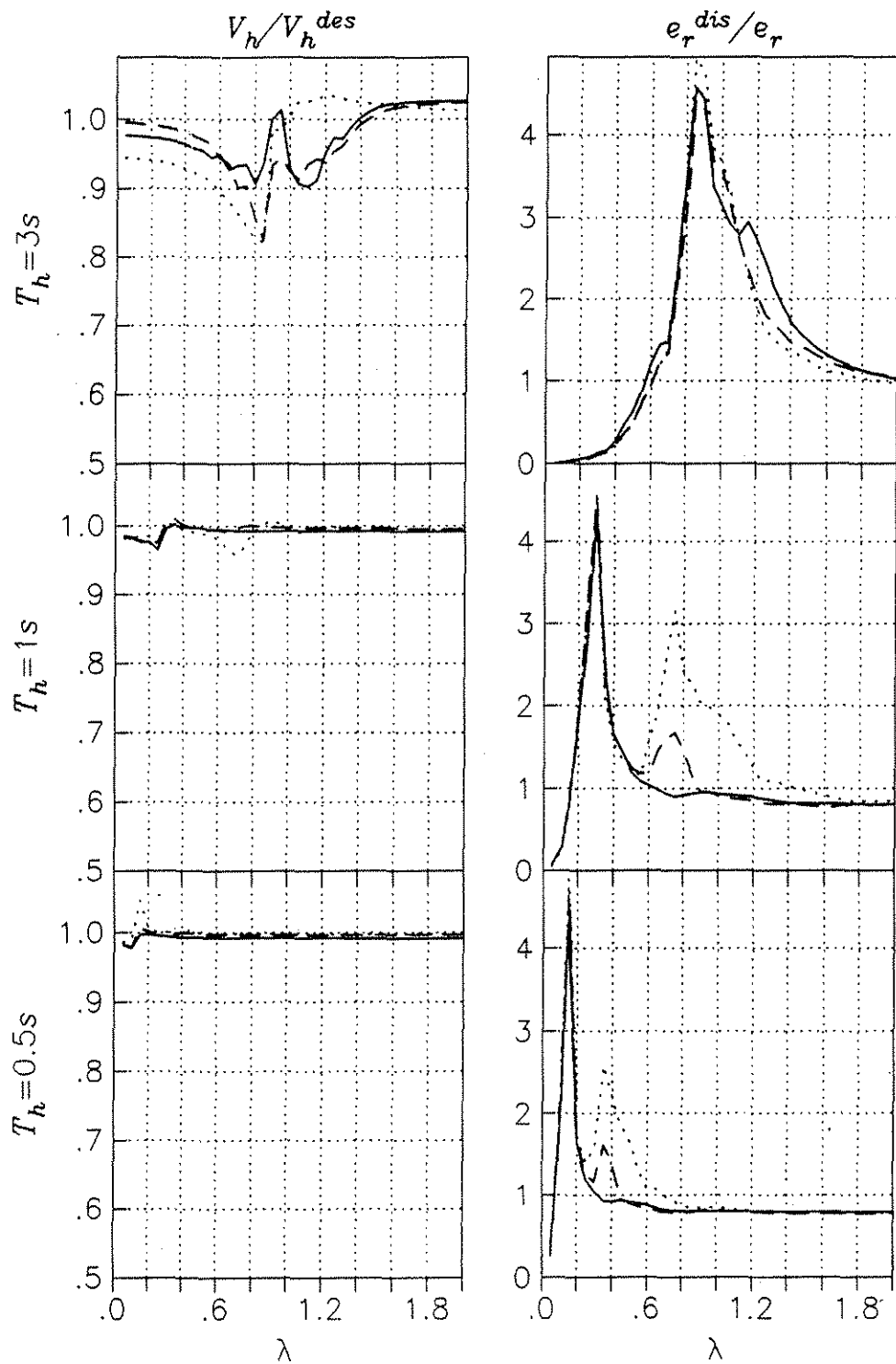


Fig. 7. Cociente de cortantes y amplificación dinámica de la excentricidad para osciladores con $H_e/R=3$, $e_r/R=0.10$, $D/R=1$ y $T_h=0.5, 1$ y 3 s, sobre un estrato de espesor $H_b/R=2$ (línea continua), $H_b/R=3$ (trazos largos) y $H_b/R=5$ (línea punteada), usando como señal de entrada el registro de CAO.

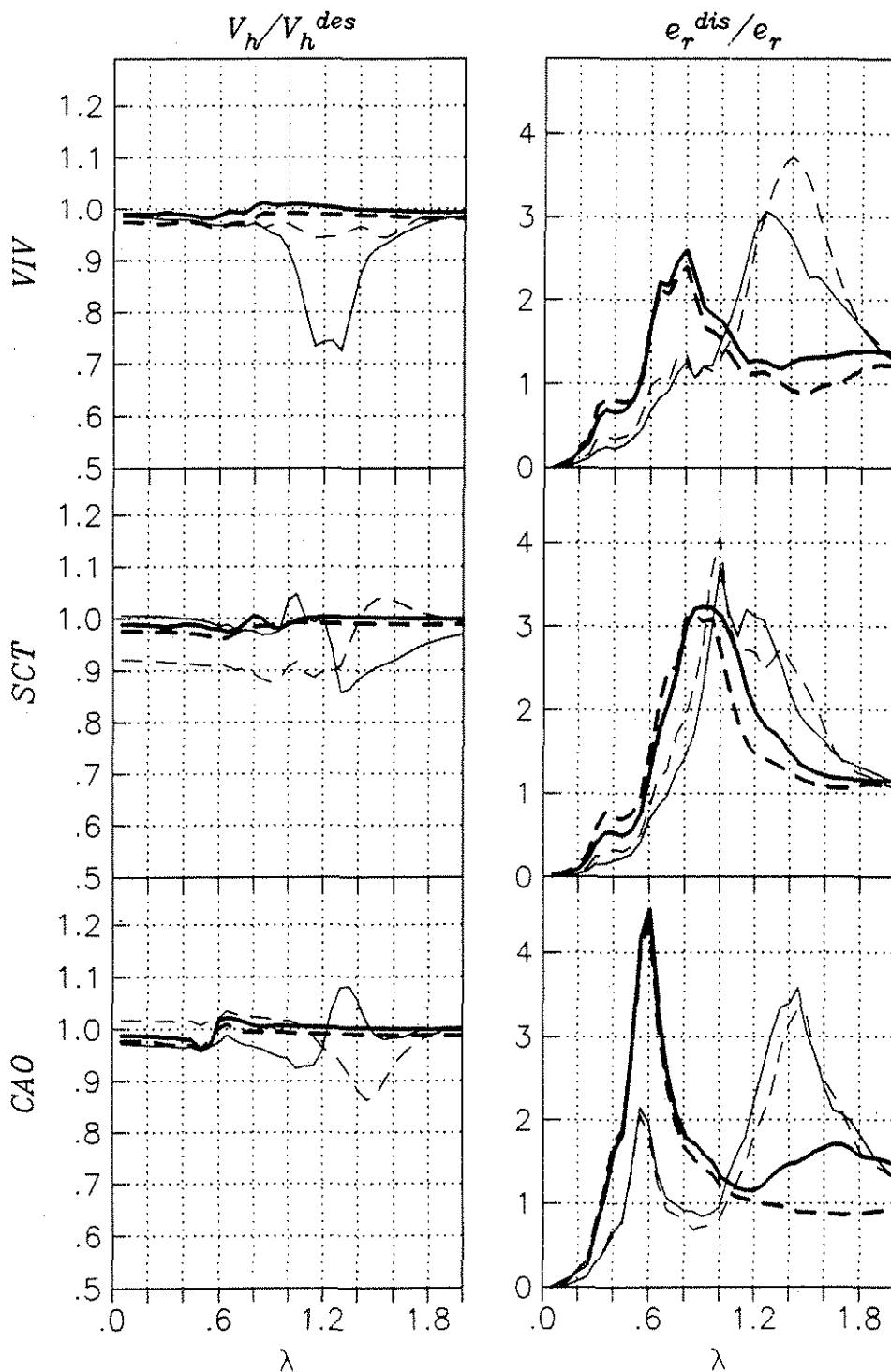


Fig. 8. Cociente de cortantes y amplificación dinámica de la excentricidad para osciladores con $H_e/R=3$, $T_h=2$ s, $e_r/R=0.10$ sometidos a los registros de CAO, SCT y VIV y estrato de espesor $H_e/R=2$ (líneas gruesas) y $H_e/R=5$ (líneas delgadas), con profundidad de desplante $D/R=0$ (líneas continuas) y $D/R=1$ (líneas a trazos) ante incidencia vertical de ondas sísmicas.

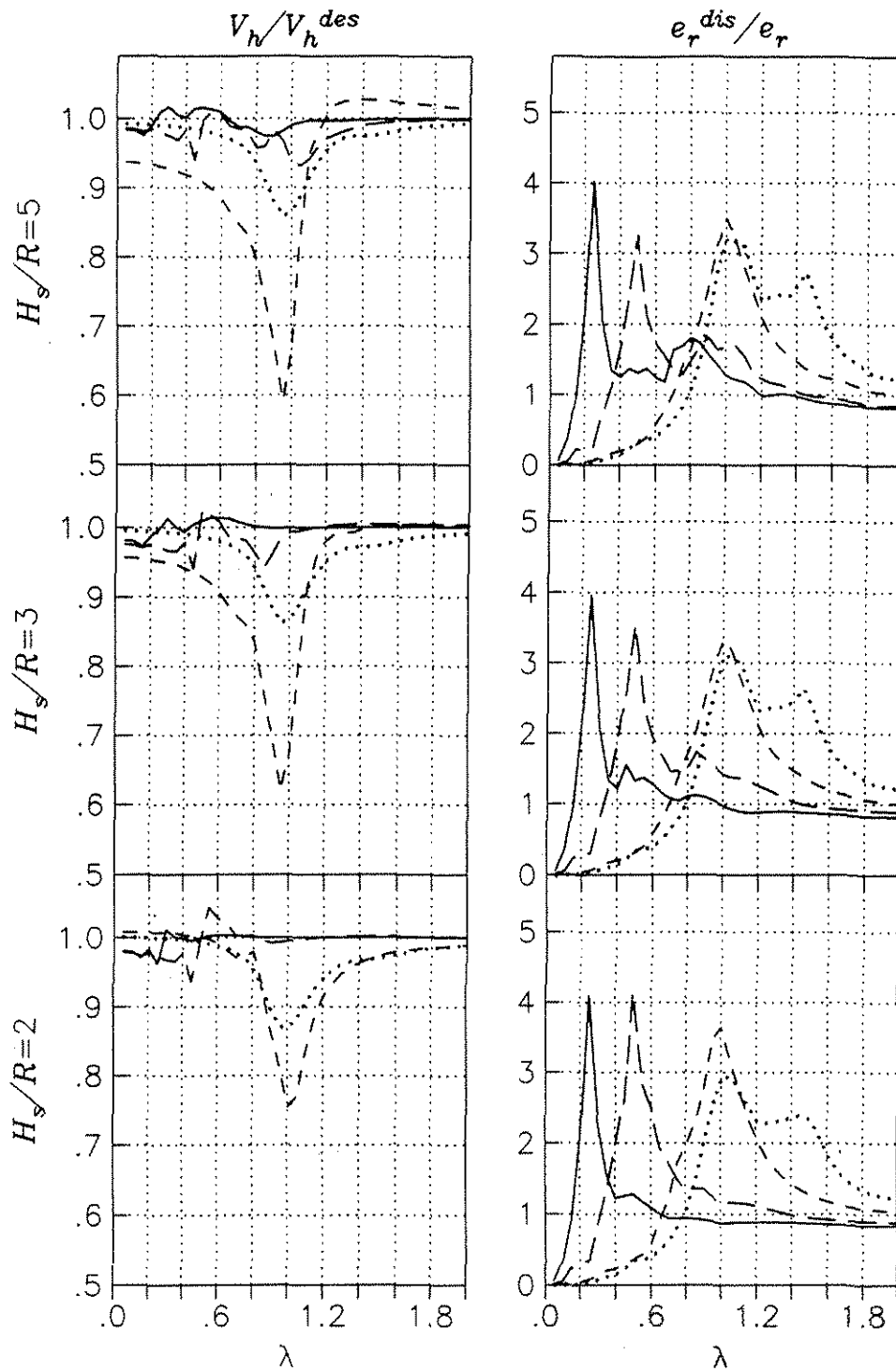


Fig. 9. Cociente de cortantes y amplificación dinámica de la excentricidad para un oscilador con $H_s/R=1$, $e_r/R=0.10$, $D/R=0$ y $H_s/R=2, 3$ y 5 , considerando $T_h=0.5$ (línea continua), $T_h=1$ (trazos largos), $T_h=2$ (trazos pequeños) y $T_h=3$ s (línea punteada) ante la incidencia vertical de ondas sísmicas usando como señal de entrada el registro de SCT.

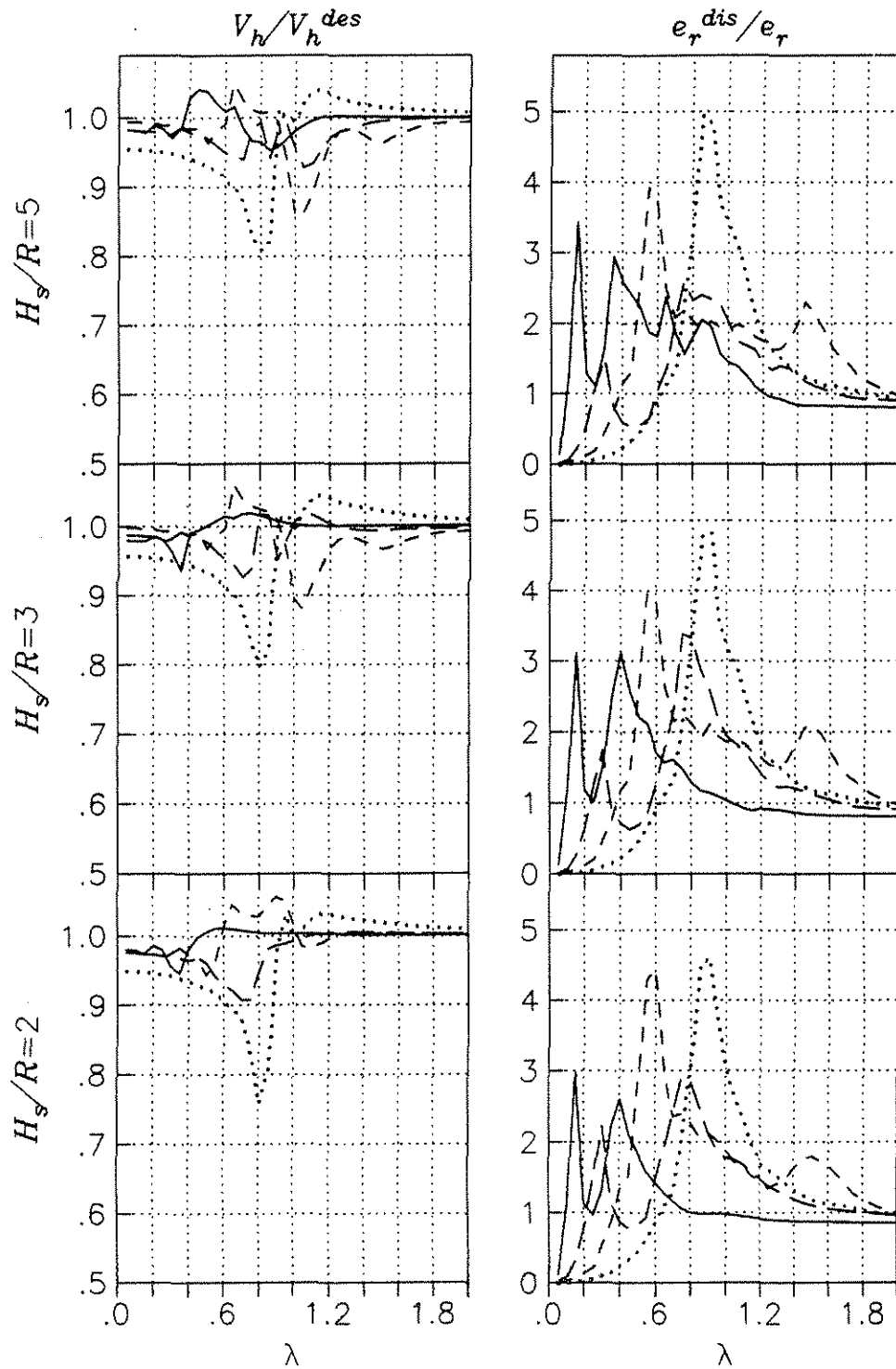


Fig.10. Cociente de cortantes y amplificación dinámica de la excentricidad para un oscilador con $H_e/R=1$, $e_r/R=0.10$, $D/R=0$ y $H_s/R=2, 3$ y 5 , considerando $T_h=0.5$ (línea continua), $T_h=1$ (trazos largos), $T_h=2$ (trazos pequeños) y $T_h=3$ s (línea punteada) ante la incidencia vertical de ondas sísmicas usando como señal de entrada el registro de CAO.

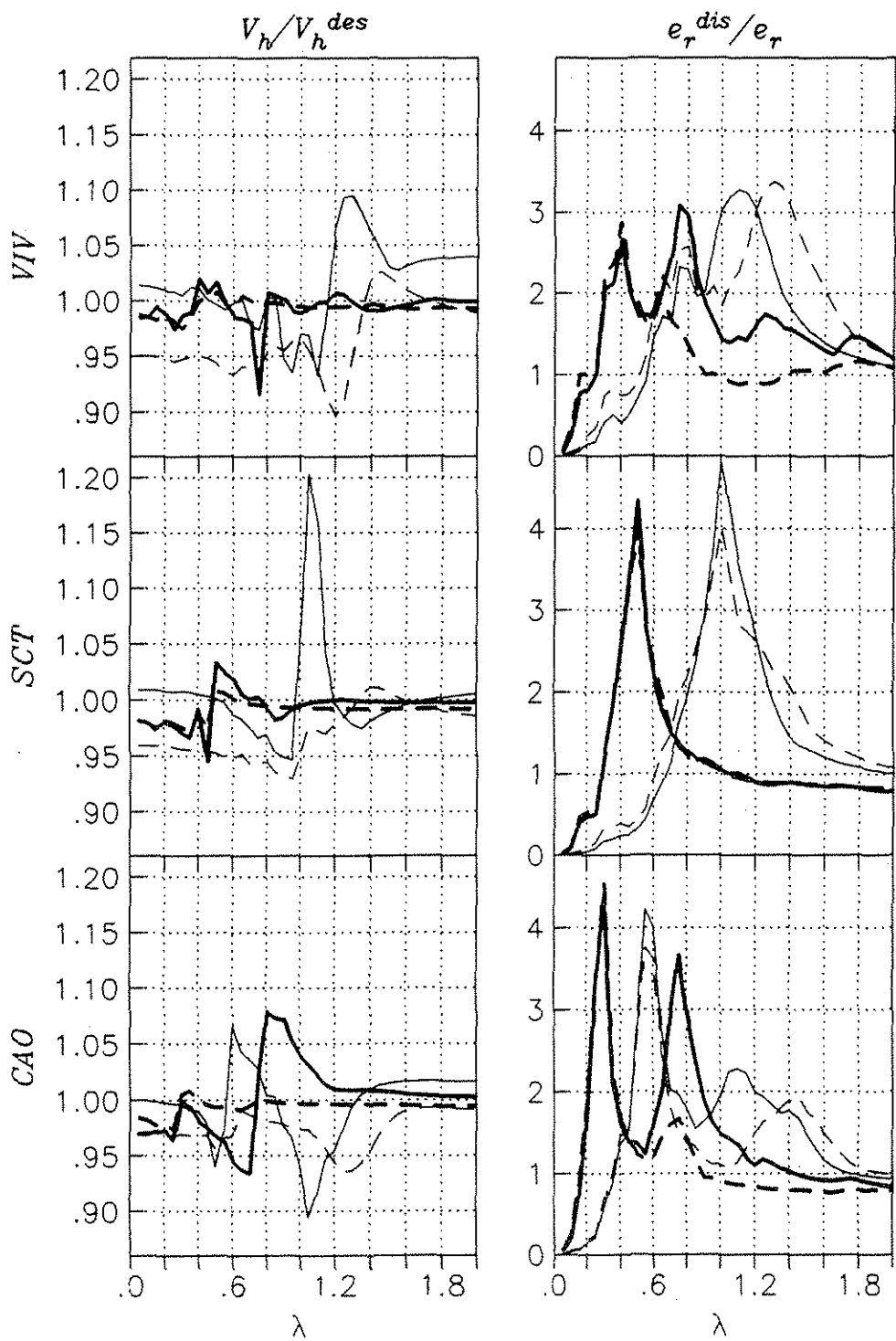


Fig. 11. Cociente de cortantes y amplificación dinámica de la excentricidad para un oscilador con $H_s/R=3$, $D/R=1$ y $e_r/R=0.10$ sometidos a los registros de CAO, SCT y VIV, considerando $H_o/R=1$ (líneas continuas) y $H_o/R=3$ (líneas a trazos) así como $T_h=1$ (líneas gruesas) y $T_h=2$ s (líneas delgadas) ante la incidencia vertical de ondas sísmicas.

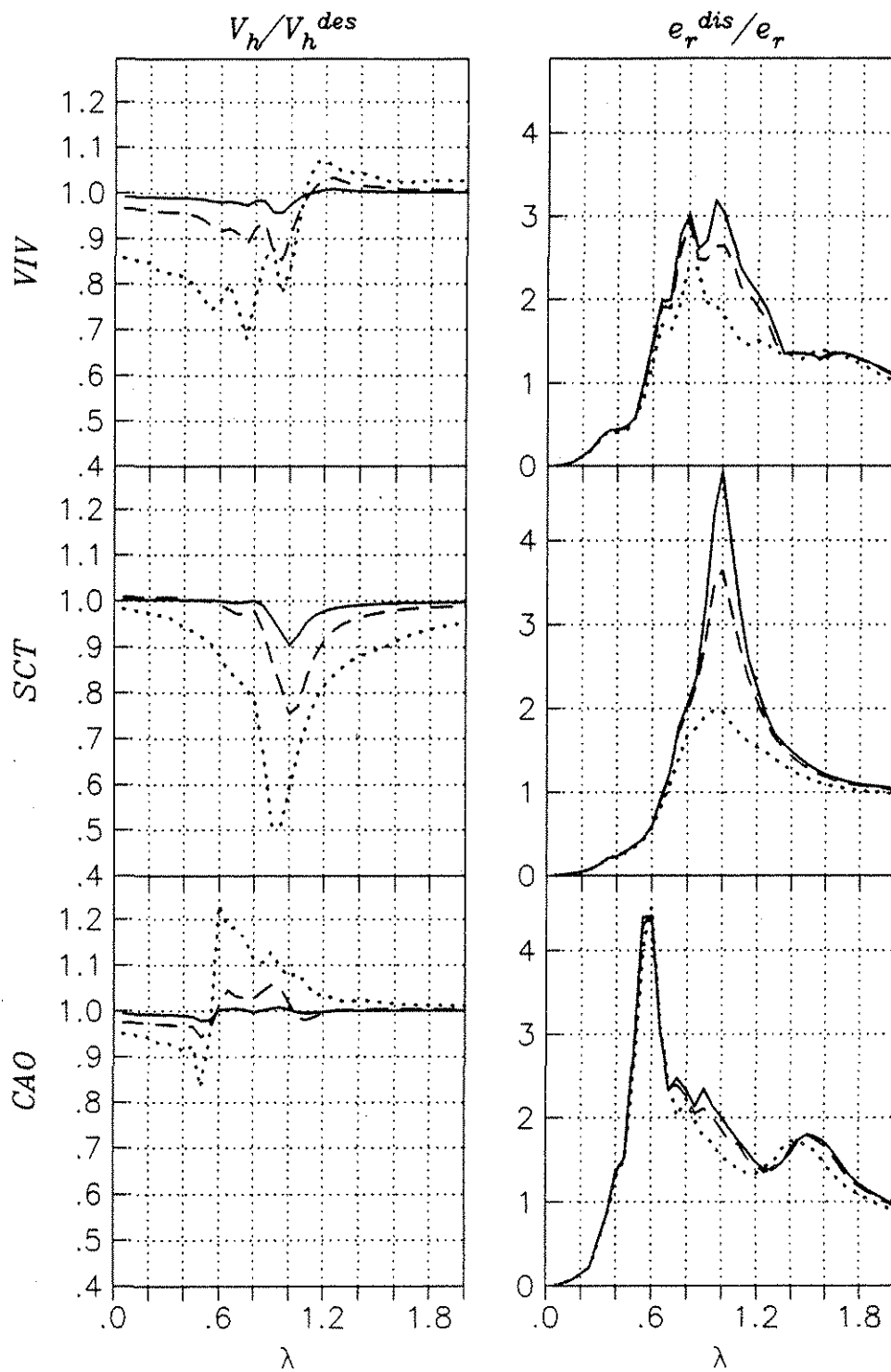


Fig. 12. Cociente de cortantes y amplificación dinámica de la excentricidad para un oscilador con $H_s/R=5$, $D/R=0$, $T_h=2$ s y $H_e/R=1$ sometidos a los registros de CAO, SCT y VIV, considerando $e_r/R=0.05$ (línea continua), $e_r/R=0.10$ (línea a trazos) y $e_r/R=0.20$ (línea punteada) ante la incidencia vertical de ondas sísmicas.

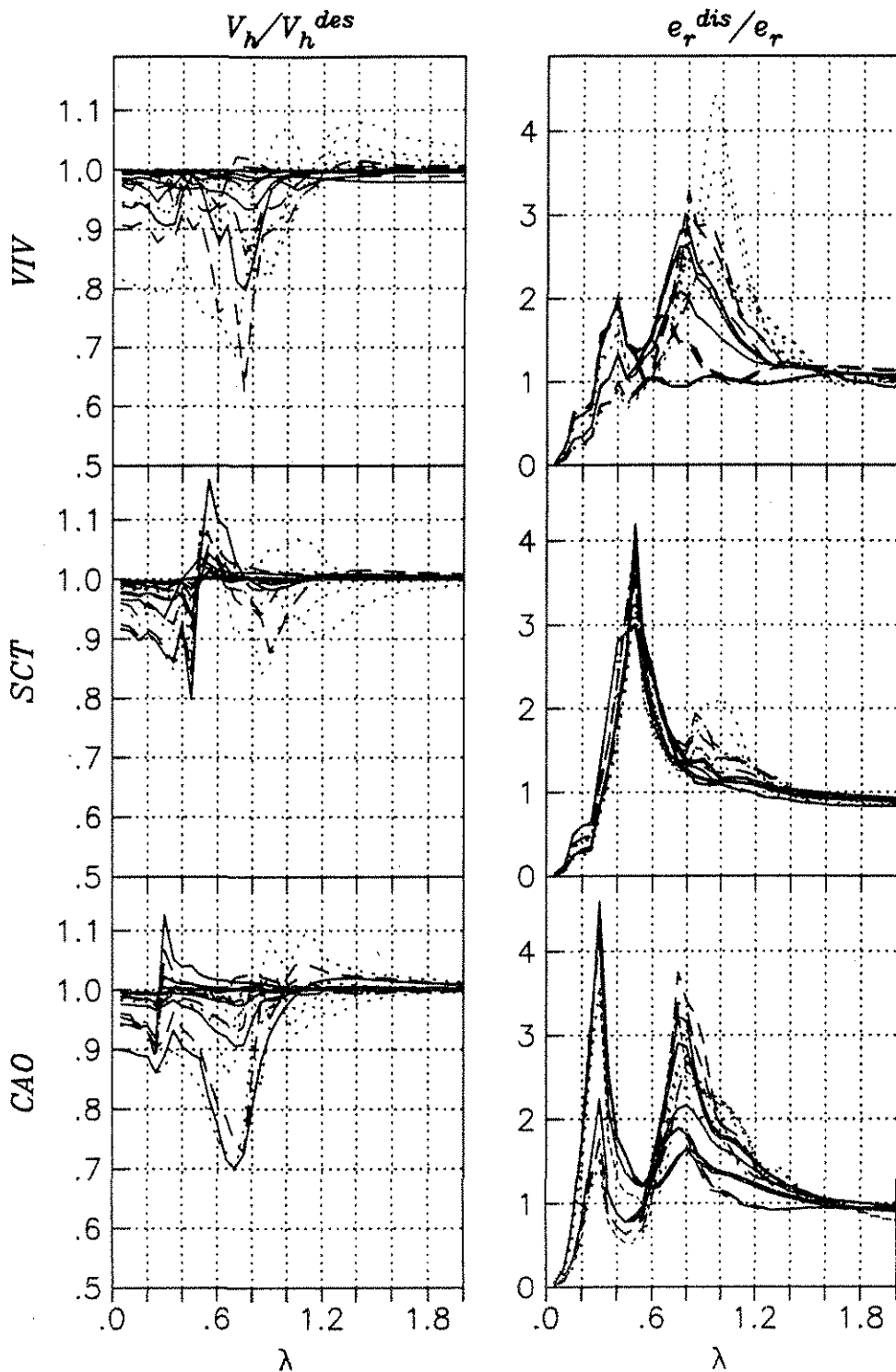


Fig. 13. Cociente de cortantes y amplificación dinámica de la excentricidad para un oscilador con $T_h=1$ s, $H_o/R=1$ y 3, y $e_r/R=0.05$, 0.10 y 0.20 desplantadas en estratos con $H_o/R=2$ (línea continua), 3 (línea a trazos) y 5 (línea punteada), y $T_s=3.5$, 2 y 0.6 s (registros de CAO, SCT y VIV, respectivamente).

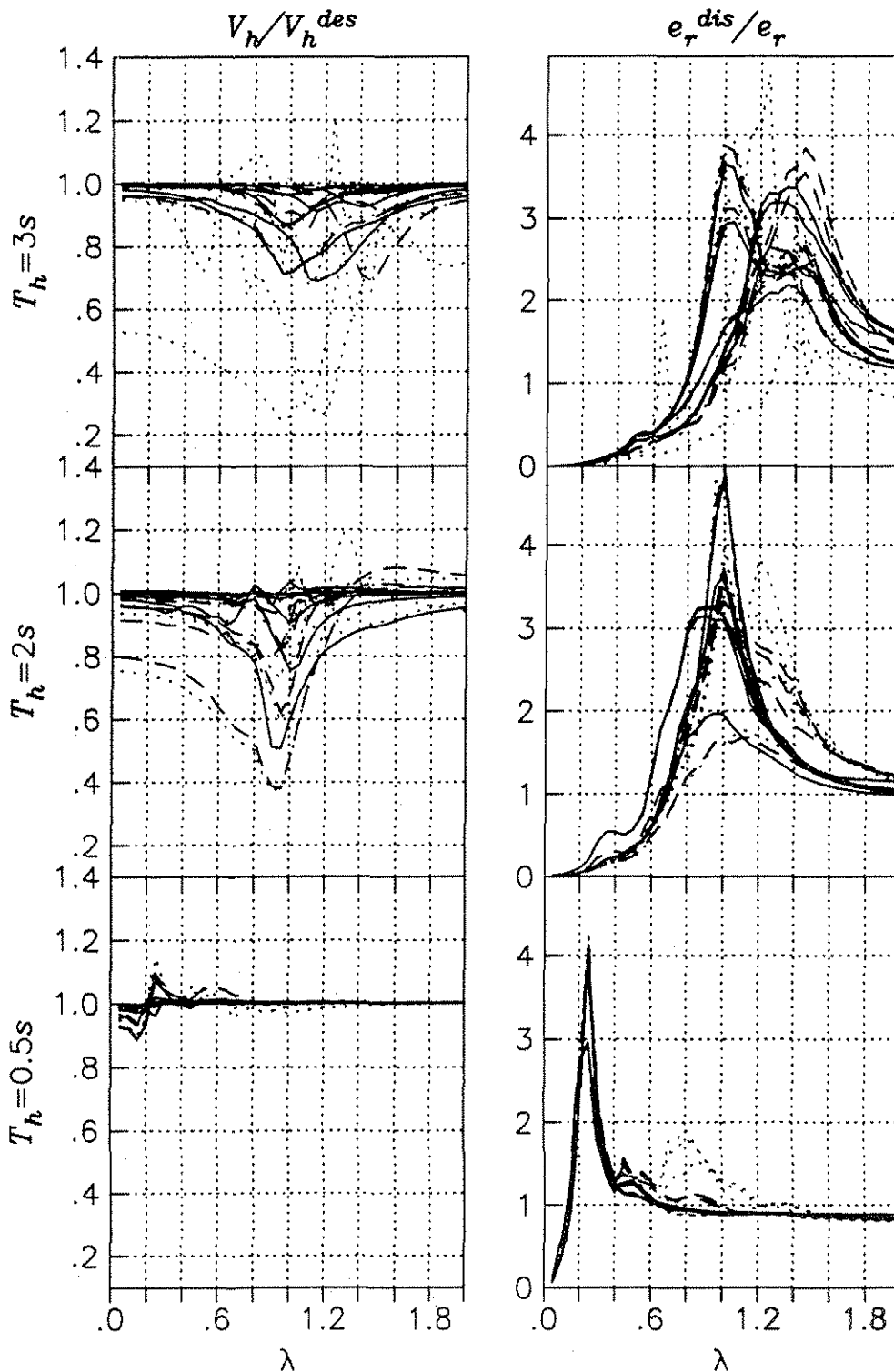


Fig. 14. Cociente de cortantes y amplificación dinámica de la excentricidad para un oscilador con $T_h=0.5, 2$ y 3 s, $H_o/R=1$ y 3 , y $e_r/R=0.05, 0.10$ y 0.20 desplantadas en estratos con $H_s/R=2$ (línea continua), 3 (línea a trazos) y 5 (línea punteada), y $T_s=2$ s (registro de SCT).