

01161
2
201

INTERACCION DINAMICA SUELO-ESTRUCTURA EN SUELOS BLANDOS

ARMANDO BARCENA VEGA

TESIS

**PRESENTADA A LA DIVISION DE ESTUDIOS DE
POSGRADO DE LA**

FACULTAD DE INGENIERIA

DE LA

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

**COMO REQUISITO PARA OBTENER
EL GRADO DE**

**MAESTRO EN INGENIERIA
(ESTRUCTURAS)**

CIUDAD UNIVERSITARIA

DICIEMBRE 1993

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

CONTENIDO

1. INTRODUCCION

- 1.1 Antecedentes
- 1.2 Objetivo
- 1.3 Resumen

2. METODOS PARA EL ANALISIS DE LA INTERACCION DINAMICA SUELO-ESTRUCTURA

- 2.1 Aspectos teóricos generales
- 2.2 Métodos de análisis de interacción dinámica suelo-estructura.
 - 2.2.1 Métodos de subestructuración
 - 2.2.1.1 Método de frontera rígida
 - 2.2.1.2 Método de frontera flexible
 - 2.2.1.3 Método de volumen flexible
 - 2.2.2 Metodos completos
 - 2.2.2.1 Modelo numérico utilizado para el análisis de interacción dinámica suelo-estructura de dos edificios instrumentados en el valle de México.

3. ANALISIS DE RESPUESTA DE CAMPO LIBRE

- 3.1 Introducción
- 3.2 Condiciones generales del suelo en el valle de México
- 3.3 Antecedentes de la estimación del peligro sísmico en el valle de México.
- 3.4 Presentación del método de formas espectrales para estimar el peligro sísmico en el valle de México.
- 3.5 Datos analizados
- 3.6 Validación del método de formas espectrales
- 3.7 Presentación de resultados.

4. ANALISIS DE INTERACCION DINAMICA SUELO-ESTRUCTURA

- 4.1 Modelación de edificios en el análisis de interacción dinámica suelo-estructura por medio del método del elemento finito.
 - 4.1.1 Expresión para obtener el periodo fundamental de edificios.
 - 4.1.2 Modelación de edificios como columna de cortante y analizados con el método del elemento finito.
 - 4.1.3. Obtención de las características vibratorias de edificios sobre suelo deformable
- 4.2 Análisis de interacción dinámica suelo-estructura de dos edificios instrumentados en el valle de México

- 4.2.1 Edificio Secundaria # 3
 - 4.2.1.1 Características del edificio
 - 4.2.1.2 Planteamiento del problema
 - 4.2.1.3 Caracterización del sitio
 - 4.2.1.4 Presentación de resultados
- 4.2.2 Edificio PCC
 - 4.2.2.1 Características del edificio
 - 4.2.2.2 Planteamiento de problema
 - 4.2.2.3 Resultados del análisis
 - 4.2.2.3.1 Caracterización del sitio
 - 4.2.2.3.2 Respuesta de campo libre
 - 4.2.2.3.3 Respuesta del sistema suelo-estructura
 - 4.2.2.3.4 Espectros de piso y periodos efectivos del edificio

5. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS FINALES

REFERENCIAS

1. INTRODUCCION

1.1 Antecedentes

Para el diseño sísmico de estructuras masivas desplantadas sobre depósitos de suelos blandos, la interacción entre la estructura y el suelo debido a la flexibilidad de éste representa un fenómeno de gran importancia.

La respuesta de estructuras desplantadas sobre suelos blandos y estratificados es diferente de la que resulta de despreciar la flexibilidad y heterogeneidad del suelo. Cuando se considera la deformabilidad del suelo, la respuesta estructural depende de la interacción entre el suelo y la estructura, la cual modifica esencialmente los parámetros dinámicos de la estructura, tales como su periodo y amortiguamiento, y las características del movimiento del terreno en la vecindad de la cimentación. Si además se toma en cuenta el perfil estratigráfico del suelo, se pueden introducir modificaciones debidas al efecto de condiciones locales.

El periodo fundamental de un sistema suelo-estructura se incrementa con respecto al de la estructura supuesta sobre base rígida, debido a que el sistema tiene una flexibilidad mayor. En cambio, el amortiguamiento del sistema puede aumentarse o reducirse, porque aunque existe una disipación adicional de energía producto del amortiguamiento histerético del suelo y del geométrico, por la radiación de ondas hacia el semiespacio, la interacción puede reducir el amortiguamiento estructural. Por tanto, a no ser que el incremento en la capacidad del sistema para disipar energía compense la reducción del estructural, el amortiguamiento del sistema será menor que el de la estructura con base rígida. Estas modificaciones, por interacción, del periodo fundamental y amortiguamiento da lugar a respuestas mayores o menores, dependiendo de la posición de los periodos resonantes del espectro de respuesta y del nivel de amortiguamiento.

Por otro lado, si la excitación sísmica en la base del sistema suelo-estructura se considera igual a la de campo libre, es decir, el movimiento que se tendría en el terreno de cimentación en ausencia de la estructura, el efecto de interacción que se presenta resulta de fuerzas externas y de inercia. Este fenómeno se conoce como Interacción Inercial, y se traduce en el alargamiento del periodo fundamental y la modificación del amortiguamiento de la estructura supuesta con apoyo rígido. Un análisis completo de interacción requiere incorporar un fenómeno adicional originado por la excitación sísmica, y es particularmente importante en cimentaciones enterradas. Este fenómeno se genera porque la rigidez de la cimentación le impide ajustarse a las deformaciones del suelo producidas por los movimientos de campo libre, apareciendo un fenómeno de difracción provocado por la reflexión de ondas por la cimentación, que modifica el movimiento en la vecindad de la misma. La superposición de las ondas incidentes y reflejadas por la superficie libre, campo libre, con las difractadas por la cimentación, suponiendo la estructura sin masa, da como resultado la excitación sísmica efectiva. Este fenómeno se conoce como Interacción Cinemática y es el resultado de la difracción de ondas que depende de la geometría de la cimentación, de la estratigrafía del suelo y de la incidencia de la excitación.

Un aspecto que hay que tomar en cuenta en el caso de cimentaciones enterradas es que en suelos blandos, los movimientos de campo libre tienden a atenuarse con la profundidad, lo cual indica la posibilidad de que los movimientos que le lleguen a la estructura sean menores al incrementar la profundidad de desplante (Romo y Bárcena, 1992).

En general, el problema de interacción dinámica suelo-estructura involucra la evaluación de la respuesta de una o más estructuras en un sitio particular para un sismo determinado (sismo de diseño) especificado en el campo libre a una elevación determinada (punto de control). El estudio completo del fenómeno de interacción incluye dos etapas: el análisis del terreno libre, y el de interacción. El primero consiste en determinar las variaciones espacio-temporales de los movimientos de campo libre; el segundo, permite evaluar la respuesta de la estructura colocada en el medio ambiente sísmico definido para el campo libre.

1.2 Objetivo

El objetivo de esta tesis es evaluar la capacidad predictiva con casos historia de un modelo para el análisis de la interacción dinámica suelo-estructura, y proporcionar el espectro natural de diseño para la ciudad de México. Este espectro, para casos prácticos en la ciudad, tiene como objetivo definir los movimientos de diseño de campo libre en el sitio de interés para el análisis de la interacción dinámica suelo-estructura.

1.3 Resumen

En el capítulo 2 se hace una breve reseña de los métodos básicos para el estudio del fenómeno de interacción dinámica suelo-estructura, destacando la importancia del estudio del campo libre para el entendimiento del fenómeno. Se hace hincapié en la presentación del modelo utilizado en este trabajo, para el análisis de dos casos historia de interacción dinámica suelo-estructura de edificios instrumentados en la ciudad de México. Este modelo se basa en el método del elemento finito y en la teoría de vibraciones casuales (Romo et al, 1977).

En el capítulo 3 se analiza la amplificación de los movimientos sísmicos que arriban al valle de México, y se obtiene el espectro natural de diseño (S_a) para la misma zona mediante un método aquí denominado de formas espectrales. La confiabilidad de este método se verifica para varios sitios de la ciudad por medio de comparaciones con aquéllos donde hay evidencia instrumental. El sismo de diseño se obtiene a partir de los de subducción, con magnitud similar a la del sismo del 19SEP85. El término, espectro natural de diseño, se refiere a la envolvente máxima de varios espectros de respuesta (S_a), sin hacer modificación alguna por conceptos de comportamiento de las estructuras, su importancia, etc. El que se haya utilizado el método de formas espectrales, radica en la simplicidad para presentar coeficientes sísmicos específicos de diseño de campo libre.

Se muestra, a partir de datos experimentales, que es posible expresar la aceleración máxima del terreno en función de la amplitud del movimiento, su duración y contenido de frecuencias. Además, se identifican los sitios de la zona del Lago Texcoco en que es posible que se presente comportamiento no lineal del suelo durante sismos moderados y grandes.

En el capítulo 4 se evalúa la capacidad predictiva del modelo analítico presentado en el capítulo 2 con dos casos historia de edificios instrumentados en la ciudad de México. El primero, es el edificio de la Secundaria # 3 (Secundaria) localizado en la colonia Roma; el segundo, es el edificio Puesto Central de Control (PCC) del Sistema de Transporte Colectivo, Metro, localizado en la colonia Centro. Se presenta también el procedimiento que se utilizó para determinar el periodo efectivo de los edificios estudiados a partir del modelo de elementos finitos.

Se desarrolla una expresión para obtener el periodo fundamental de edificios en los que predomine el comportamiento de cortante. Esta expresión se verifica con edificios hipotéticos presentados en la literatura técnica, y con edificios reales localizados en la ciudad de México. Se presenta el procedimiento que se desarrolló para modelar con elementos finitos sólidos las características inerciales, de amortiguamiento, de rigidez y de geometría de los edificios Secundaria y PCC para su inclusión en el modelo.

En el capítulo 5 se presentan las conclusiones y, finalmente, se da una lista de referencias básicas.

2. METODOS PARA EL ANALISIS DE LA INTERACCION DINAMICA SUELO-ESTRUCTURA

2.1 Aspectos teóricos generales

Para aclarar la naturaleza del problema de interacción suelo-estructura, considérense las ecuaciones de movimiento para los modelos lineales mostrados en la fig 2.1. Los tres son modelos idénticos de elementos finitos con masas y rigideces iguales, excepto que la parte estructural del modelo de la fig 2.1b no tiene rigidez ni masa, y los grados de libertad de la estructura arriba de la superficie del suelo se consideran fijos.

Dado que los grados de libertad fijos no influyen en los movimientos del terreno, la fig 2.1b representa el problema de respuesta de campo libre y tiene la siguiente ecuación de movimiento (Lysmer et al, 1978)

$$[M_f] \{ \ddot{u}_f \} + [C_f] \{ \dot{u}_f \} + [K_f] \{ u_f \} = \{ Q_f \} \quad (2.1)$$

donde $[M_f]$, $[C_f]$ y $[K_f]$ son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez para el campo libre, y $\{u_f\}$ son los desplazamientos relativos nodales. Puesto que la fuente de excitación está fuera del modelo, el vector de carga $\{Q_f\}$ tiene elementos diferentes de cero solamente en la frontera externa. La ec 2.1 permite calcular los movimientos de campo libre $\{u_f\}$.

El problema de interacción, esquematizado en la fig 2.1a, se puede plantear suponiendo que la frontera está muy alejada de la estructura. La ecuación de movimiento correspondiente es

$$[M] \{ \ddot{u} \} + [C] \{ \dot{u} \} + [K] \{ u \} = \{ Q_f \} \quad (2.2)$$

donde $\{u\} = \{u_f\} + \{u_i\}$, siendo $\{u_i\}$ los desplazamientos que resultan de la interacción; $\{Q_f\}$ es el mismo vector de carga que el de la ec 2.1, ya que se supone que las fronteras del sistema están muy alejadas de la estructura; $[M]$, $[C]$ y $[K]$ son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez del sistema total.

Si sustituimos la ec. 2.2 en la 2.1, se obtiene

$$[M] \{ \ddot{u}_i \} + [C] \{ \dot{u}_i \} + [K] \{ u_i \} = \{ Q_i \} \quad (2.3)$$

donde

$$\{ Q_i \} = [[M_f] - [M]] \{ \ddot{u}_f \} + [[C_f] - [C]] \{ \dot{u}_f \} + [[K_f] - [K]] \{ u_f \} \quad (2.4)$$

El vector de carga $\{Q_i\}$ se puede calcular de los movimientos de campo libre $\{u_f\}$ y sólo depende de las diferencias entre las propiedades del suelo excavado y de la estructura que lo sustituye. El vector $\{Q_i\}$ tiene elementos no nulos únicamente en la estructura y, por tanto, la ec 2.3 representa el problema fuente de la fig 2.1c.

Esta formulación revela que solamente son de importancia para el fenómeno de interacción los movimientos de campo libre que están dentro del área que ocupará la cimentación. Esto tiene relevancia especialmente para estructuras embebidas en suelos blandos, debido a que los movimientos de campo libre varían apreciablemente con la profundidad, lo cual indica que un aspecto importante del problema de interacción es la determinación adecuada de la variación espacial de los movimientos de campo libre. Una conclusión relevante de carácter práctico que se desprende de la formulación es que la excitación dinámica a la que es sometida la estructura $\{Q_i\}$ depende de las diferencias entre las propiedades de la estructura y del suelo excavado. Al disminuir estas diferencias (p. e. incrementando la profundidad de desplante, aumentando la rigidez de la cimentación, etc) la intensidad del movimiento sísmico $\{Q_i\}$ decrece, lo cual indica que para una estructura dada es posible diseñar una cimentación de características tales que minimice la magnitud de la excitación dinámica.

2.2 Métodos de análisis de interacción dinámica suelo-estructura.

El fenómeno de interacción dinámica suelo-estructura analíticamente se puede estudiar mediante los métodos de subestructura y los métodos completos.

2.2.1 Métodos de subestructuración

En los métodos de subestructuración, el sistema suelo-estructura se descompone en dos subsistemas independientes. El primero para la interacción cinemática definido por el mismo sistema, pero con la estructura carente de masa y sometida a la excitación sísmica, lo cual implica que no se generen fuerzas de inercia en la estructura; y el segundo, para la interacción inercial definido por el sistema original sometido a las fuerzas de inercia que se obtienen con la masa de la estructura y la aceleración cinemática. En la fig 2.2 se muestra esquemáticamente el método de subestructuración.

2.2.1.1 Método de frontera rígida

Si la cimentación es rígida cerca de la interfaz suelo-estructura, entonces, para la interacción cinemática no se requiere la estructura misma, sino solamente la interfaz rígida sin masa. Por otra parte, puesto que para resolver la interacción inercial es necesario someter a la estructura a la excitación efectiva, se pueden eliminar los grados de libertad impuestos por el suelo, y es posible expresar el efecto de la subrasante en términos de funciones de impedancia (funciones de rigidez dinámica) para obtener una solución en el dominio de la frecuencia.

Con una cimentación rígida, por lo tanto, es válido descomponer la solución en los pasos mostrados en la fig 2.3 (Kausel y Roesset, 1974). Este método se conoce como método de frontera rígida. En el primer paso se resuelve el problema de campo libre, pero incluyendo una cimentación rígida, sin peso y de forma idéntica a la de la cimentación real. La excitación dinámica que se utiliza es la misma que la que se emplea en la solución total. La solución de este problema produce un conjunto de aceleraciones de cuerpo rígido del campo libre para diferentes puntos en la cimentación de la estructura. En el segundo paso, que es un problema de vibración de cimentación, se determinan las impedancias (que son funciones de la frecuencia de excitación) del suelo de cimentación para los modos de vibración

relevantes. En el tercer paso se calcula la respuesta dinámica de la estructura sujeta a la excitación dinámica obtenida en el primer paso y considerando las fuerzas de inercia calculadas con el uso de los movimientos de campo libre. La solución total se obtiene superponiendo los resultados parciales como lo indica la fig 2.3.

2.2.1.2 Método de frontera flexible

Existe otro método llamado método de frontera flexible (Gutiérrez, 1976) que consiste básicamente en el método de frontera rígida, pero se consideran más grados de libertad para el problema de impedancias de la subrasante, por lo que la matriz de impedancias resulta de mayor orden que la del método de frontera rígida.

2.2.1.3 Método de volumen flexible

Existe otro método llamado método de volumen flexible (Lysmer, 1978) el cual consiste en seleccionar el suelo y la estructura no en su interfaz, sino como se muestra en la fig 2.4. En esta división la estructura consiste de la superestructura más la cimentación menos el suelo escavado, y la cimentación consiste del sitio original; por lo tanto, la interacción entre el suelo y la cimentación ocurre en todos los nudos de la estructura en contacto con el subsuelo. Es importante notar que con este método se elimina el problema de encontrar los movimientos del campo libre con la cimentación de la estructura, ya que con la subestructuración seleccionada el problema se reduce a uno de respuesta de sitio. Por otra parte, el problema de impedancia es similar al de los dos métodos antes mencionados pero con la frontera superficial más regular y se puede resolver con el inverso del problema de flexibilidad.

En la fig 2.5 se presenta esquemáticamente un resumen de los métodos de subestructura antes mencionados. Es importante notar que para todos los métodos es necesario, como primer paso, determinar la variación espacio-temporal de los movimientos de campo libre.

2.2.2 Métodos completos

En estos métodos, a diferencia de los de subestructuración, se determinan las respuestas de la masa de suelo y de la estructura simultáneamente. Generalmente, los métodos completos se basan en el método del elemento finito.

2.2.2.1 Modelo numérico utilizado para el análisis de interacción dinámica suelo-estructura de dos edificios instrumentados en la ciudad de México.

Para analizar el problema de interacción dinámica de dos edificios instrumentados localizados en la ciudad de México se utiliza, en este trabajo, un modelo de elementos finitos clasificado como completo. En la fig 2.6 se muestra esquemáticamente el procedimiento que se sigue para calcular la respuesta de sistemas suelo-estructura por un método completo. Los pasos básicos de este método conceptualmente se pueden resumir como sigue:

- a) A partir del espectro de diseño, especificado como una curva media con niveles de incertidumbre, y considerado actuando a cierta profundidad en el campo libre, se

- calcula el espectro de potencia.
- b) Se deconvoluciona el espectro de potencia medio para definir el espectro de potencia medio en la base del modelo.
 - c) Una vez conocido el espectro de potencia en la base del modelo, se calcula la respuesta del sistema suelo-estructura en términos de espectro de potencia.
 - d) A partir de estas respuestas se calculan los espectros de respuesta, aceleraciones, esfuerzos, deformaciones, etc. Las cantidades se dan en términos de valores medios con niveles de incertidumbre, de acuerdo con los niveles de confianza especificados en el espectro de diseño (excitación definida en el paso a).

El modelo de elementos finitos que se utiliza se muestra esquemáticamente en la fig 2.7. Está provisto de fronteras laterales que permiten transmitir la energía desarrollada por la interacción y, así, simular el campo libre estratificado. Con este dispositivo, las mallas de elementos finitos se reducen significativamente. El modelo es bidimensional, sin embargo, tiene acoplados amortiguadores viscosos en los grados de libertad para simular la disipación de energía en la dirección perpendicular al plano de análisis. De esta manera se toma en cuenta aproximadamente el efecto tridimensional.

El comportamiento inelástico de los materiales térreos se simula de manera aproximada, utilizando el método lineal equivalente.

La ecuación de movimiento para el modelo de la fig 2.7 es

$$[M] \{ \ddot{u} \} + [K^*] \{ u \} = - [M] \{ r \} \ddot{y} \{ t \} \quad (2.5)$$

donde

$\{u\}$	=	desplazamientos nodales relativos a la base rígida.
$\{\ddot{u}\}$	=	aceleraciones nodales correspondientes
$[M]$	=	matriz de masa
$[K^*]$	=	matriz compleja de rigidez
$\ddot{y}(t)$	=	aceleración de la excitación en la base rígida
$\{r\}$	=	vector de cargas que indica la dirección de la excitación

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

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

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

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

donde

- r_a = relación entre las masas consistentes y las masas concentradas, generalmente varía entre 0.5 y 0.75.
 $[M_c]$ = matriz de masas consistentes
 $[M_L]$ = matriz de masas concentradas
 $[M_{es}]$ = matriz de masas especificadas en los nodos

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

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

$$\{r\} = C_x \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \\ 1 \\ \vdots \end{Bmatrix} + C_y \begin{Bmatrix} 0 \\ 1 \\ 0 \\ \vdots \end{Bmatrix}$$

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

Para obtener la solución de la ecuación de movimiento se emplea el método de análisis de Fourier el cual considera que el sistema es lineal y, por lo tanto, es válido el principio de superposición, y que la excitación se puede representar como una suma finita de armónicos, es decir, como una serie de Fourier truncada

$$\ddot{y}(t) = R_e \left\{ \sum_{s=0}^N \ddot{y}_s e^{i\omega_s t} \right\} \quad (2.6)$$

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

Al remplazar la ec 2.6 en la 2.5 se obtiene

$$[M] \{\ddot{u}\} + [K^*] \{u\} = -[M] \{r\} R_e \left\{ \sum_{s=0}^N \ddot{y}_s e^{i\omega_s t} \right\} \quad (2.7)$$

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

$$u = R_e \left\{ \sum_{s=0}^N u_s e^{i\omega_s t} \right\} \quad (2.8)$$

Al sustituir la ec 2.8 en la 2.7 se puede establecer el siguiente sistema de ecuaciones lineales

para cada frecuencia ω_s ,

$$\{ [K^*] - \omega_s^2 [M] \} u_s = [M] \{ r \} \ddot{y}_s$$

Este sistema se puede resolver empleando el método de eliminación Gaussiana, con lo que se obtiene el vector $\{u_s\}$ de desplazamientos complejos de los nodos para la frecuencia ω_s y, por lo tanto, la función de transferencia compleja de los desplazamientos para esta frecuencia y, que está dada para la excitación unitaria \ddot{y}_s por

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

Conocida la función de transferencia compleja de los desplazamientos queda completamente definida la respuesta del sistema suelo-estructura en el dominio de la frecuencia, y a partir de esta función se pueden establecer directamente las funciones de transferencia compleja para las velocidades, las aceleraciones, las deformaciones, etc. Si además se utiliza la teoría de vibraciones aleatorias (Crandall, 1963), la respuesta de un sistema lineal excitado por un proceso aleatorio y estacionario está dado por la expresión

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

donde

$P_Y^j(\omega)$	espectro de potencia de la respuesta en el nodo j
$H^j(\omega)$	función de transferencia compleja que caracteriza al sistema
$P_x(\omega)$	espectro de potencia de la excitación

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

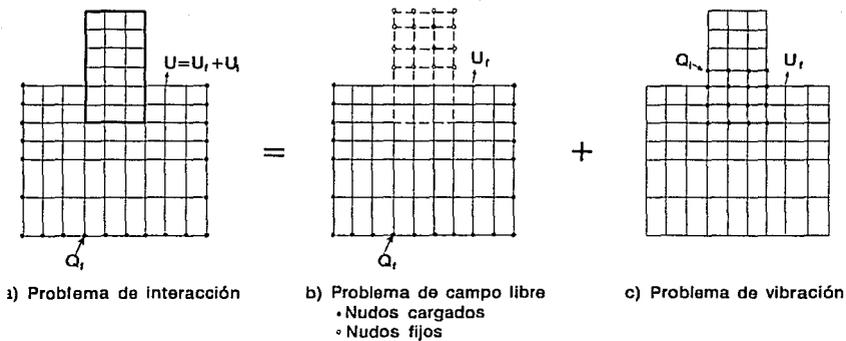


Fig 2.1 Etapas de superposición para el problema de interacción

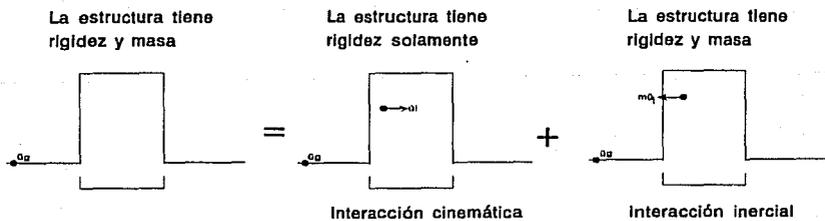


Fig 2.2 Solución en dos pasos para el problema de interacción dinámica suelo-estructura

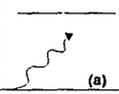
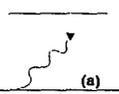
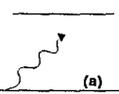
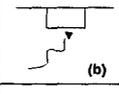
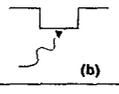
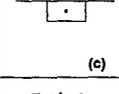
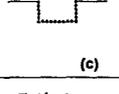
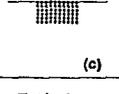
Método	Frontera rígida	Frontera flexible	Volumen flexible
Problema de respuesta de sitio			
Problema de dispersión			Ninguno
Problema de impedancia - nudo cargado			
Análisis estructural	Estándar	Estándar +	Estándar +

Fig 2.5 Resumen de los métodos de subestructura

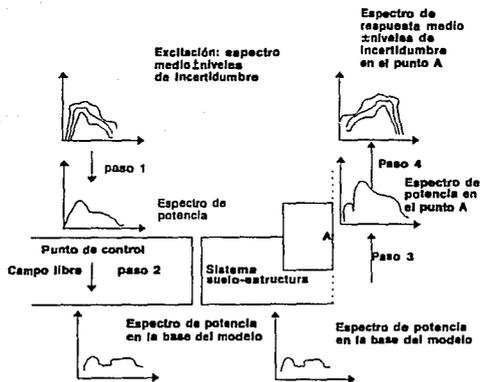


Fig 2.6 Procedimiento para el análisis de interacción dinámica suelo-estructura

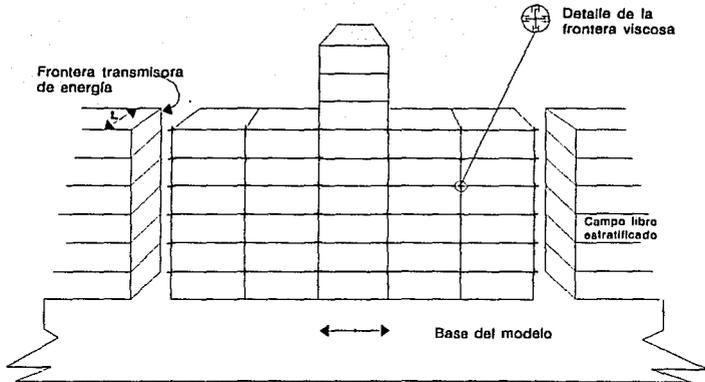


Fig 2.7 Modelo del sistema suelo-estructura

3. ANALISIS DE RESPUESTA DE CAMPO LIBRE

3.1 Introducción

Una de las características más dramáticas de los efectos sísmicos en la ciudad de México, la constituye las enormes diferencias en intensidad del movimiento del terreno que se producen en diferentes partes de la ciudad. En varias ocasiones se ha argüido que dichas diferencias se deben a la alta amplificación de los movimientos sísmicos que arriban al valle, por las condiciones locales de los depósitos de suelo tan peculiares en el valle. Es importante conocer este fenómeno ante sismos de gran magnitud. Por su parte, el sismo de Michoacán del 19SEP85 ($M_s=8.1$) fue registrado solamente en cuatro sitios en zona de Lomas, uno en zona de Transición y seis en zona del Lago. Estos registros proporcionaron información muy valiosa para entender las características del movimiento del terreno ante eventos sísmicos de gran magnitud. Aunque esta información ha sido significativamente incrementada debido a los registros obtenidos en más de cien puntos durante sismos posteriores a los de 1985 (pero de menor magnitud), es deseable, para fines de diseño sísmico de estructuras, estimar el peligro sísmico en sitios específicos del valle para un evento sísmico de gran magnitud, como el contemplado en el código de construcciones para el Distrito Federal 1987 (RDF-87) para la brecha de Guerrero.

3.2 Condiciones generales del suelo.

El valle de México está localizado en el centro de una zona volcánica donde han ocurrido erupciones durante diferentes épocas geológicas que han depositado grandes cantidades de toba, lava y brecha. Gran parte del área del valle estuvo cubierta por lagos someros desde la época diluvial hasta fines del siglo XIX. Este medio ambiente lacustre favoreció el desarrollo de colonias importantes de microorganismos de diferentes especies y la sedimentación de grandes cantidades de partículas finas de cenizas volcánicas que pasaron a formar los depósitos potentes de arcilla que existen en amplias áreas de la ciudad. En la fig 3.1 se muestra un corte del perfil geológico del valle de México.

a) Zona del Lago de Texcoco

El perfil estratigráfico en esta zona se compone de una capa dura superficial de rellenos aluviales y eólicos que tienen una velocidad de onda de corte del orden de 120m/s, seguida de un estrato potente de arcilla blanda con intercalaciones de capas delgadas de arena, limo arenoso, vidrio volcánico y fósiles. La velocidad de onda de corte en la formación arcillosa superior varía de aproximadamente 40m/s a 90 m/s. Debajo de este estrato de arcilla está la primera capa dura que es un estrato de arena limosa débilmente cementada con velocidades del orden de 300 m/s. Subyaciendo a la primera capa dura está la formación arcillosa inferior compuesta por arcilla de mayor consistencia que la superior con velocidades de onda de corte de unos 120m/s. Finalmente, se encuentran los depósitos profundos que están constituidos por secuencias de capas de arenas limosas y tobas con alto grado de cementación. Esta formación es la base de los suelos compresibles y tiene velocidades de onda que varían de 500m/s a 800m/s aproximadamente.

Algunos datos promedio de las propiedades índice típicas de las arcillas son los siguientes: el contenido de agua varía de 200% a 500% como porcentaje del peso seco de la materia sólida; la gravedad específica varía entre 2.25 y 2.45; el límite líquido varía de 100% a 475%; y el límite plástico de 13% a 50%. En muchos casos, el contenido natural de agua es mayor que el límite líquido, lo cual es característico de arcillas muy activas. En muestras inalteradas la arcilla exhibe un comportamiento de tipo elástico con falla frágil. La porción de arcilla que contienen minerales de montmorilonita hace que las partículas tengan un alto índice de adsorción, por lo que están cubiertas por grandes películas de agua solidificada que las mantiene fuertemente unidas. La forma de las partículas de arcilla son de tipo escamoso dispuestas de acuerdo con una estructura tipo flocculenta, la cual muestra una rigidez alta para el alto contenido de agua entre sus poros (Zeevaert, 1947). Esto permite la propagación de ondas de corte (elásticas) de grandes amplitudes sin causar modificaciones apreciables en su arreglo microestructural.

b) Zona del Lago Xochimilco-Chalco.

Las características estratigráficas en esta área son diferentes de las del Lago Texcoco. El perfil está formado básicamente por un depósito de arcillas (más consistentes y resistentes que las del Lago Texcoco) con intercalaciones de estratos finos de arena limosa y de limos. La velocidad de onda de cortante en el depósito varía entre 50m/s y 200m/s. Subyaciendo al depósito arcilloso se encuentra una capa de lava de características basálticas (Romo y Jaime, 1987).

c) Zona de Lomas

En la parte oeste de la ciudad, esta zona se caracteriza por los suelos duros compactos principalmente por arenas limosas con altos contenidos de gravas y por tobas muy cementadas. En la parte sur de la ciudad, se tienen principalmente coladas de lava con espesores del orden de unos 20 m, sobreyaciendo formaciones similares a las de la parte oeste. Las velocidades de onda de corte en las tobas son similares a las de los depósitos profundos y en los basaltos, debido a su fracturación, son inferiores (Romo y Jaime, 1987).

d) Zona de Transición

Esta zona se localiza entre la del Lago y la de Lomas y se caracteriza por la variabilidad de sus perfiles estratigráficos. Se tienen secuencias de estratos compactos de materiales limosos y arenosos y capas de arcilla blanda. Las velocidades de onda de corte en los estratos de arcilla varía entre 50m/s y 80m/s dependiendo de su consistencia. En los estratos limosos y arenosos las velocidades son del orden de 200m/s a 260m/s.

3.3 Antecedentes de la estimación del peligro sísmico en el valle de México.

Los sismos más peligrosos que pueden esperarse en el valle de México se han dividido en cuatro grupos (Rosenblueth et al, 1987): temblores locales, temblores del resto de la placa continental, temblores de profundidad intermedia y temblores de subducción.

Los temblores locales se originan en el sistema de fallas existente bajo del valle de México.

Los temblores en el resto de la placa continental (Norteamericana) son consecuencia de las variaciones en el estado de esfuerzos en ella. Se ha estimado que pueden estar representados por sismos con origen en el sistema de fallas del graben de Acambay (Mooser, 1987).

Los temblores de profundidad intermedia son típicamente aquellos que se originan en la placa subducida (de Cocos bajo la Norteamericana) con mecanismo normal o de extensión.

Los temblores de subducción son los que históricamente han generado los mayores daños en el valle de México. Según datos reportados por Ordaz et al (1992), la máxima magnitud registrada desde 1900 es $M_s=8.4$ para el sismo de Jalisco de 1932. Sin embargo, los sismos generados cerca de las costas de Guerrero y Michoacán producen los terremotos más violentos en el valle. Estos eventos han tenido magnitudes sistemáticamente inferiores a $M_s=8.4$. Según los estudios sobre las regiones que son susceptibles de romperse en la brecha de Guerrero, se tendrá un sismo en el futuro cercano con magnitud $M_s=8.2$ con una distancia focal de 280km aproximadamente (Rosenblueth et al, 1987).

Para la elaboración de los espectros de diseño del código de construcciones (NTC-87), se consideraron los grupos de sismos antes mencionados.

Por estudios de análisis de respuesta de los sitios en donde se registró el sismo del 19SEP85, Romo y Jaime (1986), Romo et al (1987) y Seed et al (1987) observaron que las características del movimiento del terreno dependen básicamente de las condiciones locales del suelo, más que de las características de la fuente del sismo. Además, muestran que es posible, por lo menos para los sitios en donde se registró el sismo 19SEP85, modelar el fenómeno dinámico a través del modelo de propagación unidimensional de ondas de corte con incidencia vertical. La excitación que se aplica en la base del modelo es la registrada en terreno firme (CU) entre dos. Esto se basa en lo discutido en la sección anterior sobre las características de las estratigrafías, donde se muestra que la formación que constituyen los depósitos profundos se extienden prácticamente a través de la zona del Lago Texcoco y afloran en la zona de Lomas, fig 3.1. Este hecho y el marcado contraste en las velocidades de onda de corte en la frontera entre el suelo compresible y los depósitos profundos, simplifican los análisis de respuesta sísmica.

Singh et al (1988) observaron al analizar relaciones de amplitudes de Fourier de aceleraciones de sitios en la zona de Lago con respecto a CU, que dichas relaciones son burdamente independientes de la magnitud del sismo, acimut y profundidad para distancias epicentrales mayores a 200 km. En este trabajo se analizan sismos de subducción generados en la zona costera Guerrero-Michoacán y un sismo (1980, Huajuapán de León) de falla normal con una distancia epicentral a la ciudad de México de 230 km y profundidad de 65 km.

Algunos investigadores (p. e. Romo y Seed, 1986; Singh et al, 1988) han mostrado, por lo menos donde hay información experimental, que incluso para el sismo del 19SEP85 el comportamiento del suelo en la zona lacustre tuvo un comportamiento aproximadamente lineal. Sin embargo, estos mismos investigadores mencionan que pueden existir sitios con

comportamiento no-lineal, como el caso del sitio CDAO, donde existe evidencia de efectos no lineales ante el sismo 19SEP85.

Ordaz et al (1989) estimaron espectros de respuesta de pseudoaceleraciones con 5 % de amortiguamiento para el sismo 19SEP85 en 22 sitios en la zona de Lago. El método que utilizaron se basa en obtener funciones de transferencia empíricas de sitios en el Lago, con respecto a Ciudad Universitaria (CU), como la relación entre espectros de amplitudes de Fourier de aceleraciones del sitio y CU; con el espectro de amplitudes de Fourier en CU y las funciones de transferencia empíricas obtuvieron espectros de amplitudes de Fourier en sitios específicos, y con base en la teoría de vibraciones aleatorias y una estimación de la duración de la fase intensa del movimiento (determinada con la intensidad de Arias), definieron espectros de respuesta (S_a) en sitios específicos.

3.4 Presentación del método de formas espectrales para estimar el peligro sísmico en el valle de México.

En este trabajo se obtiene el espectro natural (S_a) de diseño para el valle de México para eventos sísmicos de subducción que produzcan una aceleración máxima en terreno firme de 0.04 g (misma que se especifica en NTC-87). En este trabajo, se denomina espectro natural de diseño a la envolvente máxima de un conjunto de espectros comparables que muestre solamente el peligro sísmico potencial en el sitio, sin considerar aspectos relacionados con la respuesta y el comportamiento de las construcciones, su costo, su importancia, etc.

Para la obtención del espectro natural de diseño en el valle se obtienen los espectros naturales de diseño en los sitios instrumentados de la red acelerométrica, los cuales se interpolan mediante un método geoestadístico para el entorno que encierra el área instrumentada del valle. El procedimiento para determinar los espectros naturales de diseño en los sitios instrumentados se basa en obtener la envolvente máxima de los espectros observados normalizados respecto a la aceleración máxima del terreno (AMT), y en escalar dicha envolvente máxima por la aceleración máxima del terreno que se produciría en los sitios en estudio por un evento sísmico de subducción que causara una aceleración máxima en terreno firme de 0.04 g. Se adoptó este límite superior debido a que durante el sismo 19SEP85 la mayor aceleración registrada en terreno firme (CU) fue de 0.039 g, además de que en el RCDF-87 se especifica una aceleración máxima en terreno firme de 0.04 g.

La normalización de los espectros tiene por objeto hacerlos comparables. Los inconvenientes de esta normalización se analizan y discuten más adelante.

3.5 Datos utilizados

A partir de los sismos de septiembre de 1985 se ha intensificado la instrumentación del valle de México para tener un conocimiento más profundo de su movimiento ante eventos sísmicos. Instituciones como Fundación Javier Barros Sierra (FJBS), Fundación de Ingenieros Civiles Asociados (FICA), Centro Nacional de PREvención de Desastres (CENAPRED) e Instituto

de Ingeniería (II), UNAM, tienen actualmente en operación una red de acelerógrafos cuya distribución en campo libre se muestra en la fig 3.2. Cada acelerógrafo registra sensiblemente las aceleraciones absolutas de los movimientos telúricos según tres componentes ortogonales: longitudinal, transversal y vertical, principalmente. Actualmente, se cuenta con más de 90 estaciones acelerográficas de campo libre de superficie en el valle. Se hace notar que la red mostrada en la fig 3.2 ha sido completada en las últimas fechas.

Para desarrollar el presente trabajo se dispuso de la información acelerográfica de los sismos más importantes (con magnitud mayor de 5 en escala de Richter) ocurridos en el periodo 79-90; tales sismos se originaron en la zona de subducción Guerrero-Michoacán, fig 3.3. En la tabla 3.1 se anotan los sismos considerados en el presente trabajo y su correspondiente número de registros captados por las redes de las diferentes instituciones. En total se recabó información de 238 registros de superficie de los que se seleccionaron los componentes horizontales (476) para evaluar su correspondiente espectro de respuesta de aceleraciones (S_a) para un amortiguamiento viscoso del 5 % del crítico.

En la tabla 3.2 se muestran algunos datos característicos de los sismos analizados. Para cada evento en la tabla se indica la magnitud, distancia epicentral y acimut a CU. La magnitud M_s varía entre 5.5 a 8.1, la distancia epicentral de 282 a 394 km y el acimut entre $N3^\circ E$ a $N70^\circ E$.

Los sismos 31MAY90 y 8FEB88 con $M_s < 6.0$ se clasifican en este trabajo como pequeños; los sismos 25ABR89 y 21SEP85 con $7.1 < M_s < 7.6$, se clasifican como moderados; y el sismo 19SEP85 con $M_s = 8.1$, se clasifica como grande. Es interesante notar que sismos relativamente pequeños contienen su mayor energía en periodos bajos y los sismos grandes contienen su mayor energía en periodos más altos. Parece ser que este hecho depende solamente de la magnitud del sismo. Por ejemplo, en la fig 3.4 se muestran los espectros normalizados de los sismos 31MAY90, 25ABR89 y 19SEP85 para el sitio CDAO. Los picos alrededor de $T = 3.4s$ corresponden al primer periodo fundamental del sitio, los picos alrededor de $T = 1.3s$ corresponden al segundo. Se observa que a medida que el sismo es más grande, el espectro normalizado se levanta más en periodos altos y disminuye en periodos bajos. Esta situación puede hacer incompatible la normalización de los espectros de sismos pequeños y grandes por la gran dispersión de las formas espectrales en los periodos altos. Esta situación se analiza más ampliamente en lo que sigue.

3.6 Validación del método de formas espectrales

El método propuesto se evaluó para los sitios en donde se registró el sismo del 19SEP85. En la fig 3.5 se muestran los espectros normalizados correspondientes al sitio CDAO. Debe señalarse que en esta normalización no se incluyeron los espectros correspondientes al sismo 19SEP85. En esta fig 3.5 se observa que a medida que el periodo es mayor, la dispersión de los espectros normalizados se incrementa notablemente, como se discutió en la sección anterior. Con estos resultados se obtiene la envolvente máxima con el fin de comparar el espectro natural de diseño con los espectros del sismo 19SEP85, fig 3.6. Para obtener el espectro natural de diseño, la envolvente máxima se escaló por la aceleración máxima

promedio del terreno registrada en el sitio durante el sismo 19SEP85. Se observa que el espectro natural de diseño envuelve adecuadamente a los espectros del sismo 19SEP85, a pesar de la gran dispersión en periodos altos de los espectros normalizados. Esto se debe a que la forma espectral para el sitio CDAO del sismo 25ABR89 y la del sismo 19SEP85 son muy parecidas, como se observa en la fig 3.7, donde se muestra el espectro medio observado en CDAO en el sismo 19SEP85 con el calculado, utilizando la forma espectral del sismo 25ABR89. Puede notarse que el espectro calculado reproduce las principales características espectrales del sismo 19SEP85; el corrimiento de los máximos locales se debe en gran medida al efecto no-lineal del suelo. Obsérvese que ambos picos del espectro medio del sismo 19SEP85 están corridos prácticamente la misma cantidad hacia periodos más altos, indicando una reducción en la rigidez dinámica del depósito del suelo con respecto a la rigidez intrínseca del depósito durante la acción del sismo 25ABR89, que fue mucho menos severo. Se muestra más adelante que es probable que el fenómeno no-lineal sucedido en el valle durante el sismo 19SEP85 se presentó aparentemente sólo en el sitio CDAO y en su vecindad.

En las figs 3.8 a 3.12, correspondientes a los sitios SCT, TLHB (zona de Lago), SXVI (zona de Transición), CU y TACY (zona de Lomas), respectivamente, se muestran en cada una los espectros de los dos componentes del sismo 19SEP85 comparados con el espectro natural de diseño obtenido a partir de la envolvente máxima mediante el procedimiento ya mencionado. Se observa que el espectro natural de diseño cubre satisfactoriamente a los espectros del sismo 19SEP85, aunque para el sitio de CU se sobrestiman apreciablemente las amplitudes en los periodos superiores a 1.0 s. En las figs 3.13 a 3.17, correspondientes a los mismos sitios, se compara el espectro promedio de los dos componentes del sismo 19SEP85 con el calculado con la forma espectral promedio del sismo 25ABR89. Se observa que la reproducción del espectro observado es satisfactoria.

Los resultados anteriores muestran el grado de aproximación del procedimiento utilizado para estimar la respuesta espectral en los sitios de la red acelerográfica. En particular, la forma espectral del sismo 25ABR89, ampliamente registrado en el valle, es de gran utilidad para reproducir la respuesta espectral que se obtendría para un sismo como el de 19SEP85, lo cual, además, es indicativo de que los movimientos superficiales inducidos en el valle por sismos de subducción son independientes de la trayectoria. En la fig 3.3 se muestra que el sismo 19SEP85 se originó frente a las costas de Michoacán, y el sismo 25ABR89 se originó frente a las costas de Guerrero cercanas a las de Oaxaca. Existe una diferencia de acimuts, tabla 3.2, entre el epicentro del sismo de 19SEP85 y CU, y el epicentro del sismo 25ABR89 y CU, de 70° aproximadamente.

Con la finalidad de observar directamente la influencia que tienen las formas espectrales correspondientes al sismo más pequeño considerado en este trabajo (31MAY90, con $M_s = 5.5$), sobre la envolvente espectral máxima, en las figs 3.18 a 3.21, correspondientes a los sitios CDAO, SCT, CU y TACY respectivamente, se muestra el espectro promedio del sismo 19SEP85 comparado con el calculado usando la forma espectral promedio del sismo 31MAY90. En estas figs se hace notorio el efecto del mayor contenido de energía en periodos bajos de sismos pequeños; su influencia sobre los espectros naturales de diseño es ampliarlos ligeramente a periodos bajos, ver figs 3.8 a 3.12.

Una vez definidas las formas espectrales de diseño, corresponde ahora establecer un procedimiento que permita estimar las aceleraciones máximas del terreno, de diseño en los diferentes sitios.

Es comúnmente aceptado que la aceleración máxima del terreno ($a_{m\acute{a}x}$) registrada durante algún sismo no es el único parámetro que determina la intensidad de los efectos del temblor, si no que estos dependen también de las características frecuenciales del movimiento, de su amplitud y duración. Por su parte, la raíz de la energía de la señal definida como

$$a_{qm} = \left[\int_0^T a(t)^2 dt \right]^{1/2} \quad (3.1)$$

es un parámetro que depende directamente de la amplitud del movimiento y de su duración. Nótese que multiplicando al término entre parentesis de la ec 3.1 por $2/\pi g$, donde g es la aceleración de la gravedad, se obtiene la intensidad de Arias, la cual representa la suma de energías disipadas (por sistemas lineales) por unidad de peso de todas las estructuras de una población con frecuencias uniformemente distribuidas como consecuencia del movimiento inducido por un sismo.

En las figs 3.22 a 3.26 se grafica la relación de puntos experimentales (a_{qm} , $a_{m\acute{a}x}$) para los sitios SCT, CDAO, SXVI, CU y TACY respectivamente, y en la fig 3.27 se muestra esta relación agrupando todos los puntos (476) de los sitios y sismos analizados, tabla 3.1. En las figs 3.22 a 3.26 se observa que en cada caso los puntos (a_{qm} , $a_{m\acute{a}x}$) se ajustan satisfactoriamente a una línea recta que pasa por el origen, fig 3.27, incluso para el sitio CDAO donde existe evidencia de comportamiento no-lineal.

Puede establecerse una relación entre estos resultados experimentales y la teoría del valor extremo, para lo cual considerese lo siguiente. La teoría del valor extremo establece que

$$S(T, p) = \gamma_{Tp} \sigma \quad (3.2)$$

donde $S(T, p)$ es el valor extremo de una señal aleatoria, el cual tiene la probabilidad p de no ser excedido dentro del intervalo de duración $(0, T)$; σ es la desviación estándar del proceso aleatorio definida como

$$\sigma^2 = \int_{-\infty}^{+\infty} P(\omega) d\omega$$

donde $P(\omega)$ es el espectro de potencia del proceso definido como

$$P(\omega) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} E \left[\left[\int_{-\pi/2}^{+\pi/2} a(t) e^{-i\omega t} dt \right]^2 \right]$$

el cual muestra la distribución de energía en las frecuencias de vibración. σ dividida entre $\sqrt{2\pi}$ se define como la raíz de la aceleración cuadrática media, que representa el valor absoluto de la amplitud media de la señal

Una expresión para γ_{Tp} (llamado factor pico) ha sido propuesta por Vanmarcke (1976)

$$\gamma_{Tp}^2 = 2 \ln \left\{ 2n \left[1 - \exp \left(-\delta^{1.2} \sqrt{\pi \ln(2n)} \right) \right] \right\} \quad (3.3)$$

donde

$$n = (\Omega T/2\pi) (-\ln p)^{-1}$$

$$\Omega = (\lambda_2/\lambda_0)^{1/2}$$

$$\delta = \left(1 - \frac{\lambda_1^2}{\lambda_0 \lambda_2} \right)^{1/2}$$

$$\lambda_i = \int_0^{\infty} \omega^i P(\omega) d\omega, \quad i = 0, 1, \dots$$

Ω es una medida de la frecuencia dominante; δ es una medida del ancho de banda del espectro; y λ_i es el i -ésimo momento espectral respecto al origen.

Por su parte, los resultados experimentales, figs 3.22 a 3.26, muestran que existe una relación prácticamente constante para cada sitio entre a_{qm} y a_{max} , independientemente del sismo, por lo que

$$a_{max} = Fp \left[\int_0^T a(t)^2 dt \right]^{1/2} \quad (3.4)$$

donde Fp , para casos prácticos, puede considerarse como una constante para un sitio dado, por lo menos para el valle de México. Igualando las ecs 3.2 y 3.4 y considerando el teorema de Parseval

$$\gamma_{Tp} \left[\lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T a(t)^2 dt \right]^{1/2} = Fp \left[\lim_{T \rightarrow \infty} \int_0^T a(t)^2 dt \right]^{1/2}$$

de donde

$$Fp = \frac{\gamma_{Tp}}{\sqrt{T}} \quad (3.5)$$

Por las ecs 3.3 y 3.5 podría decirse que el coeficiente Fp depende de las características frecuenciales y de la duración de la señal, sin embargo, parece ser que sus influencias se compensan tal que éste permanece prácticamente constante. Llamemos al factor empírico Fp factor de respuesta.

Por ajuste de mínimos cuadrados se determinó el factor de respuesta para cada sitio de la red acelerográfica, el cual varía de 0.28 a 0.83 aproximadamente. Los resultados se muestran en la tabla 3.3. Para cada estación se muestra el factor de respuesta, además, se ha encontrado una satisfactoria relación entre el factor de respuesta del sitio y la zona geotécnica en que se localiza, fig 3.2. También se muestra en esta tabla una relación entre el factor de respuesta del sitio y su periodo (T); estos últimos han sido tomados (por interpolación visual) de la figura de isoperiodos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo para el D.F., 1987. La relación (T, Fp) se muestra en la fig 3.28. Aunque el periodo de los sitios se ha estimado burdamente, se observa una tendencia bien definida. Es posible que este factor sea independiente, para fines prácticos, del fenómeno no-lineal que pueda suceder en el suelo del valle, por lo menos para sismos tan importantes como el 19SEP85. Por ejemplo, en la fig 3.23 para el sitio CDAO, se incluyen los puntos del sismo 19SEP85, los cuales se ajustan satisfactoriamente a una línea recta con todos los demás. Así,

$$Fp = a_{\max} \left[\int_0^T a(t)^2 dt \right]^{-1/2} \quad (3.6)$$

El hecho de tener un Fp pequeño significa que las amplitudes de la señal tienden a ser uniformes en relación a una señal con un Fp grande. Así, para una señal casi armónica se tendría un factor de respuesta pequeño. Si bien esto es cierto, el hecho de tener un Fp pequeño y casi constante en un sitio, puede sugerir que el depósito del sitio es más susceptible de entrar en resonancia con los sismos que asuelan al valle, no precisamente por el contenido de frecuencias del sismo, si no por el atrapamiento del movimiento en el depósito de suelo por efecto del gran cambio en las impedancias en la interfaz entre las arcillas y los depósitos profundos, lo que contribuye a filtrar las frecuencias no compatibles con las características vibratorias del depósito. En zona de Lomas este fenómeno de atrapamiento del movimiento no sucede, y los factores de respuesta correspondientes son mayores que los de la zona de Lago, tabla 3.3, lo que puede sugerir un contenido de frecuencias relativamente más amplio (independientemente de su valor numérico) y las señales con características aleatorias más marcadas. Es posible que los Fp de registros cercanos a la fuente sísmica, sean mayores a

uno. Es importante aclarar que para la evaluación de los F_p se consideraron todos los puntos contenidos en los registros (100% de la energía registrada), y desde luego, los sismos utilizados tienen diferente duración, sin embargo, el factor de respuesta es prácticamente constante. Es posible que la duración y el contenido de frecuencias tengan influencias que se compensen sobre el factor de respuesta. Es posible también que el factor de respuesta de sitios de la zona de Lomas disminuya al usar registros de acelerógrafos de banda ancha.

Si se acepta lo anterior, es posible que el factor de respuesta esté estrechamente ligado con el contenido frecuencial de la señal y con su duración.

Es importante determinar la a_{\max} (AMT) en cualquier sitio en términos de la AMT de un sitio de referencia (p.e. CU) para escalar las formas espectrales de diseño. Por ejemplo, si en el

sitio 1 $AMT_1 = Fp_1 \sqrt{E_1}$, $\left(E_1 = \int_0^T [a(t)]^2 dt \right)$ y en el sitio 2 $AMT_2 = Fp_2 \sqrt{E_2}$, se obtiene que

$$\frac{AMT_2}{AMT_1} = Fp_{21} \sqrt{E_2/E_1} \quad (3.7)$$

donde

$$Fp_{21} = Fp_2/Fp_1$$

La ec 3.7 define una recta en el plano $(\sqrt{E_2/E_1}, AMT_2/AMT_1)$, con pendiente Fp_{21} , que pasa por el origen y con la que sería posible determinar la AMT_2 en términos de la AMT_1 y de la relación de energías; sin embargo, esta última, para condiciones de diseño, es difícil determinar, lo cual pone un obstáculo en la metodología.

Se encontró una forma alternativa de resolver este problema. Por la ecuación 3.4 puede notarse que la AMT está fuertemente ligada a la duración de la señal, su amplitud y (por lo discutido) al contenido de frecuencias, por lo que puede ser un parámetro útil para caracterizar una señal. Se recurrió a observar el comportamiento de la relación a_s/a_{cu} contra la magnitud M_s ; donde a_s es la AMT en los sitios de la red acelerográfica; a_{cu} es la AMT en el sitio CU, tomado este último simplemente como punto de referencia por ser el lugar en terreno firme donde se han registrado el mayor número de sismos. M_s se tomó como parámetro indicador del tamaño del sismo.

En la fig 3.29 se muestra la relación ($M_s, a_s/a_{cu}$) para algunos sitios de la zona de Lago. Se observa que esta relación sigue una tendencia lineal creciente bien definida en el intervalo de los valores de magnitud considerados, incluso para el sitio SCT con el sismo del 19SEP85; se hace notar más adelante que el sitio SCT está localizado en la zona de mayores amplificaciones de movimientos telúricos de todo el valle. Con este tipo de relaciones se puede estimar el valor de la AMT en función de la magnitud del sismo y la AMT en CU.

Si se considera que la AMT en el sitio da un índice de la magnitud del movimiento del depósito de suelo, y la aceleración máxima en terreno firme da un índice de la magnitud de la excitación que llega al valle, la relación a_s/a_{cu} representa la amplificación de la respuesta del depósito de suelo relativa a la magnitud de la excitación aplicada en su base. Si esta relación crece con la magnitud del sismo, puede decirse que ésta indica que el crecimiento de la amplificación desarrollada por el depósito de suelo es superior al crecimiento de la excitación.

Es importante observar lo siguiente. Para un sistema lineal su respuesta es directamente proporcional a la sollicitación, de manera que si la respuesta del depósito de suelo fuera lineal, la relación a_s/a_{cu} debería ser aproximadamente constante con M_s , si se acepta a la magnitud como una medida de la energía de la excitación. Lo observado experimentalmente, fig 3.29, puede deberse a que el efecto del atrapamiento del movimiento en el depósito de suelo se manifiesta cada vez más con la mayor energía transmitida al sistema, por la superposición del movimiento reflejado en los depósitos profundos con el movimiento incidente, incrementando la severidad de la excitación respecto a la que originalmente llega al valle. Este fenómeno de atrapamiento se manifiesta claramente al comparar las energías contenidas en los registros de SCT con las energías de los registros (para los mismos sismos) de CU. En la fig 3.30 se muestra que la energía en SCT (componente EW) crece más rápidamente que en CU, lo que indica que las ondas reflejadas por los depósitos profundos se superponen a las ondas primarias; en la componente NS se observa una relación de energías aproximadamente constante. Es posible que la componente NS esté influenciada por el efecto de interacción suelo-estructura, ya que existe a aproximadamente unos 15m del instrumento un edificio de considerable dimensión en la dirección NS.

Con base en estas observaciones, se puede argüir que para a_s/a_{cu} linealmente creciente con M_s y para energías de los movimientos del suelo blando crecientes (con una cierta potencia, fig 3.30) con respecto a las de los movimientos en CU, el comportamiento del suelo es prácticamente elástico lineal. Siguiendo esta línea de razonamiento, se puede decir que si la relación a_s/a_{cu} decrece con M_s y la relación de energía suelo blando/CU es constante o decreciente, entonces el depósito de suelo tuvo un comportamiento tal que desarrolló efectos no lineales. Las observaciones hechas para el caso de CDA0, figs 3.31 y 3.40, indican que durante el sismo 19SEP85 en este sitio hubo efectos no lineales.

Para verificar analíticamente esto, se analizó el depósito del sitio CUPJ (Centro Urbano Plaza Juárez, col. Roma) (con periodo $T=2.1s$) mostrado en la fig 3.32 (tomado de Seed et al, 1987) con el método matricial de Thompson-Haskell para la solución de la ecuación de la propagación bidimensional de ondas de corte (SH) en medios viscoelásticos estratificados (Haskell, 1962), aplicando la teoría de vibraciones aleatorias (Bárcena, 1993a). Este depósito es típico de la zona lacustre. Se simularon 7 sismos cuyos espectros de potencia se muestran en la fig 3.33, y los correspondientes espectros de respuesta en la fig 3.34; con esto se trata burdamente de simular el contenido frecuencial y amplitud, con la magnitud M_s de los sismos que asueñan al valle; los espectros de potencia fueron escalados para que el mayor produjera una aceleración máxima de 0.04g. Las aceleraciones máximas de los demás espectros de potencia se muestran en la tabla 3.4 junto con la duración considerada de estos procesos estocásticos. Las excitaciones se supusieron con incidencia vertical.

En un primer caso se consideró un semi-espacio con velocidad al corte de 3000m/s (depósito con base), y en otro, se consideró con propiedades iguales a las del estrato superior (depósito sin base). Para estos dos casos se hicieron análisis lineales. En un tercer caso se hizo el análisis no-lineal, mediante la aproximación del método lineal-equivalente, del mismo depósito con base tomando como propiedades dinámicas las propuestas por Romo (1990), correspondientes a un índice de plasticidad de 150 %. Los resultados de estos tres casos se muestran en la fig 3.35 donde se ha graficado la relación de energía de excitación contra la de respuesta en la superficie del depósito. Se observa, para el caso 1, que la energía de respuesta crece más rápidamente que la de la excitación, efecto que no se observa para el caso 2, donde no existe atrapamiento del movimiento por la inexistencia de un cambio drástico en la impedancia de la base del depósito; este efecto tampoco se observa para el caso 3 donde se supone que la energía producida por el atrapamiento del movimiento se disipa por efecto no-lineal del amortiguamiento. Las funciones de amplificación totales para el tercer caso, fig 3.36, muestran que el fenómeno no-lineal desarrollado influye sobre la atenuación de la respuesta y en el corrimiento de los periodos dominantes a periodo mayores.

Es importante aclarar que el valor de la AMT de respuesta de un depósito de suelo, o bien el de la relación a_r/a_{cu} , también depende de la posición de la energía de excitación en las frecuencias. Para observar esto se excitó al depósito con base con varios espectros de potencia los cuales tienen la misma energía pero en diferentes frecuencias, fig 3.37; estos espectros fueron escalados para que produjeran una $a_{max}=0.04g$. En la fig 3.38 se muestran los espectros de respuesta respectivos de la superficie libre del depósito, junto con las AMTs obtenidas. Se observa que a medida que el espectro de potencia 1 se desplaza a frecuencias mayores, la respuesta del depósito es menor, y también la AMT. Esto se debe a que al desplazar la excitación a frecuencias mayores, ésta se aleja del periodo fundamental del depósito ($T=2.1s$). Según las observaciones (p.e. fig 3.4), parece ser que para sismos de subducción al aumentar la magnitud disminuye el valor numérico de sus frecuencias que llegan al valle, lo cual produce un efecto similar al del problema analizado en este párrafo. Estos resultados concuerdan con lo discutido acerca del parámetro a_r/a_{cu} , a menos que algún sismo que excite al valle contenga mayor energía en frecuencias menores a las fundamentales de los depósitos de zona del Lago.

Los anteriores resultados analíticos y experimentales muestran que adicionalmente a los efectos de amplificación del movimiento por rigidez creciente con la profundidad, existe el atrapamiento del movimiento en los depósitos de suelo, lo cual repercute en la peligrosidad sísmica de la zona del Lago. Se hace notar que en los resultados analíticos sólo se han incluido ondas de cuerpo de corte con incidencia vertical.

Con base en lo anterior, se consideraron los siguientes parámetros sísmicos para averiguar en que sitios es posible que se presente comportamiento no-lineal del suelo: la relación (M_s , a_r/a_{cu}) para observar la atenuación de la respuesta del depósito por efecto no-lineal del amortiguamiento; y las formas espectrales normalizadas para observar el corrimiento de los periodos naturales del depósito por efecto no-lineal del módulo de rigidez. Aunque sólo se tiene amplia información de un sismo moderado (25ABR89, con $M_s=7.1$) en el valle las observaciones hechas son de interés práctico y habrá que sustanciarlas más con futuros sismos severos y moderados. Además, dado que la información sísmica instrumental en la zona del

Lago Xochimilco-Chalco es menor que en la zona del Lago Texcoco, los siguientes resultados son aplicables a esta última.

Se encontró la relación (M_s , a_r/a_{cu}) para todos los sitios de la zona del Lago, la cual resultó siempre creciente, fig 3.39. Según estudios de Romo y Seed (1986), Singh et al (1989) y Ordaz et al (1989), en el sitio CDAO se desarrolló el fenómeno no-lineal durante el sismo 19SEP85; en la fig 3.40, correspondiente al sitio CDAO, se observa que la relación a_r/a_{cu} tiende a decrecer conforme la magnitud M_s aumenta. En la fig 3.41 se muestran los espectros normalizados de los sismos 11MAY90, 31MAY90 y 25ABR89; para los espectros de los sismos 11MAY90 y 31MAY90 el periodo fundamental del depósito es de $T = 3.0s$, y para el sismo del 25ABR89 se corre a $T = 3.3s$ (10 %). Según estos resultados, en el sitio CDAO para el sismo moderado del 25ABR89 con $M_s = 7.1$ el fenómeno no-lineal ya empieza a ser notorio.

De todos los sitios de la red acelerográfica en la zona del Lago, a excepción del sitio CDAO, se encontró que en el sitio AU (aledaño al sitio CDAO, fig 3.2) la relación (M_s , a_r/a_{cu}) decrece para el sismo 25ABR89, fig 3.42, sitio en el que es posible que pueda desarrollarse algún fenómeno no-lineal. En la fig 3.43 se muestran los espectros normalizados de los sismos 11MAY90, 31MAY90 y 25ABR89. Para los espectros de los sismos 11MAY90 y 31MAY90 el periodo fundamental del depósito permanece constante y es de $T = 4.2s$, y para el sismo del 25ABR89 se corre a $T = 4.5s$ (7 %).

Según los resultados anteriores, es posible que solamente en el sitio CDAO y en su vecindad se presente el fenómeno no-lineal para sismos moderados y grandes. Puede, sin embargo, en el caso de sismos severos suceder en los demás sitios de la zona del Lago un deterioro de las propiedades dinámicas de la arcilla. Parece ser que esto no ocurrió en la zona del Lago durante el sismo 19SEP85, pues en el sitio SCT, representativo de la zona donde ocurren las mayores amplificaciones de todo el valle, la respuesta durante el sismo 19SEP85 fue lineal; según las figs 3.29 y 3.44 la relación a_r/a_{cu} es siempre creciente con la magnitud del movimiento y el periodo fundamental del depósito permanece invariable ($T = 2.05 s$) a pesar del gran contraste en magnitudes ($5.5 < M_s < 8.1$).

Se muestran resultados de espectros normalizados en las figs 3.45 y 3.46 para los sitios D68 y D32 cercanos a los sitios CDAO y AU, tratando de encontrar evidencia de comportamiento no-lineal, sin embargo, por ejemplo, el periodo fundamental en dichos sitios permanece invariable a pesar del gran contraste en magnitudes ($5.3 < M_s < 7.1$); $T = 3.15 s$ para el sitio D68; $T = 4.15$ para el sitio D32.

Para obtener la aceleración máxima del terreno en las zonas de Transición y de Lomas para el sismo de diseño considerado, se obtuvo también la relación (M_s , a_r/a_{cu}), figs 3.47 y 3.48. En la zona de Transición a_r/a_{cu} se mantiene en el rango de valores 2 ± 0.5 con M_s , lo cual es indicativo de que esta zona amplifica los movimientos respecto a CU. El efecto del atrapamiento del movimiento en esta zona, por las condiciones estratigráficas, no ocurre, probablemente por ello a_r/a_{cu} se mantiene más o menos constante con M_s . En zona de Lomas a_r/a_{cu} se mantiene alrededor de 1.0.

Se ajustó una recta por mínimos cuadrados sobre los puntos (M_s , a_i/a_{cu}) correspondientes a cada sitio de la red acelerográfica para extrapolar la relación a_i/a_{cu} a una magnitud $M_s = 8.1$. La selección de esta magnitud se basa en que con ella se obtuvo la aceleración máxima maximorum en terreno firme (CU) de 0.039g durante el sismo 19SEP85, que es prácticamente 0.04g. Las formas espectrales envolventes reflejan las características de los movimientos experimentados por sismos de subducción.

Con la relación a_i/a_{cu} extrapolada y con la aceleración máxima en CU de $a_{cu} = 0.04$ g se estimó la AMT para los sitios en estudio para $M_s = 8.1$, y con las formas espectrales de diseño se obtuvo el espectro natural de diseño para cada sitio.

3.7 Presentación de resultados

Evaluados los espectros naturales de diseño se procedió a interpolarlos para el entorno que encierra el área instrumentada del valle de México. La interpolación se hizo mediante un método geoestadístico, considerando para cada punto de interpolación los espectros calculados de los puntos más cercanos.

En las figs 3.49 y 3.50 se muestran mapas de contornos de envolventes de amplitud máxima de la AMT en el valle de México, correspondientes a $T = 0.25$ s y $T = 0.50$ s respectivamente. Se observa que las mayores amplificaciones se desarrollan en la zona de terreno firme.

En las figs 3.52 a 3.54, correspondientes a los periodos $T = 1.0$, 1.25 y 1.5 s respectivamente, se observa que las mayores amplificaciones ocurren en la zona localizada entre el pedregal de Coyoacán y el Cerro de la Estrella, alcanzando amplificaciones hasta del orden de 5 veces la AMT. También se observa que en la zona noreste al Cerro de la Estrella existen contornos de mayores amplificaciones. Lo anterior se atribuye al segundo periodo dominante del sitio; en las NTC-87 se asigna un periodo fundamental de 4.0s para esta zona, por lo que el segundo periodo es aproximadamente un tercio del primero, $T = 1.33$ s.

Las figs 3.55 a 3.61 muestran que entre los periodos $T = 1.75$ a 3.25s las mayores amplificaciones suceden en la zona del Lago. Las mayores amplificaciones que se observan en la zona del Lago Texcoco concuerdan con la zona de mayores desastres ocurridos durante el sismo 19SEP85.

Para periodos altos se observa, figs 3.62 a 3.64, que las mayores amplificaciones tienden a ocurrir en zonas donde los espesores de los depósitos de arcilla alcanzan hasta 70 m. En la fig 3.64 correspondiente a $T = 4.0$ s, las mayores amplificaciones suceden al noreste del Cerro de la Estrella.

En las figs 3.65 a 3.81 se muestran mapas de contornos para los espectros elásticos naturales de diseño obtenidos mediante el procedimiento mencionado.

En la fig 3.65, correspondiente a $T = 0.0$ s, se muestra el mapa de contornos de AMT para un evento sísmico de subducción que produzca una aceleración máxima en terreno firme de 0.04 g, obtenidas mediante la regresión lineal mencionada. Nótese que las aceleraciones máximas del terreno suceden en zona del Lago, en particular, hasta 5 veces respecto al terreno firme en la vecindad noreste al sitio SCT y del orden de 4 veces en la vecindad norte al sitio TLHB.

Es interesante observar en las figs 3.70 a 3.72, correspondientes a los periodos $T = 1.25$ y 1.75, que las aceleraciones espectrales de la zona situada entre el pedregal de Coyoacán y el Cerro de la Estrella son del mismo orden (0.5 g) de las ocurridas en la vecindad al sitio SCT. Estas dos zonas se han clasificado (NTC-87) como de alta intensidad. La zona entre el pedregal de Coyoacán y el Cerro de la Estrella sufrió graves daños durante el sismo 19SEP85. Iglesias (1987) infirió alta intensidad sísmica en esta zona a partir de un estudio de capacidad sísmica de estructuras de concreto desarrollada durante el sismo 19 SEP85. Durante el sismo 14MAR79 ($M_s = 7.6$) el único edificio que sufrió colapso (Universidad Iberoamericana) estaba localizado en esta zona.

Nótese que para periodos altos $T > 3.75$, figs 3.80 y 3.81, las ordenadas espectrales mayores se desplazan a zonas donde los depósitos profundos alcanzan su mayor profundidad.

Con el sismo 19SEP85, el espectro elástico con 5 % de amortiguamiento alcanza su mayor valor en el sitio SCT para el periodo $T = 2.0$ s. Según el procedimiento utilizado, en la fig 3.73 se muestra que posiblemente en la vecindad norte al sitio TLHB sucedieron movimientos durante el sismo 19SEP85 que provocarían aceleraciones espectrales del mismo orden que en SCT para el periodo $T = 2.0$ s.

En general, las figs 3.65 a 3.81 muestran un peligro sísmico más alto en la zona del Lago y en la zona situada entre el pedregal de Coyoacán y el Cerro de la Estrella, que en relación a las zonas de Transición y de Lomas.

Conviene hacer explícito que la zona del Lago Xochimilco-Chalco también representa una zona de alto peligro sísmico, sin embargo, ahí no se han registrado grandes desastres puesto que gran parte de esta zona se ocupa para la agricultura, y las construcciones, en general, no tienen más de dos niveles. Lo anterior puede ser útil para la planificación sobre usos del suelo.

sismo	fecha	Ms	II	FJBS	FICA	CENAPRED	total
1	14MAR79	7.6	7				7
2	19SEP85	8.1	10				10
3	21SEP85	7.6	7				7
4	8FEB88	5.7	4	24			28
5	25ABR89	7.1	3	28	27		63
6	11MAY90	5.3	5	28	19		52
7	31MAY90	5.5	6	34	26	5	71
total =							238

Tabla 3.1 Sismos analizados y su correspondiente número de registros captados por las redes de las diferentes instituciones

Sismo	Fecha	Latitud (°N)	Longitud (°W)	Prof. (km)	Ms	Dist a CU (km)	Acimut a CU
1	14MAR79	17.31	101.36	20	7.6	282	N48E
2	19SEP85	18.14	102.71	16	8.1	394	N70E
3	21SEP85	17.62	101.82	22	7.6	366	N55.4E
4	8FEB88	17.50	101.14	20	5.7	289	N45.3E
5	25ABR89	16.81	99.38	20	7.1	305	N3.5E
6	11MAY90	17.28	100.68	28	5.3	315	N36E
7	31MAY90	17.26	100.71	23	5.5	295	N36E

Tabla 3.2 Datos característicos de los sismos analizados.

No	est	factor de respuesta ($1/\sqrt{s}$)	zona*	T (s)*	No	est	factor de respuesta ($1/\sqrt{s}$)	zona*	T (s)*
1	D42	0.2867	III	3.40	34	D62	0.4540	III	1.60
2	CAO	0.3000	III	3.10	35	LV	0.4556	III	1.00
3	D12	0.3255	III	3.20	36	DO8	0.4567	III	1.80
4	BO	0.3306	III	2.00	37	DX	0.4595	II-III	1.00
5	D32	0.3330	III	4.50	38	D48	0.4693	III	2.20
6	SP	0.3450	III	2.60	39	DO2	0.4811	III	3.80
7	AU	0.3510	III	3.80	40	MY	0.4836	II	
8	CA	0.3636	III	2.80	41	BL	0.4850	III	2.20
9	CE	0.3719	III	3.40	42	SI	0.4968	II	1.20
10	BA	0.3727	III	2.40	43	ES	0.4969	II	0.80
11	VM	0.3758	III	2.60	44	TL	0.4970	II	1.20
12	JA	0.3761	III	2.80	45	MI	0.5011	II-III	
13	D10	0.3785	III	2.60	46	D52	0.5157	II	0.90
14	VG	0.3789	III	1.80	47	DFRO	0.5249	III	1.60
15	D68	0.3879	III	3.20	48	D34	0.5330	I	0.50
16	D80	0.3953	III		49	D38	0.5442	I-II	1.00
17	HA	0.3957	III	3.80	50	TLHD	0.5520	III	
18	D54	0.4004	III	1.40	51	CO	0.5539	II	0.80
19	D58	0.4007	III	1.80	52	SXVI	0.5556	II	0.60
20	D22	0.4012	III	2.00	53	DE	0.5623	II	0.50
21	SCT	0.4032	III	1.40	54	CU	0.5673	I	0.50
22	DFVG	0.4032	III	2.90	55	D30	0.5745	II	0.80
23	D36	0.4136	III		56	TACY	0.5785	I	0.50
24	D84	0.4249	III	1.40	57	D50	0.5867	I	0.80
25	TLHB	0.4288	III		58	D18	0.5946	I	0.60
26	AL	0.4301	III	1.80	59	D44	0.6030	I-II	1.00
27	NZ	0.4335	III		60	D74	0.6062	I	0.40
28	D56	0.4336	III	1.80	61	D16	0.6066	I-II	0.50
29	D72	0.4357	III	1.80	62	D46	0.6370	II	0.80
30	CI	0.4434	III	1.40	63	TP	0.6510	I	
31	CJ	0.4478	III	1.80	64	CS	0.6578	I	0.50
32	D20	0.4508	III		65	D28	0.6600	I	
33	D06	0.4534	III	2.40	66	D78	0.7551	I	0.40
					67	D40	0.8338	I	0.50

* tomados de NTC-87

Tabla 3.3 Factores de respuesta de las estaciones de la red acelerográfica del valle de México

sismo	a_{mx} (g)	t (s)*
1	0.04000	30
2	0.03496	27
3	0.03047	24
4	0.02310	20
5	0.01295	17
6	0.00719	14
7	0.00394	10

* duración del proceso estocástico

Tabla 3.4 Características de los sismos simulados

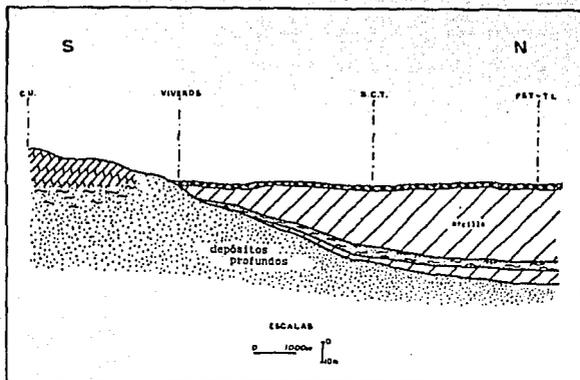


Fig 3.1 Perfil geológico del valle de México, dirección NS (Romo, 1987)

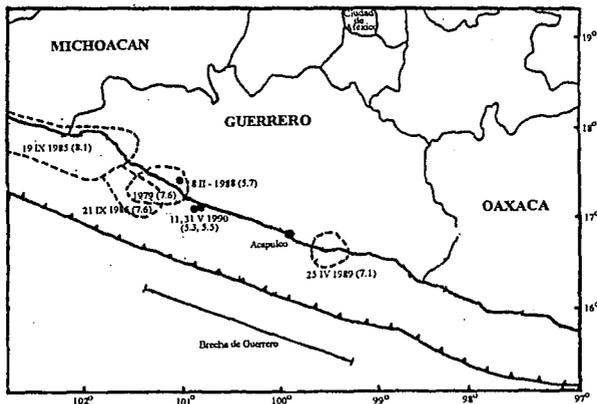


Fig 3.3 Localización de epicentros y áreas de ruptura de los sismos estudiados

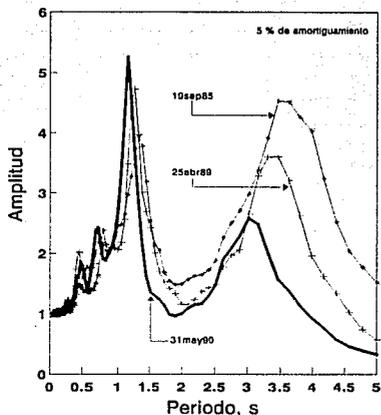


Fig 3.4 Efecto de la magnitud M_s sobre el periodo fundamental del sitio CDAO

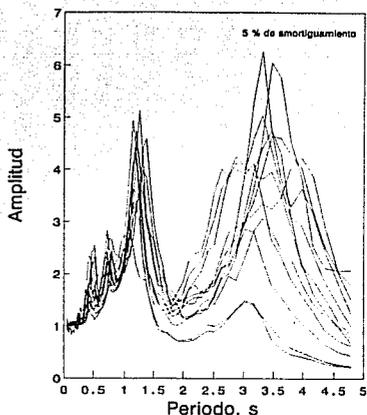


Fig 3.5 Espectros normalizados de los registros obtenidos en el sitio CDAO

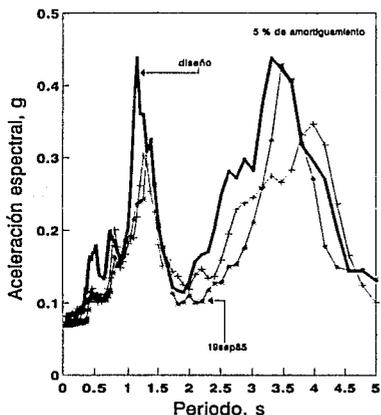


Fig 3.6 Espectro Natural de diseño vs los obtenidos del sismo 19SEP85 en el sitio CDAO

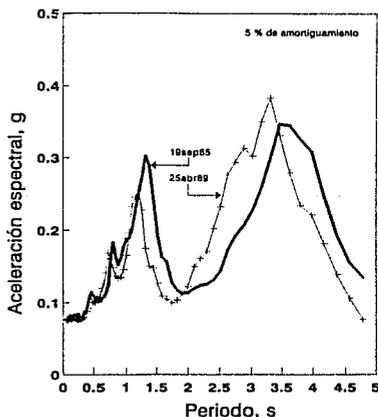


Fig 3.7 Espectro promedio de 19SEP85 vs el calculado con la envolvente promedio de 25ABR89 en CDAO

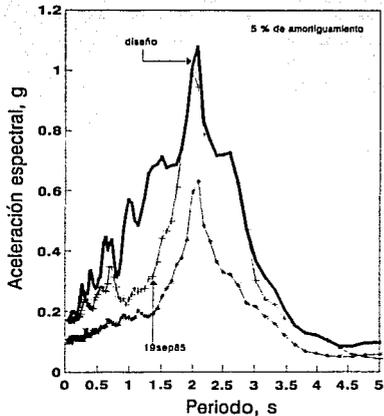


Fig 3.8 Espectro natural de diseño vs los observados del sismo 19SEP85 en el sitio SCT

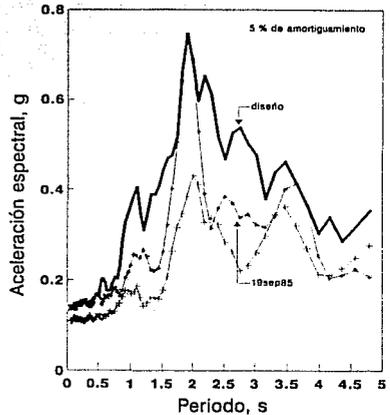


Fig 3.9 Espectro natural de diseño vs los observados del sismo 19SEP85 en el sitio TLHB

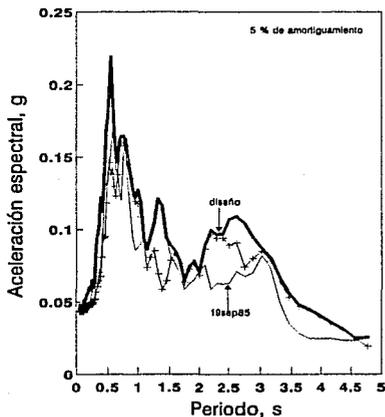


Fig 3.10 Espectro natural de diseño vs los observados del sismo 19SEP85 en el sitio SXVI

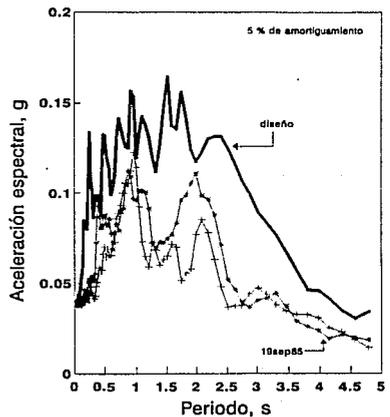


Fig 3.11 Espectro natural de diseño vs los observados del sismo 19SEP85 en el sitio CU

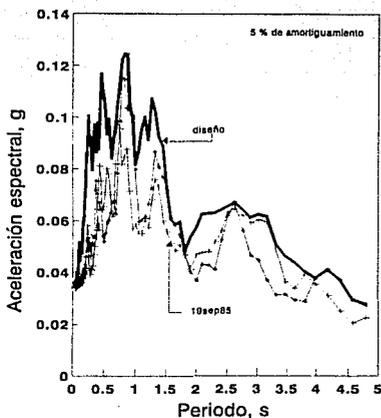


Fig 3.12 Espectro natural de diseño vs los observados del sismo 19SEP85 en el sitio TACY

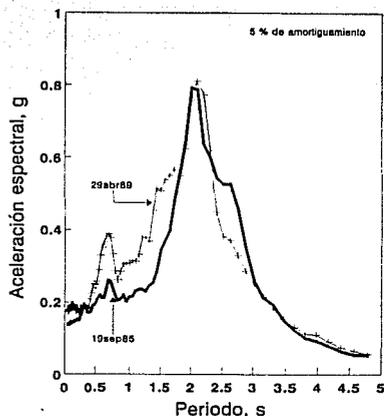


Fig 3.13 Espectro promedio 19SEP85 vs el calculado con la envolvente promedio del sismo 25ABR89 en SCT

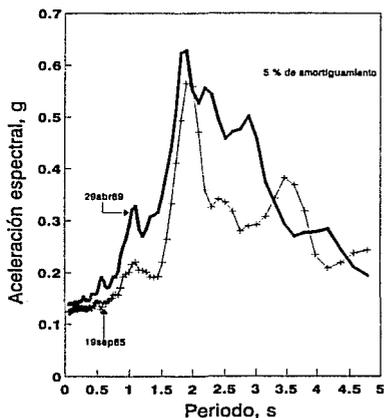


Fig 3.14 Espectro promedio 19SEP85 vs el calculado con la envolvente promedio del sismo 25ABR89 en TLHB

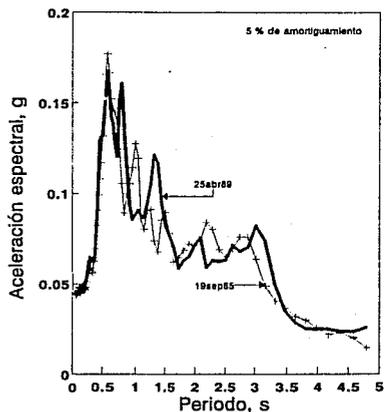


Fig 3.15 Espectro promedio 19SEP85 vs el calculado con el promedio 25ABR89 en SXVI

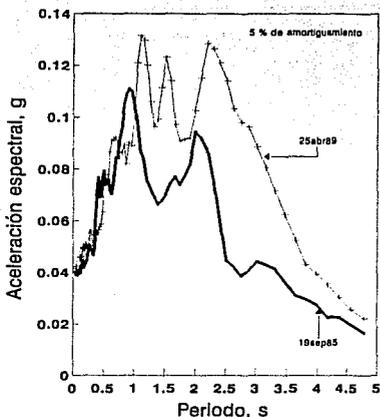


Fig 3.16 Espectro promedio 19SEP85 vs el calculo del promedio 25ABR89 en CU

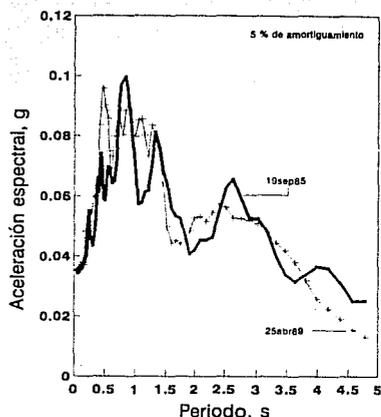


Fig 3.17 Espectro promedio 19SEP85 vs el calculo del promedio 25ABR89 en TACY

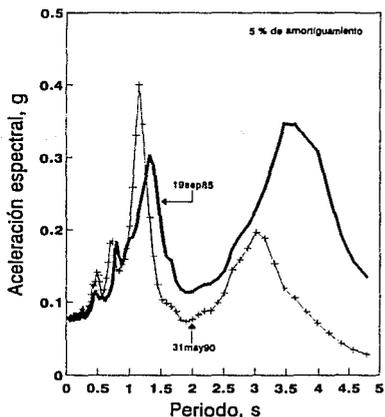


Fig 3.18 Espectro promedio 19SEP85 vs el calculo del promedio 31MAY90 en CDAO

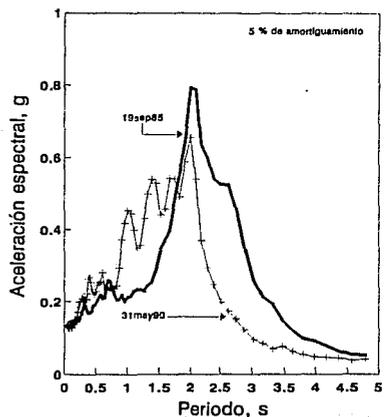


Fig 3.19 Espectro promedio 19SEP85 vs el calculo del promedio 31MAY90 en SCT

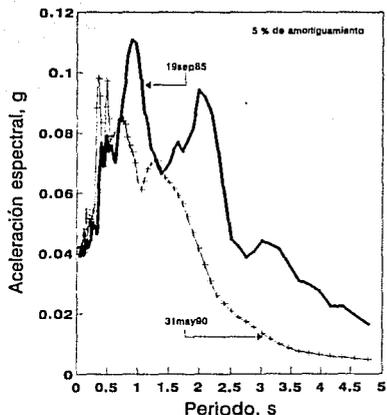


Fig 3.20 Espectro promedio 19SEP85 vs el calculado del promedio 31MAY90 en CU

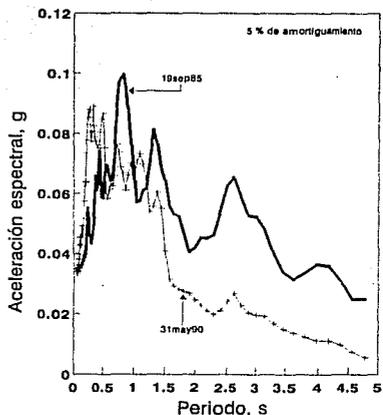


Fig 3.21 Espectro promedio 19SEP85 vs el calculado del promedio 31MAY90 en TACY

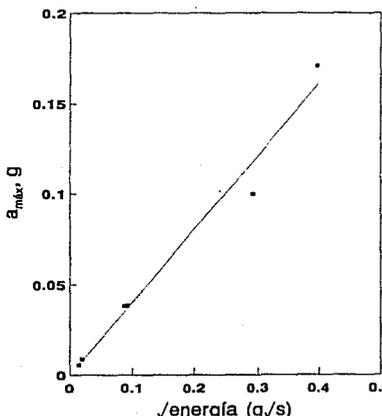


Fig 3.22 Puntos experimentales en el sitio SCT

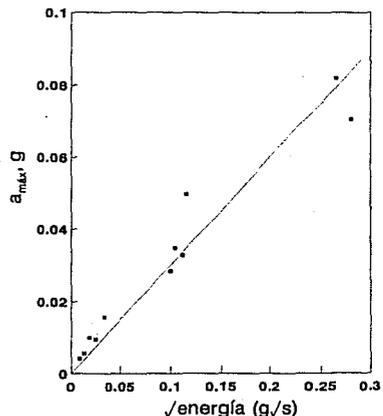


Fig 3.23 Puntos experimentales en el sitio CDAO

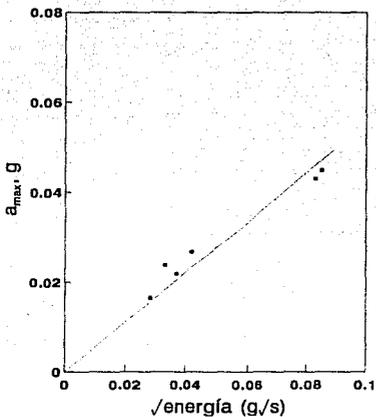


Fig 3.24 Puntos experimentales en el sitio SXVI

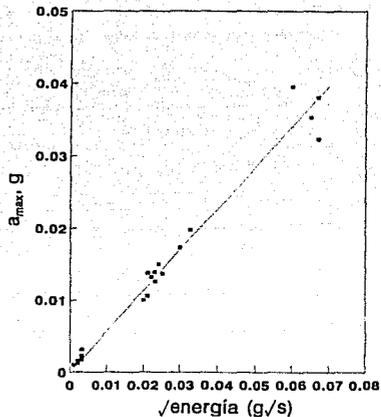


Fig 3.25 Puntos experimentales en el sitio CU

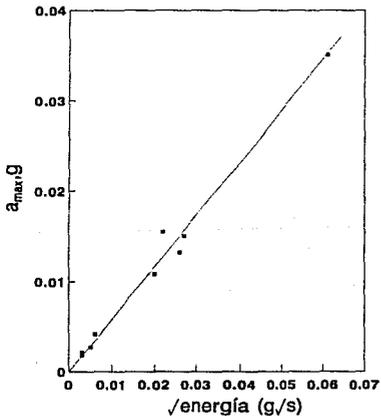


Fig 3.26 Puntos experimentales en el sitio TACY

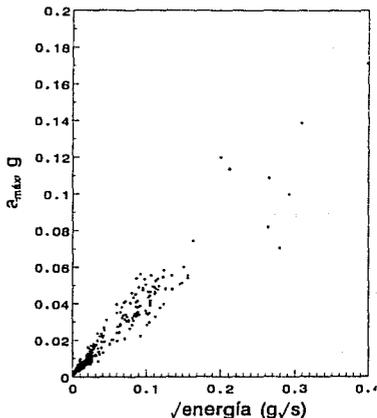


Fig 3.27 Puntos experimentales para el valle de México

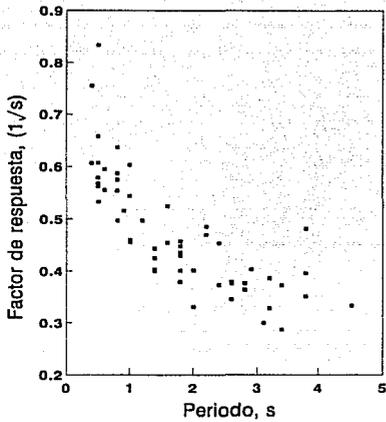


Fig 3.28 Correlación del periodo vs el factor de respuesta para el valle de México

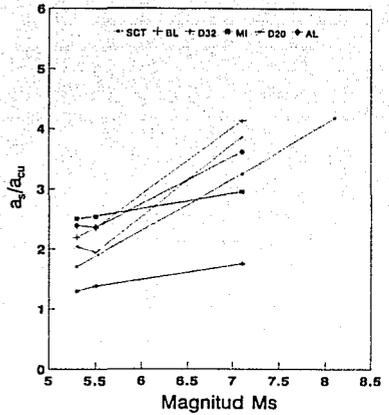


Fig 3.29 Relación (M_s , a_p/a_{cu}) en algunos sitios de la zona del Lago

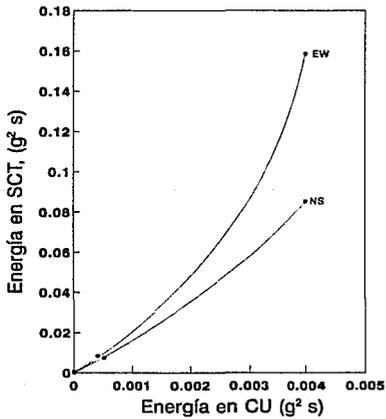


Fig 3.30 Relación de energías del sitio CU vs las del sitio SCT

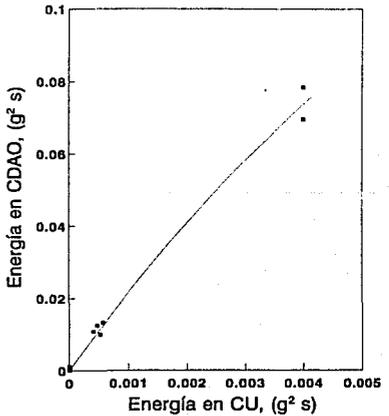


Fig 3.31 Relación de energías del sitio CU vs el sitio CDAO

CUPJ

0m	Sand	120m/s
4m	Clay with seams of silt and sand	50 m/s
18m	Clay with seams of silt and sand	78 m/s
30m	Silty sand & Stiff Clay	125 m/s
39m	Hard layer	500 m/s

Fig 3.32 Perfil del suelo en el sitio CUPJ (Seed y Romo, 1987)

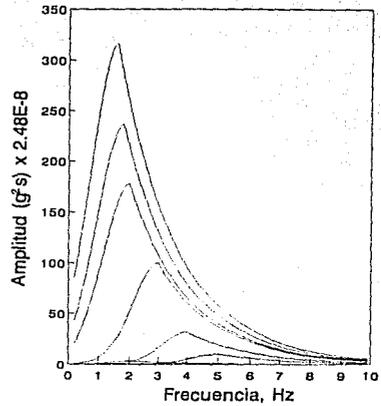


Fig 3.33 Espectros de potencia de los sismos simulados

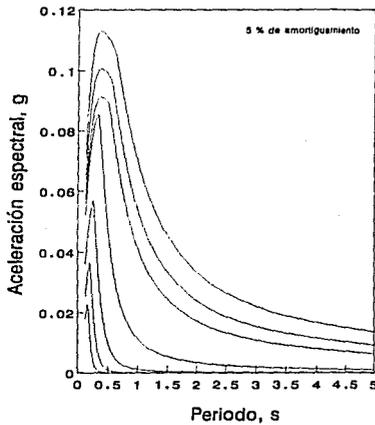


Fig 3.34 Espectros de respuesta de los sismos simulados

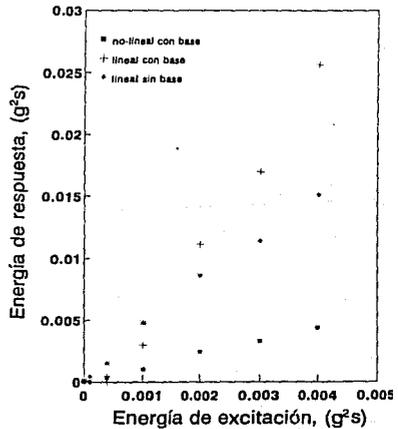


Fig 3.35 Relación de energías de excitación vs las de respuesta

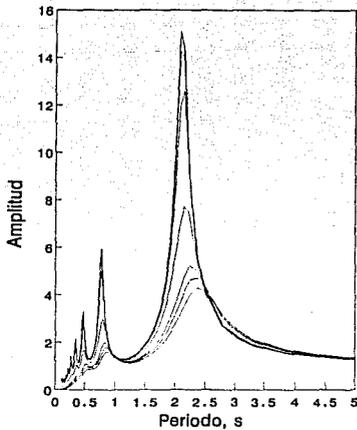


Fig 3.36 Funciones de amplificación para el caso de análisis no-lineal; caso 3

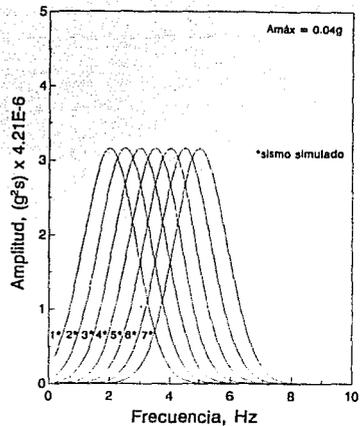


Fig 3.37 Espectros de potencia con misma energía en diferentes frecuencias

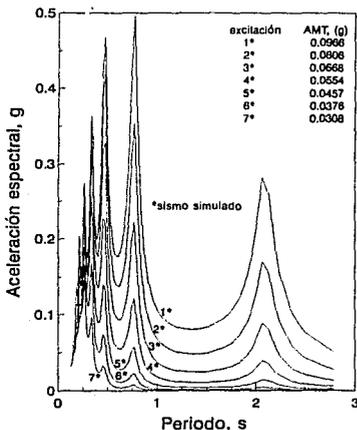


Fig 3.38 Espectros de respuesta del depósito de suelo analizado con los esp. de pot. fig 3.37

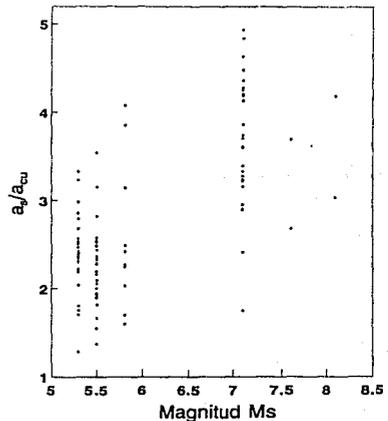


Fig 3.39 Relación (M_s , a_s/a_{cu}) de sitios de la zona del Lago

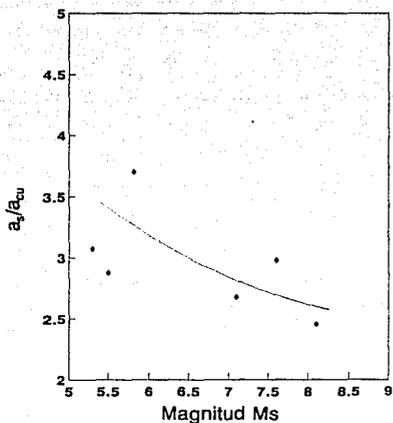


Fig 3.40 Relación (M_s , a_3/a_{Cu}) en el sitio CDAO

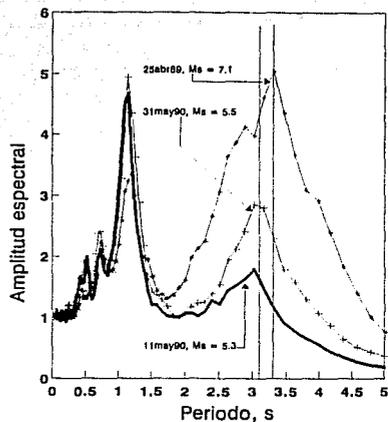


Fig 3.41 Efecto de la magnitud M_s sobre el periodo fundamental del sitio CDAO

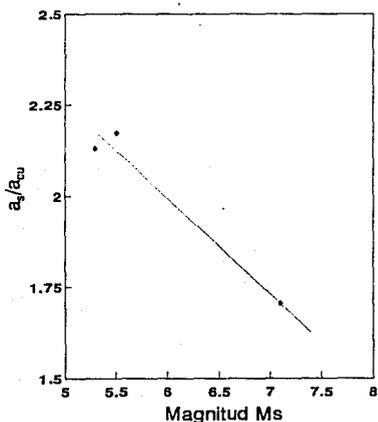


Fig 3.42 Relación (M_s , a_3/a_{Cu}) en el sitio AU

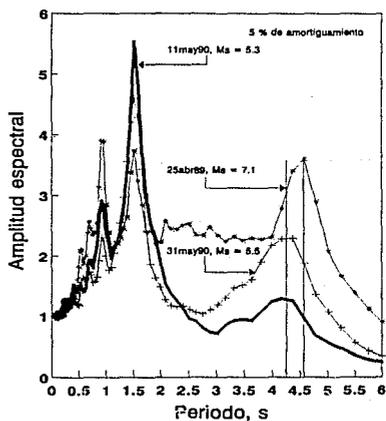


Fig 3.43 Efecto de la magnitud M_s sobre el periodo fundamental del sitio AU

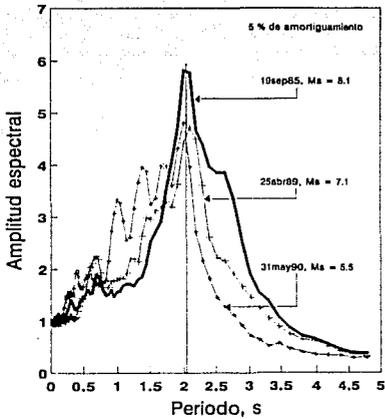


Fig 3.44 Efecto de la magnitud M_s sobre el periodo fundamental del sitio SCT

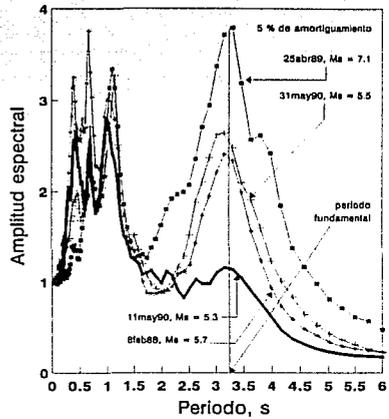


Fig 3.45 Efecto de la magnitud M_s sobre el periodo fundamental del sitio D68

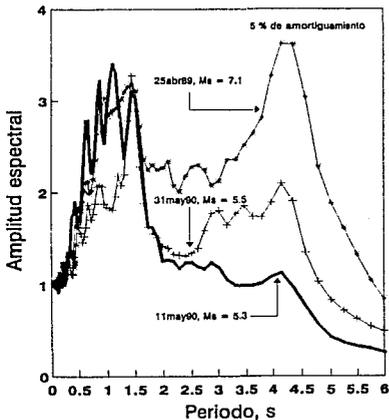


Fig 3.46 Efecto de la magnitud M_s sobre el periodo fundamental del sitio D32

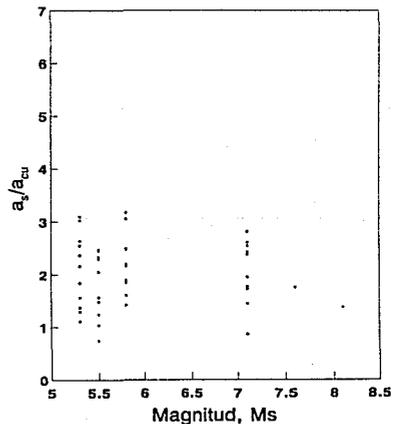


Fig 3.47 Relación $(M_s, a_s/a_{cv})$ en sitios de la zona de Transición

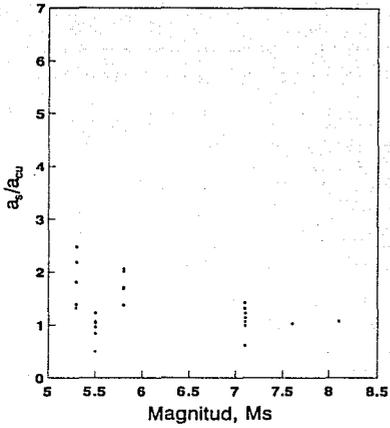


Fig 3.48 Relación (M_s , a_v/a_{cw}) en sitios de la zona de Lomas

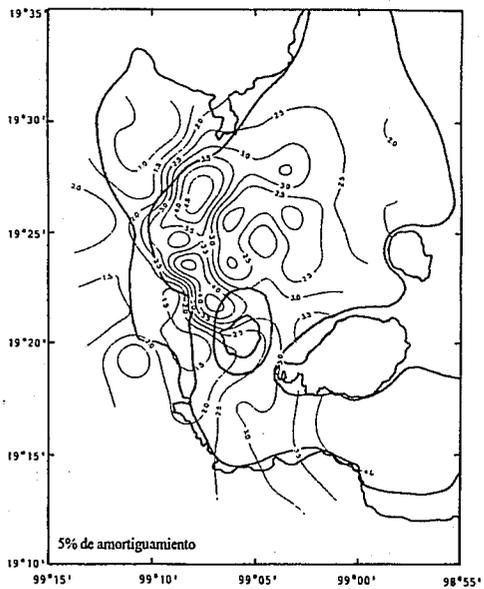


Fig 3.51 Ordenada de amplitud espectral para $T = 0.75s$

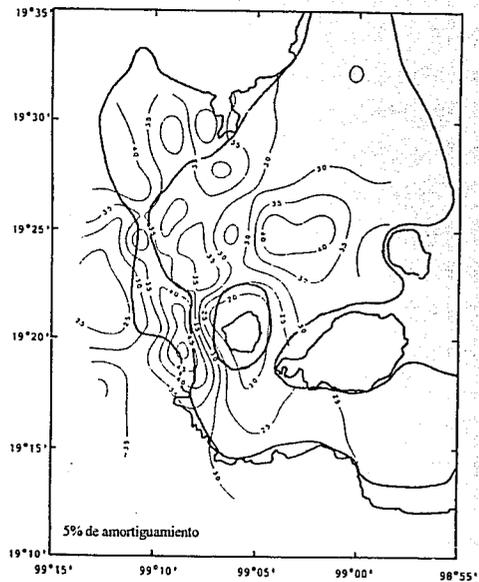


Fig 3.52 Ordenada de amplitud espectral para $T = 1.00s$

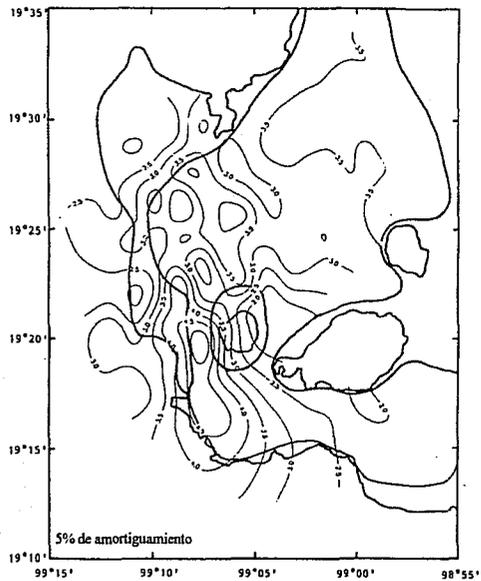


Fig 3.53 Ordenada de amplitud espectral para $T = 1.25$ s

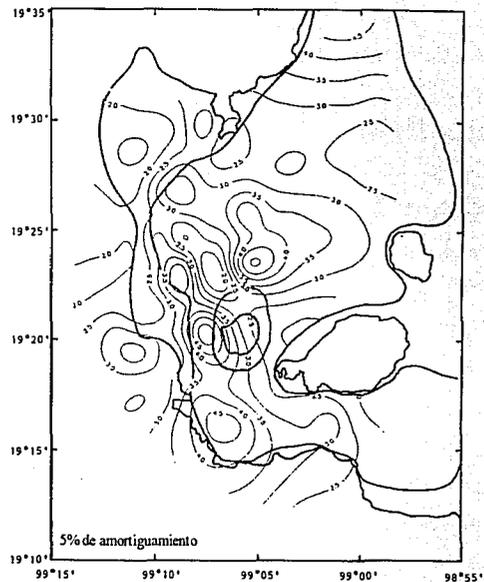


Fig 3.54 Ordenada de amplitud espectral para $T = 1.50$ s

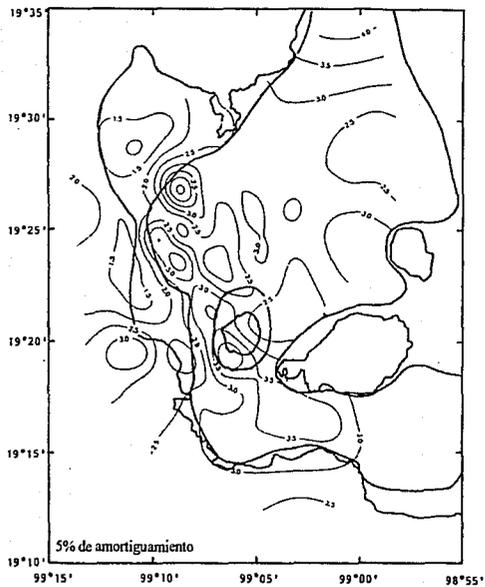


Fig 3.55 Ordenada de amplitud espectral para $T = 1.75s$

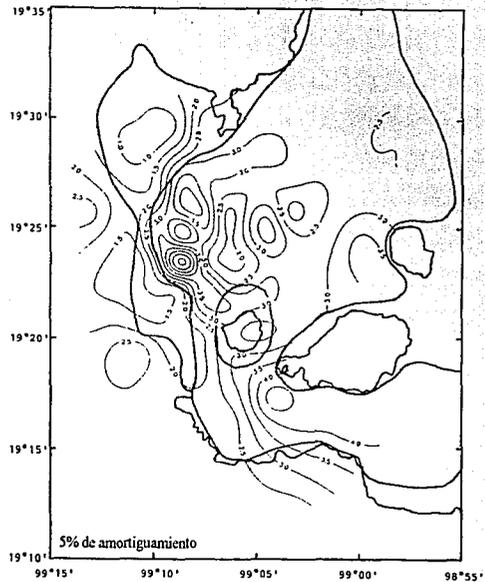


Fig 3.56 Ordenada de amplitud espectral para $T = 2.00s$

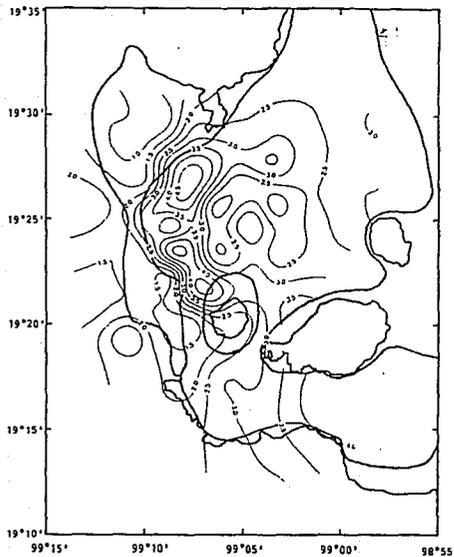


Fig 3.57 Ordenada de amplitud espectral para $T = 2.25s$

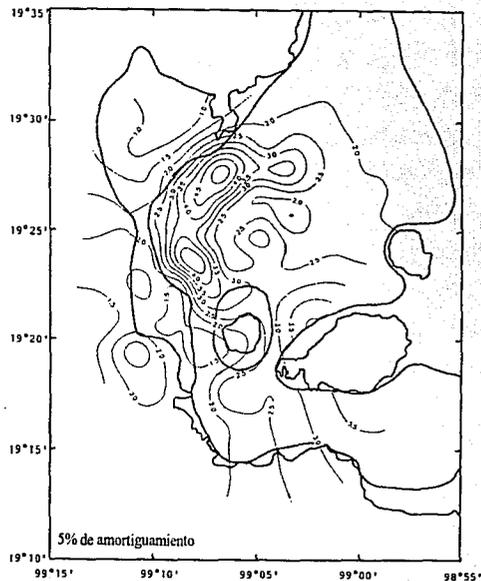


Fig 3.58 Ordenada de amplitud espectral para $T = 2.50s$

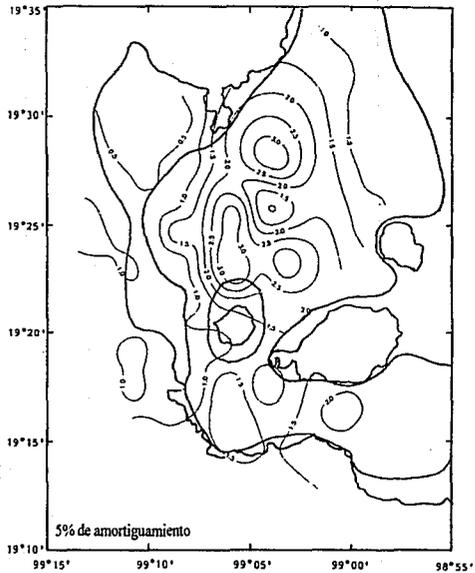


Fig 3.63 Ordenada de amplitud espectral para $T = 3.75s$

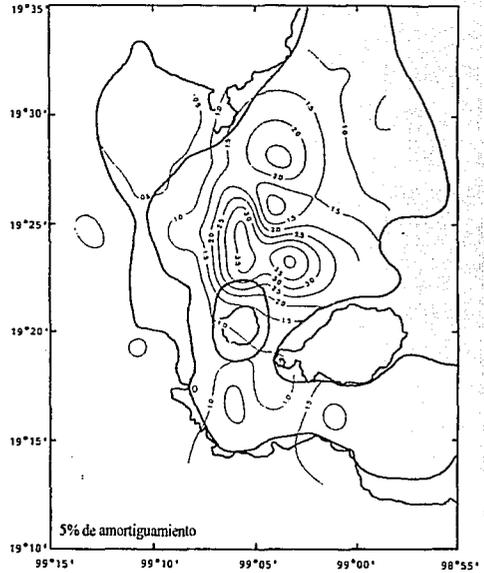


Fig 3.64 Ordenada de amplitud espectral para $T = 4.00s$

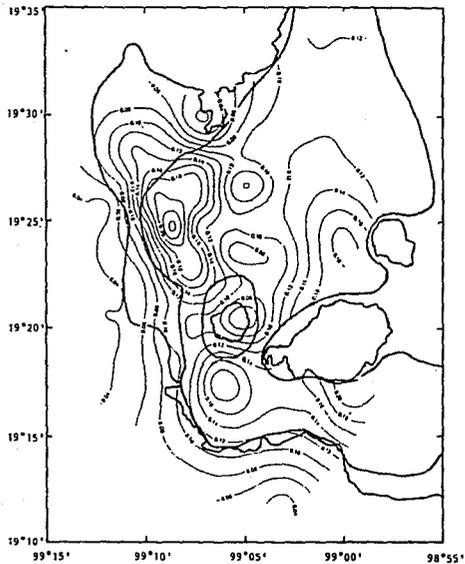


Fig 3.65 Ordenada espectral para $T = 0.0s$

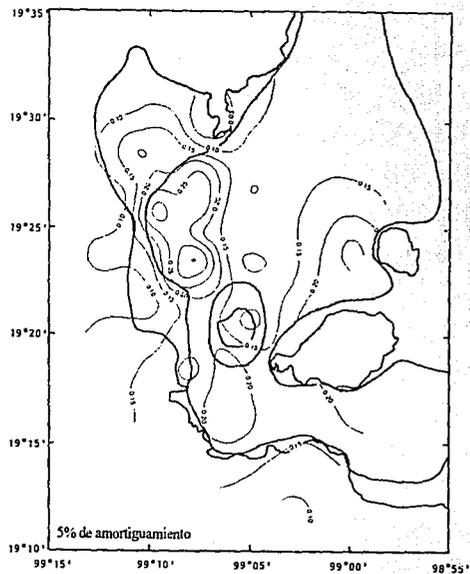


Fig 3.66 Ordenada espectral para $T = 0.25s$

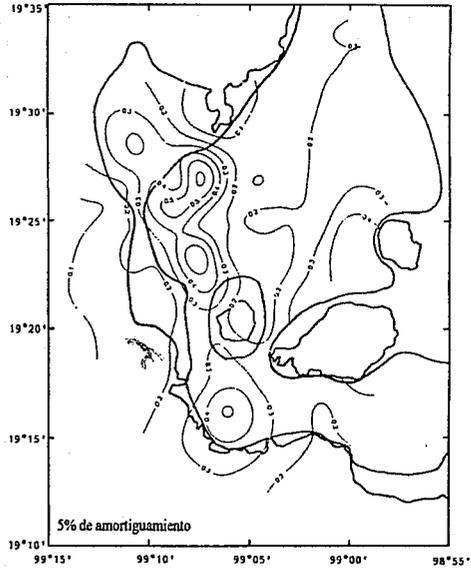


Fig 3.67 Ordenada espectral de diseño para $T = 0.50s$

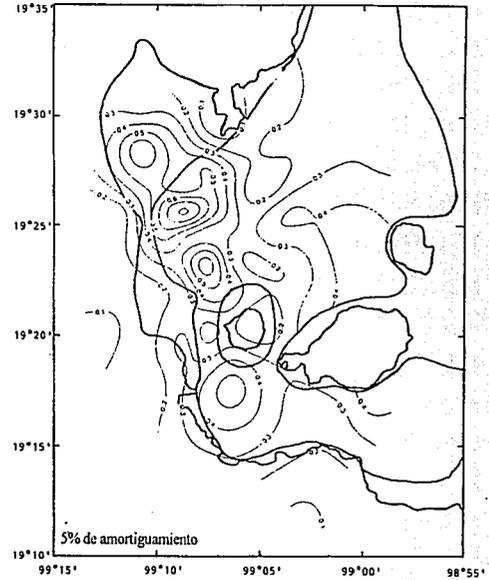


Fig 3.68 Ordenada espectral de diseño para $T = 0.75s$

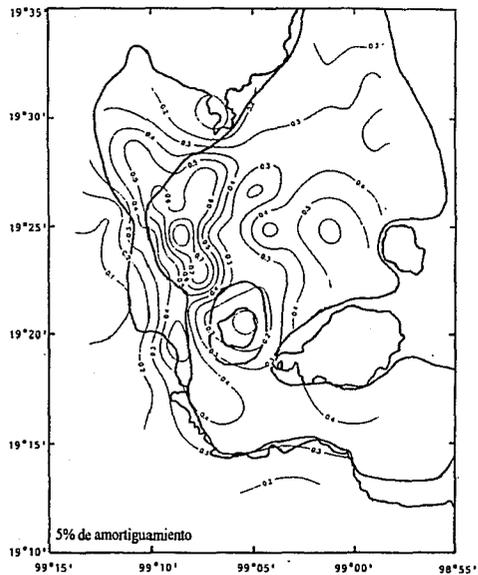


Fig 3.69 Ordenada espectral de diseño para $T = 1.00$ s

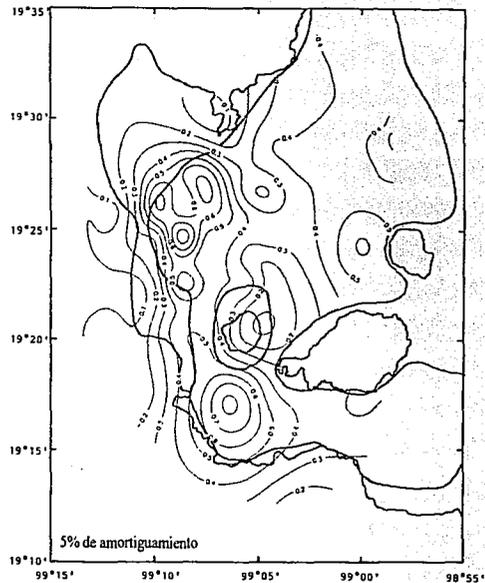


Fig 3.70 Ordenada espectral de diseño para $T = 1.25$ s

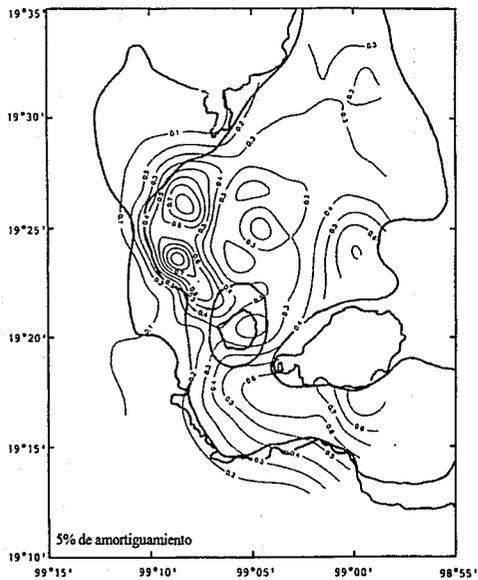


Fig 3.73 Ordenada espectral de diseño para $T = 2.00s$

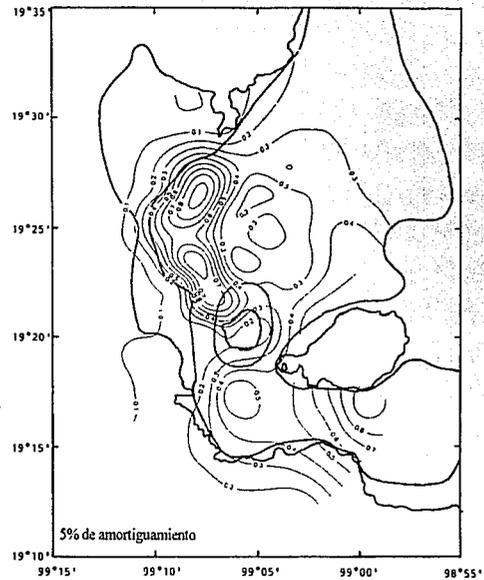


Fig 3.74 Ordenada espectral de diseño para $T = 2.25s$

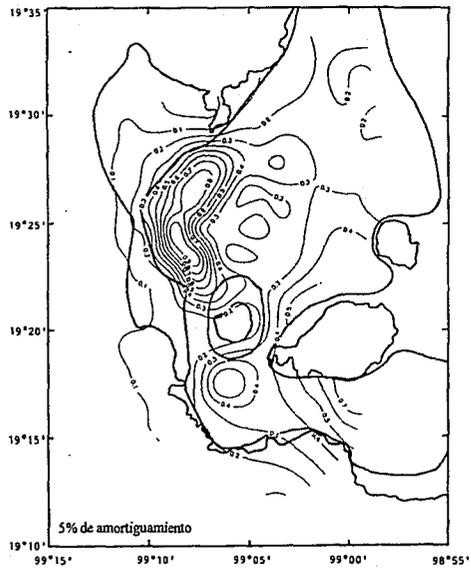


Fig 3.75 Ordenada espectral de diseño para $T = 2.50s$

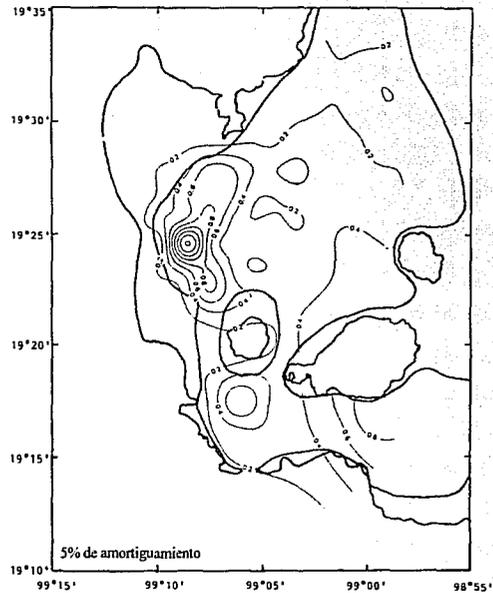


Fig 3.76 Ordenada espectral de diseño para $T = 2.75s$

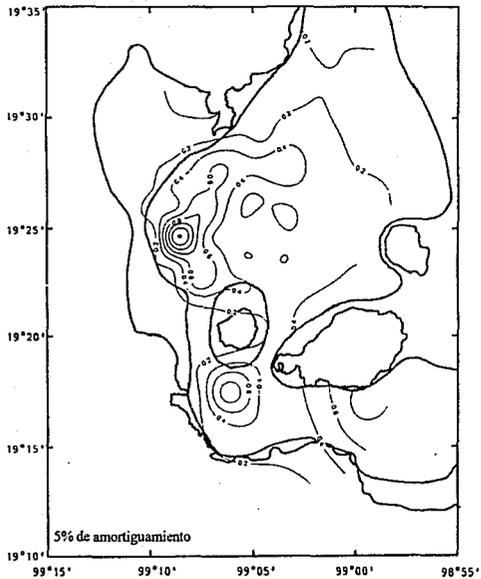


Fig 3.77 Ordenada espectral de diseño para $T = 3.00$ s

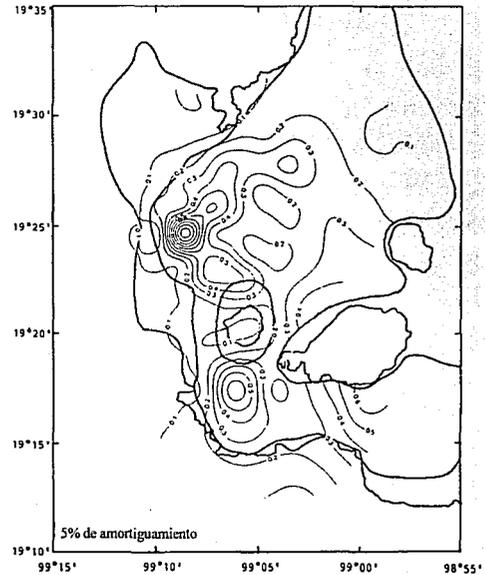


Fig 3.78 Ordenada espectral de diseño para $T = 3.25$ s

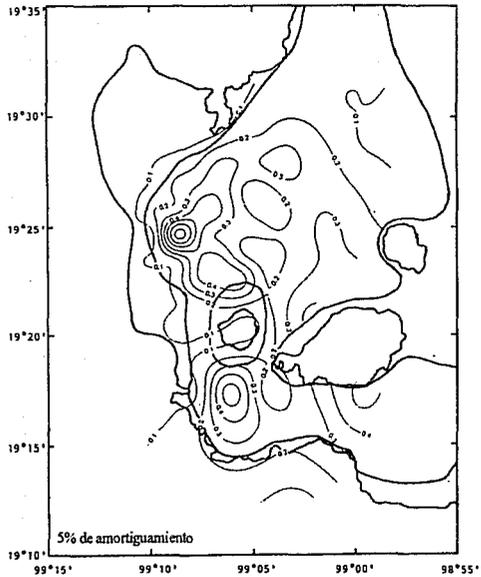


Fig 3.79 Ordenada espectral de diseño para $T = 3.50$ s

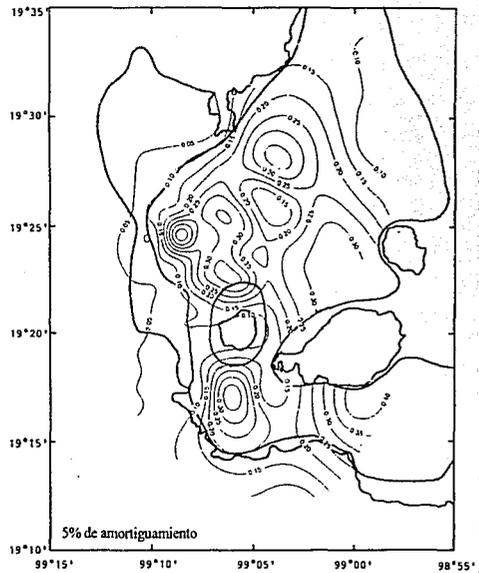


Fig 3.80 Ordenada espectral de diseño para $T = 3.75$ s

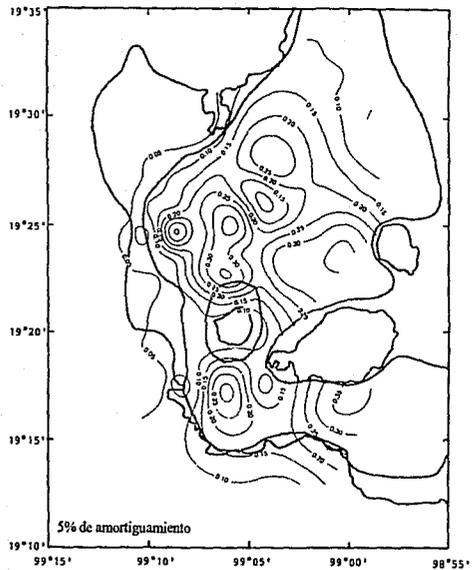


Fig 3.81 Ordenada espectral de diseño para $T = 4.00\text{s}$

4. ANALISIS DE INTERACCION DINAMICA SUELO-ESTRUCTURA

4.1 Modelación de edificios en el análisis de interacción dinámica suelo-estructura por medio del método del elemento finito.

Para realizar el análisis de interacción dinámica suelo-estructura con el modelo mostrado en la fig 2.7, es necesario que sean adecuadamente modeladas las características inerciales, de amortiguamiento, rigidez y geometría de la estructura real.

En esta sección se presenta un procedimiento para modelar, con elementos finitos sólidos, edificios de sección rectangular, cuyo comportamiento esté gobernado por el comportamiento de cortante. En la fig 4.1 se muestra esquemáticamente un edificio en el que rige el comportamiento de cortante.

Para justificar teóricamente el procedimiento, se desarrolló una expresión para obtener el periodo fundamental de edificios de cortante con sección regular. Esta expresión se verifica con estructuras hipotéticas y reales.

4.1.1 Expresión para obtener el periodo fundamental de edificios

A partir de la matriz de rigidez condensada de una estructura de varios pisos, es posible evaluar rigideces de entrepiso equivalentes. La rigidez de entrepiso representa la fuerza necesaria para producir un desplazamiento lineal unitario en el entrepiso, considerando todos los elementos estructurales (columnas, vigas, muros, etc.) que en tal entrepiso reaccionen ante dicha fuerza.

El procedimiento que se propone para obtener el periodo fundamental de una estructura de varios pisos consiste en asociar, respectivamente, la rigidez de cada entrepiso y la masa correspondiente, a los estratos de una columna de cortante estratificada (entiéndase en este caso por estrato, a cierta porción longitudinal de dicha columna a la altura de entrepiso), y después evaluar el periodo fundamental de la columna de cortante equivalente, ver figs 4.2 y 4.3. Las dimensiones de la columna de cortante equivalente serán las de la sección exterior de la estructura real y misma altura. La masa que se asocia a cada piso de la estructura se distribuye uniformemente en el respectivo estrato de la columna equivalente. Así mismo, el módulo al corte G de cada estrato de la columna equivalente se obtiene como

$$G = \frac{F}{\Delta} \frac{h}{A} = \frac{F}{A} \frac{h}{\Delta} = \frac{\tau}{\gamma} \quad (4.1)$$

donde

F/Δ	rigidez de entrepiso
h	altura de entrepiso
A	área de la planta de la estructura

τ esfuerzo de corte equivalente en el elemento sólido
 γ deformación angular equivalente en el elemento sólido

Por otro lado, el periodo fundamental T de una columna de cortante en cantiliver de material homogéneo es

$$T = 4 H \sqrt{\rho/G} \quad (4.2)$$

donde

H altura total de la columna
 ρ densidad de masa

el término $H \sqrt{\rho/G}$ es el tiempo que tarda la onda de corte fundamental en atravesar la columna con altura H , o bien, $4H$ es la longitud de la onda de corte fundamental y $\sqrt{G/\rho}$ su velocidad de propagación.

Una expresión para calcular aproximadamente el periodo fundamental de una columna de cortante estratificada con distintos materiales es

$$T = 4 \sum_i h_i \sqrt{\rho_i/G_i} = \sum_i \Delta T_i \quad (4.3)$$

La ec 4.3 significa que el periodo fundamental de la columna de cortante estratificada es aproximadamente la suma de los periodos de sus estratos, evaluados como si los estratos fueran independientes y con las mismas condiciones de frontera del sistema completo (columna en cantiliver).

Si sustituimos en la ec 4.3 los módulos al corte y densidades equivalentes del edificio, fig 4.3, obtendremos

$$T = 4 \sum_i h_i \sqrt{Am_i/(k_i h_i A h_i)}$$

simplificando algebraicamente

$$T = 4 \sum_i \sqrt{m_i/k_i} = 4 \sum_i \frac{1}{\omega_i} \quad (4.4)$$

A la ec 4.4 puede dársele una interpretación semejante a la de la ec 4.3, sólo que ahora el periodo fundamental del edificio estaría formado por la suma de las frecuencias circulares fundamentales inversas de cada entrepiso por 4, evaluadas como si estos fueran independientes del sistema y estuvieran empotrados en su base y libres en su extremo superior.

Una vez encontrada la equivalencia de la estructura con una columna de cortante, la configuración modal de vibración correspondiente al periodo fundamental se puede evaluar con las siguientes ecuaciones recursivas (tomadas de Zeevaert, 1972) (ver fig 4.4 para definición de los términos)

$$\frac{\delta_i - \delta_{i+1}}{d_i} = \frac{\tau_i + \tau_{i+1}}{2G}$$

$$\tau_{i+1} - \tau_i = (\rho d_i) \omega^2 \frac{1}{2} (\delta_i + \delta_{i+1})$$

Para el caso de una estructura con un sólo entrepiso se sabe que

$$T = 2\pi/\omega = 6.28/\omega$$

y según la ec 4.4

$$T = 4/\omega$$

la diferencia se debe a que en el primer caso se considera que la masa del sistema está concentrada en el extremo superior del oscilador, por lo que se producen mayores fuerzas de inercia y consecuentemente el periodo es mayor que el segundo caso, donde la masa se distribuye uniformemente en todo el volumen que ocupa la estructura, sin embargo, la rigidez global de los dos sistemas, según las equivalencias establecidas en las figs 4.2 y 4.3, es la misma. Es de esperarse que para edificios con varios pisos la diferencia que producen en el periodo fundamental las masas concentradas y las masas distribuidas, disminuya, y la ec 4.4 arroje resultados aceptables. Para observar lo anterior, se verificó la ec 4.4 con dos problemas hipotéticos resueltos en la literatura técnica y con dos edificios reales: el de la Secundaria # 3 localizado en la colonia Roma y analizado por Muria et al, (1991); y el del Puesto Central de Control (PCC) del Sistema de Transporte Colectivo, Metro, localizado en la colonia Centro y analizado por N. Rodríguez (publicado en FICA, 1992).

Problema 1. Ejemplo 5.3.5 de Bazán y Meli (1985). Es un estructura de tres niveles descrita en la fig 4.5 en donde se obtiene, resolviendo la ecuación característica del sistema, un periodo fundamental de $T = 0.568$ s. Con la ec 4.4, según los cálculos de la tabla 4.1, se obtiene $T = 0.563$ s; esto representa un error de 0.96 %.

Problema 2. Ejemplo 4.7, tomado de Martínez et al (1983), fig 4.6, en donde se obtiene, por el método de Holzer-Rayleigh, un periodo fundamental de $T = 0.892$ s. Con la ec 4.4, según los cálculos mostrados en la tabla 4.2, se obtiene $T = 0.885$ s; esto representa un error de 0.8 %.

Problema 3. Edificio Secundaria # 3. Una perspectiva del edificio se muestra en la fig

4.14. Es una estructura de concreto reforzado de tres niveles sobre un cajón rígido de concreto reforzado; más detalles del edificio se dan en la sección 4.2.1.1. Según datos proporcionados por González (1992), las matrices de rigidez condensada y de masas para las direcciones transversal y longitudinal son las que se reproducen en la tabla 4.3. Según estudios de Muria et al (1991), la estructura sobre base rígida tiene un periodo fundamental en la dirección transversal de $T = 0.1$ s, y en la dirección longitudinal $T = 0.125$ s. A partir de las matrices de rigidez condensada se obtuvieron rigideces de entrepiso equivalentes para las dos direcciones. Los datos y cálculos para evaluar la ec 4.4 se muestran en la tabla 4.4; para la dirección transversal se obtiene $T = 0.103$ s, y para la longitudinal $T = 0.129$ s. Esto representa un error del 3 % para las dos direcciones.

Se hace notar que en estos cálculos la estructura se ha considerado desde el nivel de desplante de la cimentación, y el cajón como un entrepiso más.

Problema 4. Edificio PCC. Un esquema del edificio aparece en la fig 4.28. Es una estructura de concreto reforzado de ocho niveles sobre la cimentación la cual de formó con un cajón rígido de concreto reforzado. Tiene una torre de acero de refuerzo en cada una de las cuatro esquinas. La finalidad de las torres es la de reforzar la estructura por los ligeros daños sufridos durante los sismos de 1985 y la de cumplir con el nuevo código de construcciones 1987; más detalles del edificio se dan en la sección 4.2.2.1. Según estudios de Rogríguez (1993) las matrices de rigidez condensada para las direcciones norte-sur y este-oeste, y la de masas de la estructura reforzada son las que se muestran en la tabla 4.5; para la obtención de estas matrices se considera la estructura esquelética, muros de concreto y de tabique en todos los entrepisos, así como las cuatro torres de acero de refuerzo.

Con la solución de la ecuación característica de movimiento de la estructura, se obtiene un periodo $T = 0.444$ s para la dirección norte-sur y de $T = 0.534$ s para la dirección este-oeste, tabla 4.6 (estos resultados aparecen también en FICA (1992), pag 191). Según la ec 4.4, cuya evaluación se muestra en la tabla 4.6, se obtiene un periodo fundamental de $T = 0.466$ s para la dirección norte-sur y de $T = 0.546$ s para la dirección este-oeste. Esto representa un error de 7% para la dirección norte-sur y de 4% para la dirección este-oeste.

Se observa que la ec 4.4 arroja resultados confiables. Bárcena (1993b) aplicó esta expresión a un edificio de 16 niveles, y obtuvo errores de 3 % y 4 %, para ambas direcciones principales del edificio, en la evaluación de los periodos fundamentales al compararlos con los obtenidos mediante un análisis estructural tridimensional del edificio. Esto puede significar que para estructuras de tres niveles o más el considerar masas concentradas o uniformemente distribuidas en el volumen ocupado por el edificio, resulta prácticamente lo mismo. Sin embargo, para estructuras de un entrepiso, para tomar en cuenta el efecto de masa distribuida en la ec 4.4, puede sustituirse el 4 por 6.28, y para estructuras de dos entrepisos, el coeficiente más apropiado parece ser 4.6 en lugar de 4.

En el caso en que la rigidez de entrepiso y la masa de piso disminuyen con la altura del edificio, lo cual comunmente sucede, la ec 4.4 arroja resultados confiables, en cambio, si

éstas aumentan con la altura o si existieran cambios bruscos entre ellas, los resultados serían no confiables.

4.1.2 Modelación de edificios como columna de cortante y analizados con el método del elemento finito

En la sección anterior se mostró que una columna de cortante con propiedades variables con la altura puede utilizarse para estimar el periodo fundamental de un edificio, incluyendo las rigideces de entrepiso y masas de cada nivel. En esta sección se presentan resultados del análisis de la columna de cortante equivalente de edificios hipotéticos, del edificio Secundaria # 3 y del edificio PCC usando el método del elemento finito, para obtener su función de amplificación y verificar si es posible reproducir periodos superiores; ésto, con la finalidad de introducir lo más fielmente posible las propiedades que caracterizan dinámicamente a alguna estructura, en el modelo de la fig 2.7. Se plantea un problema hipotético, el de la Secundaria y el del edificio PCC. Se utilizó el programa de computadora PLUSH (Romo et al, 1977).

Problema hipotético. Se analizan dos osciladores, ambos con cinco grados de libertad, mismo periodo fundamental y misma masa, pero con distribución de masa y rigidez uniformes con la altura para un oscilador (oscilador A), y con distribución de masa y rigidez decreciente con la altura para el otro oscilador (oscilador B). Esto tiene como finalidad observar el efecto de la variación de las rigideces de entrepiso y de las masas de cada nivel del edificio en la columna de cortante equivalente, sobre los periodos superiores.

En la fig 4.7 se muestran los osciladores analizados. Con la solución de la ecuación característica del sistema $|K - \omega^2 M| = 0$, donde K es la matriz de rigidez del sistema, M la matriz de masas y ω la frecuencia circular, se determinaron los periodos naturales de cada oscilador, mismos que se muestran en la fig 4.7. A pesar de que el periodo fundamental en ambos osciladores es el mismo, el efecto que se tiene al distribuir las masas y rigideces es que los periodos superiores difieran.

Se supone que los osciladores son representativos de un edificio con cinco niveles, con altura de entrepiso de 4 m y dimensiones en planta de 8x8 m, fig 4.8.

El oscilador A bien puede modelarse con una columna de cortante con rigidez y densidad uniforme. Para este caso se obtuvo una expresión exacta, independientemente del número de niveles, para evaluar el módulo G equivalente:

$$G = \frac{16HW}{gT^2ab} \quad (4.5)$$

H altura total del edificio
W peso total del edificio
T periodo fundamental

g aceleración de la gravedad
 a y b son las dimensiones exteriores del edificio en planta.

La ec 4.5 se derivó de la 4.2, con la que se obtiene el periodo fundamental de un medio continuo, homogéneo e isotrópico sujeto a la propagación unidimensional de ondas de corte.

Si en la ec 4.5 usamos $H = 20$ m, $W = 2500$ ton, $T = 0.7047$ s, $g = 9.81$ m/s² y $a = b = 8$ m (datos que corresponden al oscilador A), se obtiene que las propiedades de la columna de cortante equivalente del edificio son $G = 2566$ ton/m² y $\gamma = W/Hab = 1.95$ ton/m³.

En la tabla 4.7 se evalúan las rigideces y densidades equivalentes para el oscilador B, con las características geométricas del edificio de la fig 4.8 ; también se evalúa el periodo fundamental de la estructura con la ec 4.4, y que es $T = 0.7525$ s, lo cual representa un error de 6.7 % respecto al valor exacto $T = 0.7047$ s. Se hizo un pequeño ajuste a los módulos de rigidez para reproducir el periodo fundamental exacto. Se considera un amortiguamiento de 5 % para ambas columnas.

En la fig 4.9 se muestran las funciones de amplificación del edificio analizado como columna de cortante con elementos finitos sólidos para lo dos casos, y en la tabla 4.8 los periodos dominantes respectivos comparados con los exactos. Se observa que la aproximación que se obtiene con el criterio de ec 4.4 disminuye para los periodos superiores, y esta discrepancia disminuye para el oscilador con masa y rigidez uniforme. Para el segundo periodo dominante se obtiene un error de 3 % con la columna de propiedades uniformes, y un error de 4 % con la columna de propiedades variables, lo cual representa una aproximación satisfactoria. Aunque para ambas columnas este error se incrementa cada vez más para periodos de mayor orden, se considera tolerable la aproximación ya que, como es sabido, los modos de vibrar correspondientes a periodos de alto orden influyen generalmente poco en la respuesta total de la estructura. Aún cuando no es posible obtener los modos de vibrar de la columna con el programa de computadora utilizado se suponen implícitos en la solución total y que corresponden a los periodos dominantes.

La solución anterior da una idea del grado de aproximación a las características vibratorias de edificios al modelarlos como columna de cortante con la características descritas.

Edificio Secundaria. En la tabla 4.9 se muestra la evaluación de las propiedades de módulo al corte G y peso volumétrico γ equivalentes del edificio real según las rigideces de entrepiso y masas de cada nivel, utilizando el criterio establecido en la fig 4.3; se considera un amortiguamiento de 5 %. Como en este caso la ec 4.4 arroja resultados prácticamente exactos para la evaluación de los periodos fundamentales del edificio, las propiedades mostradas en la tabla 4.9 no se tuvieron que modificar para reproducir los periodos fundamentales exactos del edificio (0.1 s en la dirección transversal, y 0.125 en la longitudinal). En la fig 4.10 se muestran las funciones de amplificación del edificio

analizado como columna de cortante con el método del elemento finito. Solamente se analizó hasta una frecuencia máxima de 10 hz ($T = 0.1$ s).

Edificio PCC. En la tabla 4.10 se muestra información similar a la de la tabla 4.9, pero para el edificio PCC; se considera un amortiguamiento de 5 %. Analizado el edificio como columna de cortante con estas propiedades con el método del elementos finito, se obtuvieron los mismos periodos fundamentales para ambas direcciones que se obtuvieron con la ec 4.4. Para reproducir los periodos fundamentales exactos, los módulos G de la tabla 4.10 se multiplicaron por un factor de 1.05. Nótese que este factor correctivo está aproximadamente en proporción con el error obtenido con la ec 4.4 aplicada a este edificio.

En la fig 4.11 se muestra la función de amplificación de la estructura para la dirección EW; las líneas verticales corresponden a los periodos exactos. Se obtiene un error de 11% para el segundo periodo dominante y 32% para el tercero.

En la figura 4.12 se presenta el mismo tipo de información de la figura 4.11, pero para la dirección NS. En este caso se obtiene un error de 15% para el segundo periodo dominante y 44% para el tercero. Se analizó hasta una frecuencia máxima de 10 hz para las dos direcciones. En este caso, los errores son apreciables para los periodos superiores, sin embargo, el efecto de interacción influye básicamente en la modificación del periodo fundamental del edificio con base rígida (Newmark y Rosenblueth, 1971), por lo que se considera tolerable el modelo adoptado del edificio, ya que los periodos fundamentales se reproducen satisfactoriamente.

4.1.3 Obtención de las características vibratorias de edificios sobre suelo deformable

Las características de filtración de un movimiento a través de un medio quedan definidas por la función de amplificación del medio de propagación. Esta función depende de las características dinámicas del medio como masa, amortiguamiento, rigidez, etc., y muestra fundamentalmente el intervalo de periodos en que puede ser alterada dinámicamente la estructura por alguna excitación dinámica externa dada.

Considérense los sistemas suelo-estructura y de campo libre esquematizados en la figura 4.13. Supóngase que en los puntos rotulados con letras mayúsculas se conoce la respuesta espectral de los sistemas ante cierta excitación externa dada. Se supone que el punto B del sistema suelo-estructura está localizado a cierta profundidad de manera que el efecto de interacción no contamina su movimiento natural, por lo que será igual al de campo libre a esa misma profundidad (punto B en campo libre).

La función de amplificación C/B define las características vibratorias de un sistema compuesto por la estructura y la masa de suelo de cimentación. La función de amplificación C/D define las características vibratorias exclusivas de la estructura como si ésta tuviera base rígida. La función D/B define las características vibratorias de la masa

de suelo de cimentación e incluye los efectos de la interacción; la función A/B excluye estos efectos y corresponde al campo libre.

A partir del sistema suelo-estructura, se pueden obtener las características vibratorias de la estructura como si ésta tuviera base rígida, haciendo

$$\frac{C/B}{D/B} = \frac{C}{B} \frac{B}{D} = \frac{C}{D} \quad (4.6)$$

según esta función, es posible extraer la contribución que la estructura con base rígida produce sobre las características vibratorias del sistema suelo-estructura.

Las características vibratorias del edificio con base flexible pueden obtenerse haciendo

$$\frac{C/B}{A/B} = \frac{C}{B} \frac{B}{A} = \frac{C}{A} \quad (4.7)$$

Con la siguiente relación de funciones de amplificación

$$\frac{D/B}{A/B} = \frac{D}{B} \frac{B}{A} = \frac{D}{A} \quad (4.8)$$

obtendremos una función indicativa de la alteración de los movimientos de campo libre por la presencia de la estructura; en las frecuencias donde no son modificadas las condiciones de campo libre la función D/A valdrá la unidad. Si ahora multiplicamos la función de amplificación de la estructura con base rígida C/D por la función D/A

$$\frac{C}{D} \frac{D}{A} = \frac{C}{A} \quad (4.9)$$

obtendremos nuevamente la función de amplificación de la estructura con base flexible. Nótese que de la función C/D puede obtenerse el periodo fundamental de la estructura con base rígida, y de la función C/A su periodo efectivo (denominando como el fundamental del edificio pero con base flexible).

De la ec 4.9 se desprende lo siguiente. La función D/A (aquí denominada función de interacción) muestra los efectos de la interacción sobre los movimientos de campo libre. Si la interacción fuera despreciable la función D/A valdría prácticamente uno en todo el intervalo de frecuencias. Por otro lado, si la función D/A difiere de la unidad, entonces, el fenómeno de interacción sería notorio, y muestra la modificación de los movimientos de campo libre para obtener la excitación efectiva que llega a la cimentación, esto es, si se multiplica la función de interacción por los movimientos de campo libre se obtendrá la excitación efectiva. También, la función de amplificación de la estructura con base flexible está dada por el producto de la función de amplificación de la estructura con base rígida por la función de interacción. Nótese que si el suelo tuviera rigidez infinita y la estructura

una cimentación superficial, la presencia de la estructura no alteraría las características vibratorias del suelo de cimentación, y la función D/A sería constante e igual a uno. Estudios analíticos (Romo y Bárcena, 1992) muestran que a medida que la velocidad de propagación de las ondas de corte aumenta en el suelo de cimentación, la modificación del periodo efectivo de la estructura respecto al periodo fundamental la estructura con base rígida, disminuye. Para velocidades de ondas de corte del orden de 3000 m/s, los periodos naturales del edificio para las condiciones de fijación en su base son prácticamente los mismos.

4.2 Análisis de interacción dinámica suelo-estructura de dos edificios instrumentados en el valle de México.

En esta sección se presentan los resultados del análisis de interacción dinámica suelo-estructura de dos edificios instrumentados en el valle de México; el edificio Secundaria 3 y el del edificio del PCC. Los análisis se llevaron a cabo con el programa de computadora PLUSH (Romo et al, 1977). Los resultados de la modelación de los edificios Secundaria y PCC, presentados en las secciones anteriores de este capítulo, se utilizaron para introducirlos en el modelo de la fig 2.7.

4.2.1 Edificio Secundaria # 3

4.2.1.1 Características del edificio.

El edificio de la Secundaria # 3, localizado en la colonia Roma, fig. 4.14, consta de tres niveles apoyado sobre un cajón rígido desplantado a 2.5 m de profundidad. Su estructuración es a base de marcos formados por columnas y traveses de acero. Las columnas están embebidas en concreto reforzado. Tiene muros de concreto de aproximadamente 15 cm de espesor ubicados en sus dos direcciones principales. El sistema de pisos está formado por traveses de acero sobre las cuales se apoya una losa plana de concreto de 10 cm de espesor.

El edificio está compuesto por dos estructuras, identificadas como cuerpo A y cuerpo B, que se encuentran desligadas por una junta constructiva de 10 cm de espesor. Las dimensiones en planta del cuerpo A son de 9x26 m, y las del cuerpo B de 9x29 m con una vista de entrepiso de 3.05 m en ambos cuerpos (Muria et al, 1991).

4.2.1.2 Planteamiento del problema.

El sismo 8FEB88 se registró en la azotea y en la base del cuerpo B, y en el terreno aledaño. En la fig 4.15 se muestran los espectros de respuesta S_a de los movimientos en la base del edificio y en el terreno aledaño para la dirección transversal, y en la fig 4.16 se presenta la misma información, pero para la dirección longitudinal. Se observa que los movimientos en la base del edificio y en el terreno libre son prácticamente iguales. Esto puede explicarse por el hecho de que la cimentación del edificio (a base de un cajón desplantado a 2.5 m de profundidad) es somera, lo cual contribuye a que el efecto de la

interacción cinemática no sea significativo.

Muria et al (1991) llevaron a cabo un estudio para determinar experimentalmente los periodos naturales de vibración de la estructura, utilizando pruebas de vibración ambiental, de impulsos y de tracción. Según este estudio la estructura del cuerpo B tiene un periodo fundamental de aproximadamente 0.36s en el sentido transversal y de 0.23s en el sentido longitudinal. Según estudios analíticos (Muria et al, 1991) la estructura con base rígida tiene un periodo fundamental en sentido transversal de 0.1s y en el longitudinal de 0.125s, tabla 4.11. Lo anterior concuerda con el hecho de que desplantar un edificio sobre una base deformable incrementa los periodos fundamentales respecto a los que se obtienen considerando base rígida, lo cual es un resultado de la interacción inercial.

En la fig 4.17 se gráfica la función de amplificación experimental de la estructura del cuerpo B con base flexible correspondiente al sismo 8FEB88. Se observa que estas funciones permiten evaluar con precisión los periodos efectivos del edificio en las dos direcciones (compárense con los reportados por Muria et al (1991) reproducidos en la tabla 4.11).

Esta evidencia instrumental indica que dado que el acelerógrafo se encuentra en la superficie del terreno y que la cimentación del edificio es somera, la componente inercial de la interacción dinámica suelo-estructura del cuerpo B es la que domina el fenómeno. En lo que sigue, se presentan resultados del análisis de problema completo de interacción dinámica suelo-estructura del cuerpo B

4.2.1.3 Caracterización del sitio

Debido a que no se contó con estudios geotécnicos en el sitio, la estratigrafía del sitio Plaza Río de Janeiro (Jaime y Romo, 1987) (localizado aproximadamente a unos 200 m del sitio de interés) se consideró como representativa. Para caracterizar dinámicamente al depósito se partió de perfil de resistencias obtenido con el cono eléctrico reportado por Jaime y Romo (1987). Con el procedimiento propuesto por Ovando y Romo (1991) se estimó el perfil de velocidades mostrado en la fig 4.18; también se muestra el perfil del peso volumétrico. Debido a que el sismo es de baja intensidad y al amplio intervalo de deformaciones en el que la arcilla de la ciudad de México tiene un comportamiento dinámico elástico (Romo, 1990), el análisis se llevó a cabo considerando propiedades elásticas. Así, los módulos de rigidez y los amortiguamientos del suelo (3 % en arcilla lejos de la estructura y 10 % cerca de ella) se consideraron independientes del valor de la deformación inducida por el sismo.

4.2.1.4 Presentación de resultados

El movimiento registrado en el terreno aledaño se consideró de campo libre y se deconvolucionó hasta una profundidad de 40 m en donde precisamente se encuentran los depósitos profundos del perfil estratigráfico.

Para la modelación en la dirección longitudinal, se consideró a la línea vertical que pasa por la junta constructiva entre los cuerpos A y B del edificio como línea de simetría, y se analizó sólo la parte correspondiente al cuerpo B.

El edificio considerado como una columna de cortante sobre el depósito de suelo, según el modelo de la fig 2.7, arroja un periodo efectivo de 0.29s en dirección transversal y de 0.18s en dirección longitudinal, respectivamente, figs 4.19 y 4.20. Según datos reportados por Muria et al (1991), se obtuvo un periodo de 0.34s en dirección transversal y de 0.23 s en dirección longitudinal, en la prueba de tracción. En la de vibración ambiental 1 etapa, se obtuvo un periodo de 0.28s en dirección transversal y de 0.20s en dirección longitudinal, tabla 4.11. Nótese que los periodos calculados se aproximan razonablemente a los medidos.

En las figs 4.21 y 4.22 se presentan las funciones de interacción (experimentales y calculadas) planteadas en el inciso 4.1.3. Se observa por las funciones calculadas, que por el efecto de interacción inercial el periodo fundamental del edificio con base rígida se desplaza a periodos mayores cuando el edificio tiene base flexible, y además, existe una atenuación considerable de esta función en el periodo del edificio con base rígida. Las funciones calculadas tienden a coincidir con las experimentales, principalmente en la dirección transversal; para la dirección longitudinal puede ser que influya la hipótesis que se hizo de modelo simétrico. Se hace notar que a las funciones experimentales no se les hizo ninguna suavización.

Las funciones de amplificación correspondientes a la estructura con base rígida de las figs 4.19 y 4.20 se obtuvieron a partir del modelo del sistema suelo-estructura. Obsérvese que con relación a las funciones de amplificación del edificio con base rígida de la fig 4.10, donde se analizó el sistema estructura solamente, el periodo fundamental no difiere, aunque si existen ligeras modificaciones en la forma de dichas funciones. La razón que se atribuye a esto es que las funciones de amplificación del edificio con base rígida obtenidas del sistema suelo-estructura, están afectadas por el efecto de empotramiento de la estructura en el suelo.

Un aspecto interesante que se desprende de lo anterior es que, ya que en los análisis se consideraron propiedades elásticas del suelo, y dada la pequeña magnitud del sismo, el comportamiento no-lineal del suelo de cimentación fue insignificante durante dicho evento.

En las figs 4.23 y 4.24 se muestra el espectro calculado contra el experimental correspondientes a la base y azotea, respectivamente, para la dirección transversal. En las figs 4.25 y 4.26 se muestra la misma información pero para la dirección longitudinal. Se observa que los espectros calculados en la base reproducen prácticamente los espectros experimentales. Según se ha mostrado, los espectros en la base del edificio y los del terreno adedeño son prácticamente los mismos, lo cual es indicativo de un efecto de interacción cinemática despreciable. Los resultados presentados en las figs 4.23 y 4.25 muestran que el modelo reproduce razonablemente bien el efecto de la interacción.

De igual manera, los espectros calculados en la azotea, según se muestra en las figs 4.24 y 4.26, concuerdan razonablemente bien con los experimentales, lo cual es indicativo que el edificio se ha modelado adecuadamente según el procedimiento expuesto en el inciso 4.1.1.2.

4.2.2. Edificio PCC

4.2.2.1. Características del edificio

El edificio del Puesto Central de Control, PCC, Ing. Bernardo Quintana Arrijoja, se localiza en la esquina que forman las calles Ernesto Pugibet y Cerrada Ernesto Pugibet en la colonia Centro, fig. 4.27. En el edificio se encuentra el centro electrónico que controla la operación de las líneas uno a seis del Sistema de Transporte Colectivo, Metro, de la ciudad de México. El edificio consta de una estructura de concreto reforzado de ocho niveles sobre la cimentación la cual se formó con un cajón rígido de concreto reforzado semicompensado, construido mediante el sistema de muro milán o tablaestaca estructural con contratraves, apoyado sobre pilotes de fricción con longitud de 23.5 m.

Durante los sismos de 1985, el edificio soportó los movimientos con daño ligero, pero por tratarse de una construcción que alberga instalaciones muy importantes para la ciudad, se decidió reestructurarlo, por lo que se consideró construir cuatro torres metálicas de refuerzo en las esquinas del edificio las cuales se conectan en planos paralelos a las fachadas con armaduras metálicas horizontales. Estas torres se unieron a la estructura de concreto original mediante placas metálicas colocadas en cada nivel del edificio. Se amplió la cimentación, fig. 4.28, se incrementó el número de pilotes para tomar las cargas adicionales y los momentos de volteo correspondientes al coeficiente sísmico estipulado en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1987 (FICA, 1992).

La instrumentación del edificio se llevó en etapas. En la primera, se instalaron tres acelerómetros en un pozo que se encuentra localizado a unos 15m del costado sur del edificio, fig. 4.29. Los aparatos están colocados en la superficie del terreno, a 20 m de profundidad (arcilla) y a 40m en los estratos profundos.

El movimiento registrado a 40m de profundidad en el sitio PCC es representativo de los movimientos inducidos al valle durante el sismo 31MAY90. En la fig 4.30 se muestra la relación espectral de movimientos del sitio PCC a 40m de profundidad y Coyoacán a 70m de profundidad, y en la fig 4.31 esta misma relación pero con el sitio Roma a 102m de profundidad. Esto indica que los movimientos en la base de los depósitos arcillosos son aproximadamente uniformes.

En la segunda etapa se colocaron acelerómetros en la base del edificio y en tres niveles. Esta etapa se terminó recientemente y hasta la fecha (marzo 93) no se tienen registros de sismos en el edificio.

4.2.2.2 Planteamiento del problema

Desde la colocación de los instrumentos en el pozo se han registrado varios sismos. El más intenso de ellos ocurrió el 31 de mayo de 1990 y es el que se considera en este trabajo.

En la fig 4.32 se muestran los espectros de aceleraciones de las componentes NS de los registros obtenidos en las tres elevaciones. En la fig 4.33 se presenta la misma información, pero para el componente EW. Los movimientos registrados en ambas direcciones muestran un aspecto singular. Se puede observar que las ordenadas espectrales se amplifican al pasar de 40 a 20 m, lo cual es normal en estratos de suelo blando. Sin embargo, al ascender a la superficie del terreno las amplitudes espectrales se atenúan respecto a las correspondientes a 20 m de profundidad. Incluso, en intervalos amplios del periodo natural, las aceleraciones espectrales en la superficie son menores que las del espectro en los depósitos profundos. Este fenómeno de atenuación en depósitos de suelo es difícil de explicar con la teoría de propagación de ondas sísmicas en medios elásticos. Cabe mencionar que los registros obtenidos durante el sismo 11MAY90 también muestran el mismo efecto de amplificación de 40 a 20 m y de atenuación en los 20 m superficiales, figs 4.34 y 4.35.

Este fenómeno de atenuación en la parte superior del estrato puede deberse a cualquiera de los siguientes factores o a combinaciones de ellos. Primero, que las características estratigráficas del sitio presenten peculiaridades en su parte superior que modifiquen dramáticamente los movimientos en la superficie. Segundo, que el sismo 31MAY90 tuviera una distribución peculiar de contenido de energía que produjera en los depósitos de suelo blando de la ciudad de México este doble efecto de amplificación-atenuación. Y tercero, que la interacción dinámica suelo-estructura sea lo suficientemente importante para afectar los movimientos de campo libre.

El primer factor no parece ser el causante de este doble fenómeno amplificación-atenuación, ya que como se observa en la fig 4.36, la estratigrafía del sitio es típica de la zona del Lago. Se tiene una costra superficial seguida por arcillas blandas con altos contenidos de agua e intercalaciones de lentes de limos arenosos. Debajo de las arcillas de la primera formación aparece la primera capa dura, subyacente por la segunda formación arcillosa, la cual se extiende hasta 39 m donde aparecen los depósitos profundos. Para que en un depósito de suelo como el descrito se atenúen los movimientos sísmicos en los 20 m superiores, se requeriría que en alguna parte la arcilla fallara o sufriera grandes deformaciones durante el sismo. Dada la intensidad de los movimientos registrados a 20 m, figs 4.32 y 4.33, es improbable que esto haya ocurrido. Además, como se mencionó anteriormente, este fenómeno de atenuación se observó también en este sitio durante dos sismos aún de menor intensidad que el del 31MAY90. Para fallar la arcilla o inducirle deformaciones importantes se requieren esfuerzos de corte dinámicos muy superiores a los que pudo haber inducido este sismo. De hecho, con base en resultados de laboratorio y estudios analíticos se concluyó que el sismo 19SEP85 no produjo esfuerzos de corte lo suficientemente grandes como para exceder la resistencia de la arcilla ni para causar una degradación importante en su rigidez (Romo, 1990).

Si el segundo factor hubiera sido el causante de este doble fenómeno amplificación-atenuación, se habría presentado en otros sitios de la ciudad. En la fig 4.37 se presentan los espectros de aceleraciones de los registros obtenidos en la superficie del terreno, a 30 m de profundidad (en arcilla) y a 102 m en los depósitos profundos. Esta estación se encuentra en la colonia Roma. Se observa que las ordenadas espectrales se amplifican al propagarse el movimiento hacia la superficie, lo cual es de esperarse en estratigrafías en las que la rigidez de los suelos se incrementa con la profundidad y se apoya en una formación geológica con una rigidez mucho mayor, es decir, que hay un fuerte contraste de impedancias entre el depósito de suelo y el material que le subyace, como en el caso de la zona de Lago. En la fig 4.38 se muestran los espectros de respuesta de los acelerogramas obtenidos en la superficie del terreno, a 12 y 70 m de profundidad. Esta estación se localiza en Coyoacán en la zona de Transición. De nuevo, se puede observar que los movimientos se amplifican al ascender a la superficie del terreno. A la luz de estos resultados, es improbable que el fenómeno de amplificación-atenuación se haya debido a peculiaridades en las características del sismo 31MAY90.

El último factor, la superposición de las ondas sísmicas que arriban al sitio con las generadas por la interacción dinámica suelo-estructura, parece ser el causante de la atenuación de los movimientos en la superficie del terreno. Existe evidencia analítica que muestra que en el caso de edificios desplantados sobre cimentaciones que incluyen un cajón relativamente profundo, la interacción dinámica suelo-estructura atenúa las aceleraciones máximas en la superficie del terreno con respecto a las del campo libre, hasta distancias del orden de tres veces el ancho de la cimentación (Romo y Bárcena, 1992).

De acuerdo con las dimensiones en planta de la cimentación, fig 4.29, el acelerógrafo de la superficie está alejado alrededor de 0.3 veces la dimensión (53.5 m) de la cimentación en la dirección NS. En la fig 4.28 también se puede observar que la profundidad de desplante del cajón es del orden de 8.3 m. Con base en resultados analíticos de Romo y Bárcena (1992), se supone que el efecto de la interacción dinámica suelo-estructura sobre los movimientos del terreno a esta distancia y para el tipo de cimentación del PCC, se manifiesta atenuando las aceleraciones máximas de campo libre en un 15 %.

Con base en estos razonamientos, se concluye que el fenómeno de amplificación-atenuación se debe básicamente al efecto de la interacción dinámica que se desarrolla entre el edificio PCC y el suelo atedado. Para confirmar esto, se procedió a analizar la respuesta sísmica del sistema suelo-estructura y calcular la respuesta en el punto donde se encuentra el instrumento, así como en la base y azotea de la estructura.

4.2.2.3 Resultados del análisis

El cálculo de la respuesta se llevó a cabo en las direcciones EW y NS, considerando en cada caso como excitación el componente y la orientación de la estructura correspondientes. Además, se consideró el modelo del edificio PCC presentado en el inciso 4.1.2.

4.2.2.3.1 Caracterización del sitio.

La estratigrafía mostrada en la fig 4.36 se consideró representativa del depósito de suelo sobre el que está desplantado el edificio. Para caracterizar dinámicamente al depósito, se partió del perfil de resistencias obtenido con el cono eléctrico que se muestra en la fig 4.39. Usando el procedimiento propuesto por Ovando y Romo (1991), se estimó el perfil de velocidades presentado en la fig 4.40. Debido a que el sismo es de baja intensidad y al amplio intervalo de deformación en el que la arcilla de México tiene un comportamiento dinámico elástico (Romo, 1990), el análisis se llevó a cabo considerando propiedades elásticas. Así, los módulos de rigidez (obtenidos de las velocidades de la fig 4.40 y los pesos volumétricos de la arcilla y limos arenosos, 1.2 a 1.5 t/m) y los amortiguamientos del suelo (3 % en arcilla lejos de la estructura y 10 % cerca de ella) se consideraron independientes del valor de la deformación inducida por el sismo.

4.2.2.3.2 Respuesta de campo libre.

El análisis se llevó a cabo considerando como excitación el espectro de respuesta del acelerograma registrado en los depósitos profundos y se supuso actuando en la base del modelo (40 m de profundidad). Las respuestas calculadas a 20 m de profundidad se comparan con las medidas en las figs 4.41 y 4.42. Se observa que la concordancia es buena en las dos direcciones. Por otro lado, la reproducción de los espectros medidos en la superficie del terreno no es satisfactoria en ninguna de las dos direcciones, figs 4.43 y 4.44.

Estos resultados indican que la presencia de la estructura no afecta los movimientos de campo libre a 20 m de profundidad, en cambio parece afectar a los de la superficie libre a 15 m de la estructura.

4.2.2.3.3 Respuesta del sistema suelo-estructura.

Para tratar de confirmar lo planteado anteriormente con respecto a que los movimientos en la superficie del terreno están afectados por la superposición de las ondas sísmicas que inciden en el sistema con las generadas por el fenómeno de interacción, la respuesta calculada a 15 m de la estructura se compara con la medida en las figs 4.45 y 4.46. Se observa que en la dirección NS la concordancia es buena, en cambio, en la dirección EW hay diferencias cerca del acelerógrafo (por tanto, la consideración de una estructura es adecuada), en la EW si hay otro edificio de altura considerable y relativamente cercano,

Estos resultados muestran que efectivamente la presencia del edificio modifica significativamente los movimientos sísmicos en la superficie del terreno. En este caso el efecto se manifiesta tanto en la forma como en las amplitudes de los espectros. El hecho que en la dirección NS la concordancia sea mejor que en la EW puede deberse a la limitación del modelado, ya que mientras en la dirección NS no hay otras estructuras importantes cerca del acelerógrafo (por tanto, la consideración de una estructura es adecuada), en la EW si hay otro edificio de altura considerable y relativamente cercano,

y el análisis está fuera de los datos instrumentales, fig 4.29. La presencia de esta otra estructura puede modificar aún más los movimientos en la superficie del terreno. Resultados analíticos muestran que el efecto de la interacción estructura-suelo-estructura puede incrementar las ordenadas espectrales en los periodos relativamente altos (Romo y Bárcena, 1992), lo cual mejoraría posiblemente la concordancia entre las curvas de la fig 4.46.

4.2.2.3.4 Espectros de piso y periodos efectivos del edificio.

En las figs 4.47 y 4.48 se presentan los espectros calculados en la base del edificio y se comparan con los calculados en el campo libre. Se observa que las ordenadas espectrales en la base del edificio son inferiores a las de campo libre. Esto es particularmente significativo en los periodos naturales del edificio con base rígida ($T = 0.52s$ en la dirección EW y $T = 0.43s$ en la dirección NS) donde la atenuación es del orden del 35% en la dirección EW y aproximadamente del 40% en la NS.

Por otro lado, en las figs 4.49 y 4.50 se muestran las funciones de amplificación del edificio con base rígida obtenidas del sistema suelo-estructura y las funciones de amplificación del edificio con base flexible obtenidas mediante un análisis lineal y otro no lineal con el sismo 31MAY90. Se observa que para las dos direcciones existe un incremento en el periodo fundamental de la estructura respecto a si ésta tuviera base rígida; en la dirección EW el incremento es del orden del 30% y en la NS es 55% aproximadamente. Según esto la interacción inercial en la dirección NS es notablemente significativa.

En la fig 4.51 se muestra la función de la interacción inercial que se planteó en el inciso 4.1.3, para las dos direcciones analizadas. Se observa que los mínimos relativos de estas funciones corresponden precisamente a los periodos fundamentales del edificio con base rígida, y el máximo absoluto corresponde aproximadamente al periodo efectivo. Si se multiplican las funciones de la fig 4.51 por las funciones de amplificación del edificio con base rígida, figs 4.49 y 4.50, se obtienen las funciones de amplificación del edificio con base flexible, a partir de las que se obtienen los periodos efectivos del edificio mostrados en las figs 4.49 y 4.50 para los componentes EW y NS respectivamente: 0.68s aproximadamente en las dos direcciones.

Finalmente, en las figs 4.52 y 4.53 se muestran los espectros calculados en la azotea del edificio y como referencia se reproducen los espectros calculados en la base del edificio.

Nivel	Peso (ton)	Masa (ton/m/s ²)	Rigidez de entrepiso (ton/m)	Frecuencia ⁻¹ (seg/rad)
3	200	20.39	8000	0.0505
2	400	40.77	20000	0.0452
1	400	40.77	20000	0.0452

$$\Sigma = 0.1408$$

Periodo exacto $T = 0.5686s$

Periodo estimado $T = 0.5631s$

error = 0.96%

Tabla 4.1 Evaluación de la expresión 4.4 para el ejemplo 5.3.5 de Bazán y Meli (1985).

Nivel	Peso (ton)	Masa (ton/m/s ²)	Rigidez de entrepiso (ton/m)	Frecuencia ⁻¹ (seg/rad)
3	20	2.04	165.51	0.1110
2	25	2.55	840.00	0.0551
1	25	2.56	840.00	0.0551

$$\Sigma = 0.2211$$

Periodo exacto $T = 0.8924s$

Periodo estimado $T = 0.8846s$

error = 0.88%

Tabla 4.2 Evaluación de la expresión 4.4 con el ejemplo 4.7 de Martínez et al (1983).

502560	-613780	71384	16645
-613781	1298200	-707420	26735
71384	-707420	1328600	-725850
16645	26735	-725850	3025900

Matriz de rigidez condensada para la dirección transversal (ton/m)

402500	-548800	85250	38162
-548800	1170300	-687350	160240
85250	-687350	1288200	-987520
38162	160240	-987520	4149600

Matriz de rigidez condensada para la dirección longitudinal (ton/m)

16.98			
	23.01		
		23.01	
			34.47

Matriz de masas (ton/m/s²)

Tabla 4.3 Matrices de rigideces y masa del edificio Secundaria (González, 1992).

Nivel	Peso (ton)	Masa (ton/m/s ²)	Rigidez de entrepiso transversal (ton/m)	Frecuencia ¹ (seg/rad)	Rigidez de entrepiso longitudinal (ton/m ²)	Frecuencia ¹ longitudinal (seg/rad)
4	166.57	16.98	301040	0.0075	160739	0.0103
3	225.73	23.01	415409	0.0074	241549	0.0098
2	225.73	23.01	522163	0.0066	329322	0.0084
1*	338.15	34.47	1984129	0.0042	2117984	0.0040

*cajón de cimentación

$$\Sigma = 0.0258$$

$$\Sigma = 0.0324$$

Dirección transversal:

Periodo exacto

$$T = 0.1s$$

Periodo estimado

$$T = 4 \times 0.258 = 0.103s$$

error

$$3.0\%$$

Dirección longitudinal:

Periodo exacto

$$T = 0.125s$$

Periodo estimado

$$T = 4 \times 0.0324 = 0.129s$$

error

$$3.7\%$$

Tabla 4.4 Evaluación de la ec 4.4 para el edificio Secundaria

729519	-914812	177346	-45066	21280	2045	26532	-6100
-914812	1688312	-979227	284239	-96952	48220	-48789	21147
177346	-979227	2192054	-1865541	537306	-111799	62452	-14999
-45066	284239	-1865541	4224481	-3134150	756541	-296239	70843
21280	-96952	537306	-3134150	4561702	-2744692	1087423	-239084
2045	48220	-111799	756541	-2744692	5685279	-4945512	1362715
26532	-48789	62452	-296039	1087423	-4945512	8318003	-4600251
-6100	21147	-14999	70843	-239084	1362715	-4600251	4597485

Matriz de rigidez condensada EW (ton/m)

794504	-979020	167492	-53538	32394	13800	2407	14151
-979020	1796767	-1030921	307435	-116706	35547	-5903	-9926
167492	-1030921	2599133	-2258095	592786	-136806	59611	9243
-53538	307435	-2258095	5259158	-3831172	829794	-353101	93933
32394	-116706	592786	-381172	5605092	-3179287	1183733	-303445
13800	35547	-136806	829794	-3179287	6762225	-5737887	1492234
2407	-5903	59611	-353101	1183733	-5737887	10275582	-5852792
14151	-9926	9243	93933	-303445	1492234	-5852792	6027121

Matriz de rigidez condensada NS (ton/m)

Tabla 4.5 Matrices de rigideces condensada del edificio PCC (N. Rodríguez, 1993).

Nivel	Masa (ton/m/s ²)	Rigidez de entrepiso NS (ton/m)	Frecuencia ⁻¹ dirección NS (seg/rad)	Rigidez de entrepiso EW (ton/m ²)	Frecuencia ⁻¹ dirección EW (seg/rad)
8	143	299920	0.0218	246208	0.0241
7	165	323520	0.0226	268120	0.0284
6	207	700488	0.0172	468168	0.0204
5	174	1185957	0.0121	797838	0.0148
4	146	859854	0.0130	582779	0.0158
3	205	1513675	0.0116	980444	0.0144
2	5	1916820	0.0016	1149389	0.0021
1	248	890138	0.0167	611115	0.0201

$$\Sigma=0.1166$$

$$\Sigma=0.1365$$

Dirección NS:

Periodo exacto

Periodo estimado
error

$$T = 0.4443s$$

$$T = 4 \times 0.116 = 0.4666s$$

$$7.0\%$$

Dirección EW:

Periodo exacto

Periodo estimado
error

$$T = 0.534s$$

$$T = 4 \times 0.1365 = 0.5463s$$

$$4.0\%$$

Tabla 4.6 Evaluación de la ec 4.4 para el edificio PCC

Nivel	h (m)	Peso (ton)	Rigidez de entrepiso (ton/m)	G (ton/m ²)	Peso volumétrico (ton/m ³)
5	4	300	21600	1350	1.172
4	4	400	28800	1800	1.563
3	4	500	36000	2250	7.953
2	4	600	43200	2700	2.344
1	4	700	50400	3150	2.734

Tabla 4.7 Evaluación de propiedades de la columna equivalente del oscilador B

	Oscilador A			Oscilador B		
	T* (s)	T** (s)	error (%)	T* (s)	T** (s)	error (%)
1	0.7047	0.7047	0	0.7047	0.7047	0
2	0.2415	0.2344	3	0.2904	0.2775	4
3	0.1532	0.1375	11	0.1886	0.1656	14
4	0.1192	---		0.1478	0.1187	24
5	0.1045	---		0.1294	---	

* Período exacto

** Período evaluado con la columna de cortante equivalente

Tabla 4.8 Períodos evaluados con la columna de cortante equivalente para el oscilador con propiedades homogéneas y el oscilador con propiedades heterogéneas

Nivel	Altura (m)	Masa (ton/m/s ²)	Peso volum. (ton/m ³)	Rigidez de entrepiso transversal (ton/m)	G transversal (ton/m ²)	Rigidez de entrepiso longitudinal (ton/m)	G longitudinal (ton/m ²)
4	3.05	16.98	0.208	301040	3499	160739	1868
3	3.05	23.01	0.282	415409	4829	241549	2808
2	3.05	23.01	0.282	522163	6070	329322	3828
1	2.50	34.47	0.516	1984129	18907	2117984	20182

Tabla 4.9 Evaluación de las propiedades de la columna equivalente del edificio Secundaria

Nivel	Altura (m)	Masa (ton/m/s ²)	Peso volum. (ton/m ³)	Rigidez de entrepiso EW (ton/m)	G EW (ton/m ²)	Rigidez de entrepiso NS (ton/m)	G NS (ton/m ²)
8	4.1	142	0.154	246208	457	299920	556
7	5.4	165	0.136	268120	655	323520	791
6	4.0	207	0.230	496168	898	700488	1268
5	3.0	174	0.258	797838	1083	1185957	1640
4	4.3	145	0.150	582779	1134	859854	1673
3	2.7	202	0.327	980444	1220	1513675	1883
2	2.44	5	0.009	1149389	1274	1916320	2124
1	7.15	248	0.154	611115	1977	890138	2880

Dimensiones de la planta del edificio EW = 41.3m, NS = 53.5m

Tabla 4.10 Evaluación de las propiedades de la columna equivalente del edificio PCC

Prueba	Cuerpo A			Cuerpo B		
	T	L	R	T	L	R
VA1 (día)	2.4-3.8	4.8-4.9	5.6-6.4	2.3-3.5	4.4-4.9	6.0-6.3
VA2 (día)	2.4-3.8	4.3-4.4	6.2-6.4	2.6-3.8	4.3	5.7-6.4
VA3 (noche)	2.9-3.8	4.3-4.5	6.2-6.4	---	---	---
Impulsos	2.6-2.9	---	---	---	---	---
Tracción	---	---	---	2.9	4.3	5.8-6.2
MC	---	---	---	2.6	3.4	---
M1	---	---	---	10.1	8.0	---

- VA1- 1er etapa de medición de vibración ambiental, en el día
VA2- 2a etapa de medición de vibración ambiental, en el día
VA3- 3a etapa de medición de vibración ambiental, en la noche
MC- Modelo analítico calibrado
M1- Modelo analítico con base rígida

Tabla 4.11 Frecuencias fundamentales de vibración de la Secundaria No 3 (tomado de Muria et al, 1991)

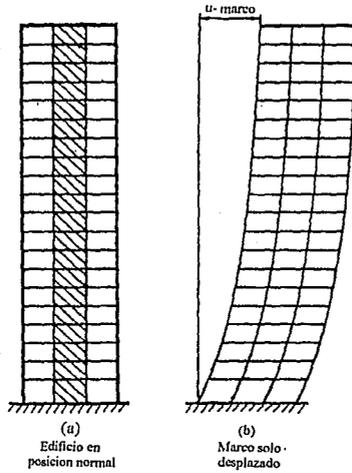
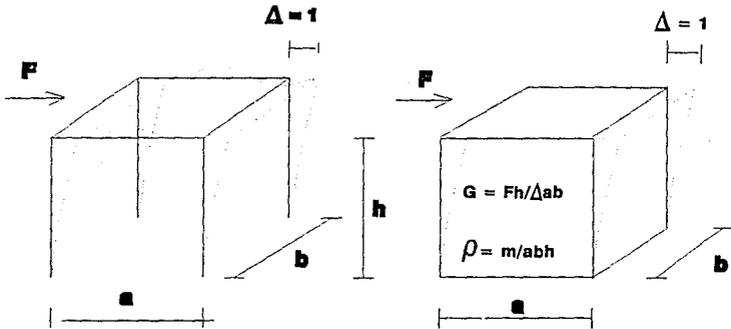


Fig 4.1 Respuesta a carga lateral de un edificio con comportamiento de cortante



estructura

volumen sólido

Fig 4.2

Equivalencia de una estructura de un entrepiso a un elemento sólido de cortante

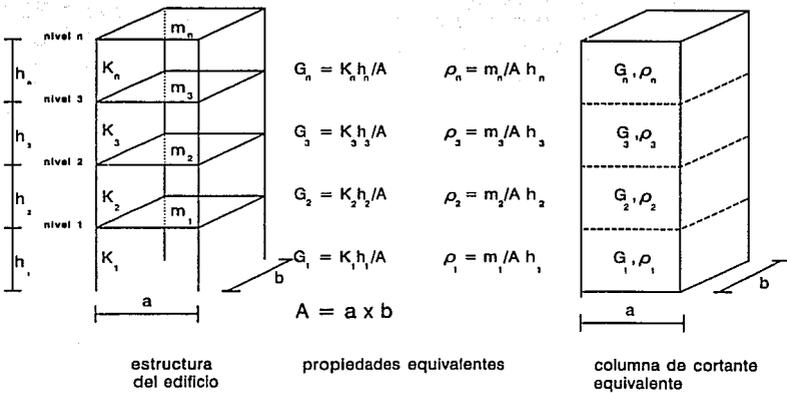


Fig 4.3 Equivalencia de una estructura y la columna de cortante

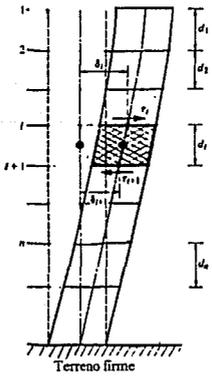


Fig 4.4 Configuración modal fundamental de la columna de cortante (Zeevaert, 1972)

5.3.5 Ejemplo

Considérese la estructura mostrada en la figura 5.7, tomada de la referencia 74. Las matrices de masas y de rigideces de esta estructura son:

$$M = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix}$$

$$K = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix}$$



$$m_3 = 200$$

$$h_2 = 80$$

$$m_2 = 400$$

$$h_1 = 200$$

$$m_1 = 400$$

$$h_1 = 200$$

k_i = rigidez del interruptor i , en ton/cm

m_i = Masa del piso i , en ton

$$\omega_1 = 123.0, \quad \omega_2 = 11.05 \text{ seg}^{-1}, \quad T_1 = 0.5686 \text{ seg}$$

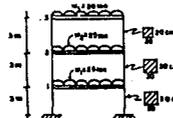
$$\omega_1 = 562.4, \quad \omega_2 = 23.71 \text{ seg}^{-1}, \quad T_1 = 0.2650 \text{ seg}$$

$$\omega_1 = 1375.2, \quad \omega_2 = 37.08 \text{ seg}^{-1}, \quad T_1 = 0.1694 \text{ seg}$$

Fig 4.5

Ejemplo 1 para la evaluación de la ec 4.4 (tomado de Bazán y Meli, 1985)

PROBLEMA 4.7 Por el método de Holzer-Rayleigh encontrar los modos y periodos de vibración del marco que se muestra en la figura.



$$E = 1400000 \text{ ton/in}^2$$

$$I_{20000} = 0.000675 \text{ in}^4$$

$$I_{15000} = 0.000133 \text{ in}^4$$

$$A_1 = A_2 = \frac{W_i}{g} = \frac{25}{3.81} = 2.5484 \text{ ton} \frac{\text{s}^2}{\text{in}}$$

$$A_3 = 2.0387$$

El equilibrio dinámico es satisfecho, por lo tanto se ha encontrado un modo: el primero

$$\{X\} = \begin{bmatrix} 1.00000 \\ 1.84981 \\ 4.74983 \end{bmatrix}$$

$$p_1^2 = 49.5709$$

$$T_1 = 2\pi/p_1 = 0.892 \text{ seg}$$

Normalizado queda:

$$\{v\} = \begin{bmatrix} 0.132150 \\ 0.244427 \\ 0.627692 \end{bmatrix}$$

Fig 4.6

Ejemplo 2 para la evaluación de la ec 4.4 (tomado de Martínez et al, 1983)

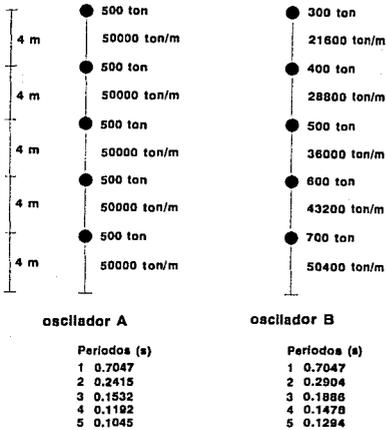


Fig 4.7 Oscilador A con masa y rigidez uniforme, y oscilador B con masa y rigidez variable

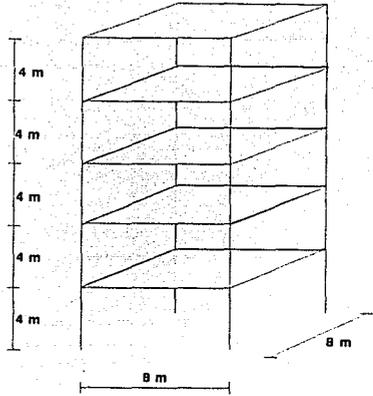


Fig 4.8 Geometría del edificio correspondiente a los osciladores A y B

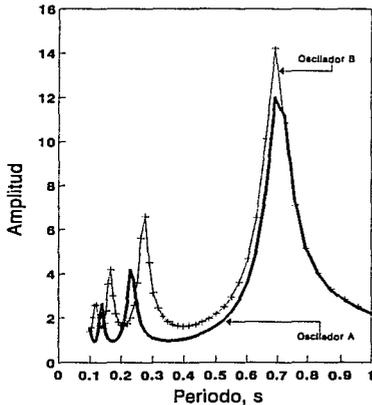


Fig 4.9 Funciones de amplificación de los osciladores A y B analizados como columna de cortante

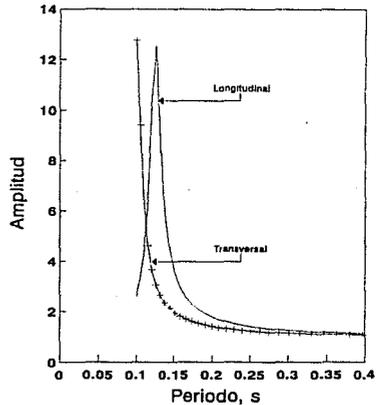


Fig 4.10 Funciones de amplificación calculadas de la Secundaria con base rígida

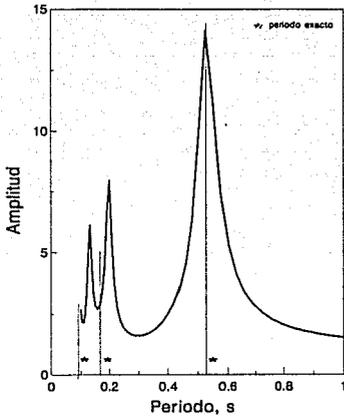


Fig 4.11 Función de amplificación calculada para el PCC con base rígida. Componente EW

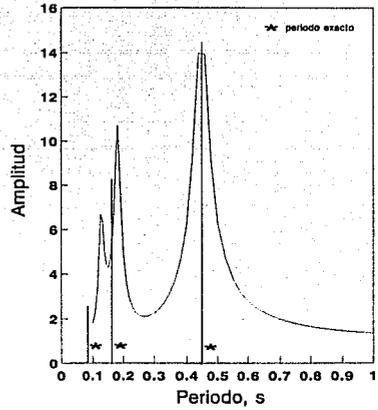


Fig 4.12 Función de amplificación calculada para el PCC con base rígida. Componente NS

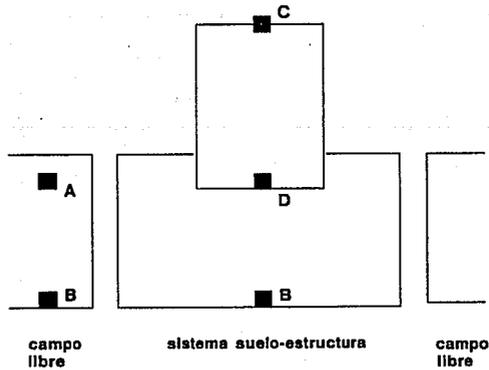


Fig 4.13 Esquemas de los sistemas de campo libre y de suelo-estructura

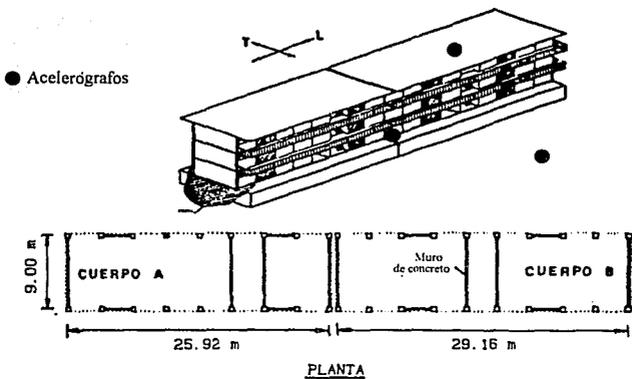


Fig 4.14 Isométrico y planta del edificio Secundaria

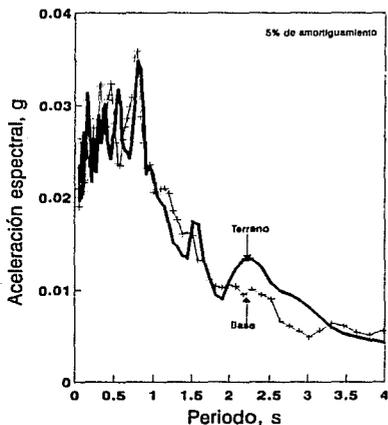


Fig 4.15 Respuesta medida en el terreno y base de la Secundaria. Componente transversal

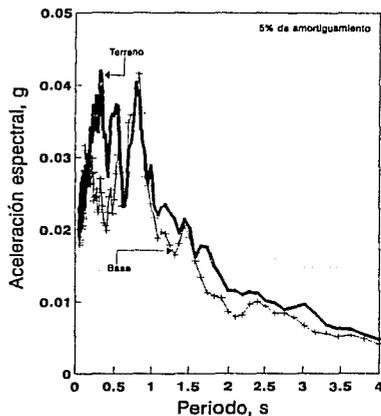


Fig 4.16 Respuesta medida en el terreno y base de la Secundaria. Componente longitudinal

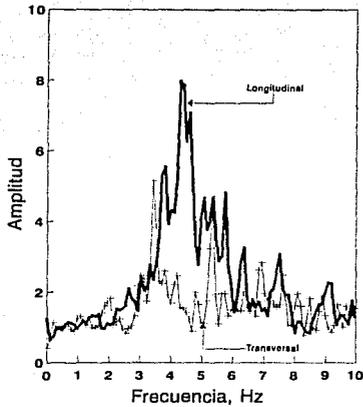


Fig 4.17 Funciones de amplificación experimental de la Secundaria con base flexible, sismo 8FEB88

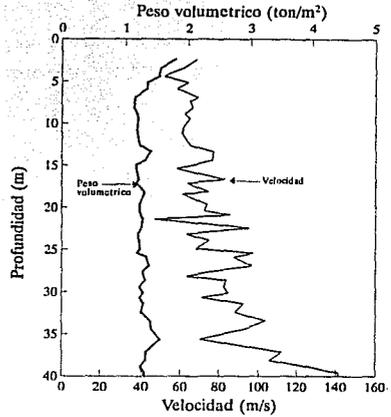


Fig 4.18 Perfil de velocidad y peso volumétrico en el sitio Plaza Río de Janeiro

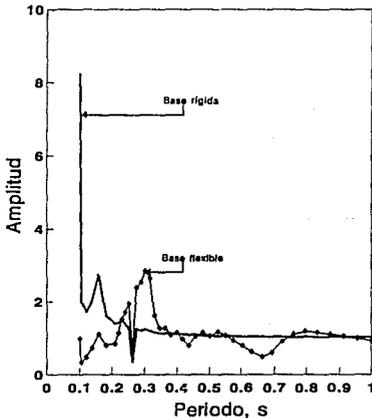


Fig 4.19 Funciones de amplificación calculadas para la Secundaria. Componente transversal

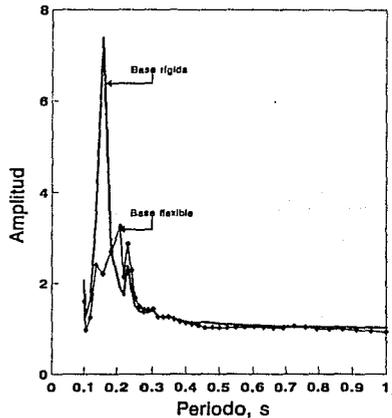


Fig 4.20 Funciones de amplificación calculadas para la Secundaria. Componente longitudinal

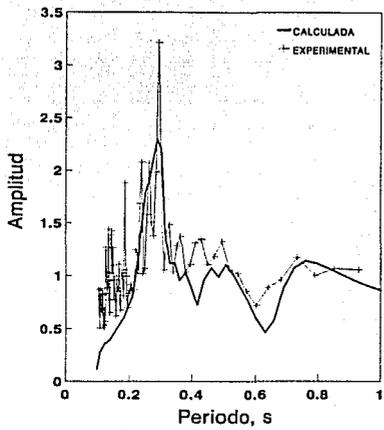


Fig 4.21 Funciones de interacción medida y calculada para la Secundaria. Componente transversal

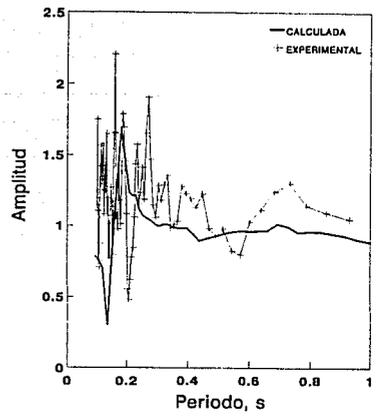


Fig 4.22 Funciones de interacción medida y calculada para la Secundaria. Componente longitudinal

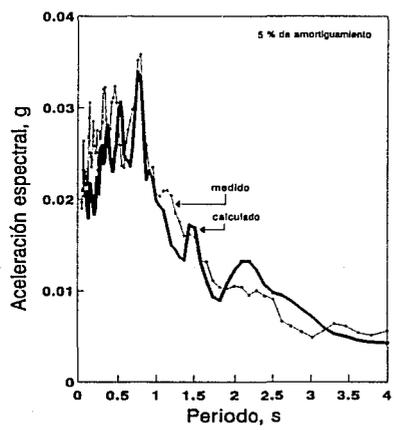


Fig 4.23 Respuestas medida y calculada en la base de la Secundaria. Componente transversal

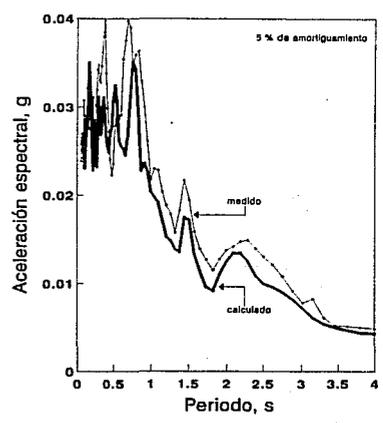


Fig 4.24 Respuestas medida y calculada en la azotea de la Secundaria. Componente transversal

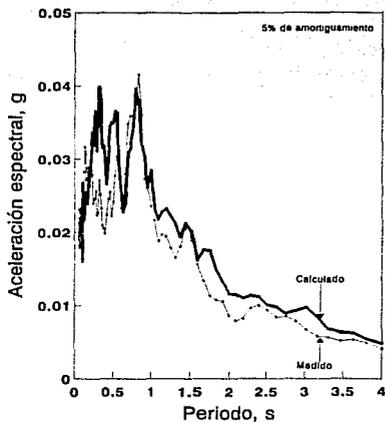


Fig 4.25 Respuestas medida y calculada en la base de la Secundaria. Componente longitudinal

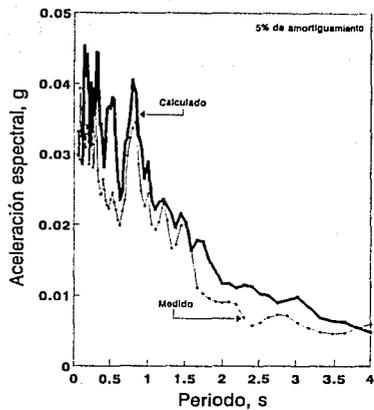


Fig 4.26 Respuestas medida y calculada en la azotea de la Secundaria. Componente longitudinal

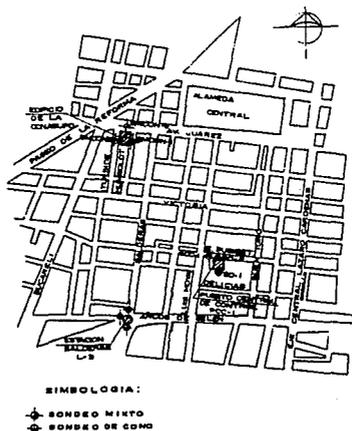


Fig 4.27 Localización del edificio PCC

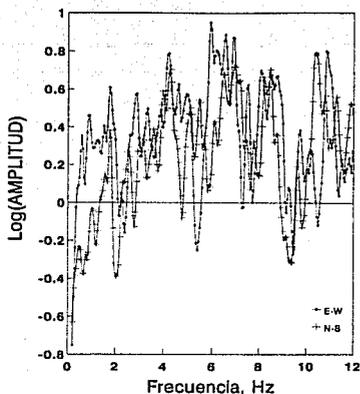


Fig 4.31 Relación espectral del movimiento en el sitio PCC a 40m de prof y en el sitio Roma a 102m de prof, sismo 31MAY90

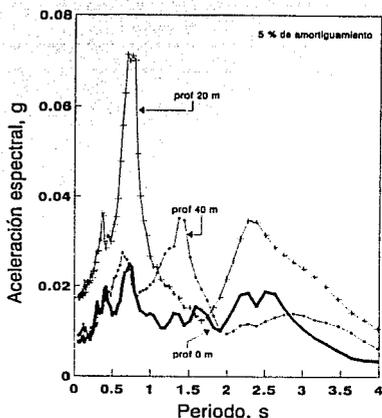


Fig 4.32 Variación de los movimientos sísmicos con la profundidad en el sitio PCC, sismo 31MAY90, NS

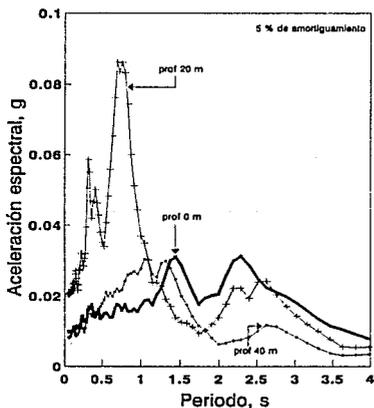


Fig 4.33 Variación de los movimientos sísmicos con la profundidad en el sitio PCC, sismo 31MAY90, EW

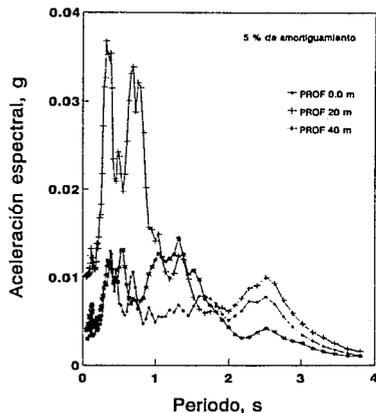


Fig 4.34 Variación de los movimientos sísmicos con la profundidad en el sitio PCC, sismo 11MAY90, EW

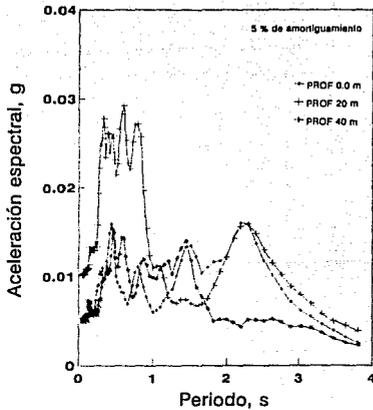


Fig 4.35 Variación de los movimientos sísmicos con la profundidad en el sitio PCC, sismo 11MAY90, NS

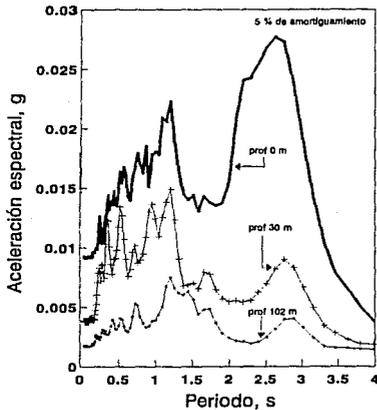


Fig 4.37 Variación de los movimientos sísmicos con la profundidad en la Roma, sismo 31MAY90, EW

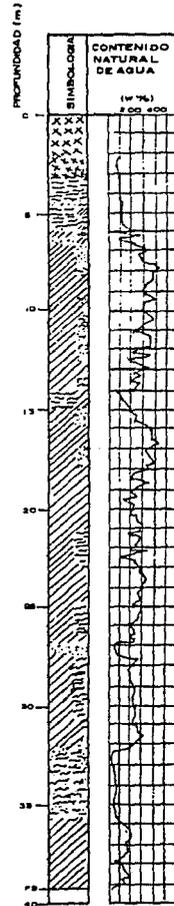


Fig 4.36 Perfil estratigráfico en el sitio PCC

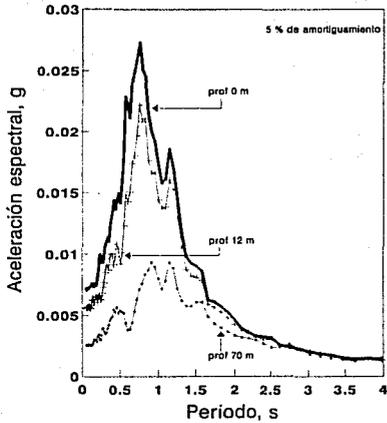


Fig 4.38 Variación de los movimientos sísmicos con la profundidad en Coyoacán, sismo 31MAY90, EW

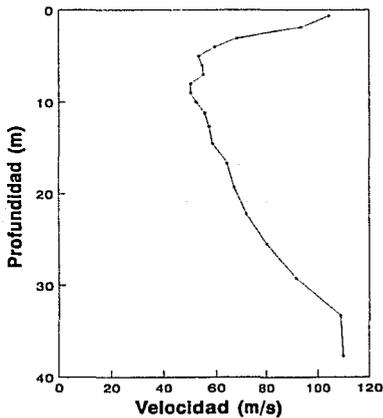


Fig 4.40 Perfil de velocidades en el sitio PCC

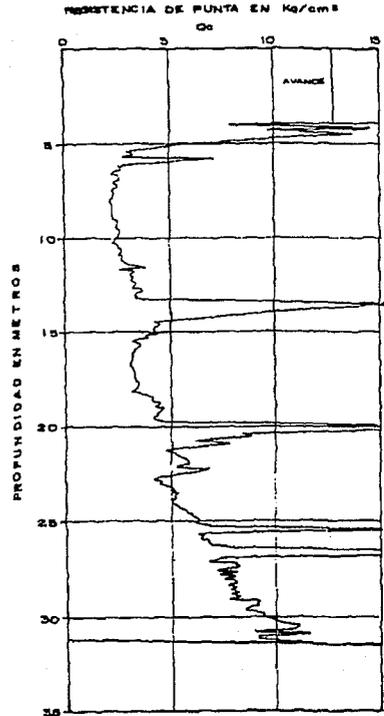


Fig 4.39 Sondeo de cono eléctrico en el sitio PCC

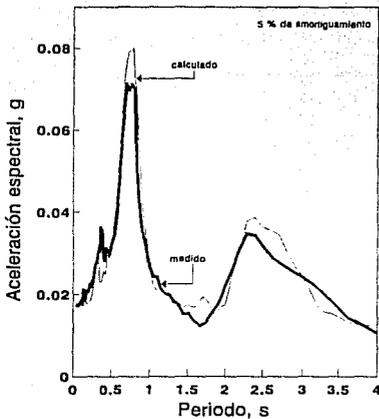


Fig 4.41 Espectros medido y calculado a 20m de prof en el sitio PCC, NS

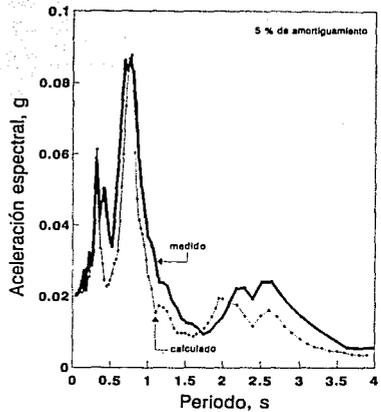


Fig 4.42 Espectros medido y calculado a 20m de prof en el sitio PCC, EW

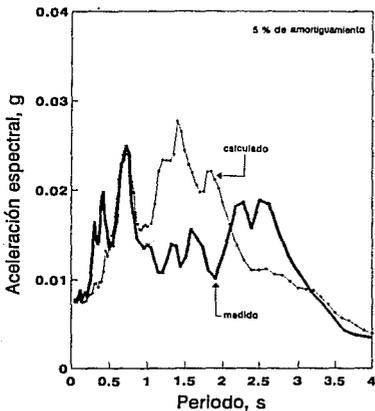


Fig 4.43 Espectros medido y calculado en la superficie en el sitio PCC, NS

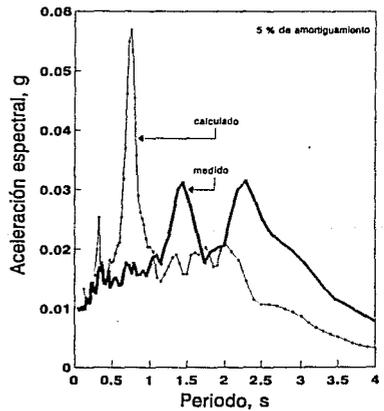


Fig 4.44 Espectros medido y calculado en la superficie del sitio PCC, EW

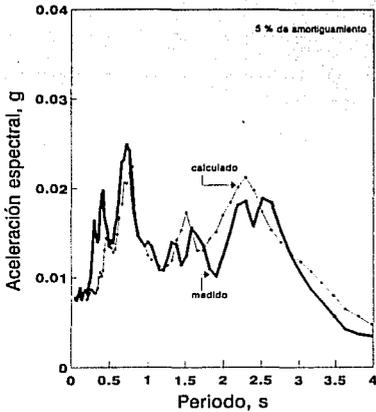


Fig 4.45 Espectros en la superficie a 15m de la estructura considerando la interacción, en el sitio PCC, NS

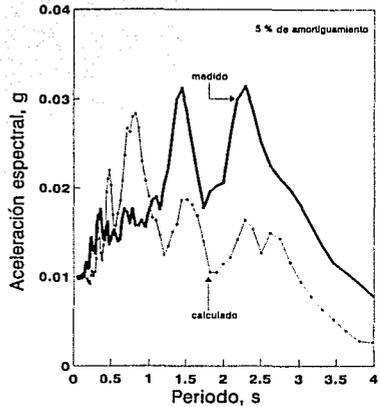


Fig 4.46 Espectros en la superficie a 15m de la estructura considerando la interacción, en el sitio PCC, EW

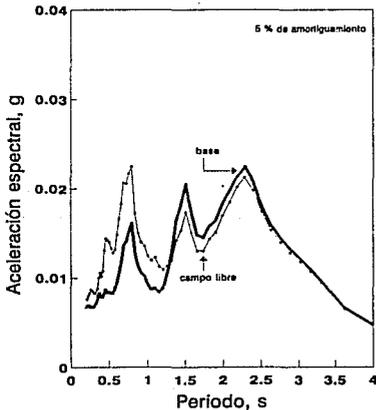


Fig 4.47 Efecto de la interacción en los movimientos de campo libre calculados, NS

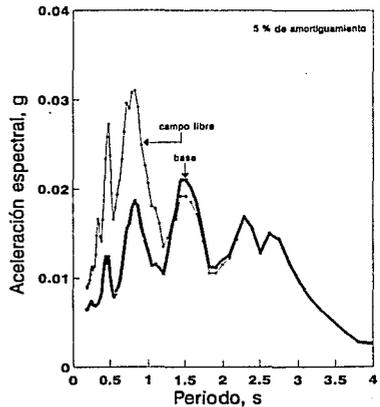


Fig 4.48 Efecto de la interacción en los movimientos de campo libre calculados, EW

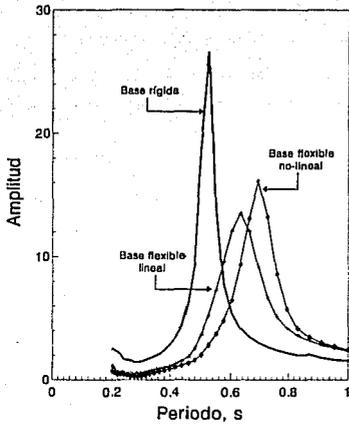


Fig 4.49 Funciones de amplificación calculadas del edificio PCC, EW

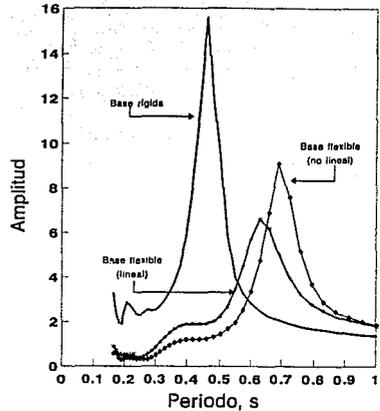


Fig 4.50 Funciones de amplificación calculadas del edificio PCC, NS

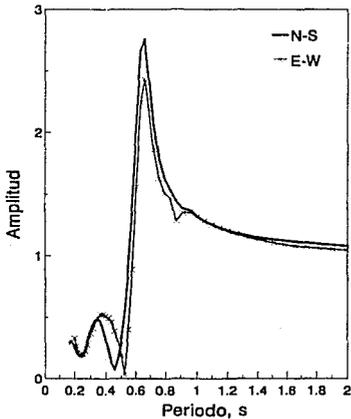


Fig 4.51 Funciones de interacción calculadas para el edificio PCC; análisis lineal

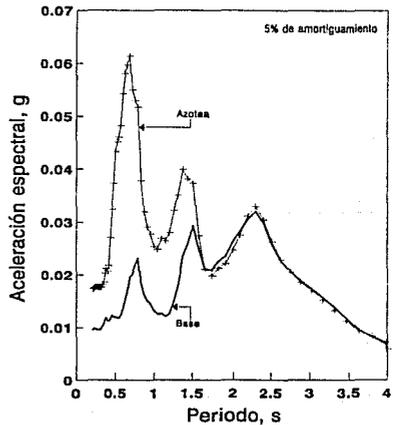


Fig 4.52 Respuestas calculadas en la estructura del PCC, NS

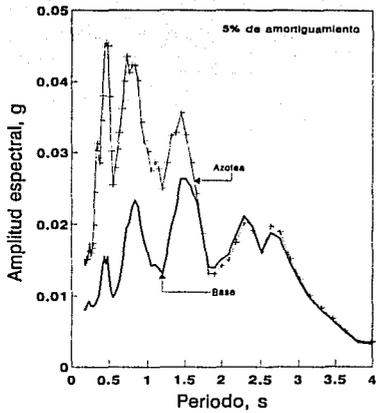


Fig 4.53 Respuesta calculada en la estructura del PCC, EW

5. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS FINALES

El trabajo presentado en esta tesis se ha dividido en dos partes principales: obtención del espectro natural de diseño (S_a) para el valle de México, y la evaluación de la potencialidad predictiva de un modelo para el análisis de interacción dinámica suelo-estructura. La primera parte complementa la segunda para casos prácticos de interacción en el Valle.

Del trabajo realizado sobre la respuesta espectral del valle se concluye lo siguiente:

Se presentó un método, aquí denominado método de formas espectrales, para obtener el espectro natural de diseño (S_a) para el valle de México. Se partió de datos de sismos de subducción con $5.5 \leq M_s$, tabla 3.2. El método se calibró con los sitios donde existe evidencia instrumental del sismo 19SEP85. Se encontró que los espectros naturales de diseño envuelven adecuadamente a los espectros de respuesta de los registros del sismo 19SEP85.

Se encontró, a partir de mediciones, que la AMT puede expresarse satisfactoriamente en términos de la raíz cuadrada de la energía de la señal y de un factor, el cual es prácticamente constante para cada sitio, independientemente del sismo. Estos resultados experimentales pueden fundamentarse con la teoría del valor extremo, por lo que a este factor se le llamó factor pico. Teóricamente este factor depende de las características frecuenciales de la señal y de su duración, lo cual parece estar en acorde con las observaciones, por lo que la AMT puede expresarse en función de la duración de la señal, de su amplitud y características frecuenciales. Con base en esto, se consideró la relación a_s/a_{cu} (ya definida) como representativa de la magnitud de la respuesta de los depósitos de suelo. Se observó una relación congruente entre la magnitud del sismo M_s y a_s/a_{cu} , lo cual permitió extrapolar la a_s para cada sitio para una magnitud de $M_s = 8.1$ (tomada como de diseño), y escalar las formas espectrales.

Se encontró que el aumento de la respuesta de los depósitos de suelo de la zona de Lago con el aumento de la excitación sísmica correspondiente, es mayor. Se mostró que este fenómeno se debe a que por el atrapamiento del movimiento en los depósitos de suelo hay superposición del movimiento reflejado en los depósitos profundos con el incidente, aumentando la perturbación sísmica que inicialmente llega al valle. Esto pone en evidencia que el gran contraste en impedancias entre los depósitos profundos y los de arcilla contribuyen a la peligrosidad sísmica en la zona del Lago.

Validado el método de formas espectrales, se obtuvo la amplificación espectral de los movimientos sísmicos y el espectro natural de diseño S_a (5 % de amortiguamiento) para el valle de México. Se encontró que para $0.25 \leq T \leq 1.0$ la zona que más amplifica los movimientos sísmicos es la de Lomas; para $1.25 \leq T \leq 1.5$ la zona de más peligro sísmico es la localizada entre el pedregal de Coyoacán y el Cerro de la Estrella; para $1.75 \leq T \leq 2.5$ en la vecindad al sitio SCT y Lago Xochimilco-Chalco; y para $3.25 \leq T \leq 4.0$ s el mayor peligro sísmico se presenta en la zona del Lago Texcoco donde los

depósitos profundos alcanzan su mayor profundidad (70 m), hacia el noreste del sitio CDAO.

Se consideraron los siguientes parámetros sísmicos para averiguar en que sitios es posible que se presente comportamiento no-lineal del suelo: la relación (M_s , a_s/a_{cu}) para observar la atenuación de la respuesta del depósito por efecto no-lineal del amortiguamiento; y las formas espectrales normalizadas para observar el corrimiento de periodos naturales del depósito por efecto no-lineal del módulo de rigidez. Resultó que el parámetro a_s/a_{cu} en los sitios CDAO y AU no sigue un comportamiento creciente con la magnitud M_s como en todos los demás sitios de zona del Lago. Se mostró con observaciones experimentales y resultados analíticos, que el crecimiento de a_s/a_{cu} con M_s (o con la energía) se debe al efecto del atrapamiento del movimiento en el depósito de suelo, y por su respuesta lineal; esto se hace notorio para el sitio SCT donde su respuesta parece ser lineal, incluso para el sismo 19SEP85, figs 3.29 y 3.44. Esto hace suponer que solamente en los sitios CDAO y AU pueda presentarse el fenómeno no-lineal en su respuesta ante sismos de considerable magnitud (p. e. $7.1 \leq M_s$). Es posible que este fenómeno sea local puesto que el sitio AU está muy cercano al CDAO, fig 3.2. Aún cuando los sitios D68 y D32 están muy cerca del sitio CDAO su respuesta es lineal, figs 3.45 y 3.46 respectivamente, a pesar del gran contraste en magnitudes ($5.3 \leq M_s \leq 7.1$). Estos resultados son válidos para la zona del Lago Texcoco únicamente (que es donde la red acelerográfica es más densa), ya que se tiene poca información sísmica en la zona del Lago Xochimilco-Chalco.

Por lo que respecta a los estudios de interacción dinámica suelo-estructura para evaluar la capacidad predictiva del modelo presentado en el capítulo 2, se analizaron dos casos historia: el del edificio Secundaria # 3 y el del edificio PCC, ambos localizados en la zona del Lago. Para esto se desarrolló lo siguiente:

Se propuso un procedimiento para modelar las características vibratorias (inerciales, de rigidez, amortiguamiento y geometría) de edificios en cuyo comportamiento predomine el efecto de cortante, a través de una columna de cortante equivalente. Para la justificación teórica de esta modelación se desarrolló una expresión para evaluar el periodo fundamental de edificios de cortante. Esta expresión se verifica satisfactoriamente con edificios hipotéticos resueltos en la literatura técnica, y los edificios Secundaria y PCC analizados con programas de cómputo rigurosos.

Se procedió posteriormente a analizar la columna de cortante equivalente de edificios hipotéticos aquí propuestos, el de la Secundaria y el del PCC con el método del elemento finito, y comparar los periodos dominantes así obtenidos con los obtenidos de manera exacta. Se obtuvieron aproximaciones satisfactorias hasta el segundo periodo dominante, lo que representa una modelación adecuada de un edificio de cortante para su análisis de interacción dinámica suelo-estructura con el modelo de la fig 2.7. Se obtuvo paralelamente otra expresión para la modelación de edificios, según los requerimientos del modelo, fig 2.7, con elementos finitos sólidos, con la cual se reproduce de manera exacta el periodo fundamental del edificio a través de una columna de cortante homogénea (en rigidez y masa) equivalente del edificio.

Se plantea un procedimiento para obtener el periodo efectivo de edificios regulares analizados con el modelo de la figura 2.7. Con este procedimiento es posible obtener la función de amplificación del edificio con base flexible (y de aquí su periodo efectivo) a partir de la función de amplificación del edificio con base rígida multiplicada por otra función (aquí denominada de interacción), la cual indica la modificación de los movimientos de campo libre por la presencia de la estructura, para obtener la excitación efectiva.

Se analizó posteriormente el sistema suelo-estructura para el edificio Secundaria, donde predomina el fenómeno de interacción inercial. Se mostró que el modelo propuesto reproduce las características principales del fenómeno.

Se analizó el caso historia del edificio PCC, en donde inicialmente se muestra que la presencia del edificio afecta los movimientos superficiales registrados a una distancia de 15 m desde el edificio, y que los movimientos a 20 m de profundidad no son afectados apreciablemente. Se realizó el análisis del sistema suelo-estructura cuyos resultados justifican que, en efecto, la presencia del edificio afecta los movimientos del terreno registrados a una distancia de 15m. Aun cuando la modelación en la dirección NS resulta bastante satisfactoria, en la dirección EW sólo se reproduce la forma de los espectros de respuesta experimentales. Esto se puede deber en parte a que existen otras estructuras vecinas importantes en esta dirección, las cuales no fueron incluidas en el modelo, y que el análisis está fuera del plano de los datos instrumentales.

Estos resultados muestran que el modelo de interacción dinámica suelo-estructura presentado es una herramienta poderosa para el estudio de este fenómeno. Para esto, se requiere como primer paso, modelar la respuesta de campo libre adecuadamente, incluir las características dinámicas del edificio (inerciales, de rigidez, de amortiguamiento, la distribución de éstas en la estructura equivalente, y de geometría) por analizar, lo más fielmente posible en el modelo de elementos finitos. Aquí se han propuesto algunos criterios para modelar el sistema suelo-estructura, con la limitación de que en el edificio involucrado predomine el comportamiento de cortante. Esto no significa que no sea posible analizar, con el modelo, edificios con predominio del efecto de flexión.

Es recomendable definir la excitación del modelo suelo-estructura a partir de la deconvolución de los movimientos de campo libre, ya que puede ser significativo el efecto del atrapamiento del movimiento en los depósitos de suelo al tomar como excitación un registro de los depósitos profundos, y se aplique una excitación no representativa de las condiciones reales, esto principalmente para sismos grandes.

REFERENCIAS

- Bárcena, V A., "RADSH: Un Programa de Computadora para el Análisis Probabilista de la Respuesta Sísmica de Depósitos de Suelo Estratificados Horizontalmente Ante la Proyección Bidimensional de Ondas de Corte SH", Informe Interno del Instituto de Ingeniería, 1993a.
- Bárcena, V A y Romo, M P., "Determinación del Periodo Efectivo de Estructuras", Memorias X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puerto Vallarta, Guadalajara Jalisco, 1993b.
- Bárcena, V A y Romo, M P., "Espectros Específicos Experimentales en la Ciudad de México", Memorias X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puerto Vallarta, Guadalajara Jalisco Méx., 1993c.
- Bárcena, V A y Romo, M P., "Efectos No-Lineales en las Respuestas Medidas en los Depósitos Arcillosos de la Ciudad de México", Memorias X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puerto Vallarta, Guadalajara Jalisco Méx., 1993d.
- Bazán, Z. E. y Meli, P. R., "Manual de Diseño Sísmico de Edificios", Ed. Limusa, 3 reimpresión, 1985.
- Crandall, S y Mark, "Random Vibrations and Mechanical Systems", Academic Press, Nueva York, 1963.
- DDF, "Reglamento de Construcción para el D. F.", 1987.
- FICA., "Resumen de Actividades 1987-1992", Fundación ICA, A. C., 1992.
- González, A R, "Comunicación personal", 1992.
- Gutiérrez, J A, "A Substructure Method for Earthquake Analysis of Structure-Soil Interaction", Report EERC 76-9, Earthquake Engineering Research Centre, Univ. California, 1976
- Iglesias, J y otros, "Estudio de las Intensidades del Sismo del 19 de Septiembre en la Ciudad de México", Universidad Autónoma Metropolitana, 1987.
- Jaime, P. A. y Romo, M. P., "Características del Suelo en el Sitio Plaza Río de Janeiro", Informe Interno del Instituto de Ingeniería, 1987.
- Kausel, E y Rosset, J M, "Soil-Structure Interaction for Nuclear Containment Structures", Proc ASCE Power Division Specialty Conference, Boulder, Colorado, 1974

- Lysmer, J, "Modal Damping and Complex Stiffness", Universidad de California, Berkeley, 1973.
- Lysmer, J, "Analytical Procedures in Soil Dynamics", Report. No EERC 78/29, University of California, Berkeley, 1978.
- Martínez, I., Navarro, A. y Ceniceros, J., "Dinámica Estructural", Universidad Autónoma de Zacatecas, 1983.
- Muria, V. D., Gonzáles, A R., Espinosa, A. J. y Moreno, R. S., "Efectos de Interacción Suelo-Estructura en la Respuesta Sísmica de un Edificio Instrumentado", Informe Interno del Instituto de Ingeniería, 1991.
- Muria, V. D., González. A R y Sánchez, R. R., "Propiedades Dinámicas de un Estructura Masiva Desplantada en Suelo Blando", IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, 1991.
- Mooser, F, "Riesgo Sísmico en la Cuenca de México", Memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Queretaro, Qro, 1987
- Newmark, N. M. y Rosenblueth, E., "Fundamentals Of Earthquake Engineering", Prentice-Hall. Inc, Englewood Cliffs, NJ, 1971.
- Ordaz, M., Jara, J. M. y Singh, S. K., "Riesgo sísmico y espectros de diseño en el estado de Guerrero", Informe Interno del Instituto Ingeniería, 1992.
- Ordaz, M., Singh, S. K., Reinoso, E., Lermo, J., Espinosa, J. and Dominguez, T., "Estimation of Response Spectra in the Lake Bed Zone of the Valley Of Mexico", Earthquake Spectra, pp. 815-834, 1989.
- Ordaz, M., Singh, S. K., "Es la Amplificación de las Ondas Sísmicas en la Zona del Lago del DF la Ynica Causa de los Grandes Movimientos del Terreno Durante Temblores?", IX Congeso de Ingeniería Sísmica, 1991.
- Ovando, E. y Romo, M. P., "Estimación de la Velocidad de Ondas S en la Arcilla de la Ciudad de Mexico con Ensayes de Cono", Instituto de Ingeniería, 1991.
- Rodríguez, C. N., "Comunicación personal", 1993.
- Romo, M P y Bárcena, V A, "Interacción Suelo-Estructura en Suelos Blandos", Reunión del Comité Internacional sobre el Comportamiento de Cimentaciones bajo Cargas Sísmicas y su Repercusión en los Reglamentos de Construcción, Soc. Méx. de Mec. de Suelos, Méx., 1992.
- Romo, M. P., Chen, J. H., Lysmer, J. and Seed, H. B., "PLUSH: A Computer Program for Probabilistic Finite Element Analysis of Seismic Soil-Structure

Interaction", Report No UBC/EERC-77/01, University of California Berkeley, September, 1977.

- Romo, M. P. and Seed, H. Bolton, "Analytical Modelling of Dynamic Soil Response in the Mexico Earthquake of Sept. 19, 1985," Procs., An Intl. Conf. on the 1985 Mexico Earthquake, Factors Involved and Lessons Learned Sept. 19-21, Mexico City, 1986.
- Romo, M. P., Rodriguez, G. L., Bárcena, V. A. y Martínez, V. J., "Efecto de la Interacción Dinámica Suelo-Estructura en el Edificio PCC del Metro", XVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Zacatecas Mex, 1992.
- Romo, M P y Jaime, A, "Características Dinámicas de las Arcillas del Valle de México y su Efecto en la Respuesta del Suelo", Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM, 1986.
- Romo, M P y Jaime, A, "Metodología Para Generar Espectros de Diseño Deterministas en Campo Libre", VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, 1987.
- Romo, M P., "Comportamiento Dinámico de la Arcilla de la Ciudad de México y sus Repercusiones en la Ingeniería de Cimentaciones", Memorias del Simposio "El Subsuelo de la Cuenca del Valle de México y la Ingeniería de Cimentaciones a Cinco Años del Sismo, 19 sep. 85", Soc. Mex. de Mec. de Suelos, Méx., 1990.
- Rosenblueth, E., Ordaz, M., Sanchez-Sesma, F. J. y Singh, S K, "Espectros de Diseño para el Distrito Federal", VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, 1987.
- Seed, H B, Romo, M P, Sun, J, Jaime, A and Lysmer, J, "Relationship Between Soil Conditions and Earthquake Ground Motions in Mexico City in the Earthquake of Sept. 19, 1985", Report No. UCB/EERC-87/15, University of California Berkeley, October, 1987.
- Singh, S. K., Mena, E. and Castro, R., " Some Aspects of Source Characteristics of the 19 September 1985 Michoacan Earthquake and Ground Motion Amplification in and Near Mexico City from Strong Motion Data", Bull Seism Soc Am, pp. 451-477, 1988.
- Singh, S. K., Lermo, J., Dominguez, T., Ordaz, M., Espinosa, J., Mena, E. and Quaas, R., "A Study of Amplification on Seismic Waves in the Valley of Mexico with Respect to a Hill Zone Site", Earthquake Spectra, pp. 653-673, 1989.
- Vanmarcke, E H., "Structural Responce to Earthquakes", Chapter 8 of "Seismic Risk and Engineering Decisions", C Momnitz and E Rosenblueth, eds., Developments in Geotechnical Engineering, Vol. 15, Elsevier Scientific Publishing Company, 1976.
- Zeevaert, L., "Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions", Van

Nostrand Reinhold Company, 1971.

- Zeevaert, L., "The Outline of a Mat Foundation Design on Mexico City Clay", Jr. Am. Soc. C. E., January, 1947.