

01161 3  
2g



**DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO  
FACULTAD DE INGENIERÍA**

**COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE UN EDIFICIO CON  
SISTEMA DE LOSA PLANA, ÁBACOS Y CAPITELES**

**LUIS FRANCISCO IBARRA OLIVAS**

**TESIS**

**Presentada a la División de Estudios de  
Posgrado de la**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**DE LA**

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**como requisito para obtener el grado de**

**MAESTRO EN INGENIERÍA  
(ESTRUCTURAS)**

**Director de tesis:  
Ing. NEFTALÍ RODRÍGUEZ CUEVAS**

**CIUDAD UNIVERSITARIA**



273360

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

1994



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

Le dedico este trabajo a mi hermano Juan Carlos y a las personas que me quieren y ayudan

Quiero agradecer la guía de mi tutor, y la revisión del trabajo por parte de los sinodales

Agradezco a la DEPFI y al Instituto de Ingeniería por la educación que recibí, así como al consejo CONACYT y al proyecto FENOMECE del IIMAS, por el apoyo económico que me prestaron.

## **RESUMEN**

Con el fin de determinar la estabilidad estructural de un edificio de concreto reforzado de 9 niveles, estructurado con un sistema de losas planas, ábacos y capiteles, se recurrió al método dinámico experimental, para conocer las características de los materiales y de las vibraciones que tienen lugar, ya que la estructura no satisface los códigos vigentes para estructuras dúctiles. Con este fin, se realizaron estudios de vibración ambiental y forzada, y se generó una red local de medición, con cinco acelerómetros tridireccionales; dos de los cuales están en la azotea, dos en el sótano y uno en campo libre.

Para cuantificar el efecto de excitaciones traslacionales y rotacionales en la cimentación e identificar los parámetros principales del sistema, se reprodujo la respuesta de la estructura con un modelo reticular tridimensional elástico, que realiza análisis paso a paso de la respuesta con excitación en la base, donde considera cinco grados de libertad para incluir el efecto de interacción suelo-estructura por medio de un modelo de resorte equivalente del terreno. Finalmente, se utilizó un modelo bidimensional inelástico para estimar el comportamiento dinámico del edificio ante solicitaciones sísmicas intensas.

## **ABSTRACT**

In order to establish the structural stability of a 9-story flat slab concrete building with pyramid-shaped drop panels, the experimental dynamic method was used to detect the characteristics of the materials and the vibrations of the building, because the structure does not satisfy the actual codes for ductile structures. With this purpose, ambiental and forced vibration studies were carried out, and a measurement local net was generated, with five tridirectional accelerometers; two of them are on the terraced roof level, two are on the basement and the last one is on free-field.

To evaluate the effect of translational and rotational excitations in the basement and identify the main parameters of the system, the response of the structure was reproduced with an elastic tridimensional model, that includes step by step analysis of the response under basement excitations, where considers 5 degrees of freedom to include the soil structure interaction effect. Finally, a bidimensional inelastic model was used to estimate the dynamic behavior of the building under intense seismic motions.

## INDICE

### CAPÍTULO 1 INTRODUCCION

- 1.1 Antecedentes 1
- 1.2 Objetivos 1
- 1.3 Alcances del trabajo 2
- 1.4 Organización del trabajo 2

### CAPÍTULO 2 PRUEBAS EXPERIMENTALES EN EL EDIFICIO

- 2.1 Descripción del edificio 3
- 2.2 Determinación del módulo de Young y resistencia del concreto 4
- 2.3 Vibración ambiental 5
- 2.4 Vibración forzada 6
- 2.5 Instrumentación sísmica 7
  - 2.5.1 Sismos registrados en la red acelerográfica 7
  - 2.5.2 Espectros de Fourier y funciones de transferencia 7
- 2.6 Amortiguamiento de la estructura 8

### CAPITULO 3 PROPIEDADES DEL SUELO Y CIMENTACIÓN

- 3.1 Propiedades del terreno de desplante 10
- 3.2 Módulo de cortante dinámico del suelo 10
  - 3.2.1 Métodos para estimar el período del suelo y la velocidad de onda de cortante 10
  - 3.2.2 Período del suelo utilizado en el desarrollo analítico 12
  - 3.2.3 Propuesta del RCDF 13
  - 3.2.4 Programa SHAKE 14
  - 3.2.5 Ecuación de Romo y Ovando 14
  - 3.2.6 Comparación de resultados del módulo de cortante 15

### CAPÍTULO 4 INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

- 4.1 Características de la ISE 16
- 4.2 Parámetros principales en la ISE 16
- 4.3 Modelos matemáticos para simular ISE 17
- 4.4 Rigideces lineales y angulares del suelo 18
  - 4.4.1 Rigidez estática  $K$  18
  - 4.4.2 Rigidez dinámica  $K^d$  21
- 4.5 Amortiguamiento del suelo 22
  - 4.5.1 Consideraciones generales 23
  - 4.5.2 Amortiguamiento por radiación 23
  - 4.5.3 Amortiguamiento del material 24
- 4.6 Determinación analítica del amortiguamiento del sistema suelo-estructura 25

4.6.1	Determinación de amortiguamiento con Método de CFE	25
4.6.2	Resultados de amortiguamiento con ISE	27
4.7	Transmisiones desde campo libre	28
4.7.1	Efecto de la profundidad de desplante en los movimientos de la cimentación	28
4.8	Estabilidad global de la estructura	29

## CAPÍTULO 5 DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS Y MODELACIÓN ANALÍTICA

5.1	Factores de sobrerresistencia en el análisis	30
5.2	Determinación de parámetros	31
5.2.1	Detección de la ISE	32
5.2.2	Modelo del ancho de viga equivalente	35
5.2.3	Modelo de crujía tipo con el método del elemento finito	36
5.3	Excitaciones traslacionales y rotacionales en la base	36
5.4	Modelo reticular tridimensional elástico	36
5.4.1	Descripción del programa TESCOSE	36
5.4.2	Modelo reticular del edificio en estudio	37
5.4.3	Modelo reticular tridimensional elástico SAP90	40
5.5	Modelo reticular bidimensional inelástico	40
5.5.1	Método del empujón	40
5.5.2	Parámetros para el modelo inelástico	41

## CAPÍTULO 6 RESULTADOS DE MODELOS ANALÍTICOS

6.1	Reproducción de la respuesta en acelerómetro de azotea	43
6.2.1	Reproducción del registro azotea centro en el TESCOSE	43
6.2.2	Reproducción del registro azotea sur-este en el TESCOSE	44
6.2	Resultados analíticos de propiedades dinámicas en modelos elásticos	44
6.2.1	Períodos y modos de vibrar	44
6.2.2	Amortiguamiento del sistema	45
6.2.3	Registros analíticos	45
6.2.4	Espectros de Fourier y $H(\omega)$	46
6.2.5	Comparación de resultados entre programas TESCOSE y SAP90	47
6.3	Resultados analíticos del modelo estático no-lineal	47
6.3.1	Influencia del patrón de cargas	47
6.3.2	Análisis de la curva bilineal	48
6.3.3	Desplazamientos relativos y rotaciones nodales de entrepiso	49

## CAPÍTULO 7 ANÁLISIS DE RESULTADOS Y RECOMENDACIONES

7.1	Análisis de resultados obtenidos	51
7.2	Recomendaciones	53

REFERENCIAS 56

APENDICE A Modelación elástica de crujía tipo con el MEF 61

TABLAS Y FIGURAS 64

NOTACIÓN 129

## CAPÍTULO 1 INTRODUCCION

### 1.1 Antecedentes

En años recientes se ha mostrado interés en el estudio de edificios de concreto reforzado estructurados a base de losas planas, debido al comportamiento deficiente que han presentado ante sismos de moderada a alta intensidad. En la actualidad, no existe una modelación analítica que permita reproducir de manera confiable el comportamiento de estos sistemas mediante estructuras reticulares, y aunque el modelo del marco equivalente para losas planas sujetas a carga vertical fue propuesto por primera vez en 1948 (Peabody<sup>43</sup>), no ha sido posible depurar varias de las hipótesis simplificadoras que producen imprecisiones al emplear el método. Entre las más relevantes, se tiene que los anchos de viga equivalente no son los mismos ante aplicación de carga lateral o vertical, y que las juntas entre losas y columnas no necesariamente son rígidas.

En este trabajo se buscó reproducir el comportamiento de un edificio con las características mencionadas, por medio de un modelo tridimensional lineal, que considera la interacción suelo-estructura. El edificio fue instrumentado para medir su respuesta ante movimientos sísmicos, y reproducir las mediciones experimentales con un modelo analítico.

### 1.2 Objetivos

Los objetivos generales de este trabajo, consisten en la reproducción analítica del comportamiento ante acción sísmica de un edificio formado por losas planas, ábacos y capiteles; y determinar la razón de su gran estabilidad estructural.

Entre los objetivos específicos, el fundamental es cuantificar la influencia de las excitaciones sísmicas rotacionales en la respuesta de la estructura.

Adicionalmente, se intentan cuantificar algunos de los factores que inciden en la respuesta y que presentan dificultades para ser determinados con precisión; entre éstos se tienen:

- a) Interacción suelo-estructura
- b) Ancho efectivo de losa
- c) Amortiguamiento del edificio

Finalmente, por medio de un modelo bidimensional se busca determinar el orden de la excitación de entrada al sistema que provoca deformaciones inelásticas en los elementos que conforman la estructura.



### **1.3 Alcances del trabajo**

El modelo que se presenta se calibró con los resultados obtenidos de vibración ambiental, forzada y registros sísmicos; con aceleraciones en la base del edificio inferiores a 3 gals. Por lo anterior, el comportamiento dinámico de la estructura se encuentra en el intervalo viscoelástico, y la identificación de parámetros que se realiza en este estudio es estrictamente válida para eventos sísmicos de baja intensidad, que no provoquen incursiones en el intervalo inelástico de los materiales que conforman el edificio.

Se requiere dar continuidad al monitoreo de eventos sísmicos que actualmente se realiza en el edificio en estudio, para llevar a cabo una evaluación ante registros sísmicos intensos.

### **1.4 Organización del trabajo**

El trabajo se divide en 7 capítulos, el primero comprende el planteamiento del problema, los objetivos y los alcances del trabajo.

En el segundo capítulo se presenta una descripción del edificio y se detallan las pruebas experimentales que se realizaron al mismo, con el fin de conocer las propiedades de los materiales y el comportamiento dinámico de la estructura.

En el tercer capítulo, se realiza una evaluación de las características del terreno de desplante, que sirve de base para el análisis de interacción suelo-estructura. (ISE).

El capítulo cuatro, se enfoca al fenómeno de ISE, se describen los conceptos fundamentales y se detalla el modelo de resorte equivalente del terreno, que es utilizado en el modelo analítico para considerar la ISE. Se describe además, el método utilizado para encontrar el amortiguamiento del sistema suelo-estructura, y finalmente, se realizan algunas consideraciones sobre estaciones de campo libre.

La primer parte del capítulo cinco esta dedicada al análisis y calibración de los parámetros que son utilizados en los modelos analíticos utilizados. La parte complementaria hace énfasis en la descripción de los programas utilizados para realizar el modelo matemático.

En el capítulo seis se muestran los resultados obtenidos para los modelos tridimensionales viscoelásticos y para el modelo bidimensional inelástico.

Finalmente, en el capítulo siete se analizan los resultados y se establecen recomendaciones derivadas de este trabajo.

## CAPÍTULO 2 PRUEBAS EXPERIMENTALES EN EL EDIFICIO

En este capítulo se describen las pruebas experimentales realizadas en el edificio, que incluyen ensayos de cilindros de concreto y pruebas de ultrasonido, para determinar la resistencia y rigidez del concreto; además de pruebas de vibración ambiental, de vibración forzada, e instrumentación sísmica permanente, para determinar el comportamiento dinámico de la estructura. Previo a esta presentación se realiza una breve descripción del edificio.

### 2.1 Descripción del edificio

La estructura se apoya sobre un cajón de cimentación de 6 m. de profundidad, dentro de un terreno que corresponde a la zona de transición del Valle de México, en el límite con la zona de lago (fig. 2.1). El terreno de desplante tiene sus primeros estratos firmes a una profundidad aproximada de 21.8 m., bajo los cuales se tienen estratos de compactación media, y finalmente, a una profundidad de 35 m. se presentan de manera consistente estratos muy compactos. Los estratos superficiales están compuestos por arcillas y limos, intercalados con lentes delgados de arena y vidrio de origen volcánico.

El edificio es de concreto reforzado, de forma rectangular regular en planta (79.55 m. de longitud total y 30.1 m. de ancho total). Consta de una cimentación parcialmente compensada, formada por un cajón de cimentación, con una losa superior utilizada como estacionamiento; arriba del cajón, existen ocho niveles para oficinas y un apéndice, con dos niveles en la azotea. En elevación, el edificio tiene una altura total de 42 m. y presenta irregularidades en altura de entrepiso en los primeros dos niveles y en el octavo. Además, en los niveles 1 y 2, existen discontinuidades por un desnivel en la losa de 1.20 m. La fig. (2.2) muestra la planta y las elevaciones del edificio.

El núcleo de escaleras y elevadores está colocado en el centro del edificio. En los planos originales, los muros de esta sección estaban especificados con concreto reforzado; sin embargo, durante el proceso constructivo, éstos fueron cambiados por muros de ladrillo.

La superestructura forma un marco rígido tridimensional con un sistema de losas planas, que contiene ábacos y capiteles; y aunque no cumple con el código vigente para estructuras dúctiles, no ha presentado daño estructural visible en sus cuarenta años de existencia. La mayor parte de las columnas del sótano son circulares, y a partir del primer nivel la geometría cambia a columnas cuadradas que disminuyen sus dimensiones conforme se incrementa la altura del edificio. Sin embargo, aunque la geometría de las columnas cambia a partir del primer nivel, el refuerzo longitudinal de las mismas es circular hasta el séptimo nivel. Adicionalmente, en los primeros niveles, muchas columnas contienen en el centro, un perfil "I" de acero estructural.

## 2.2 Determinación del módulo de Young y resistencia del concreto

Se realizaron pruebas de ultrasonido para correlacionar la velocidad de ondas de superficie en las columnas con el módulo de Young del material; con este fin, se efectuaron pruebas dinámicas en 6 cilindros extraídos de los muros del sótano del edificio. Las muestras tenían un diámetro de 7.1 cm. y longitud promedio de 14 cm, y fueron ensayadas ante una carga senoidal con una fuerza de compresión mínima de 1.1 ton. y una máxima de 5.5 ton. Se escogió un período de 2 s para tratar de reproducir el período que se esperaba, en el momento de la prueba, que tuviese la estructura. Los cilindros fueron probados inicialmente en el intervalo elástico del material y posteriormente llevados a la falla, para conocer su resistencia última.

Con las curvas esfuerzo-deformación obtenidas del ensaye anterior, y un análisis de regresión lineal, se obtuvo un valor promedio del módulo de Young igual a  $E_c=191,000$  kg/cm<sup>2</sup>.

Al aplicar carga hasta la falla, se determinó que la resistencia promedio del concreto para los seis cilindros es  $f'_c=408$  kg/cm<sup>2</sup>. En planos se especifica una resistencia del concreto  $f'_c=175$  kg/cm<sup>2</sup>, por lo que en los 40 años que el edificio ha prestado servicio, la resistencia del concreto se incrementó 133%, con respecto a su valor nominal a los 28 días.

En cuanto a la rigidez del material, Mendoza<sup>34</sup> realizó estudios sobre módulos de elasticidad en concretos fabricados con agregados comunes en el Valle de México, y encontró que cuando se emplean arenas y gravas andesíticas, el valor del módulo es:

$$E_c = 9,000\sqrt{f'_c} \quad (2.1)$$

En estudios posteriores, Mendoza determinó la rigidez del concreto de forma más precisa:

$$E_c = 79000 + 4900\sqrt{f'_c} \quad (2.2)$$

De acuerdo a la ec. (2.1),  $E_c=181,800$  kg/cm<sup>2</sup>, valor que muestra gran correlación con el resultado experimental; se concluye así, que el material pétreo utilizado en la elaboración del concreto del edificio, pertenecía a bancos de material andesítico. En la fig. (2.3) se muestran los valores de  $E_c$  obtenidos con las ecuaciones 2.1 y 2.2 y con la ec. del reglamento ACI:

$$E_c = 15,000\sqrt{f'_c} \quad (2.3)$$

La gran diferencia de las ecuaciones de Mendoza con respecto a la ecuación del ACI, se debe a las características tan particulares que tienen las arenas y gravas andesíticas utilizadas en el Valle de México.

Paralelamente a estos estudios, se hicieron pruebas de ultrasonido, que permiten medir la velocidad de un pulso ultrasónico entre dos sensores o transductores, colocados a determinada distancia, para evaluar las propiedades del concreto. Las pruebas se realizaron en columnas previamente seleccionadas en cada uno de los niveles del edificio, con los dos transductores sobre la misma cara de la columna. Los resultados se muestran en la tabla (2.1) donde se observa la gran dispersión obtenida, con un coeficiente de variación superior a 30%.

La gran variabilidad se explica por la presencia de microgrietas, poros, agregados bajo la capa superficial, que afectan la posición del punto en el cual el pulso empieza a propagarse, y principalmente, a que los transductores se colocaron sobre la misma cara del concreto, por tanto, se midió la velocidad de onda superficial. Además, la mayoría de las columnas en los pisos intermedios tenían superficie rugosa y recubrimientos, que fueron retirados, situación que pudo introducir errores en las lecturas.

### 2.3 Vibración ambiental

La vibración ambiental consistió en la medición de las pequeñas aceleraciones ocasionadas por el tránsito de automóviles y la actividad microsísmica o viento. Se utilizó un analizador espectral, a donde se hizo llegar la señal filtrada y amplificada, proveniente de un par de acelerómetros colocados en puntos estratégicos del edificio. El analizador procesó la señal en tiempo real para obtener la transformada rápida de Fourier en diversas ventanas de observación, con lo cual fue posible determinar:

- a) Promedio de espectros de potencia para cada una de las señales
- b) Funciones de transferencia, definidas como el cociente de los espectros de potencia de dos señales.
- c) Ángulos de fase
- d) La función de coherencia suavizada entre dos registros  $x(t)$ ,  $y(t)$ , se define como:

$$\gamma^2_{(xy)}(f) = \frac{|\hat{G}_{xy}(f)|^2}{\hat{G}_{xx}(f) \cdot \hat{G}_{yy}(f)}, \quad 0 \leq \gamma_{(xy)}^2 \leq 1 \quad (2.4)$$

donde:

$\hat{G}_{xy}(f)$  = Función de densidad espectral cruzada

$\hat{G}_{xx}(f), \hat{G}_{yy}(f)$  = Espectros de potencia para las series  $x(t)$ ,  $y(t)$

Esta función indica el grado en que la serie  $y(t)$  se puede estimar a partir de  $x(t)$ , por medio de una regresión lineal, en función de la frecuencia.

Con ayuda de las funciones anteriores, se determinaron las frecuencias asociadas a formas modales correspondientes a los modos de flexión y torsión. La fig. (2.4) muestra

algunos de los espectros de aceleraciones de Fourier que se obtuvieron; a continuación se condensan las frecuencias de los modos de vibración detectados.

Modo de vibrar	Frecuencia (Hz)	Período (s)
1° Lateral, Dir. X	1.04	0.96
2° Lateral, Dir. X	2.77	0.36
1° Lateral, Dir. Y	0.84	1.19
2° Lateral, Dir. Y	2.20	0.45
1° Torsión	-	-

El primer modo de torsión no pudo ubicarse con adecuada precisión, las funciones de transferencia, para este modo, se localizaron entre  $f=0.63$  Hz. y  $f=1.2$  Hz., de acuerdo a la ubicación y dirección de los acelerómetros.

## 2.4 Vibración forzada

Con ayuda de un excitador mecánico de masas giratorias excéntricas construido por la UNAM, se llevaron a cabo los estudios de vibración forzada de la estructura. El objetivo fue determinar, con mayor precisión que en las pruebas de vibración ambiental, los períodos de vibración de los modos significativos y las correspondientes formas modales (fig. 2.5). Todas las propiedades dinámicas determinadas se ubican en el intervalo lineal, debido a la magnitud de las fuerzas cíclicas inducidas; lo anterior se observa en los espectros de potencia, por la simetría de la curva alrededor de los picos de resonancia. Por otra parte, el ancho de la curva espectral en la vecindad del valor máximo, proporciona una idea del orden del amortiguamiento del sistema.

Las frecuencias de resonancia fueron determinadas al barrer el intervalo de frecuencias de la máquina vibratoria entre 0.8 y 10 Hz. En esta parte del estudio, ya se tenían los resultados de las pruebas de vibración ambiental, y fueron utilizados para ubicar las frecuencias de resonancia; se encontró concordancia entre las dos pruebas.

Los resultados obtenidos para los primeros modos laterales en direcciones longitudinal y transversal, se muestran en la figura (2.6). Estas configuraciones se basan en las funciones de transferencia, para diferentes frecuencias, entre acelerómetros ubicados cerca del centro de masas de entepiso; uno de los cuales se mantuvo en la azotea, mientras que el segundo cambió su posición al sótano, primero, tercero, quinto, séptimo nivel, apéndice y campo libre. En cada caso se verificó la coherencia entre las señales y que el ángulo de fase fuese congruente, por ejemplo, próximo a cero, para los primeros modos laterales.

Las frecuencias obtenidas corresponden a las que se detectaron durante las pruebas de vibración ambiental. Las amplitudes máximas de la función de transferencia en los primeros modos laterales, fueron  $H(\omega)_x=10$  y  $H(\omega)_y=15.5$ ; estos valores se utilizaron para evaluar el amortiguamiento de la estructura (sección 2.6).

## 2.5 Instrumentación sísmica

El edificio fue instrumentado con 5 acelerómetros tridireccionales, de los cuales, dos están en la azotea, dos en el sótano y uno en campo libre (fig. 2.7). Estos aparatos han permitido llevar un registro detallado de las vibraciones del edificio durante temblores. El sistema en su totalidad, se ha activado en pocas ocasiones, debido a la baja intensidad sísmica que presenta la zona en que se ubica el edificio.

### 2.5.1 Sismos registrados en la red acelerográfica

Desde la implementación del sistema de acelerómetros, se han registrado varios eventos sísmicos, los que provocaron las mayores aceleraciones en el edificio se muestran a continuación:

Evento	Fecha	Hora (GMT)	Epicentro		Prof (Km)	Magnitud	Registros obtenidos
			Latitud	Longitud			
1	16/12/97	11:49:48	15.86 N	99.16 W	10	5.9	2 azotea, 2 sótano
2	22/12/97	05:22:00	17.25 N	100.90 W	10	5.6	2 azotea
3	03/02/98	03:02:01	15.74 N	96.44 W	23	6.3	2 azotea, 2 sótano
4	20/04/98	22:59:13	18.34 N	101.20 W	-	5.4	2 azotea, 2 sótano, 1 c.libre

En la fig. (2.8) se muestran los registros obtenidos durante el sismo de abril de 1998.

### 2.5.2 Espectros de Fourier y funciones de transferencia

A partir de los registros de aceleración, fue posible obtener espectros de Fourier y funciones de transferencia en direcciones verticales y horizontales. La fig. (2.9), muestra los espectros de Fourier y las funciones de transferencia entre distintos acelerómetros y distintas direcciones para los sismos feb98 y abr98.

En la tabla 2.2 se encuentran frecuencias, amplitudes, aceleraciones máximas y contenidos de energía de los espectros, para los sismos feb98 y abr98. El contenido de energía se relaciona con el área bajo la curva del espectro de potencia. La tabla (2.3) muestra resultados de funciones de transferencia para los mismos sismos; en éstos se incluye el valor del amortiguamiento (sección 2.6). Sobre esta información se realizan varios comentarios:

\* En los tres registros sísmicos que presentan datos en azotea y sótano, se tienen períodos de vibración y amplitudes máximas semejantes, con respecto a sus funciones de transferencia en direcciones horizontales. Sin embargo, comparados con los registros de vibración ambiental y forzada, presentan puntos máximos en frecuencias 15% mayores

\* La frecuencia de la estructura ante excitación rotacional, puede ser identificada con la función de transferencia entre aceleraciones horizontales en la azotea con respecto a las aceleraciones verticales en la base de la cimentación<sup>6</sup>. Las frecuencias encontradas coinciden con frecuencias de los primeros modos laterales (fig. 2.9f)

\* La baja amplitud de los segundos y terceros máximos relativos de las funciones de transferencia, indica que las contribuciones de los modos superiores en direcciones X y Y no son significativas en la determinación de aceleraciones (figs. 2.9a y 2.9b)

\* El registro de la estación de campo libre tiene mayores aceleraciones y mayores contenidos de energía que las estaciones del sótano; esta diferencia es mayor en las direcciones horizontales X y Y, que en la dirección vertical Z (tabla 2.,2)

\* Los valores máximos de los espectros de azotea y sótano, en dirección X, son muy similares, mientras que en dirección Y hay una diferencia de hasta 30%. Este fenómeno explica en parte, porque la respuesta y los contenidos de energía son mayores en dirección X

\* Los espectros de campo libre y sótano son muy similares en cuanto a las ubicaciones de sus puntos máximos, lo cual puede deberse a un limitado efecto de interacción suelo-estructura o por contaminación de la estación de campo libre, debido a la cercanía con el edificio (aproximadamente 50 m).

\* En dirección X, las relaciones entre frecuencias son  $f_2/f_1=3.3$  y  $f_3/f_1=5.7$ . En dirección Y,  $f_2/f_1=3.2$  y  $f_3/f_1=6.2$ .

## 2.6 Amortiguamiento de la estructura

Cuando en la función de transferencia coinciden la frecuencia de excitación y del sistema (resonancia), se puede encontrar el amortiguamiento de la estructura con la siguiente ecuación<sup>41</sup>:

$$\xi = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{1}{H(\omega)^2} - 1} \quad (2.5)$$

Si la amplitud de la función de transferencia no es muy pequeña, el amortiguamiento se puede aproximar con la ecuación simplificada:

$$\xi \cong \frac{1}{2H(\omega)} \quad (2.6)$$

El amortiguamiento obtenido con las ecuaciones anteriores puede contener imprecisiones debido a factores como el filtrado de la señal, la suavización de los espectros de Fourier, el número de puntos utilizados para calcular la transformada rápida de Fourier (FFT), etc.

Según Safak<sup>53</sup>, la función de transferencia azotea-sótano para aceleraciones horizontales, representa las características del edificio con base empotrada (sección 5.2). Con base en lo anterior, y en la tabla 2.3, el amortiguamiento de la estructura con base empotrada es  $\xi_x \cong 5\%$  y  $\xi_y \cong 3\%$ , para los primeros modos laterales.

\* El amortiguamiento del sistema suelo-estructura, a partir del único sismo con registro de campo libre (sismo abr98) resultó entre 4 y 10% mayor al del edificio con base empotrada, incremento que puede tener su origen en la contribución del suelo al amortiguamiento del sistema (sección 4.5).



## CAPITULO 3 PROPIEDADES DEL SUELO Y CIMENTACIÓN

### 3.1 Propiedades del terreno de desplante

Para reproducir analíticamente el sistema suelo-estructura, fue necesario conocer varias propiedades del terreno: relación de Poisson ( $\nu$ ), densidad ( $\rho$ ) y módulo de cortante dinámico ( $G$ ).

Para identificar  $\nu$  y  $\rho$ , se recurrió a un estudio geotécnico que contiene la clasificación del suelo por estratos, límites de consistencia líquidos y plásticos, contenido de agua, densidad de sólidos, etc. (fig. 3.1). Por las características del subsuelo, compuesto a base de arcillas y limos, a  $\nu$  se le asignó un valor de 0.45, y  $\rho$  se calculó a partir del peso específico del material promedio  $S_m=1.43 \text{ t/m}^3$ , por lo que  $\rho=1.43/9.81=0.1457 \text{ ton.s}^2/\text{m}^4$ .

El módulo de cortante se calculó se estimó de acuerdo a las siguientes secciones.

### 3.2 Módulo de cortante dinámico

Con base en el estudio geotécnico y a mediciones del período del suelo, se establecieron tres métodos para la determinación del módulo:

- a) Propuesta reglamentaria del RCDF<sup>2</sup>
- b) Programa SHAKE<sup>58</sup>
- c) Ecuación de Romo y Ovando<sup>52</sup>.

Debido a que las primeras dos propuestas utilizan propiedades dinámicas del suelo, tales como la velocidad de onda de cortante y el período de vibración del suelo, se utilizaron diversas técnicas para encontrar estas propiedades.

#### 3.2.1 Métodos para estimar el período del suelo y la velocidad de onda de cortante

\* Medición de los espectros de Fourier, a partir de estudios de vibración ambiental. Estas mediciones indicaron un primer máximo alrededor de  $T_s=0.4 \text{ s}$ , en prácticamente todas las direcciones y ubicaciones en que se colocaron los acelerómetros; además esta señal es la única que permanece con amplitudes similares, independientemente del nivel en que se encuentren los acelerómetros (fig. 2.4).

La vibración ambiental generalmente proporciona, con aceptable exactitud, la ubicación de las frecuencias de los modos fundamentales de vibración, y tiene a su favor que es una medición en el sitio de interés, basada en el promedio de determinado número de eventos. Sin embargo, el bajo valor registrado para el período del suelo, de acuerdo a la zona en que se ubica la edificación, puede deberse a que el analizador espectral registró la rigidez de los estratos inmediatamente inferiores a la cimentación, y por consiguiente, con mayor nivel de consolidación.

\* Medición de funciones de transferencia en edificios cercanos que se encuentran instrumentados. Se obtuvieron los registros de un edificio vecino que ha sido instrumentado y observado durante varios años. En esta estructura se han obtenido funciones de transferencia entre acelerómetros colocados en los niveles superiores con respecto a otros ubicados en campo libre, donde se manifiestan grandes amplificaciones en las inmediaciones de 0.4 a 0.5 segundos. Sin embargo, no es posible garantizar que este máximo pertenezca al período de vibración del suelo, porque la señal se filtra tanto por el suelo, como por el edificio; además existe un máximo próximo a 1 s, lo cual puede indicar que el período próximo a 0.4 s corresponde al segundo modo de vibración de los estratos del suelo.

\* Funciones de transferencia entre espectros de Fourier de campo libre en la zona del edificio con respecto a espectros de Fourier de campo libre en terreno firme. Con base en los registros obtenidos en Ciudad Universitaria (terreno firme) para el sismo abr98, se obtuvo la función de transferencia  $CL_{edif} / CL_{cu}$ , y se encontró un máximo absoluto alrededor de 1 s en ambas direcciones horizontales, y en la vecindad de 0.4 s se detectó un máximo relativo (fig. 3.2)

Las estadísticas del Instituto de Ingeniería de la UNAM, han mostrado que este cociente, a pesar de utilizar los registros de terreno firme de una estación que no corresponden con la ubicación del acelerómetro en terreno de transición o blando, generalmente proporciona buenos resultados, porque la propagación de ondas en los estratos compresibles del Valle de México, semeja un modelo uni-dimensional que se propaga en dirección vertical.

Existen desventajas al utilizar este método para el edificio en estudio:

- Actualmente solo se cuenta con datos de un evento sísmico registrado en la estación de campo libre
- Existen 23° de diferencia entre las direcciones horizontales de los acelerómetros de CU y los del edificio en estudio
- Se mide el valor promedio de la columna de estratos compresibles, sin incluir la consolidación del terreno por efecto del peso de la estructura.

\* Cocientes entre los espectros de Fourier de campo libre horizontales con respecto a verticales en la misma estación. Esta técnica de cocientes espectrales horizontales/verticales en estaciones de campo libre, se ha utilizado para detectar el período de vibración del suelo. En el edificio en estudio, se detectó un primer máximo alrededor de 1 s (fig. 2.9 h). Al igual que en el método anterior, no se considera la consolidación del terreno.

\* Estimación a partir de las velocidades de onda de cortante esperadas de acuerdo a la estratigrafía del terreno. De acuerdo a la estratigrafía del estudio de mecánica de suelos, las velocidades de onda de cortante que deben tener los estratos del suelo son características de suelos con período de 1 s.

\* Estimación a partir del número de golpes en la prueba de penetración estándar. La velocidad de onda de cortante para cada estrato de suelo en m/s, se puede estimar con la ecuación:

$$V_s = 69N^{0.17}D^{0.2}F_1F_2 \quad (3.1)$$

donde

N = número de golpes en la prueba de penetración estándar

D = profundidad media del estrato

F<sub>1</sub> y F<sub>2</sub> son constantes que dependen del tipo de suelo y para arcillas finas toman valores de 1.00 y 1.09 respectivamente.

La velocidad de onda de cortante promedio se puede obtener a partir de la ecuación:

$$\bar{V}_s = \frac{H_s}{\sum_{m=1}^M \frac{h_m}{V_s}} \quad (3.2)$$

donde

h<sub>m</sub> = espesor del m-ésimo estrato

H<sub>s</sub> = espesor de los estratos compresibles

De acuerdo al número de golpes obtenido de la estratigrafía, y a las ecuaciones anteriores (tabla 3.1), se obtiene que V<sub>s</sub> = 170 m/s, y por medio de la ecuación:

$$T_s = \frac{4H_s}{V_s} \quad (3.3)$$

se obtiene T<sub>s</sub> = 0.82 s.

\* Microzonificación sísmica. De acuerdo a los datos estadísticos que se tienen de la zona en que se ubica el edificio, y a interpolaciones de los mismos, el período de vibración del suelo en el sitio debe ser próximo a 1.3 s.

\* Efecto de sobreconsolidación. De acuerdo a investigaciones de Zeevaert<sup>70</sup>, abajo de la cimentación se debe esperar una disminución en el periodo del suelo, ya que la consolidación de los estratos bajo el edificio, por efecto de sobrecarga, provoca un aumento en la rigidez del módulo de cortante.

Este efecto puede modificar radicalmente los esfuerzos, y por lo tanto las propiedades dinámicas de los estratos inmediatamente inferiores a la cimentación; sin embargo, de acuerdo a la teoría de Boussinesq, los esfuerzos adicionales se abaten rápidamente en estratos inferiores, al aumentar la superficie sobre los cuales actúa la sobrecarga. Por esta razón, no deben esperarse grandes modificaciones en los períodos del suelo para la columna completa de estratos compresibles, no obstante, los estratos que más contribuyen al efecto de ISE son los que se encuentran en contacto inmediato con la cimentación; por lo tanto, es posible que este factor incremente las rigideces lineales y angulares en el modelo de resorte equivalente del terreno.

### 3.2.2 Período del suelo utilizado en el desarrollo analítico

En la sección 3.2.1, existen diferencias en los períodos de vibración del suelo obtenidos con diversas técnicas. Este fenómeno puede explicarse, al considerar que algunas técnicas miden el período de vibración del terreno virgen, y otras detectan la consolidación de los

estratos bajo la cimentación. De acuerdo a lo anterior, el período de vibración en la columna completa de estratos compresibles es próximo a 1 s, en los sitios aledaños al edificio en estudio, es decir, en terreno sin consolidar. Este valor disminuye entre 10% y 20% para la columna de estratos compresibles ubicada abajo de la estructura, de acuerdo a los estudios realizados por Zeevaert<sup>70</sup>, y al considerar una sobrecarga de 2.44 t/m<sup>2</sup>. Finalmente, el período de vibración de los estratos que más contribuyen al fenómeno de ISE, y que se ubican inmediatamente abajo de la cimentación, debe presentar un valor cercano a 0.4 s.

Como corroboración de estas afirmaciones, se tiene evidencia experimental de que la rigidez del suelo en la vecindad con el edificio es elevada. En la sección 2.5 se muestran los espectros de Fourier registrados en azotea y la función de transferencia azotea-sótano, para el sismo abr98, se observa que la frecuencia del primer máximo prácticamente coincide en ambas gráficas (fig. 2.9), y el mismo fenómeno se presenta para los sismos dic97 y feb98. Lo anterior indica que el efecto de ISE es pequeño y que el suelo que contribuye al fenómeno de interacción es suficientemente rígido para que el movimiento en la cimentación no sea muy diferente del movimiento en el terreno de desplante (sección 5.2). Por otra parte, en el capítulo 6, se muestra que para poder reproducir los modos fundamentales de vibración laterales y de torsión experimentales, es necesaria gran rigidez de los resortes lineales y angulares.

En resumen, en el desarrollo analítico se utilizó un valor para el período de vibración de los estratos de suelo de 0.4 s, y se consideró que solo los estratos con profundidades menores a 21.8 m, a partir del nivel de terreno natural, contribúan significativamente al modelo del resorte equivalente del terreno. Se escogió esta profundidad porque es donde se ubica la primer capa de estratos firmes, y es próxima al valor del ancho de la cimentación. Como alternativa se podría considerar la columna completa de estratos compresibles y reducir en la proporción comentada el valor del período del suelo, por concepto de sobreconsolidación bajo la cimentación. Las rigideces lineales y angulares obtenidas de esta forma, son inferiores a las utilizadas en este trabajo, pero permiten reproducir con aceptable precisión el comportamiento dinámico de la estructura.

Con esta información, se realizaron los análisis para encontrar el módulo de rigidez al cortante, de acuerdo a los siguientes métodos.

### 3.2.3 Propuesta del RCDF

El módulo de rigidez medio puede establecerse, a falta de pruebas dinámicas, según el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF) como:

$$G = 2 \left( \frac{H_s}{T_s} \right)^2 \quad (3.4)$$

donde G se expresa en ton/m<sup>2</sup>, T<sub>s</sub> es el período dominante más largo del terreno en segundos, y H<sub>s</sub> es la profundidad, en metros, de los depósitos firmes.

Al sustituir en la ec. 3.4

$$G = 2 * (21.8 / 0.38)^2 = 6,582 \text{ ton/m}^2.$$

De la teoría de elasticidad, el módulo de cortante se puede determinar como:

$$G = \rho \cdot V_s^2 \tag{3.5}$$

donde  $V_s$  es la velocidad de onda de cortante.

$$\text{Si } \rho=0.1457 \text{ ton.s}^2/\text{m}^4, V_s=212 \text{ m/s.}$$

### 3.2.4 Programa SHAKE

Este programa se emplea para el análisis de respuesta sísmica de estratos horizontales, y esta basado en el método de propagación de onda uni-dimensional, es decir, calcula la respuesta en un sistema de estratos homogéneos y viscoelásticos que se extienden infinitamente en dirección horizontal, y que están sujetos a ondas de cortante que viajan verticalmente.

Para su utilización, se divide al suelo en estratos homogéneos e isotrópicos, que se caracterizan por su espesor,  $H$ , su densidad de masa,  $\rho$ , su módulo de cortante,  $G$ , y el factor de amortiguamiento,  $\xi$ . Por medio de un procedimiento iterativo, se obtienen los módulos de cortante y el amortiguamiento compatibles con las deformaciones efectivas en cada estrato. Al leer los datos del depósito del suelo, el programa calcula el período fundamental del suelo.

Para determinar el módulo de cortante, se propusieron valores iniciales del mismo para cada estrato, en función de las características encontradas en las pruebas experimentales, después se realizó un procedimiento iterativo, donde se calculó en cada ocasión el valor del período, y se modificaron proporcionalmente los módulos hasta obtener un valor que correspondiera con el experimental. El valor final de la velocidad de onda de cortante promedio fue  $V_s=210 \text{ m/s}$ , y de acuerdo a la ec. (3.5),  $G=6,430 \text{ t/m}^2$ . La tabla (3.2) presenta los resultados del programa SHAKE en la última iteración.

### 3.2.5 Ecuación de Romo y Ovando

Estos autores mostraron que el módulo de cortante es función de los esfuerzos de consolidación efectivos,  $\sigma'_c$ , el índice de plasticidad,  $I_p$ , y la consistencia relativa,  $I_r$ .

$$I_r = \frac{\omega_L - \omega_n}{I_p} \tag{3.6}$$

donde  $\omega_L$  = límite líquido,  $\omega_n$  = contenido de agua.

y obtuvieron la siguiente expresión analítica para el cálculo del módulo de cortante máximo:

$$G_{max} = 122 p_a \left( \frac{1}{I_p - I_r} \right)^{(I_p - I_r)} \left( \frac{\sigma'_c}{p_a} \right)^{0.82} \quad (3.7)$$

donde  $p_a$  es una constante con unidades de esfuerzo, para definir las unidades de  $G_{max}$  (por ejemplo,  $1 \text{ kg/cm}^2$ ;  $10 \text{ ton/m}^2$ ).

Todos los suelos incluidos en este estudio están normalmente o ligeramente sobreconsolidados. Puede esperarse que para arcillas altamente consolidadas, un parámetro adicional del tipo  $R^\alpha$ , multiplique el lado derecho de la ecuación (donde  $R$  es la relación de sobreconsolidación y  $\alpha$  es la relación de deformación volumétrica de la Teoría del Estado Crítico). En la Ciudad de México la mayoría de las arcillas son normalmente o ligeramente sobreconsolidadas ( $R < 3$ ), por lo que el efecto de  $R$  parece tener poco impacto en la mayoría de los casos prácticos.

En la tabla (3.3) se muestran los esfuerzos efectivos de consolidación para los diferentes estratos. Se utilizó la Teoría de Boussinesq para encontrar el incremento en los esfuerzos, debido a las presiones adicionales inducidas por el peso del edificio que no son compensadas con el cajón de cimentación. De un estudio de mecánica de suelos, llevado a cabo en el patio del inmueble, se determinó que la presión a nivel  $N=N-5.8 \text{ m}$ . es aproximadamente  $\sigma=9.86 \text{ t/m}^2$ , mientras que el peso uniformemente distribuido del edificio es  $\sigma=12.3 \text{ t/m}^2$ , es decir, se tiene una presión adicional de  $\sigma=2.44 \text{ t/m}^2$ .

La tabla (3.4) muestra las propiedades índice obtenidas del estudio geotécnico utilizadas para el cálculo de  $G_{max}$ , estos valores son los promedios obtenidos para cada uno de los estratos en que se dividió el subsuelo. El mismo análisis fue realizado para los dos sondeos con los cuales se cuenta; se obtuvo así un módulo de cortante promedio  $G=1700 \text{ ton/m}^2$ . Con la ec. (3.5), se encontró que la velocidad de onda de cortante es  $V_s=108 \text{ m/s}$ .

### 3.2.6 Comparación de resultados del módulo de cortante

Los resultados obtenidos de la ecuación de Romo y Ovando no corresponden con los obtenidos con la ecuación del RCDF y con el programa SHAKE; esta discrepancia puede originarse por el efecto de sobreconsolidación de los estratos superiores; que se manifiesta en la evolución de los hundimientos de la cimentación, donde se observa una tendencia hacia valores asintóticos. Por la evidencia experimental de la gran rigidez del suelo en contacto con la cimentación, se utilizó  $G=6,430 \text{ t/m}^2$ .

## CAPÍTULO 4 INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA (ISE)

### 4.1 Características de la ISE

La ISE se presenta cuando, ante una excitación externa, el movimiento en la base de una estructura es diferente al del terreno sobre el cual se apoya. Los principales efectos en la respuesta de una estructura son:

1. Un incremento en el período fundamental de la estructura, por la flexibilidad del terreno de desplante
2. Un cambio (usualmente un incremento) en su amortiguamiento efectivo, ya que parte importante de la energía de vibración de la estructura, puede ser disipada por radiación de ondas en el medio de apoyo o por amortiguamiento histerético del material bajo la cimentación
3. Una modificación en la magnitud de la respuesta máxima. Por lo general, en estructuras bajas y anchas el valor decrece, mientras que en estructuras altas y esbeltas la respuesta se incrementa, como resultado de dos mecanismos opuestos: el amortiguamiento efectivo del sistema sobre suelo flexible, generalmente es mayor que el de la estructura empotrada, por lo cual, tiende a decrecer la respuesta en la ISE; sin embargo, el movimiento angular de la cimentación incrementa la aceleración de la masa y de la fuerza de inercia asociada, con el consiguiente incremento en la respuesta.

Por otra parte, la ISE se divide en interacción inercial y cinemática:

1. Cuando un edificio es excitado en su base, presenta una resistencia inercial al movimiento dinámico en la superestructura que persiste durante toda la excitación. Este efecto denominado interacción inercial, resulta en cambios en la presión de contacto entre la cimentación y el suelo, lo cual causa deformación en el suelo
2. El fenómeno de interacción cinemática se manifiesta con más claridad conforme la profundidad de desplante en la cimentación de un edificio se incrementa, ya que la base y las paredes exteriores de la cimentación interactúan en mayor medida con el suelo.

### 4.2 Parámetros principales en la ISE

En un sistema con ISE, existen varios parámetros involucrados en la respuesta de la estructura:

1. El parámetro de onda adimensional  $\sigma = V_s T_n / H$ , donde  $T_n$  es el período natural del sistema con base empotrada y  $H$  la altura de la estructura
2. La relación de esbeltez de la estructura  $H/R$ , donde  $R$  es el radio equivalente de la base de la cimentación
3. La relación  $f_e/f$ , donde  $f_e$  es la frecuencia dominante de la excitación.
4. Profundidad relativa del depósito de suelo,  $h'_s = H_s/R$ , donde  $H_s$  es la profundidad de los estratos firmes en el suelo
5. Profundidad de desplante relativa de la cimentación  $D/R$ , donde  $D$  es la profundidad de desplante de la cimentación
6. La densidad de masa relativa entre la estructura y el medio de apoyo

$$\gamma = \frac{M}{\rho \pi R^2 H} \quad (4.1)$$

generalmente se ubica entre 0.1 y 0.2

7. La relación  $M_c/M$ , de la masa de la cimentación a la masa de la superestructura, generalmente varía entre 0.1 y 0.3
8. El porcentaje de amortiguamiento crítico de la estructura en su condición empotrada,  $\xi_c$ ; y el amortiguamiento del suelo,  $\xi_s$ ,
9. La relación de Poisson del material del semi-espacio,  $\nu$ .

### 4.3 Modelos matemáticos para simular interacción suelo-estructura

Para reproducir la respuesta dinámica de la estructura, es necesario determinar el efecto que produce el suelo en el comportamiento de la misma. Entre los diferentes tipos de análisis (fig. 4.1) se tiene:

1. Modelo de resorte equivalente del terreno. La estructura se supone soportada por resortes y amortiguadores que representan las características del terreno
2. Modelo del terreno de masas concentradas. El suelo se representa por masas concentradas, conectadas con resortes lineales en dirección vertical
3. Modelo del medio semi-infinito. El suelo se modela como un cuerpo elástico, uniforme o semi-infinito
4. Modelo de elementos finitos. El terreno se discretiza en elementos finitos, que toman en cuenta la no uniformidad de las propiedades del suelo. Las soluciones son ejecutadas en el dominio de la frecuencia y condiciones de frontera no reflejantes son usadas en la frontera del modelo de elemento finito.

El programa TESCOSE (sección 5.4), considera el primer modelo, con la diferencia que solo toma en cuenta 5 de los 6 resortes mencionados, ya que no incluye el efecto de la traslación en dirección vertical. Aunque se trata del modelo más simple de los 4 descritos, las comparaciones con otros métodos más sofisticados han arrojado resultados muy



satisfactorios<sup>20</sup>, por lo que el modelo de resorte equivalente, si es usado con cuidado y con las modificaciones apropiadas, puede proporcionar excelentes resultados.

#### 4.4 Rigideces lineales y angulares del suelo

Para implementar el método del resorte equivalente del terreno en los modelos analíticos<sup>57,66</sup> y determinar el amortiguamiento del sistema suelo-estructura<sup>32</sup>, fue necesario calcular las rigideces dinámicas lineales y angulares del suelo, a partir de las rigideces estáticas correspondientes. Para cada caso se utilizó una metodología diferente:

1. En los modelos analíticos, las rigideces estáticas se obtuvieron con las ecuaciones propuestas por Dobry y Gazetas<sup>10</sup> para cimentaciones rectangulares; estos resultados se corrigieron con las ecuaciones de Kaussel y Pais<sup>56</sup>, que toman en cuenta la profundidad de desplante. Las rigideces dinámicas introducidas al modelo analítico fueron obtenidas a partir de las rigideces estáticas y de gráficas propuestas por los primeros autores<sup>10</sup>

2. Para encontrar el amortiguamiento del sistema suelo-estructura utilizado en los modelos analíticos, se aplicó el método propuesto en el Manual de Diseño de Obras Civiles de CFE<sup>32</sup>, el cual utiliza rigideces estáticas en cimentaciones circulares equivalentes, que después son transformadas en rigideces dinámicas de acuerdo a la sección 4.4.2.

##### 4.4.1 Rigidez estática K

Todas las ecuaciones que se presentan a continuación, consideran que el terreno de desplante es un espacio semi-infinito, de comportamiento elástico, homogéneo e isótropo.

##### Ecuaciones de Dobry y Gazetas<sup>10</sup>

Las ecuaciones de Dobry y Gazetas para el cálculo de rigideces estáticas (K) en cimentaciones rectangulares, son las utilizadas en los modelos analíticos, una vez corregidas con las gráficas propuestas por los mismos autores, para encontrar las rigideces dinámicas.

a) Dirección traslacional Y (dirección corta)

$$K_y = S_y \frac{2 \cdot L \cdot G}{2 - \nu} \quad (4.2)$$

Donde

$$\begin{array}{ll} S_y = 2.24 & \text{si } A/4L^2 < 0.16 \\ S_y = 4.5 (A/4L^2)^{0.38} & \text{si } A/4L^2 > 0.16 \end{array}$$

b) Dirección traslacional X (dir. larga)

$$K_x = K_y - \frac{0.21LG}{0.75 - \nu} \left(1 - \frac{B}{L}\right) \quad (4.3)$$

c) Giro alrededor de eje X

$$K_{rx} = S_{rx} \frac{G}{1-\nu} \cdot I_x^{0.75} \quad (4.4)$$

Donde

$$S_{rx} = 2.54 / (B/L)^{0.25} \quad \text{si } B/L < 0.4$$

$$S_{rx} = 3.2 \quad \text{si } B/L > 0.4$$

d) Giro alrededor de eje Y

$$K_{ry} = S_{ry} \frac{G}{1-\nu} \cdot I_y^{0.75} \quad (4.5)$$

Donde

$$S_{ry} = 3.2$$

e) Torsión

$$K_{rz} = S_t G J^{0.75} \quad (4.6)$$

Donde

$$S_t = 3.8 + 10.7 \left(1 - \frac{B}{L}\right)^{10}$$

En las ecuaciones anteriores:

$K_{x,y}$  = rigidez traslacional en dirección X, Y

$K_{rx,ry,rz}$  = rigidez rotacional alrededor del eje X, Y o Z

L = semi-longitud de la cimentación

B = semi-ancho de la cimentación

D = profundidad de desplante de la cimentación

$I_x, I_y$  = momentos de inercia de la cimentación alrededor de los ejes X y Y

### Ecuaciones de Kausel y Pais<sup>56</sup>

Al realizar estudios para determinar el aumento de la rigidez estática en función de la longitud de empotramiento de la cimentación, estos investigadores encontraron que el efecto de acoplamiento en los desplazamientos horizontales y de giro, se relaciona con el nivel de empotramiento de la cimentación y de la profundidad a la que se encuentra el estrato firme, por lo que propusieron los siguientes factores correctivos:

a) Direcciones horizontales longitudinal y transversal

$$FE_{x,y} = 1 + \left(0.33 + \frac{1.34}{1 + L/B}\right) \left(\frac{D}{B}\right)^{0.8} \quad (4.7)$$

b) Giro alrededor de X

$$FE_{rx} = 1 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + L/B}\right) \left(\frac{D}{B}\right)^2 \quad (4.8)$$

c) Giro alrededor de Y

$$FE_{\gamma} = 1 + \frac{D}{B} + \left( \frac{1.6}{0.35 + (L/B)^4} \right) \left( \frac{D}{B} \right)^2 \quad (4.9)$$

d) Torsión

$$FE_{\pi} = 1 + \left( 1.3 + \frac{1.32}{L/B} \right) \left( \frac{D}{B} \right)^{0.9} \quad (4.10)$$

En la tabla (4.1), se presentan los resultados de sustituir los datos del edificio en estudio, en las ecuaciones de los últimos cuatro investigadores. Los resultados son poco sensibles a variaciones del período del suelo, por lo tanto, las rigideces dinámicas se mantienen prácticamente en los mismos valores de las rigideces estáticas. Para corroborar los resultados obtenidos con las ecuaciones de Dobry y Gazetas, en la tabla (4.2) se muestran los valores obtenidos para las rigideces estáticas de acuerdo a ecuaciones propuestas por Wolf<sup>1</sup>.

### Rigideces en cimentaciones circulares<sup>32</sup>

El procedimiento utilizado para encontrar el amortiguamiento equivalente del sistema suelo-estructura, calcula la rigidez estática a partir de una cimentación circular equivalente de radio:

$$R_h = \left[ \frac{A}{\pi} \right]^{1/2} \quad R_r = \left[ \frac{4I}{\pi} \right]^{1/4} \quad (4.11)$$

donde

$R_h$  y  $R_r$  son los radios de círculos equivalentes a la superficie de desplante con igual área e igual momento de inercia que dicha superficie.

A es el área de la cimentación

I es el momento de inercia de la cimentación con respecto a su eje centroidal de rotación.

A partir de esta transformación se calculan:

$$K_h = \frac{8GR_h}{2-\nu} \left[ 1 + \frac{1}{2} \frac{R_h}{H_s} \right] \left[ 1 + \frac{2}{3} \frac{D}{R_h} \right] \left[ 1 + \frac{5}{4} \frac{D}{H_s} \right] \quad (4.12)$$

$$K_r = \frac{8GR_r^3}{3(1-\nu)} \left[ 1 + \frac{1}{6} \frac{R_r}{H_s} \right] \left[ 1 + 2 \frac{D}{R_r} \right] \left[ 1 + 0.71 \frac{D}{H_s} \right] \quad (4.13)$$

donde  $K_h$  y  $K_r$  son las rigideces en los modos traslacional horizontal y rotacional; y los términos entre paréntesis corresponden a la corrección por profundidad de desplante.

En la tabla (4.3) se calculan las rigideces estáticas con las ecuaciones anteriores. En la tabla (4.4) se presenta una comparativa de los tres métodos, para el cálculo de rigideces estáticas. Los resultados obtenidos con las ecuaciones de Wolf y con las de Dobry y Gazetas

proporcionan valores muy similares; sin embargo, se incurre en errores significativos al representar la cimentación mediante un disco circular equivalente.

#### 4.4.2 Rigidez dinámica $K^d$

Para determinar el amortiguamiento del sistema suelo-estructura, es necesario encontrar las rigideces dinámicas de la cimentación, a partir de las rigideces estáticas, la fig. (4.2) define los parámetros principales para su cálculo: un disco de masa cero con forma arbitraria y área de contacto  $A$ , descansa sobre la superficie de un semi-espacio elástico homogéneo e isótropo, y es excitado por seis fuerzas y momentos dinámicos de la forma  $P = Pe^{i\omega t}$ . Para cada uno de esos seis modos de vibración es posible definir un resorte dinámico equivalente,  $K^d$ , y un coeficiente de amortiguamiento por radiación (propagación de onda),  $C$ , en función de la rigidez estática.

##### Sistema de un grado de libertad (SUGDL)

La rigidez estática se modifica en función de la frecuencia de excitación. Para mostrar el significado de la rigidez dinámica, se puede emplear una analogía con un SUGDL, cuya ecuación de movimiento es:

$$M\ddot{x} + c\dot{x} + Kx = P(t) \quad (4.14)$$

Para la fuerza  $P(t) = Pe^{i\omega t}$ , la respuesta será  $x(t) = xe^{i\omega t}$ , al sustituir el desplazamiento y sus primeras dos derivadas en la ecuación anterior.

$$(K + i\omega C - \omega^2 M)X = P \quad (4.15)$$

Al definir la rigidez dinámica o función de impedancia como la relación en estado estacionario entre la fuerza (o momento) aplicada y el desplazamiento (o rotación) resultante en la dirección de la fuerza

$$K^d(\omega) = (P/X) = (K - \omega^2 M) + i\omega C \quad (4.16)$$

Lo que indica que la rigidez dinámica es una función compleja de la excitación. La parte real incluye la rigidez y la inercia del suelo; la dependencia de la frecuencia se debe a la influencia que ésta tiene en la inercia, ya que la rigidez del suelo es esencialmente independiente de la frecuencia; la parte imaginaria comprende los amortiguamientos material y por radiación del suelo; el primero es prácticamente independiente de la frecuencia. En este modelo, se supone un comportamiento elástico perfecto del suelo, sin amortiguamiento del material.

La rigidez dinámica se acostumbra representar en términos de la rigidez estática y los coeficientes de impedancia dependientes de la frecuencia.

$$K^d(\omega) = K(k + i\omega c) \quad (4.17)$$

Los parámetros  $k$  y  $c$  son los coeficientes de rigidez y amortiguamiento.  $k = 1 - \omega^2/\omega_e^2$  y  $c = 2\xi_e/\omega_e$ . Donde  $\omega_e$  es la frecuencia natural y  $\xi_e$  es el amortiguamiento del oscilador de UGDL. Cuando la frecuencia de excitación es nula, la rigidez obtenida en la ecuación anterior es el valor de la rigidez estática.

### Sistema suelo-cimentación

Con base en el SUGDL, la rigidez dinámica de un sistema suelo-cimentación (fig. 4.3), para el modo de vibración  $m$ , se puede expresar mediante la función compleja

$$K_m^d(\omega) = K_m [k_m(\omega) + i\omega c_m(\omega)] (1 + i2\xi_s) \quad (4.18)$$

Donde  $k_m$  y  $c_m$  son los coeficientes de impedancia y  $\xi_s$  es el amortiguamiento efectivo del suelo. El factor de normalización  $(1 + i2\xi_s)$  intenta aislar el efecto del amortiguamiento material, en los coeficientes de rigidez y amortiguamiento.

Los modos de vibración de interés son la traslación horizontal y rotación de la base. Por tanto, se deben definir impedancias lineales ( $K_h$ ) y rotacionales ( $K_r$ ). Además una fuerza horizontal provocará rotación y traslación en la cimentación, al igual que una fuerza angular, por lo que se deben definir impedancias acopladas ( $K_{hr}$ ). En cimentaciones superficiales o poco profundas; el acoplamiento de estos efectos puede desprejarse.

Si  $K_m$  representa el resorte y  $C_m$  el amortiguador equivalente del suelo (fig. 4.4), la función de impedancia del sistema se define alternativamente como

$$K_m^d(\omega) = K_m(\omega) + i\omega C_m(\omega) \quad (4.19)$$

Por lo que el resorte y amortiguador se relacionan con los coeficientes de impedancia de la siguiente manera

$$K_m^d = K_m (k_m - 2\xi_s \omega c_m) \quad (4.20)$$

$$\omega C_m = K_m (\omega c_m + 2\xi_s k_m) \quad (4.21)$$

## 4.5 Amortiguamiento del suelo

El amortiguamiento total del suelo comprende el amortiguamiento del material y el amortiguamiento por radiación. En la siguiente formulación, solo se considera el amortiguamiento por radiación, y el amortiguamiento del material se involucra en la sección 4.5.3, por medio de un factor  $\beta$  independiente de la frecuencia.

### 4.5.1 Consideraciones generales

**Modos traslacionales.** Para una onda de propagación unidimensional con velocidad  $V$  en un medio infinitamente largo y elástico, una condición de frontera que simula exactamente esta extensión infinita para cualquier forma de onda, es provista por el amortiguamiento viscoso  $C=\rho VA$ , donde  $A$  es el área normal a la dirección de propagación. Por lo tanto, para el caso unidimensional,  $C=\rho VA$  es una perfecta analogía de amortiguador para el amortiguamiento por radiación. Esto sugiere que los parámetros adimensionales a ser seleccionados para  $C$  en vibraciones verticales y horizontales de la cimentación, deberán tener la forma  $C/\rho VA$ . Si el fenómeno de vibración en los modos traslacionales fuera puramente unidimensional,  $C/\rho VA$  sería 1. Sin embargo, el fenómeno es bidimensional o tridimensional (fig. 4.5). En el caso unidimensional,  $\theta=0$ , ya que las ondas se generan solo de manera perpendicular a la cimentación, pero en realidad, se esparcen en otras direcciones y  $\theta>0$ , por lo cual, generalmente  $C/\rho VA \neq 1$ .

Se ha encontrado que  $C/\rho VA$  es diferente de 1 y que  $\theta$  es grande en movimientos con baja frecuencia de excitación, mientras que  $C/\rho VA$  se aproxima a 1 y  $\theta$  tiende a cero, en altas frecuencias<sup>10</sup>.

**Modos angulares.** El amortiguamiento rotacional ante excitación torsional, puede obtenerse al integrar sobre el área de contacto  $A$ , los momentos producidos por todos los amortiguamientos elementales  $dC_t=\rho V_s dA$  alrededor del eje vertical  $Z$ . De esta integración,  $C_t=\rho V_s J$ . Por lo tanto, para torsión se selecciona el parámetro adimensional  $C_t' = C_t/\rho V_s J$ , y se espera que  $C_t'$  se aproxime a 1 para altas frecuencias. El procedimiento para determinar los amortiguamientos alrededor de los ejes  $X$  y  $Y$  es análogo.

### 4.5.2 Amortiguamiento por radiación

Las siguientes ecuaciones se utilizan para el cálculo de los amortiguamientos del suelo ante altas frecuencias de excitación; y con ayuda de las gráficas de Dobry y Gazetas<sup>10</sup>, se encuentra el factor de corrección de acuerdo a la frecuencia adimensional.

a) Dirección traslacional  $Y$  en alta frecuencia

$$C_y = \rho V_s A \quad (4.22)$$

b) Dirección traslacional  $X$  en alta frecuencia

Para  $L/B < 3$ ,

$$C_x = C_x' \rho V_s A, \text{ con } C_x' = C_y' \quad (4.23)$$

c) Giro alrededor de eje  $x$

$$C_{\pi} = \frac{3.4}{\pi(1-\nu)} \rho V_s I_x \quad (4.24)$$

d) Giro alrededor de eje y

$$C_{ry} = \frac{3.4}{\pi(1-\nu)} \rho V_s I_y \quad (4.25)$$

e) Torsión

$$C_{rz} = \rho V_s J \quad (4.26)$$

### 4.5.3 Amortiguamiento del material

En los incisos anteriores, se presentó un procedimiento para el cálculo del amortiguamiento por radiación; sin embargo, aún para pequeños niveles de deformación, el suelo tiene un amortiguamiento histerético, usualmente especificado a través de una relación de amortiguamiento independiente de la frecuencia,  $\beta$ . Para la mayoría de los suelos  $\beta$  varía entre 0.02 y 0.05. Una vez  $K$  y  $C$  han sido determinados para un medio elástico con  $\beta=0$ , el efecto del amortiguamiento del material se incorpora, al usar el principio de correspondencia de viscoelasticidad. La rigidez dinámica corregida,  $K(\beta)$ , y el coeficiente de amortiguamiento efectivo,  $C(\beta)$ , se expresan para todos los modos de vibración como:

$$K^d(\beta) \approx K^d - \omega C \beta \quad (4.27)$$

$$C(\beta) \approx C + 2K^d \beta / \omega \quad (4.28)$$

Para el edificio en estudio, el amortiguamiento del material no incide de manera importante en el amortiguamiento total del edificio, por tratarse de un edificio relativamente bajo y ancho.

Veletsos<sup>65</sup> utilizó un modelo en el que consideró un factor de pérdida  $\Delta W/W$ , en un espécimen de suelo sometido a movimiento armónico, y encontró que la reducción en la respuesta por la acción viscoelástica, es significativamente más importante para edificios altos y esbeltos, que para estructuras bajas y anchas ( $\Delta W$  = el área del ciclo de histéresis elipsoidal en el diagrama esfuerzo-deformación y  $W$  = la energía de deformación almacenada en un material puramente elástico). Para estructuras altas, la respuesta es dominada por el movimiento angular de la cimentación, donde el efecto de amortiguamiento por radiación es pequeño. Para estructuras bajas y anchas, la respuesta es dominada por la componente traslacional, para la cual el amortiguamiento de radiación ya es alto, por lo que un incremento en el amortiguamiento tiene un efecto menor sobre la respuesta.

En la tabla (4.1) se muestran los resultados de los amortiguamientos del material y por radiación del suelo. Los amortiguamientos en los modos traslacionales,  $\xi_x \cong 16\%$  y  $\xi_y \cong 18\%$ , son muy superiores a los amortiguamientos obtenidos para la estructura (sección 2.6). Además, en los modos traslacionales, la influencia del amortiguamiento histerético es pequeña, en concordancia con los estudios de Veletsos para este tipo de estructuras.

## 4.6 Determinación analítica del amortiguamiento del sistema suelo-estructura

En las secciones 2.6 y 4.5 se determinaron los amortiguamientos de la estructura con base empotrada y del terreno de desplante del edificio. Se encontró que los amortiguamientos del suelo son superiores a los amortiguamientos de la estructura con base empotrada. Como el sistema suelo-estructura presenta formas modales no clásicas, no puede evaluarse con un análisis modal normal. Sin embargo, Veletsos<sup>64</sup>, mostró que el comportamiento dinámico de una estructura con ISE, puede ser aproximado con un análisis donde el sistema suelo-estructura se represente con un oscilador de reemplazo.

Se encontró entonces, el amortiguamiento del sistema suelo-estructura, por medio de un oscilador simple, de acuerdo a lo especificado en el Manual de Diseño de Obras Civiles<sup>32</sup>. La aproximación es aceptable porque el primer modo de la estructura contribuye con casi 80% de la masa equivalente, de acuerdo a los modelos analíticos (cap. 5).

### 4.6.1 Determinación de amortiguamiento con el Método de la CFE

Se realizó una aproximación unimodal, donde  $M_e$ ,  $K_e$  y  $C_e$  corresponden a la masa, la rigidez y el amortiguamiento efectivos de la estructura supuesta, y  $H_e$  a la altura del centroide de las fuerzas de inercia (fig. 4.3).

Los parámetros anteriores se obtuvieron a partir del período y amortiguamiento del modo fundamental de la estructura, y al hacer equivalentes el cortante basal y momento de volteo del modo fundamental de la estructura con el cortante basal y momento de volteo del oscilador.

$$M_e = \frac{(Z_1^T M_e J)^2}{Z_1^T M_e Z_1} \quad (4.29)$$

$$K_e = 4\pi^2 \frac{M_e}{T_e^2} \quad (4.30)$$

$$C_e = 4\pi\xi_e \frac{M_e}{T_e} \quad (4.31)$$

$$H_e = \frac{Z_1^T M_e H}{Z_1^T M_e J} \quad (4.32)$$

$\xi_e$  y  $T_e$  son el amortiguamiento y período del modo fundamental de la estructura supuesta con base rígida;  $J$  es un vector formado por unos y  $H$  es un vector que tiene como componentes las alturas de desplante de cada nivel.



### Período y amortiguamiento efectivos

El período efectivo  $T_e'$  del modo fundamental del sistema suelo-estructura, se determinó de forma aproximada, al ignorar la masa de la cimentación y su momento de inercia en el sistema equivalente:

$$T_e' = \sqrt{T_e^2 + T_h^2 + T_r^2} \quad (4.33)$$

$T_h$  es el período natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base solo pudiera trasladarse

$$T_h = 2\pi \sqrt{\frac{M_e}{K_h}} \quad (4.34)$$

$T_r$  es el período natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base solo pudiera rotar

$$T_r = 2\pi \sqrt{\frac{M_e(H_e + D)^2}{K_r}} \quad (4.35)$$

Se utilizó un procedimiento iterativo, donde se inició con la frecuencia fundamental  $\omega_e$  y se terminó con la frecuencia efectiva  $\omega_e'$ .

El amortiguamiento efectivo del sistema suelo-estructura ( $\xi_e'$ ) se determinó con la expresión:

$$\xi_e' = \xi_e \left( \frac{T_e}{T_e'} \right)^3 + \frac{\xi_h}{1 + 2\xi_h^2} \left( \frac{T_h}{T_e'} \right)^2 + \frac{\xi_r}{1 + 2\xi_r^2} \left( \frac{T_r}{T_e'} \right)^2 \quad (4.36)$$

$\xi_h$  es el amortiguamiento del suelo en el modo de traslación de la cimentación, y  $\xi_r$  es el amortiguamiento del suelo en el modo de rotación de la cimentación.

$$\xi_h = \frac{\omega_e' C_h}{2K_h} \quad \xi_r = \frac{\omega_e' C_r}{2K_r} \quad (4.37)$$

Kausseel y coautores<sup>32, 56</sup> desarrollaron coeficientes de rigidez y amortiguamiento para los modos de traslación horizontal, rotación y acoplamiento de cimentaciones circulares enterradas en un estrato viscoelástico con base rígida:

$$k_h = 1 \quad (4.38)$$

$$K_r = \begin{cases} 1-0.2\eta_r; & \text{si } \eta_r \leq 2.5 \\ 0.5; & \text{si } \eta_r \leq 2.5 \text{ y } \nu_s \leq 1/3 \\ 1-0.2\eta_r; & \text{si } \eta_r \geq 2.5 \text{ y } \nu_s \geq 0.45 \end{cases} \quad (4.39)$$

$$K_{hr} = K_h \quad (4.40)$$

$$C_h = \frac{0.65\xi_s \eta_{hs}}{1 - (1 - 2\xi_s)\eta_{hs}^2}; \quad \text{si } \eta_{hs} = \eta_h / \eta_s \leq 1$$

$$= 0.576; \quad \text{si } \eta_{hs} = \eta_h / \eta_s \geq 1 \quad (4.41)$$

$$C_r = \frac{0.5\xi_s \eta_{rp}}{1 - (1 - 2\xi_s)\eta_{rp}^2}; \quad \text{si } \eta_{rp} = \eta_r / \eta_p \leq 1$$

$$C_r = \frac{0.3\eta_r^2}{1 + \eta_r^2}; \quad \text{si } \eta_{rp} = \eta_r / \eta_p \geq 1 \quad (4.42)$$

$$C_{hr} = C_h \quad (4.43)$$

donde  $\eta_s$  y  $\eta_p$ , representan las frecuencias fundamentales adimensionales del depósito del suelo en dirección transversal y vertical, respectivamente.

$$\eta_s = \frac{\pi R_h}{2H_s} \quad \eta_p = \frac{\pi R_r}{2H_s} \frac{\alpha_s}{V_s} \quad (4.44)$$

en donde

$$\frac{\alpha_s}{V_s} = \left[ \frac{2(1-\nu)}{1-2\nu} \right]^{1/2} \quad (4.45)$$

indica la relación de velocidades efectivas de propagación de ondas de compresión y cortante del sitio. La frecuencia normalizada horizontal y rotacional se define como:

$$\eta_{h,r} = \frac{\omega R_{h,r}}{V_s} \quad (4.46)$$

#### 4.6.2 Resultados de amortiguamiento con ISE

Después de calibrar el modelo tridimensional elástico empotrado, (cap. 5), se encontraron los desplazamientos del primer modo, y se utilizaron en la tabla (4.5) para determinar el amortiguamiento del sistema. En esta tabla se obtuvo  $\xi_x \cong 6\%$  y  $\xi_y \cong 4\%$ , valores que no se incrementaron significativamente con respecto al amortiguamiento con base empotrada, a pesar de que el amortiguamiento del suelo es muy superior. Lo anterior es consistente con el aumento del amortiguamiento obtenido con las funciones de transferencia experimentales en el sismo abr98 (sección 2.9).

## 4.7 Transmisiones desde campo libre

Al considerar ISE en un modelo analítico, se acostumbra utilizar el movimiento de campo libre como la excitación de entrada al sistema, el cual se define como el movimiento de la superficie que podría haber sido registrado, si en el sitio no existiese la estructura.

Por lo general, registros con las características anteriores no están disponibles, porque la estructura afecta el terreno circundante. Por ejemplo, la variación espacial de los movimientos del terreno libre tiende a ser eliminada por la presencia de una cimentación rígida. En general, la amplitud máxima del movimiento de la cimentación será menor que en el terreno libre (para determinar si la excitación es mayor en la base o en campo libre, es preferible recurrir al contenido de energía de los espectros de potencia, en vez de revisar las aceleraciones máximas).

Para cuantificar estos fenómenos, Hernández<sup>22</sup> realizó un estudio basado en la teoría de vibraciones aleatorias, donde utilizó un tren de ondas sísmicas compuesto de ondas de cortante horizontal (SH) que incidían verticalmente al nivel de los depósitos profundos. Los registros sísmicos obtenidos en la superficie del terreno en la zona de Lomas (rígida), se trasladaron a la base del estrato que constituye el semi-espacio (depósitos profundos) y los movimientos resultantes se utilizaron como excitación de los diferentes estratos de suelo (fig. 4.6). Se encontró que la influencia de la ISE en las aceleraciones máximas del terreno adyacente a la estructura, depende de la profundidad de desplante y de su distancia a la cimentación.

### 4.7.1 Efecto de la profundidad de desplante en los movimientos de la cimentación

Al aumentar la profundidad de desplante de la cimentación, la intensidad de los movimientos horizontales disminuye en la base de la estructura; por el contrario, los movimientos verticales se incrementan en la base, debido a la generación de esfuerzos normales y cortantes dinámicos en la interfase suelo-cimentación (fig. 4.7). En la ISE, el efecto de cabeceo en las estructuras es determinado en parte por los movimientos verticales.

El edificio en estudio se apoya sobre un cajón que se desplanta a una profundidad de 6 m. El buen comportamiento que ha exhibido ante solicitaciones sísmicas se debe, en gran medida, al efecto de atenuación de los movimientos de campo libre. Evidencia de lo anterior se encuentra en el movimiento sísmico registrado en la estación de campo libre (abr98, cap. 2), donde las aceleraciones máximas y los contenidos de energía de los espectros (tabla 2.2) son mayores para la excitación en campo libre, con respecto a la excitación en el sótano.

Por otra parte, debido a la ISE, se generan movimientos verticales apreciables a distancias del orden de 18 veces el semi-ancho de la cimentación, por lo tanto, los registros obtenidos por instrumentos localizados a distancias iguales o menores estarán contaminados, y estrictamente no deben considerarse como movimientos de campo libre. Por este motivo, en zonas de alta densidad urbana, como la Cd. de México, es poco factible obtener registros de campo libre. Sin embargo, aunque para el edificio en estudio, las funciones de transferencia azotea-sótano y azotea-campo libre son similares (fig. 2.9), de acuerdo a la sección 5.2, el

fenómeno de ISE es pequeño, por lo cual, la contaminación en la señal de campo libre no debe ser significativa.

#### 4.8 Estabilidad Global de la Estructura

Previo a la elaboración de los modelos analíticos, se verificó la estabilidad global de la estructura, con tal fin, se encontró el valor crítico de la rigidez angular en la base (Rodríguez<sup>48,49</sup>):

$$(KR)_{crit} = \sum_{i=1}^n P_i h_i \quad (4.47)$$

donde

$P_i$  = resultante de cargas gravitacionales aplicadas en el nivel  $i$  de la estructura

$h_i$  = altura del nivel  $i$ .

Las cargas gravitacionales se extrajeron de la tabla (5.3). Los cálculos para la rigidez crítica del edificio en estudio se muestran en la tabla (4.6) y se comparan con la rigidez angular obtenida con dos métodos:

- a) Expresiones del RCDF.
- b) Ecuaciones de Dobry y Gazetas.

La estructura presenta gran estabilidad global, con un factor de seguridad arriba de 800; existe gran similitud entre los valores de rigideces angulares encontrados con las ecuaciones simplificadas del RDF, en comparación con expresiones más refinadas.

## CAPITULO 5 DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS Y MODELACIÓN ANALÍTICA

Previo a la elaboración del modelo analítico, se analizaron varios factores que inciden en el comportamiento dinámico del edificio en estudio, tales como la sobrerresistencia de la estructura y algunos parámetros de difícil determinación.

### 5.1 Factores de sobrerresistencia en el análisis

Se revisaron los factores que tienen mayor incidencia en la sobrerresistencia local o de la estructura en su conjunto:

a) Resistencia de los materiales. La resistencia del concreto utilizada, fue la que se obtuvo como promedio de los cilindros ensayados en laboratorio. Aunque se incluyó acero de refuerzo en columnas, no se consideró sobrerresistencia en este material, por no contar con pruebas experimentales y porque el posible incremento en su límite de fluencia promedio debe incidir marginalmente en la rigidez lateral del edificio

b) Confinamiento del concreto. El armado transversal a base de espirales en la mayoría de las columnas del edificio, aumenta la resistencia del concreto confinado; sin embargo, el módulo de elasticidad permanece prácticamente constante ante esta condición, tal como lo muestran las pruebas realizadas por Mander<sup>31</sup> (fig. 5.1). En esa investigación, para columnas cilíndricas con cantidades de acero similares a las del edificio en estudio, las curvas esfuerzo-deformación mostraron un incremento en los esfuerzos máximos a soportar, con respecto a concreto simple, sin embargo, la relación esfuerzo-deformación inicial, se conservó

c) Velocidad de aplicación de carga. Una compilación realizada por Fu y coautores<sup>14</sup>, muestra los resultados de varios investigadores al probar especímenes ante aplicación de carga cuasi-estática y ante una tasa de deformación de 0.0167/s (fig. 5.2). El principal efecto inducido por la velocidad de aplicación de carga fue un incremento en los máximos esfuerzos resistentes del elemento, mientras que el módulo de elasticidad del material se incrementó hasta 27%. Todos estos experimentos fueron realizados con columnas sometidas a cargas axiales, sin embargo, pruebas realizadas por Takeda en elementos sometidos a esfuerzos de flexión, mostraron un incremento en la rigidez antes de la primera fluencia de tan solo 10%. En el edificio en estudio, la determinación del módulo de elasticidad se obtuvo al someter al espécimen a carga dinámica, para evitar variaciones en el módulo de elasticidad por concepto de velocidad de aplicación de carga

d) Cargas verticales. Se estimaron las cargas muertas y vivas incluidas actualmente en el edificio, sin utilizar las especificaciones de reglamento

e) Efectos torsionales. Están incluidos, ya que el modelo se realizó en tres dimensiones

f) Ciertos aspectos de sobrerresistencia, tales como el endurecimiento por deformación del acero de refuerzo, o redistribución por hiperasticidad de la estructura no se consideraron,

ya que el edificio no parece haber experimentado incursiones de importancia en el intervalo inelástico

g) Trabes equivalentes consideradas en el análisis. El ancho equivalente para el análisis fue el que corresponde a una trabe de concreto simple, sin considerar el acero de refuerzo

h) Elementos no estructurales. No se encontró contribución significativa a la rigidez lateral del edificio, de muros interiores, ya que en su mayoría son muros de tablarroca, muros fuera de entrejes estructurales o muros cortos, y se encuentran distribuidos de manera aleatoria; en cuanto a los muros exteriores, aunque se encuentran en todo el perímetro del edificio, se localizan en el extremo de la losa y fuera del eje de columnas, además de que se interrumpen en la parte central de cada entrespejo por un ventanal continuo. Un análisis con el método del elemento finito, mostró que la contribución de los muros exteriores a la rigidez lateral es muy reducida (apéndice A).

## 5.2 Determinación de parámetros

Los parámetros del edificio que presentan mayor dificultad para su determinación, son:

a) Efecto de interacción suelo-estructura. La incertidumbre en la influencia de este efecto se debe a:

- \* La falta de datos experimentales que permitan conocer directamente el valor del módulo de cortante promedio del terreno de desplante

- \* Características del terreno que no ajustan perfectamente con las hipótesis de los desarrollos teóricos para el cálculo de rigideces y amortiguamientos

- \* Desconocimiento del valor exacto de la profundidad de los estratos firmes

- \* Existe mayor sobreconsolidación, a consecuencia del peso del edificio, en los estratos que se encuentran inmediatamente debajo de la cimentación del edificio que en los estratos profundos, y aunque el efecto de ISE depende básicamente del terreno colindante con la cimentación (Romo<sup>55</sup>), el valor promedio del módulo de cortante y la profundidad de los estratos bajo la cimentación, no consideran esta situación

- \* Posible contaminación en los registros de campo libre, como consecuencia del movimiento del edificio

b) Idealización de losas en un modelo reticular. El sistema de piso empleado en el edificio, a base de losas planas con ábaco y capitel, no puede ser reproducido en un programa de estructuras reticulares. Existen varios métodos para calcular la reducción en la rigidez flexionante de las vigas y losas ante cargas laterales, de los cuales destacan:

- \* El modelo de la viga de ancho equivalente, que fue el utilizado en este trabajo

- \* El modelo del elemento transversal que trabaja a torsión

- \* El modelo de las vigas cortas.

c) Amortiguamiento del sistema. Las reducidas amplitudes registradas en pruebas de vibración forzada y de eventos sísmicos, producen incertidumbre por la presencia de ruido ambiental.

### 5.2.1 Detección de la ISE

Debido a que la ISE altera las características de los movimientos registrados, es importante determinar, si este efecto es significativo. Si la ISE es muy pequeña, los registros en la cimentación pueden tomarse como datos de entrada en el modelo analítico, y los registros en niveles superiores como datos de salida. Existen varios métodos para identificar la existencia de ISE:

1. Veletsos<sup>64</sup> determinó que la ISE es significativa cuando el parámetro de onda adimensional

$$\sigma = V_s T / H < 20 \quad (5.1)$$

De acuerdo a la sección 3.2, se utilizará  $V_s \cong 212$  m/s, y de registros sísmicos se tiene  $T_x \cong 1.15$  s y  $T_y \cong 1.4$ s, al considerar la altura del edificio hasta nivel de azotea,  $H=33.05$  m. se tiene:

$$\sigma_x = V_s T_x / H = 7.37 < 20$$

$$\sigma_y = V_s T_y / H = 8.98 < 20$$

de acuerdo al parámetro  $\sigma$ , es necesario considerar los efectos de ISE en ambas direcciones. En el manual de CFE, se utiliza la altura efectiva del edificio  $H_e$ , de tabla (4.5)  $H_e=24$  m., por lo que  $\sigma_x=10.2$ , y  $\sigma_y=12.4$ .

2. Al combinar el parámetro de onda adimensional y el cociente  $H/r$  en una sola ecuación<sup>9</sup>

$$\phi = \frac{1}{\sigma} \left( \frac{H}{R} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (5.2)$$

el umbral para el cual los efectos de ISE son importantes es  $\phi > 0.125$

De tabla (4.3),  $R_r = 21.90$  m

$$\phi_x = 0.150 > 0.125$$

$$\phi_y = 0.123 < 0.125$$

en dirección X se sobrepasa ligeramente el límite inferior para considerar ISE, en dirección Y no es necesario considerar este efecto. Al utilizar  $H_e$  para el cálculo de  $\sigma$  y  $\phi$ :  $\phi_x = 0.109$  y  $\phi_y = 0.089$ , es decir, en ninguna dirección los efectos de ISE son significativos, según lo que resulta de esos parámetros.

3. Kausse y coautores<sup>32</sup> establecieron un procedimiento que permite obtener los periodos y amortiguamientos con ISE ( $\xi_e$  y  $T_e$ ) a partir de los correspondientes valores con

base empotrada de un modelo simplificado de 1 oscilador simple. Al evaluar la proximidad entre los períodos de vibración para ambos sistemas, se detecta la influencia de la ISE.

De la tabla (4.5) se tiene que en dirección X, el período fundamental del oscilador de reemplazo empotrado es  $T_e=1.11$  s, mientras que al considerar la ISE,  $T_e'=1.17$  s, lo que equivale a un incremento de 5% en el período fundamental; en dirección Y,  $T_e=1.37$  s,  $T_e'=1.42$  s., el incremento es 4%. Con este método se detecta un efecto no significativo de ISE.

#### 4. Método de la función de transferencia

Por la diferencia en la ubicación de la amplitud máxima del espectro de Fourier de un piso superior y la función de transferencia entre un piso superior y cimentación.

Safak<sup>54</sup> utilizó un modelo de 2 grados de libertad (fig. 5.3), para calcular la relación  $H(\omega)=H_b/H_f$  para aceleraciones  $\ddot{x}_b$  y  $\ddot{x}_f$

$$H(\omega) = \frac{H_b}{H_f} = \frac{-4\xi_f \xi_b r_f r_b + i(2\xi_f r_f r_b^2) + r_f^2 r_b^2}{-i2\xi_f r_f - r_f^2 - 4\xi_f \xi_b r_f r_b + i(2\xi_f r_f r_b^2 + 2\xi_b r_b r_f^2) + r_f^2 r_b^2} \quad (5.3)$$

donde  $H_b$  y  $H_f$  corresponden a las funciones de respuesta en la frecuencia,  $r_f = \omega_f / \omega_t$  y  $r_b = \omega_b / \omega_t$ , donde  $\omega_b, \omega_f, \omega_t$  son las frecuencias circulares del edificio, cimentación y función de transferencia, respectivamente.

Se observa que  $H(\omega)$  es independiente de  $\mu = m_b / m_f$ . De la ecuación anterior se puede encontrar el cuadrado de la amplitud de  $H(\omega)$

$$|H(\omega)|^2 = \frac{r_b^2 (r_b^2 + 4\xi_b^2)}{1 - 2r_b^2 + r_b^2 (r_b^2 + 4\xi_b^2)} = \frac{1 + \left(2\xi_b \frac{\omega}{\omega_b}\right)^2}{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_b}\right)^2\right]^2 + \left(2\xi_b \frac{\omega}{\omega_b}\right)^2} \quad (5.4)$$

y la frecuencia  $\omega_{max}$  donde  $|H(\omega)|$  tiene su pico es:

$$\omega_{max} = \frac{\left[-1 + \sqrt{1 + 8\xi_b^2}\right]^{1/2}}{2\xi_b} \omega_b \quad (5.5)$$

De estas dos ecuaciones se observa que: 1)  $|H(\omega)|$  es independiente de  $\mu$ ,  $r_f$  y  $\xi_f$ . Es decir, la función de transferencia no se afecta por las características dinámicas de la cimentación. 2) Cuando el coeficiente de  $\omega_b$  se evalúa numéricamente en el lado derecho de la ec. (5.5), se muestra que la función de transferencia tiene su pico cerca de  $r_b=1$  ( $\omega_t = \omega_b$ ). De estas dos observaciones se concluye que la función de transferencia describe las características del edificio empotrado en la base.



Es decir, al calcular la función de transferencia como el cociente de los espectros de amplitudes de Fourier entre las aceleraciones de la azotea y las aceleraciones de la cimentación, el máximo dominante corresponderá a la frecuencia fundamental del edificio para el edificio con base empotrada, y podrá cotejarse con el máximo del espectro de Fourier en la azotea, donde el efecto de ISE si se detecta. Este método debe emplearse con reservas, ya que el desarrollo teórico solo considera la respuesta traslacional ante una excitación horizontal, y no incluye la respuesta rotacional, ni excitaciones angulares.

En la fig. (2.9) se muestran las funciones de transferencia entre azotea y sótano; donde no se encontraron variaciones importantes entre los máximos de los espectros de Fourier en la azotea y la función de transferencia; por consiguiente, los movimientos horizontales del terreno de desplante y de la base del edificio son similares, de acuerdo a este método.

5. Seed<sup>55</sup> determinó que en estructuras desplantadas a profundidad, la importancia de la interacción depende de la diferencia en masa y rigidez entre la estructura y el volumen de suelo excavado. Por esta razón, para cimentaciones compensadas o casi compensadas, se tiende a reducir la ISE. En la tabla (3.3), se encuentra que la masa del edificio es ligeramente mayor a la masa de material excavado, lo que reduce el efecto de ISE

Un método para la detección de ISE que no se cuantificó es:

6. Sistemas causales. Un edificio sin ISE representa un sistema causal, porque los datos de entrada en un tiempo  $t_i$  únicamente pueden influenciar los datos de salida  $t > t_i$ . En estos sistemas no existe retroalimentación entre los datos de entrada y salida, por lo que se denominan sistemas abiertos. Cuando el edificio esta sujeto a ISE, los movimientos de los pisos superiores influyen en el movimiento de la cimentación, es decir, los datos de entrada y salida del sistema están acoplados, por lo que se denomina sistema cerrado. Las funciones de respuesta de estos sistemas son no causales<sup>53</sup>.

Para sistemas causales, la respuesta impulso del sistema es cero para  $t < 0$ , lo que no ocurre para sistemas no causales. Por lo tanto, al investigar la respuesta impulso de los registros de la cimentación y los pisos superiores de un edificio, se puede concluir que existe ISE si la respuesta impulso muestra amplitudes para tiempos negativos en comparación con tiempos positivos.

De los métodos anteriores, se concluye que el efecto de ISE no es significativo en las direcciones horizontales X y Y. Por esta razón, es válido utilizar el registro sísmico en el centro del sótano, como excitación de entrada para el modelo, sin incurrir en errores apreciables. Sin embargo, tal como se verá en el capítulo 6, la ISE ocasiona amplificaciones de la aceleración vertical en la base del edificio y provoca una disminución del movimiento horizontal con respecto al registrado en la superficie del terreno.

### 5.2.2 Modelo del ancho de viga equivalente

La modelación de la rigidez en la conexión viga-columna presenta la dificultad de definir correctamente la transferencia de momentos, debido a que la rigidez de la losa es mayor en el eje de columnas y disminuye gradualmente a partir de dicho eje. Por otra parte, el comportamiento es diferente bajo cargas verticales que bajo cargas laterales. Bajo el primer tipo de carga, los momentos flexionantes se distribuyen de manera más uniforme a lo largo del ancho de las franjas de losa.

Se puede suponer una placa elástica rectangular empotrada en un lado y apoyada sobre una columna de ancho  $c_2$  en el extremo opuesto (fig. 5.4). Si la columna se somete a una rotación  $\theta$ , la rotación de la placa a lo largo de AA variará, desde  $\theta$  en la colindancia con la columna, hasta valores que pueden tender a cero al alejarse de la columna. El factor de ancho equivalente  $\alpha$ , se obtiene de los requerimientos de que la rigidez de la viga prismática de ancho  $\alpha \cdot l_2$  sea igual a la rigidez de la placa de ancho  $l_2$ . Esta igualdad se logra, si las áreas bajo los dos diagramas de rotación del corte AA en la fig. (5.4) son iguales.

Diversos estudios han mostrado que el ancho efectivo es función de las condiciones de frontera, el tipo de carga, la rigidez de las columnas, la relación de aspecto ( $l_1/l_2$ ), el tamaño de la columna ( $c_1/l_1$ ,  $c_2/l_1$ ), la relación de Poisson y si la viga contiene o no, una junta de tamaño finito. La fig. (5.5) es una comparación de los resultados obtenidos por varios investigadores<sup>62</sup> para una crujía cuadrada apoyada por columnas cuadradas. Los valores mostrados se refieren a caso de carga lateral, con relación de Poisson cero, y un tamaño de apoyo con referencia a la viga igual a cero. Por lo tanto, los valores de  $\alpha$  mostrados pueden emplearse con un programa de computadora que suponga tamaño de juntas nulo. Los valores del límite superior (columna rígida) son similares, lo que muestra que las diferentes técnicas analíticas tienden a producir resultados similares.

Para una columna rígida y valores  $c/l$  mayores a 0.15, el valor de  $\alpha$  excede la unidad. Esto ocurre porque la técnica del ancho efectivo corrige para dos factores a la vez. El primero es la reducción en la rigidez que ya se explicó. El segundo es un incremento en la rigidez causado por el tamaño de la junta rígida. Para grandes valores de  $c/l$ , el incremento por tamaño de junta, es mayor que la pérdida debido a la acción de la placa.

Según las dimensiones promedio del edificio en estudio, se puede considerar un ancho de columna  $c=0.65$  m., y con una longitud entre claros  $l=6.90$  m.,  $c/l=0.094$ , que se traduce en valores para  $\alpha$  alrededor de 0.7 al utilizar la fig. (5.5). Sin embargo, al considerar el capitel como parte de  $c$ , este valor se incrementa a  $c=1.55$  m., y  $c/l$  es ahora 0.22. Los estudios de la fig. (5.5) se realizaron con columnas cuadradas, por lo que al considerar el efecto del capitel y la contribución que el ábaco pueda tener en la rigidez de la unión viga-columna, el valor de  $\alpha$  puede superar el valor de la unidad. Lo anterior indicaría que el incremento por el tamaño de la junta, es mayor que la pérdida de rigidez por la acción de la placa.

### 5.2.3 Modelo de crujía tipo con el método del elemento finito

Para conocer el efecto del ábaco y capitel en el incremento de rigidez en la unión viga-columna, así como la acción de membrana en el plano de la losa, se desarrolló un modelo con el método del elemento finito, que consistió de una crujía formada por cuatro columnas cuadradas, y una losa plana con ábacos y capiteles. Paralelamente, se elaboró un modelo reticular para calibrar los anchos de viga equivalente y hacer coincidentes los primeros modos laterales.

Se consideraron tres etapas en el modelo, la primera solo incluyó la placa plana y las columnas, y sirvió para comparar resultados con la recopilación de Vanderbilt y Corley<sup>62</sup>, a continuación se realizaron dos etapas posteriores, donde se adicionó el ábaco y el capitel al sistema. Los resultados se condensan en el apéndice A.

## 5.3 Excitaciones traslacionales y rotacionales en la base

Uno de los objetivos primordiales de realizar un modelo elástico en el programa TESCOSE (sección 5.4), es cuantificar la influencia de la excitación rotacional en el comportamiento del edificio. En la fig. (5.6), se muestran los movimientos de cuerpo rígido y deformable que pueden presentarse en un modelo de un oscilador simple, sometido a excitación traslacional y rotacional, desplantado sobre suelo flexible. De esta figura se deduce que para una estructura desplantada en terreno firme, la rotación de la cimentación únicamente se puede originar por una excitación angular.

En este trabajo se encontró que la ISE en el edificio en estudio es pequeña, en cuanto a los movimientos horizontales de la cimentación, con respecto a los movimientos del terreno de desplante. Sin embargo, se presentan rotaciones significativas en la cimentación, que no pueden ser reproducidas con un análisis paso a paso que solo considere la excitación de entrada traslacional, ya que un modelo de esta naturaleza puede atribuir el movimiento angular de la cimentación a un efecto de ISE mayor al que realmente ocurre.

En la sección 5.4 se describe un programa que considera las excitaciones rotacionales en el modelo analítico, mientras que en el cap. 6 se analizan las modificaciones en la respuesta de la estructura a consecuencia de la inclusión de dicha excitación rotacional.

## 5.4 Modelo reticular tridimensional elástico

Se realizaron dos modelos tridimensionales del edificio, en los programas TESCOSE y SAP90.

### 5.4.1 Descripción del programa TESCOSE

El programa TESCOSE puede realizar análisis paso a paso de la respuesta con excitación en la base, e incluye 5 GDL para considerar la existencia de ISE. El programa supone que el material es elástico lineal, y permite deformaciones axiales, de cortante y por

flexión. Para la interacción de la subestructura con el terreno circundante, se supone una placa de cimentación infinitamente rígida y cinco resortes lineales: dos rotacionales, dos traslacionales y uno torsional; no se consideran las aceleraciones verticales.

La cimentación se considera conectada con empotramiento o con articulaciones a las columnas del primer nivel del edificio; la superestructura se supone formada por marcos planos en diferentes direcciones, los cuales están unidos por medio de losas de entrepiso, que se idealizan infinitamente rígidas a torsión. Las columnas y trabes de cada marco se consideran continuas; además, se supone que el material es elástico lineal y que existe amortiguamiento viscoso en cada nivel.

En la deducción de las ecuaciones de movimiento tridimensional de las masas, se aplica el método energético de Lagrange, para encontrar los desplazamientos traslacionales  $v_{ix}$ ,  $v_{iy}$  y los rotacionales  $\theta_{ix}$ ,  $\theta_{iy}$  y  $\theta_z$  en cada nivel del edificio en estudio. A través de la formulación energética, se establece una matriz de masas (tabla 5.1), donde las primeras cinco filas y columnas corresponden a los grados de libertad de la interacción suelo-estructura, y en las restantes se ubica la matriz de masas asociada al marco espacial empotrado en la base.

Al considerar que las trabes y columnas de los marcos se unen de manera continua, el programa obtiene la matriz de rigideces del sistema suelo-estructura, formada por elementos  $K_{rx}$ ,  $K_{ry}$  y  $K_{rz}$ , que representan las rigideces angulares que restringen la rotación de la base del edificio;  $K_{y0}$  y  $K_{x0}$  representan la rigidez de los resortes lineales en la base;  $[K_x]$ ,  $[K_y]$  y  $[K_r]$  que aparecen en la diagonal principal, representan a submatrices traslacionales y de torsión de la superestructura, mientras que  $[K_{xy}]$ ,  $[K_{xr}]$  y  $[K_{yr}]$  y sus simétricas respecto a la diagonal principal, son submatrices de la superestructura, que correlacionan desplazamientos o rotaciones con fuerzas, en las direcciones ortogonales indicadas por los subíndices (tabla 5.2).

Con las matrices de masas y rigidez, y al introducir una matriz de amortiguamiento clásico entre los entrepisos y en la base del edificio, se calculan las frecuencias y las formas modales, mediante el método de Jacobi, las cuales se utilizan para calcular la respuesta de la estructura; para ello, se excita separadamente a cada una de las series de tiempo representativas de cada componente de movimiento; posteriormente el programa superpone las respuestas resultantes.

La matriz de rigidez reducida de marcos planos espaciales se calcula en este programa, con base a la obtención directa de la matriz de flexibilidad lateral del marco, para después invertirla y obtener así la matriz de rigidez lateral del marco. Al igual que en la matriz de masas, las 5 primeras filas y columnas reconocen el efecto de la interacción suelo-estructura.

Una vez formadas las matrices de masas y de rigidez, se pueden encontrar los desplazamientos, velocidades y aceleraciones del edificio, ante la acción de registros sísmicos traslacionales, rotacionales y/o torsionales.

#### 5.4.2 Modelo reticular del edificio en estudio

El edificio en estudio cumple con los requisitos para poder ser modelado en el programa TESCOSE. La suposición de que la cimentación esta constituida por una placa

infinitamente rígida a flexión y en su plano, se justifica porque la subestructura esta compuesta de un cajón de cimentación que sirve de cisterna; este cajón tiene muros divisorios de concreto a lo largo de todos los ejes de columnas, que proporcionan gran rigidez a la losa de cimentación. Por otra parte, la consideración de material elástico lineal se justifica, porque el edificio no presenta daño estructural visible, que se manifieste en grietas o desprendimiento de concreto, que hagan suponer comportamiento inelástico de los materiales que lo conforman.

A continuación se presentan las consideraciones sobre los principales parámetros utilizados en el modelo:

**Cargas gravitacionales.** Para reproducir los modos de vibración medidos experimentalmente, el análisis de cargas se realizó sin incrementar la masa del edificio por factores de seguridad (tabla 5.3).

**Interacción Suelo-Estructura.** Se usaron las rigideces dinámicas de acuerdo a Dobry y Gazetas<sup>10</sup> (tabla 4.1).

**Excitaciones de entrada.** Debido al poco efecto de la ISE en las excitaciones horizontales de la cimentación con respecto al terreno sobre el cual se desplanta (sección 5.2.1), se utilizaron los registros del sótano centro como excitaciones de entrada traslacionales y rotacionales.

**Módulo de Young.** En todos los elementos se utilizó  $E_c=190,000 \text{ kg/cm}^2$ , que fue el valor promedio de los cilindros extraídos de los muros del sótano. No se utilizaron los resultados de las pruebas de ultrasonido, ya que al tratar de ajustar el modelo analítico con los módulos obtenidos (tabla 2.1), se encontró que varios de estos valores eran tan bajos que no permitían reproducir los períodos de vibración, ni siquiera en las condiciones más extremas de rigidez del edificio (vigas infinitamente rígidas y edificio con base empotrada); esta situación refleja la baja confiabilidad de las pruebas de ultrasonido, que presentaron un coeficiente de variación superior a 30%.

**Columnas.** Como no se observó daño estructural visible y la gran mayoría tiene altos porcentajes de refuerzo longitudinal y helicoidal, se consideró el acero refuerzo en columnas para el cálculo de las áreas y momentos de inercia. Esta consideración modifica alrededor de 4% las frecuencias de los períodos de vibración.

**Zonas rígidas.** Se supuso que el momento de inercia de las vigas es infinito desde el centro de la columna hasta el borde del capitel; y que el momento de inercia de las columnas es infinito desde la sección inferior del capitel hasta el centro de losa, en su parte superior; mientras que en su parte inferior, se consideró a la columna infinitamente rígida desde el centro de la losa hasta el paño superior del ábaco (fig. 5.7).

**Trabe equivalente.** Los anchos de trabe equivalente se calibraron para obtener los modos de vibrar; los valores obtenidos en desarrollos analíticos se usaron como primera aproximación (apéndice A).

Se seleccionó un peralte de trabe de 65 cm, que es la distancia del centro de la losa a la parte inferior del capitel. En dirección Y se utilizaron elementos de 0.65x0.40 m. En dirección X se emplearon trabes de 0.65x0.88. En los primeros dos niveles se incrementó el ancho de trabe 23%, ya que en estos niveles el ábaco y losa tienen 30 y 20 cm de peralte respectivamente, mientras que en los restantes los espesores son 28 y 18 cm para ábaco y losa.

Con estas dimensiones se reprodujeron adecuadamente los registros sísmicos analizados; sin embargo, son superiores a las propuestas en el RCDF: “para el análisis ante fuerzas laterales, sólo se considerará efectivo un ancho de losa igual a  $C_2 + 3h$  ( $C_2$  es la dimensión transversal de la columna normal a la dirección del análisis y  $h$  el espesor de la losa)”.

Al considerar como peralte tipo de losa 18 cm, de ábaco 28 cm, y de ancho de columna tipo 65 cm, se tiene que:

$$b_E = 65 + 3 * 18 = 119 \text{ cm}$$

y la inercia de la sección será:

$$I_t = 119 * 18^3 / 12 = 57,800 \text{ cm}^4$$

Con las dimensiones empleadas al calibrar el modelo:

$$\text{Dir. X: } I_t = 88 * 65^3 / 12 = 2,014,000 \text{ cm}^4$$

$$\text{Dir. Y: } I_t = 40 * 65^3 / 12 = 915,400 \text{ cm}^4$$

La inercia de las trabes en los marcos es 35 veces mayor a la especificada en el RCDF en dir. X, y 16 veces en dir. Y. Al considerar el ábaco como parte de la losa ( $h=28$  cm), se obtendría  $I_t = 272,600 \text{ cm}^4$ , con lo cual, la inercia de la trabe sería aún 7.4 y 3.3 veces mayor a la obtenida con el RCDF, en direcciones X y Y respectivamente.

Por otra parte, la diferencia en el ancho equivalente de trabe para las direcciones ortogonales, se debe a las características geométricas del sistema de losa plana. Estudios sobre la influencia de la geometría en el ancho efectivo de viga<sup>23</sup>, han mostrado la importancia del parámetro  $c_1/l_1$  (el subíndice 1 representa la dimensión en la dirección de la carga lateral); mientras que otros parámetros, como el efecto de la geometría de la columna,  $c_2/c_1$ , la relación de aspecto de la crujía,  $l_2/l_1$ , y la relación  $c_2/l_1$ ; tienen poca influencia en el valor del ancho efectivo. En el edificio en estudio, los capiteles de las columnas perimetrales solo se prolongan hasta el paño exterior de columna, por lo cual, la relación  $c_1/l_1$ , y por consiguiente el valor del ancho efectivo disminuye de manera importante, cuando la carga lateral se aplica en dirección ortogonal al borde de losa.

Otro efecto que contribuye a la diferencia en anchos de trabe, se deriva de un estudio de Banchik<sup>23</sup>, donde se encontró, por medio de un análisis de elemento finito, que para las mismas condiciones geométricas en una crujía de borde, los anchos de trabe equivalente son aproximadamente el doble, cuando la carga lateral es paralela al borde de la losa, en comparación a los anchos de trabe obtenidos cuando la carga lateral actúa en dirección perpendicular al borde de la losa.

Los dos efectos mencionados provocan que cuando el sismo actúa en dirección Y, existan importantes reducciones en el ancho de trabe equivalente de los 24 elementos que colindan con columnas de extremo en los ejes 1 y 5, mientras que en dirección X, solo los 10 elementos que se unen a las columnas de los ejes A y L tendrán reducciones en el ancho de trabe.

**Amortiguamiento.** Las aproximaciones analíticas de amortiguamiento clásico se utilizaron como valores iniciales (sección 4.6), y se ajustaron a los resultados experimentales, de acuerdo a las amplitudes máximas y los contenidos de energía de los espectros de Fourier y funciones de transferencia.

A pesar de que el procedimiento analítico para encontrar el amortiguamiento, simplifica el sistema suelo-estructura en un modelo de un oscilador simple, y calcula las rigideces del suelo con base a cimentaciones circulares equivalentes, se obtuvieron resultados muy aproximados.

#### **5.4.3 Modelo reticular tridimensional elástico SAP90**

El programa SAP90 no permite introducir sismos rotacionales ni torsionales en el análisis paso a paso; sin embargo, para verificar parcialmente los resultados obtenidos en el programa TESCOSE, se realizó un modelo reticular del edificio en el programa SAP90. Para simular la losa de cimentación infinitamente rígida en el SAP90, los nodos inferiores de las columnas del sótano, se unieron con elementos placa de gran rigidez, y el movimiento de la cimentación se controló con un nodo maestro en el centro de la losa (fig. 5.8).

### **5.5 Modelo bidimensional inelástico**

Para simular el comportamiento del edificio, ante excitaciones que provoquen deformaciones inelásticas en sus elementos, se elaboró un modelo bidimensional con el programa Drain2dx, y se aplicó el método del empujón.

El método es sencillo de implementar, pero contiene imprecisiones que se enumeran en la siguiente sección; sin embargo, no se consideró necesario utilizar mayores refinamientos, cuando se tiene incertidumbre en el comportamiento de varios parámetros ante la acción de grandes eventos sísmicos, como son: la ISE, la rigidez de la unión columna-capitel-losa; el incremento en amortiguamiento de la estructura y del suelo; las máximas excitaciones en la cimentación del edificio, etc.

#### **5.5.1 Método del empujón**

Es una técnica simplificada de análisis no lineal, donde la estructura se somete a fuerzas laterales incrementales, de acuerdo a un patrón de cargas que representa aproximadamente la distribución de fuerzas de inercia que ocurrirá cuando la estructura se someta a un sismo de diseño, que cause deformaciones inelásticas. La respuesta inelástica,

carga-deformación de la estructura y sus elementos se realiza hasta que los desplazamientos alcanzan un determinado valor.

El método permite una evaluación aproximada de las demandas de deformación en elementos críticos; expone características indeseables, como discontinuidades de resistencia y rigidez; expone regiones con grandes demandas de deformación, y estima la estabilidad global de la estructura.

Entre las principales limitaciones del método, de acuerdo al programa en el cual se implementó, están:

- \* Representar la configuración deformada de una estructura de varios gdl, por medio de un vector que permanece constante a través de la historia de tiempo, independientemente del nivel de deformación de la estructura
- \* La sensibilidad en ciertas estructuras ante el patrón de cargas laterales supuesto
- \* Imprecisiones considerables en los resultados, cuando el efecto de los modos superiores de vibración es significativo
- \* No considerar en el modelo el efecto de ISE
- \* No incluir la degradación de rigidez y resistencia en los modelos de los elementos que conforman la estructura
- \* No incluir el efecto P-delta

Varios de estas limitantes no se aplican en el edificio en estudio, o pueden evitarse; por ejemplo, para determinar la sensibilidad de la estructura ante diferentes patrones de carga, se observó el comportamiento de la misma ante varias configuraciones; por otra parte, se encontró que el edificio vibra fundamentalmente en el primer modo, y que los efectos de ISE no modifican significativamente los movimientos en la cimentación, con respecto a los del terreno de desplante.

### 5.5.2 Parámetros para el modelo inelástico

**Marcos analizados.** Se seleccionaron los marcos estructurales M-F en dirección Y y M-3 en dirección X, ya que el modelo elástico reprodujo mejor el comportamiento de los marcos centrales, que no incluyen el efecto de torsión. Estos marcos son los más cercanos a la posición de los acelerómetros centrales

**Parámetros elásticos.** Para describir el comportamiento del edificio en el intervalo elástico, se tomaron los parámetros del modelo elástico tridimensional, y se utilizaron las masas y dimensiones de la sección 5.4.

**Superficies de fluencia.** En las columnas se encontraron los diagramas de interacción con el programa PCACOL. Para las trabes, se calcularon los diagramas momento-curvatura

**Patrones de carga.** Para observar la sensibilidad de la estructura ante distintos patrones de carga lateral, se seleccionaron las siguientes configuraciones:



a) Proporcional al primer modo de la estructura

$$F_i = \frac{M_i Z_i}{\sum M_i Z_i} V_s \quad (5.6)$$

b) Triangular, de acuerdo al RCDF.

$$F_i = \frac{W_i H_i}{\sum W_i H_i} V_s \quad (5.7)$$

donde

$F_i$  = fuerza aplicada en el entrepiso  $i$

$M_i$  = masa del entrepiso  $i$

$Z_i$  = valor de la forma modal fundamental en el entrepiso  $i$

$V_s$  = cortante basal

$H_i$  = altura del entrepiso  $i$

**Curva de capacidad.** La gráfica correlaciona el coeficiente de cortante basal en las ordenadas y el desplazamiento de azotea en las abscisas.

**Entorno de estabilidad.** Qi y Moehle<sup>46</sup> estudiaron experimentalmente elementos de concreto reforzado, sometidos a cargas laterales. Después de excluir los casos donde ocurren fallas por cortante o anclaje, y los casos donde la relación de carga axial ( $P/A_g f'_c$ ) es mayor que 0.5, determinaron que las columnas y vigas de concreto reforzado diseñadas y construidas de acuerdo a la práctica convencional, son capaces de soportar deformaciones resultantes de desplazamientos laterales de entrepiso del orden del 2%, así como rotaciones en los extremos de 0.02 rad., sin degradación significativa de la capacidad de carga. En marcos estructurales, se pueden esperar mayores capacidades de deformación.

Para este análisis, se consideró como entorno de estabilidad global el valor propuesto por el RCDF para máximo desplazamiento de entrepiso,  $\Delta = 0.012 H$ . A partir de este límite general para la estructura, se revisaron los desplazamientos relativos y rotaciones en los extremos para cada entrepiso.

## CAPÍTULO 6 RESULTADOS DE MODELOS ANALÍTICOS

### 6.1 Reproducción de la respuesta en azotea

Debido a que los acelerómetros instalados en el edificio permiten conocer las aceleraciones registradas en el centro y en la esquina sureste de la azotea del edificio, los resultados de los modelos analíticos corresponden a estas ubicaciones, para poder compararlos con resultados experimentales.

#### 6.1.1 Reproducción del registro azotea centro en el TESCOSE

La aceleración absoluta en azotea centro, resulta de la superposición de las aceleraciones obtenidas al aplicar un sismo traslacional y el correspondiente sismo rotacional.

Cuando se aplica un sismo traslacional en la base del edificio en dirección X, la aceleración resultante esta compuesta de las siguientes respuestas:

$$\ddot{v}_{ac,t} = \ddot{v}_{ix,t} + \ddot{\theta}_y H + \ddot{v}_{ox} \quad (6.1)$$

$\ddot{v}_{ac,t}$  = aceleración total por excitación traslacional en el centro de la azotea

$\ddot{v}_{ix,t}$  = aceleración relativa de azotea respecto a la base en dir. X, por excitación traslacional

$\ddot{\theta}_y H$  = aceleración traslacional en la azotea por rotación de la base,  $\ddot{\theta}_y$  es la aceleración rotacional del edificio en la base con respecto al eje Y; H es la altura de azotea.

$\ddot{v}_{ox}$  = aceleración de la excitación traslacional

No se incluye la aceleración relativa entre cimentación y terreno de desplante, ya que el acelerómetro se colocó sobre el estacionamiento del edificio.

Por otra parte, el registro sísmico rotacional, se obtuvo a partir de la diferencia de aceleraciones verticales obtenidas en los acelerómetros colocados en sótano centro y sótano esquina, divididos entre la longitud horizontal de interés. La aceleración en azotea centro a causa de la excitación rotacional se determinó con la siguiente ecuación:

$$\ddot{v}_{ac,r} = \ddot{v}_{ix,r} + \ddot{\theta}_y H \quad (6.2)$$

$\ddot{v}_{ac,r}$  = aceleración total por excitación rotacional en el centro de la azotea

$\ddot{v}_{ix,r}$  = aceleración relativa de azotea respecto a la base en dir. X, por excitación rotacional

La superposición de las aceleraciones totales producidas por excitaciones traslacionales y angulares, produce la aceleración absoluta en la azotea. El cálculo de desplazamientos es análogo, pero debido a que interesan los desplazamientos relativos, no se considera la excitación de entrada en la respuesta. Para la dirección Y, el procedimiento es similar.

### 6.1.2 Reproducción del registro azotea sur-este en el TESCOSE

Para obtener la respuesta en el acelerómetro de azotea sur-este, se siguió el mismo procedimiento que en azotea centro, con la adición del término que involucra la componente torsional del movimiento. Para el cálculo de la aceleración en dirección X se tiene:

$$\ddot{v}_{as,t} = \ddot{v}_{ix,t} + \ddot{\theta}_y H + \ddot{v}_{ax} + \ddot{\theta}_z B \quad (6.3)$$

$\ddot{v}_{as,t}$  = aceleración total en azotea sur-este, por excitación traslacional

$\ddot{\theta}_z B$  = aceleración traslacional en esquina de azotea por torsión alrededor del eje Z,  $\ddot{\theta}_z$  es la aceleración torsional del edificio con respecto al eje Z; B es el semi-ancho del edificio

La aceleración en azotea sureste ocasionada por el registro sísmico rotacional es:

$$\ddot{v}_{as,r} = \ddot{v}_{ix,r} + \ddot{\theta}_y H + \ddot{\theta}_z B \quad (6.4)$$

$\ddot{v}_{as,r}$  = aceleración total en azotea sur-este, por excitación traslacional

El registro sísmico torsional se obtuvo a partir de la diferencia de aceleraciones horizontales obtenidas en los acelerómetros colocados en sótano centro y sótano esquina, divididos entre la longitud horizontal. La aceleración en azotea sureste por acción del registro sísmico torsional es:

$$\ddot{v}_{as,tor} = (\ddot{\theta}_{oz} + \ddot{\theta}_{iz}) B \quad (6.5)$$

$\ddot{v}_{as,tor}$  = aceleración total en azotea sur-este, por excitación traslacional

$\ddot{\theta}_{oz}$  = aceleración angular alrededor del eje Z, en la cimentación

$\ddot{\theta}_{iz}$  = aceleración angular relativa de azotea con respecto a la cimentación

La respuesta total resulta de la superposición de los efectos traslacional, rotacional y torsional. Lo mismo aplica en dirección Y.

## 6.2 Resultados analíticos de propiedades dinámicas en modelos elásticos

### 6.2.1 Períodos y modos de vibrar

A continuación se muestran los períodos de vibración de la estructura, obtenidos en los programas TESCOSE y SAP90; y una comparativa con los valores obtenidos de registros sísmicos. Los primeros 3 modos de vibrar muestran gran similitud, mientras que existen diferencias considerables en los segundos modos.

Modo de vibrar	T <sub>exp</sub> (s)	T <sub>tescose</sub> (s)	T <sub>sap90</sub> (s)
1° Lateral, dir. Y	1.43	1.42	1.41
1° Torsión	1.24	1.23	1.22
1° Lateral, dir. X	1.13	1.15	1.13
2° Lateral, dir. Y	0.45	0.61	0.53
2° Torsión	0.58	0.48	0.47
2° Lateral, dir. X	0.35	0.52	0.46

En la fig. (6.1), se muestran las configuraciones modales para los primeros modos laterales en el edificio, obtenidas en los programas TESCOSE y SAP90, normalizadas respecto a la azotea; se muestra también, la configuración modal obtenida experimentalmente. A excepción del valor en el apéndice de la estructura, las configuraciones modales son similares.

### 6.2.2 Amortiguamiento del sistema

En esta parte del análisis, se acepta que el modelo fue calibrado para obtener las configuraciones modales, y que las rigideces de los elementos, las masas sobre la estructura y las rigideces lineales y angulares del suelo son las adecuadas; por tanto, el amortiguamiento del sistema, es la única variable susceptible a ajustes. La fig. (6.2), muestra la variación en la aceleración absoluta y desplazamiento relativo de la estructura en azotea centro ante excitaciones traslacionales, rotacionales y totales, para el acelerómetro ubicado en el centro de la azotea. Si se toma el intervalo de 3 a 7% de amortiguamiento en la curva de aceleración total, es decir, 2% arriba y abajo del amortiguamiento comúnmente empleado de 5%, se tienen diferencias en la magnitud de la respuesta total entre 20 y 70%, según la dirección analizada, de acuerdo al sismo abr98. Por otra parte, se observa que no existen diferencias significativas en la respuesta ante excitación rotacional al variar el amortiguamiento, y que su contribución solo es importante en la dirección transversal.

Las curvas anteriores solo son válidas en el intervalo lineal de los materiales de la estructura; y los valores en que se ubica el amortiguamiento del sistema, pueden incrementarse hasta cuatro veces, cuando los materiales incursionan en el intervalo no lineal de comportamiento<sup>13</sup>.

Los amortiguamientos  $\xi_x=7\%$  y  $\xi_y=5\%$ , se asignaron de acuerdo a lo expuesto en 6.2.4.

### 6.2.3 Registros analíticos

En la fig. (6.3) se muestran las aceleraciones calculadas en el programa TESCOSE para el centro de azotea en el sismo abr98, y se comparan con el registro obtenido en el acelerómetro de azotea centro. Cuando solo se incluye la excitación traslacional, el inicio del registro presenta amplitudes muy pequeñas; cuando se incluye la excitación rotacional, el registro comienza con mayores aceleraciones, las cuales semejan el registro experimental.

Por la forma rectangular del edificio, en dirección longitudinal, el efecto de rotación es mínimo, y la aceleración total corresponde prácticamente a la inducida por la aceleración horizontal relativa entre los entresijos de interés.

### 6.2.4 Espectros de Fourier y $H(\omega)$

En la fig. (6.4) se observan los espectros de Fourier obtenidos con las aceleraciones de azotea, para el sismo abr98, comparados con los obtenidos experimentalmente.

a) Azotea centro, Dirección Y (ISE). En este evento, la excitación de entrada en la base tiene una frecuencia 30% mayor que la frecuencia del edificio, y ambas se manifiestan claramente en el espectro de Fourier en azotea, lo que permite ajustar el amortiguamiento del edificio. Como se utilizó un análisis modal, fue necesario asignar una rigidez y un amortiguamiento equivalente para el sistema suelo-estructura, el amortiguamiento del suelo en dirección Y se estimó en 18% (sección 4.5), mientras que el amortiguamiento de la estructura empotrada en 3% (sección 2.6). Asimismo, el amortiguamiento del sistema se calculó en 4% (sección 4.6), es decir, el espectro de Fourier analítico representa una solución intermedia.

Con base únicamente en el espectro de Fourier analítico, el amortiguamiento más apropiado debe provocar una amplitud en el máximo de la frecuencia de la estructura ligeramente menor al del espectro experimental, mientras que la amplitud en el máximo de la excitación en la base, debe ser ligeramente mayor al del espectro medido. El amortiguamiento que más se ajusta a estas características es 5% (fig. 6.4a), 1% mayor que el calculado en la sección 4.6.

Como comprobación del alto valor del amortiguamiento en la cimentación-suelo, se muestra en la fig. (6.4b), lo que ocurre cuando se considera en el sistema un amortiguamiento de 18%. Se observa que el máximo correspondiente a la frecuencia de la estructura disminuye drásticamente; sin embargo, el máximo de la excitación de entrada es prácticamente el registrado experimentalmente. Además, el alto amortiguamiento del suelo no permite detectar la frecuencia de excitación, en la función de transferencia.

b) Azotea centro Dirección X (ISE). En esta dirección la frecuencia de excitación de entrada es muy similar a la frecuencia del edificio. Esto explica porque en este sentido, se registran aceleraciones mayores, a pesar de existir mayor rigidez lateral.

Por la coincidencia de frecuencias, no es posible diferenciar en el espectro de Fourier de azotea, la frecuencia del edificio y la de excitación; sin embargo, a partir de la función de transferencia, y con ayuda de los espectros de amplitudes y registros en azotea, se considera adecuado utilizar un amortiguamiento de 7% en esta dirección (fig. 6.4c), ligeramente mayor que el valor analítico (sección 4.6,  $\xi_x=5.8$ ) cuando se utilizan rigideces para cimentaciones circulares equivalentes. Al utilizar rigideces de cimentaciones rectangulares, los amortiguamientos casi concuerdan ( $\xi_x=6.7$ ), sin embargo, no es válido modificar únicamente el valor de las rigideces, porque algunas constantes en la formulación, se basan en cimentaciones circulares equivalentes.

c) Azotea centro (empotrado). En la fig. (6.4d), se comparan espectros de Fourier y  $H(\omega)$ 's para el sistema empotrado y con ISE en las direcciones X y Y. En dirección X la respuesta de la estructura se reduce, mientras que en dirección Y se incrementa; asimismo, se

observa que los máximos con la estructura empotrada, se desplazan hacia la derecha, por el decremento en el período de vibración.

Como se menciona en la sección 4.1, la magnitud de la respuesta con ISE, es afectada por el incremento en el amortiguamiento del sistema y el incremento en la aceleración de la masa por el movimiento angular. En dirección X, la respuesta tiende a ser menor con ISE que con base empotrada porque el movimiento angular es mínimo y no contrarresta el efecto del incremento en amortiguamiento. Por el contrario, en dirección Y, el incremento en la respuesta por efecto del movimiento angular es mayor que el decremento originado por un mayor amortiguamiento.

d) Desplazamientos y velocidades. En la fig. (6.4e) se muestran los espectros para desplazamientos y velocidades en azotea centro, para las direcciones X y Y.

e) Azotea Sur. En esta ubicación, se tiene menor correlación experimental-analítica que en azotea centro, debido a efectos adicionales que incrementan la incertidumbre en la respuesta. Además de la excitación torsional, las excitaciones traslacionales y angulares contribuyen también con aceleraciones torsionales. En la fig. (6.4f) muestra los espectros en este punto de medición.

Los parámetros utilizados para reproducir el sismo abr98, se utilizaron en el análisis de la respuesta ante los sismos dic97 y feb98, con resultados satisfactorios.

### **6.2.5 Comparación de resultados entre programas TESCOSE y SAP90**

Los resultados obtenidos en los programas TESCOSE y SAP90, en cuanto a formas de vibrar y respuesta a excitaciones traslacionales, son muy similares; en la fig. 6.5 se muestran los espectros de aceleraciones en azotea centro ante excitaciones traslacionales, para ambos programas. Lo anterior indicó que la representación de los modelos es adecuada, tanto en el programa SAP90, utilizado para encontrar los elementos mecánicos de las columnas bajo un análisis modal espectral<sup>50</sup>, así como del programa TESCOSE, utilizado para medir los desplazamientos, aceleraciones y velocidades del edificio, ante 5 componentes de excitación sísmica.

## **6.3 Resultados analíticos del modelo estático no-lineal**

### **6.3.1 Influencia del patrón de cargas**

Previo a la obtención de resultados en el modelo estático no lineal, se verificó la influencia del patrón de cargas en el comportamiento de la curva cortante basal-desplazamiento de azotea. Para tal fin, se probaron en los marcos en estudio, un patrón de cargas triangular y uno proporcional al primer modo de vibrar de la estructura. En la fig. (6.6) se observa que no se encontraron modificaciones importantes en la curva de capacidad por este factor, y como la estructura vibra principalmente en el primer modo, se consideró razonable utilizar solo el patrón de cargas correspondiente a este modo en los cálculos posteriores.

### 6.3.2 Análisis de la curva bilineal

Debido a la falta de registros en eventos sísmicos de gran magnitud, se realizó el modelo estático no-lineal para estimar el comportamiento dinámico del edificio ante las aceleraciones máximas esperadas en la zona en que se encuentra la estructura. Con este fin, se seleccionó un desplazamiento máximo global que corresponde al valor estipulado en el RCDF,  $\Delta=0.012H$ , y a partir de este valor máximo se idealizó la curva de capacidad con una representación bilineal (fig. 6.7). La aproximación de la curva, se basó en el criterio de igualar el área de la curva inicial y la bilineal, para conservar la energía histerética estática representada por el área bajo la curva en el intervalo inelástico.

En la curva bilineal pueden obtenerse la rigidez inicial de la estructura, la rigidez efectiva en el intervalo elástico, la rigidez en la postfluencia, y el cortante basal y desplazamiento en el punto de fluencia. En este modelo, la rigidez inicial y la efectiva son prácticamente la misma, en gran parte, debido a que la curva de capacidad no considera el agrietamiento en etapas tempranas de carga del concreto.

En dirección Y, la rigidez lateral efectiva es  $K_e=2316$  t/m, mientras que la rigidez en la postfluencia es  $K_p=217$  t/m, ligeramente menor al 10% de la rigidez efectiva. En dir. X,  $K_e=8314$  t/m,  $K_p=669$  t/m.

Al definir el punto de fluencia de la estructura, se obtiene una aproximación de la aceleración requerida para que el marco incurra en el intervalo inelástico. Es decir, a partir del cortante basal en el inicio de la fluencia, y del peso del marco en estudio, es posible encontrar el coeficiente sísmico

$$C = V_s / W_t \quad (6.6)$$

y como el coeficiente sísmico es la ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, expresado como fracción de la gravedad, la aceleración requerida para el inicio de la fluencia será

$$a = C * g \quad (6.7)$$

donde g es la aceleración de la gravedad.

En dirección Y, el peso del marco F es  $W_t=2300$  ton; y el cortante basal en el inicio de la fluencia es  $V_s = 145$  ton. (fig. 6.7), por lo que al aplicar las ecs. 6.6 y 6.7,  $C = 0.063$  y  $a=0.62$  m/s<sup>2</sup> = 63 gals.

En dirección X, el peso del marco 3 es  $W_t=5660$  ton., y  $V_s = 350$  ton, por tanto  $C=0.062$  y  $a=0.61$  m/s<sup>2</sup> = 62 gals. Por lo tanto, el inicio del comportamiento inelástico inicia prácticamente con la misma aceleración en ambas direcciones.

Por otra parte, debido a que el edificio esta situado en zona II, el RCDF establece que  $C=0.32$ ; ya que se trata de una estructura de losas planas. El factor de comportamiento sísmico es  $Q=2$ , y por tener irregularidades en elevación, Q se multiplica por 0.8, y  $Q'=1.6$ . Por tanto,

de acuerdo al RCDF, la estructura debe comportarse en el intervalo elástico para aceleraciones menores o iguales que  $a=C.g/Q'=1.96 \text{ m/s}^2$ .

El valor obtenido con el RCDF es 3 veces mayor que el obtenido con el método del empujón, sin embargo, varios estudios demuestran que el nivel de aceleraciones máximas en esta zona es menor a la supuesta en el código vigente.

A partir de los eventos sísmicos registrados en la cimentación, y con ecuaciones obtenidas de un análisis estadístico para sismos en zonas de subducción que afectan el Valle de México<sup>48</sup>, se realizaron extrapolaciones que muestran, de manera preliminar, que un evento con magnitud  $M_L=8^\circ$ , tendrá aceleraciones máximas próximas a 70 gals en la cimentación.

Para correlacionar la extrapolación con eventos pasados, se tomó como base el terremoto de septiembre de 1985 ( $M_L=8.1^\circ$ ), donde las aceleraciones máximas registradas en la zona del edificio fueron entre 80 y 90 gals. Si la función de transferencia campo-libre-sótano en eventos de gran magnitud, muestra un comportamiento similar al registrado en sismos pequeños, la aceleración en la cimentación del edificio, para el sismo Sep85, se redujo a un intervalo de 60-70 gals.

Por lo anterior, las aceleraciones máximas registradas para el sismo de septiembre de 1985, se aproximan a las aceleraciones que definen el inicio del comportamiento inelástico en el edificio, se concluye así, que parte de la gran estabilidad del edificio se origina en la baja intensidad de los movimientos registrados en la zona en que se encuentra la estructura. Es necesaria más investigación en esta dirección, porque se tiene pocos registros sísmicos en el edificio para considerar confiable el análisis estadístico.

### 6.3.3 Desplazamientos relativos y rotaciones nodales de entrepiso

En la fig. (6.8) se observan los desplazamientos relativos máximos de entrepiso y las rotaciones nodales máximas de los marcos en estudio, cuando el desplazamiento total de la estructura  $\Delta=0.012H$ . Se observa que los desplazamientos relativos de entrepiso en los niveles 3, 4 y 5, casi duplicaron la restricción global impuesta. Aunque este comportamiento es normal para un marco rígido convencional; esta amplificación se debe en parte, a la discontinuidad en el diafragma rígido y en altura de entrepiso en los pisos mencionados. Asimismo, los desplazamientos y rotaciones en el nivel  $N=+34.7 \text{ m.}$ , fueron muy pequeños.

Los máximos desplazamientos relativos resultaron del orden de los sugeridos por Qi y Moehle<sup>46</sup>, para el límite donde los elementos no presentan degradación en la capacidad de carga; por lo tanto, en este estudio se considera adecuado el desplazamiento global  $\Delta=0.012H$ , establecido en el RCDF, como el límite del entorno de estabilidad. Por lo anterior, y de acuerdo a la curva de capacidad (fig. 6.7), el máximo cortante basal que puede resistir la columna, antes de alcanzar el entorno de estabilidad pre-establecido, es aproximadamente el doble del cortante correspondiente al punto de fluencia global de la estructura.



Los resultados de desplazamientos relativos y rotaciones se deben considerar con reserva, ya que estudios comparativos del método del empujón con análisis dinámicos no lineales<sup>24,25</sup>, han mostrado que la correlación no siempre es satisfactoria.

## CAPÍTULO 7 ANÁLISIS DE RESULTADOS Y RECOMENDACIONES

### 7.1 Análisis de resultados obtenidos

Entre los resultados más relevantes de esta investigación se tiene:

**I. Reproducción analítica.** Fue posible reproducir la respuesta dinámica del edificio en su azotea (registros de aceleraciones, espectros de Fourier y funciones de transferencia), a partir de introducir excitaciones traslacionales y rotacionales en la base de la estructura, tomadas de los registros obtenidos en los acelerómetros. Todos los parámetros que se calibraron fueron comparados con los métodos de análisis y/o diseño actuales para evaluar la aproximación de los procedimientos existentes.

**II. Efecto de la excitación rotacional.** Las aceleraciones que ocurren en la azotea por efecto de la excitación rotacional, dependen en gran medida de la geometría de la estructura. En los sismos analizados, para la dirección X, la máxima respuesta por excitación rotacional es 10% de la máxima respuesta inducida por excitación traslacional, pero en dirección Y esta relación aumenta a 35%. La rigidez rotacional alrededor del eje X es 4 veces mayor que alrededor del eje Y, lo que contribuye a explicar esta discrepancia.

Al superponer las respuestas causadas por excitaciones traslacionales y rotacionales, las aceleraciones totales máximas en dirección X son prácticamente las aceleraciones totales por excitación traslacional, mientras que en dirección Y, el efecto del movimiento rotacional de entrada contribuye con aproximadamente 13% de la aceleración total máxima (fig. 6.2). Aunque las máximas frecuencias de excitación son similares, la disminución en la contribución de la excitación rotacional, con respecto a las respuestas máximas, debe su origen a desfaseamiento en la respuesta.

En cuanto a los contenidos de energía obtenidos de los espectros de Fourier, la excitación rotacional en dirección X contribuye con 4% del total, mientras que en dirección Y contribuye en 15%.

El efecto de la excitación rotacional se vuelve importante cuando la relación H/B aumenta (B=longitud horizontal de la base en dirección del movimiento); además, conforme un edificio se desplanta a mayor profundidad, se cuenta con mayor participación de las ondas de Rayleigh que incrementan el efecto de cabeceo. En el edificio en estudio, este efecto se observa en los registros de aceleración, donde al inicio se presentan amplitudes que solo pueden ser reproducidas analíticamente, cuando se considera la excitación rotacional.

En resumen, un modelo que no considera la excitación angular en la base de la estructura, puede atribuir el movimiento angular de la cimentación a un efecto de ISE mayor al que realmente ocurre. Sin embargo, las modificaciones que provocó esta excitación en el modelo estudiado, no son significativas en un proceso de diseño.

**III. Sobreconsolidación del terreno de desplante.** La sobreconsolidación de los estratos que circundan la cimentación, incrementa el módulo de rigidez al cortante en dichos estratos, y

por consiguiente, las rigideces lineales y angulares utilizadas en el modelo del resorte equivalente. Al considerar las propiedades promedio de toda la columna de estratos compresibles, se induce que las rigideces lineales y angulares utilizadas en el modelo analítico sean menores a las que realmente actúan en el sistema, y por consiguiente, se magnifica equivocadamente el fenómeno de ISE. Esto hace inconveniente utilizar un estrato homogéneo para representar una columna de estratos de diferentes características, sometido a diferentes niveles de consolidación, y que no se reflejan de manera uniforme en el modelo del resorte equivalente del terreno.

En el edificio en estudio, existe evidencia experimental de esta situación, porque el efecto de ISE en la respuesta de la estructura es limitado, a pesar de que las propiedades y estratigrafía del terreno no consolidado indican mayor contribución en la respuesta por ISE.

Por otra parte, aunque el efecto de ISE no es significativo en la modificación de la respuesta en direcciones horizontales, ocasiona ampliaciones de la aceleración vertical en la base del edificio y provoca una disminución del movimiento horizontal con respecto al registrado en la superficie del terreno.

**IV.** Estabilidad ante volteo general. La rigidez angular mínima en la base mostró un factor de seguridad contra volteo superior a 800, respecto a la rigidez crítica; por lo que el edificio es estable y puede soportar perturbaciones a su configuración, sin que presente volteo general de la estructura.

**V.** Los resultados dinámicos obtenidos en la reproducción de las aceleraciones en la azotea del edificio, demuestran que el ancho de trabe equivalente, es mayor al esperado según el reglamento del RCDF, efecto al que contribuyen varios factores:

a) La presencia de grandes ábacos y capiteles incrementa el espesor de losa, en la franja de columna, en 50%. Varios trabajos de investigación (Vanderbilt y Corley<sup>62</sup>), han demostrado que el incremento en el ancho equivalente por efecto de la rigidez de la unión viga-columna, puede llegar a ser mayor que la pérdida de rigidez por acción de la placa. Por lo anterior, la presencia de los ábacos y capiteles provoca que el giro medio de la losa resulte prácticamente igual al giro de la columna.

b) La acción de membrana que se manifiesta en el desarrollo de fuerzas normales y de cortante en el plano de la losa, que no están consideradas en el reglamento

**VI.** La diferencia de 25% que se detecta en los períodos de vibración en los primeros modos de flexión en X y Y, no se debe al efecto de ISE, ni a la contribución a la rigidez lateral de elementos no-estructurales. Se mostró que las condiciones geométricas del sistema de losas planas es el principal factor para la diferencia en los anchos de trabe equivalente promedio en las direcciones ortogonales X y Y.

**VII.** El efecto torsional no es determinante en la respuesta de la estructura, por la simetría de rigidez y masa.

**VIII.** Cuando la frecuencia natural del sistema y la frecuencia de excitación, se manifiestan en máximos relativos diferentes en los espectros de Fourier, es posible detectar con razonable precisión, los amortiguamientos en la base de la cimentación y en la estructura.

**IX.** El cálculo de la rigidez dinámica, para la gran mayoría de cimentaciones no se justifica, ya que las diferencias con respecto a las rigideces estáticas, generalmente son menores que los errores introducidos en las simplificaciones del modelo suelo-estructura.

**X.** Se realizó un estudio aproximado del comportamiento estático no-lineal de la estructura, donde se determinó, de acuerdo a la curva de capacidad y la intensidad sísmica de la zona, que la estructura debe mantenerse en su entorno de estabilidad ante sismos intensos. Para realizar un análisis dinámico no-lineal, que permita correlacionar las aceleraciones de entrada (sótano) con las aceleraciones registradas en la azotea, se requiere el registro de movimientos mayores a los presentados hasta este momento.

**XI.** El análisis de elementos mecánicos<sup>50</sup>, cuando se presentan las aceleraciones que el reglamento establece, indica que el edificio debiera tener grandes daños; por lo tanto, el buen comportamiento dinámico del edificio, se atribuye a:

- a) Sobreconsolidación de los estratos superiores, que incrementa las rigideces lineales y angulares del modelo de resorte equivalente del terreno.
- b) La presencia de un cajón de 6 m. de profundidad, origina que las aceleraciones de campo libre se atenúen por efecto de ISE<sup>22</sup>, y sean menores en la base del edificio
- c) Anchos de trabe equivalente superiores a los especificados en el RCDF
- d) Sobrerresistencia del sistema.

## 7.2 Recomendaciones

**I.** Al calibrar el modelo analítico en base a resultados experimentales, se debe tener cuidado en el proceso, ya que muchas combinaciones de rigideces del suelo y de la estructura, de masa de la estructura y de amortiguamiento del sistema, conducen a resultados que pueden coincidir con algunos valores experimentales; por este motivo se recomiendan las siguientes etapas en la calibración del modelo matemático:

\* Determinación experimental de las resistencias y rigideces de los materiales de la estructura, ya que los valores nominales suelen ser inferiores a los reales (cap. 2)

\* Estimación de la masa actuante en el edificio, sin afectación por factores de seguridad

\* Determinación experimental de propiedades del suelo, de preferencia, deben tratar de obtenerse las propiedades de los estratos consolidados por efecto del peso de la estructura (cap. 3)

\* Estimación de las rigideces lineales y angulares de la cimentación. Por lo general, las rigideces estáticas son suficiente aproximación para estructuras convencionales (cap. 4)

\* El amortiguamiento de la estructura se puede estimar de la función de transferencia azotea-sótano (cap. 2), el amortiguamiento por radiación en el suelo se puede obtener con el procedimiento de Dobry y Gazetas, y finalmente, el amortiguamiento del sistema suelo-

estructura se puede encontrar con las ecuaciones de Kausel y coautores (cap. 4). Si no se tiene evidencia de contaminación importante en el registro de campo libre, la función de transferencia azotea-campo libre puede proporcionar una aproximación del amortiguamiento del sistema

\* Se pueden utilizar las funciones de transferencia experimentales azotea-sótano, para encontrar una aproximación de los períodos de vibración de la estructura, como si ésta estuviera empotrada. Con estos datos, se determina la rigidez lateral del edificio con base empotrada

\* Por medio de los espectros de Fourier de la respuesta en los pisos superiores de la estructura, se determinan los períodos de vibración del sistema suelo-estructura; a continuación, se introducen las rigideces lineales y angulares en la cimentación en el modelo con base empotrada. De ser necesario sólo se modifican las rigideces lineales y angulares en la cimentación

\* Una vez que se han encontrado las frecuencias de vibración y que se han reproducido los modos de vibrar, se alimenta al sistema con excitaciones de entrada y se busca reproducir la respuesta en los pisos superiores; si existen discrepancias, el ajuste debe realizarse únicamente en el amortiguamiento del sistema.

**II.** En zonas de alta concentración urbana, como el D.F., las estaciones de campo libre suelen presentar registros contaminados por las vibraciones de estructuras aledañas. Cuando esto sucede en una zona donde la ISE es significativa, no pueden utilizarse como excitaciones de entrada en un modelo convencional, los registros del sótano o de campo libre. Por lo anterior, se deben implementar modelos analíticos que permitan obtener las características dinámicas de la estructura, a partir de los registros de sótano y azotea.

**III.** Por la naturaleza aleatoria de los movimientos sísmicos, además de la aceleración máxima, se deben utilizar los espectros de Fourier y las funciones de transferencia, en la identificación de los parámetros de la estructura.

**IV.** El planteamiento en las normas de CFE para encontrar el período y amortiguamiento del sistema suelo-estructura, a partir de los correspondientes valores para la estructura empotrada, proporciona resultados aceptables; sin embargo, se considera que una modificación que considere la forma real de la cimentación, en vez de utilizar cimentaciones circulares equivalentes, redundará en una mejor aproximación.

**V.** Se requieren estudios sobre la influencia de la sobrecarga de las estructuras en la consolidación del terreno de desplante, y las modificaciones que introduce en el comportamiento del sistema suelo-estructura, además, es necesario estimar con mayor precisión el amortiguamiento del sistema suelo-estructura, tanto en el intervalo elástico, como en el intervalo no lineal de comportamiento.

**VI.** Con los avances en la microzonificación sísmica, actualmente existe el conocimiento suficiente para establecer con razonable precisión, espectros de sitio de terrenos en campo libre para prácticamente todo el Valle de México. Por este motivo, en años recientes, se ha estudiado la posibilidad de utilizar los espectros de sitio en zonas con suelo blando, para proponer diseños de estructuras que se alejen de los máximos de dichos espectros. Sin embargo, un diseño en el cual el período fundamental de vibración se aleja de la zona de

máximas amplitudes en los espectros de sitio, puede en realidad presentar efectos de resonancia, como consecuencia de imprecisiones en el cálculo de la rigidez lateral, sobrerresistencia, masa de la estructura, consolidación del terreno, etc. Por consiguiente, se debe poner énfasis en las causas que inducen estas discrepancias entre periodos de vibración calculados y experimentales, antes de utilizar en diseño, un criterio como el expuesto, y antes de proponer disminuciones en la amplitud de la zona de máximas aceleraciones del espectro de diseño.

Para implementar técnicas como la descrita, se requerirá un diseño paralelo al de resistencia última, similar al diseño por condiciones de servicio, pero que considere además los factores de sobrerresistencia más relevantes, y cargas actuantes más próximas a las que se espera que actúen en la estructura.

**REFERENCIAS**

1. Alvarez, G.; "Influencia de las Condiciones de Cimentación en la Respuesta Dinámica de Estructuras", Tesis de Maestría, DEPI, UNAM, (1991)
2. Arnal, L. y Betancourt, M.; "Nuevo Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Editorial Trillas, segunda edición, México, D.F. (1996)
3. Ayala, M.; "Evaluación del Comportamiento Sísmico de Estructuras de Edificios Asimétricos en 3D", Tesis de Maestría, DEPI, UNAM, (1999)
4. Aviles, J. Pérez-Rocha, L. y Aguilar, H.; "Períodos y Amortiguamientos Efectivos de Sistemas Suelo-Estructura", Boletín del Centro de Investigación Sísmica, Fundación Javier Barrios Sierra, Vol. 2, No. 2, pp. 17-62 (1992)
5. Bowles, J.; "Foundation Analysis and Design", quinta edición, Ed. Mc Graw-Hill, Nueva York (1996)
6. Celebi M. y Safak, E.; "Seismic Response of Pacific Park Plaza. I y II: Data and Preliminary Analysis and System Identification", Journal of the Structural Engineering, Proc. ASCE, Vol. 118, No. 6, pp. 1547-1565, junio (1992)
7. Chopra, A.; "Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering", Ed. Prentice Hall, (1995)
8. Clough, R. y Penzien, J.; "Dynamics of Structures", Second Edition, ed. McGraw Hill, Nueva York (1993)
9. Ciampoli, M. y Pinto, P.; "Effects of Soil-Structure Interaction on Inelastic Seismic Response of Bridge Piers", Journal of Structural Engineering, Vol. 121, No. 5, pp. 806-814, mayo (1995)
10. Dobry, R. y Gazetas, G.; "Dynamic Response of Arbitrarily Shaped Foundations", ASCE, Journal of the Geotechnical Engineering", Vol. 112, No. 2, pp. 109-135, febrero (1986)
11. Dovich, L. y Wight, J.; "Lateral Response of Older Flat Slab Frames and the Economic Effect on Retrofit", Earthquake Spectra, Vol. 12, No. 4, pp. 667-691 (1996)
12. Englekirk, R y Matthiesen, R.; "Forced Vibration of an Eight-Story Reinforced Concrete Building", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 57, No. 3, pp. 421-436, junio (1967)
13. Fang, J., Jeary, A., Li, Q. y Wong, C.; "Random Damping in Buildings and its AR model", Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 79, pp. 159-167 (1999)
14. Fu, H. C., Erki M. A. y Seckin M.; "Review of Effects of Loading Rate on Reinforced Concrete", Journal of Structural Engineering, Vol 117, No. 12, pp. 3660-3679, diciembre (1991).
15. Galan, A.; "Combined Ultrasound Methods of Concrete Testing", Ed. Elsevier
16. Gómez-Massó, A., Lysmer, J., Chen, J. y Seed, H.; "Soil-Structure Interaction with Rayleigh Waves", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. II, pp. 567-583, (1983)

17. González, O. y Robles, F.; "Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado", Tercera Edición, Ed. Limusa, México, D.F. (1995)
18. Graf, W. y Mehraín, M.; "Analysis and Testing of a Flat Slab Concrete Building", Tenth World Conference Earthquake Engineering (10 WCEE), pp. 3387-3392, Madrid (1992)
19. Grandi, R.; "Estabilidad Inelástica de Marcos Sujetos a Acciones Dinámicas", Tesis de Maestría, DEPMI, UNAM, (1987)
20. Hadjian, A. H.; "Seismic Soil-Structure Interaction: A Full Circle", X Congreso Nacional de Ing. Sísmica, pp. 1-16, Puerto Vallarta, México (1993)
21. Hardin, B., Drnevich, V.; "Shear Modulus and Damping in Soils; Design Equations and Curves", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 8, pp. 667-692, julio (1972)
22. Hernández, G.; "Efecto de la Profundidad de Desplante en la Respuesta de las Estructuras", Tesis de Maestría, DEPMI (1989)
23. Hwang, S. y Moehle, J.; "An experimental Study of Flat-Plate Structures under Vertical and Lateral Loads", Reporte No. UCB/EERC-93-03, Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California, Berkeley, febrero (1993)
24. Krawinkler, H. y Seneviratna, G.; "Pros and Cons of a Pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation", Engineering Structures, Vol. 20, Nos. 4-6, pp. 452-464 (1998)
25. Lawson, S., Vance, V. y Krawinkler, H.; "Nonlinear Static Push-Over Analysis –Why, When and How?", Proceedings of the 5<sup>th</sup> U.S. Conference on Earthquake Engineering, Chicago, Vol. 1, pp. 283-292 (1994)
26. Loera, S.; Avila, J.; "Análisis bajo Carga Vertical de Losas Planas con Capiteles y Ábacos", Informe para la Sria. Gral. de Obras del Depto. del D.F., Proyecto 6506, Instituto de Ingeniería, UNAM, diciembre (1996)
27. Luaces, F.; "Sobrerresistencia en Estructuras a base de Marcos de Concreto Reforzado", Tesis de Maestría, DEPMI, UNAM, (1995)
28. Luco, J. E., Trifunac, M. D. y Wong, L.; "Isolation of Soil-Structure Interaction Effects by Full-Scale Forced Vibration Tests", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 16, No. 2, pp. 1-21 (1988)
29. Luo, H., Durrani, A. y Conte, J.; "Equivalent Frame Analysis of Flat Plate Buildings for Seismic Loading", Journal of Structural Engineering, Vol 129, No. 7, pp. 2137-2155, julio (1994)
30. Malhotra V. M.; "Testing Hardened Concrete: Nondestructive Methods", American Concrete Institute Monograph No. 9
31. Mander, J. B., Priestley, M. y Park R.; "Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete", Journal of Structural Engineering, Vol 114, No. 8, pp. 1827-1849, agosto (1988)
32. "Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo", Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas, (1993)



33. Meli, R. y Faccioli, E.; "Seismic Instrumentation of a Tall Building in Mexico City", 11 World Conference on Earthquake Engineering, artículo 1422, Acapulco (1996).
34. Mendoza, C. y Mena M.; "Influencia de los agregados en los Concretos Estructurales del D.F.", IMCYC, Vol. 25, No. 192, (1987).
35. Miranda, E. y Bertero, V.; "Seismic Performance of an Instrumented Ten-Storey Reinforced Concrete Building", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol 25, pp. 1041-1059, (1996)
36. Miwa, S., Maekawa, Y., Yamamoto, M. y Guan, B.; "Forced Vibration Test on a Horizontally "+" Planned SRC Building", "Tenth World Conference Earthquake Engineering (10 WCEE), pp. 3399-3402, Madrid (1992).
37. Nader, G.; "Innovation in Repair Techniques of Concrete Structures", Published by the American Society of Civil Engineers
38. Nilson, A. y Winter, G.; "Diseño de Estructuras de Concreto", Ed. McGraw Hill. Undécima edición (1991).
39. Ordaz, M. y Montoya, C.; "Programa DEGTRA95", Instituto de Ingeniería, UNAM, (1994)
40. Park, R. y Paulay, T.; "Estructuras de Concreto Reforzado", Sexta reimpresión, Ed. Limusa (1991).
41. Paz, M.; "Dinámica Estructural, Teoría y Cálculo", Editorial Reverté (1992)
42. Paulay, Y. y Priestley, M.; "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", Ed. John Wiley & Sons, Inc. (1992).
43. Peabody, D., "Continuous Frame Analysis of Flat Slabs", Journal of the Boston Society of Civil Engineers, Volumen XXXV, enero (1948).
44. Portland Cement Association, "Program PCACOL V2.30
45. Prakash, V., Powell, G. H. y Fillipou, F.C.; "DRAIN-2DX: Base Program User Guide", Department of Civil Engineering University of California, Berkeley, CA. (1992)
46. Qi, X. y Moehle, J.; "Displacement Design Approach for Reinforced Concrete Structures Subjected to Earthquakes" Reporte No. UCB/EERC-91/02, Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California, Berkeley (1991)
47. Requena, M.; Comunicación Personal (1998)
48. Resumen de Actividades 1987 a 1992, Fundación ICA, A.C., México, D.F.
49. Rodríguez, N.; "Determinación Experimental de Parámetros Estructurales y de la Cimentación de Edificios mediante Vibración Ambiental", Ingeniería Sísmica, pp. 5-35, abril (1990)
50. Rodríguez, N., Alonzo, G., Ibarra, L., Xaxalpa, M. y Greco. R.; "Condiciones de estabilidad del Edificio "A" de Luz y Fuerza del Centro", Informe Final. Proyecto 7523, Instituto de Ingeniería, abril 1998.

51. Romo, M y Bárcena, A.; "Análisis de la Interacción Dinámica Suelo-Estructura en la Cd. de México", Series del Instituto de Ingeniería UNAM, No. 565, junio (1994)
52. Romo, M.; "Clay Behavior, Ground Response and Soil-Structure Interaction Studies in Mexico City", Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics", pp. 1-29, St. Louis Missouri, abril (1995).
53. Safak, E.; "Identification of Linear Structures Using Discrete-Time Filters", Journal of the Structural Engineering, Proc. ASCE, Vol. 117, No. 10, pp. 3064-3085, octubre (1991)
54. Safak, E.; "Detection and Identification Soil-Structure Interaction on Buildings from Vibration Recordings", Journal of the Structural Engineering, Proc. ASCE, Vol. 121, No. 5, pp. 899-906, mayo (1995)
55. Sánchez, A. y Dimas, G.; "Interacción Suelo-Estructura y Diseño Estructural de Cimentaciones", Memorias del Simposio realizado el 18 de septiembre de 1991, CENAPRED, pp. 119-144, México, D.F. (1991)
56. Sánchez, S.; "Inestabilidad en Puentes por Efecto de Socavación", Tesis de Maestría, DEPI, UNAM, (1997).
57. Sarcos, A. "Programa TESCOSE", DEPI, UNAM (1994).
58. Schnabel, P., Lysmer, J. y Seed, H.; "SHAKE A Computer Program for Earthquake Response Analysis of horizontally Layered Sites", Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, diciembre (1972).
59. Todorovska, M. I. y Trifunac, M. D.; "The System Damping, the System Frequency and the System Response Peak Amplitudes During In-Plane Building-Soil Interaction", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 21, (1992)
60. Triada, Diseño Gerencia y Construcción S.A. de C.V.; "Estudio de Mecánica de Suelos para nuevo Edificio Operativo ubicado en Calzada Melchor Ocampo No. 171, Colonia Tlaxpana, Deleg. Miguel Hidalgo, México, D.F.", noviembre (1996)
61. Udwadia, F.E. y Trifunac, M. D.; "Ambient Vibration Tests of Full-Scale Structures", Fifth World Conference on Earthquake Engineering (5 WCEE), Sesión 4, Roma (1973)
62. Vanderbilt, M. y Corley, G.; "Frame Analysis of Concrete Buildings", Concrete International, Vol 5, No. 12, pp. 33-43, diciembre (1983).
63. Varela, J.; "Evaluación del Comportamiento de un Edificio Alto de Concreto Reforzado, Diseñado con los Reglamentos de México y Japón", Tesis de Maestría, DEPI, UNAM, (1996)
64. Veletsos, A. S. y Meek, J. W.; "Dynamic Behavior of Building-Foundation Systems", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 3, No. 2, pp. 121-138 (1974)
65. Veletsos, A. S. y Nair, V. V.; "Seismic Interaction of Structures on Hysteretic Foundations", Journal of the Structural Division, Proc. ASCE, Vol. 101, pp. 109-129, enero (1975)

- 
66. Wilson, E. L. y Habibullah, A.; "SAP90 Structural Analysis Program", Computers and Structures, Inc., mayo 1992
  67. Wolf, J.; "Dynamic Soil-Structure Interaction", Ed. Prentice Hall, (1985)
  68. Zeevaert, L.; "Diseño Sísmico de Cimentaciones", VI Curso Internacional de Ingeniería Sísmica, agosto, México, D.F. (1980)
  69. Zeevaert, L.; "Interacción Suelo-Estructura de Cimentación", Primera Edición, Ed. Limusa (1980)
  70. Zeevaert, L.; "Equipos para la Investigación de los Parámetros Dinámicos del Suelo", Informe Interno del Instituto de Ingeniería, México, D.F., junio (1998).

## Apéndice A

## MODELACIÓN ELÁSTICA DE CRUJÍA TIPO CON EL MÉTODO DEL ELEMENTO FINITO

Para determinar el efecto del ábaco y capitel en el incremento de rigidez en la unión viga-columna, así como la acción de membrana en el plano de la losa, se elaboró un modelo con el método del elemento finito en el programa SAP90. El modelo consistió de una crujía formada por cuatro columnas cuadradas, y una losa plana con ábacos y capiteles (fig. A1).

Se utilizaron columnas cuadradas de 70x70 cm., las cuales son representativas de la estructura, espaciadas a 6.90 m. a eje de columnas, con una altura de entrepiso de 3.3 m. Las masas utilizadas, se desprenden del análisis de cargas del edificio, donde se tiene una carga "actuante" promedio en el momento del sismo  $w \cong 1.1 \text{ t/m}^2$ .

Para examinar el efecto de ábacos y capiteles, se desarrollaron 3 modelos:

1. La crujía tipo formada por columnas y losa, sin ábacos ni capiteles. Los resultados de este modelo pueden ser comparados con la recopilación realizada por Vanderbilt y Corley<sup>62</sup>
2. La crujía tipo formada por columnas, losa y capiteles
3. La crujía tipo con columnas, losa, ábacos y capiteles.

Paralelamente, se elaboró un modelo reticular para cada caso, a base de vigas prismáticas, con el fin de calibrar los anchos de viga equivalente y hacer coincidentes los primeros modos de flexión (fig. A2). Para simular la acción de diafragma rígido en losa, se colocó un nodo maestro en el centro de masas del piso, con tres grados de libertad: dos de traslación horizontal y uno de giro sobre su eje vertical.

### Modelo 1. Crujía con columnas y losa

Modo de vibrar	No. Período	Est. c/elemento finito	No. Período	Est. reticular equivalente
Flexión en x	2	0.153	1	0.156
Flexión en y	3	0.153	2	0.156
Torsión	6	0.108	3	0.106

En estructura reticular la trabe equivalente es de 0.2x4.0 m.

**Modelo 2.** Crujía con columnas, capiteles y losa

Modo de vibrar	No. Período	Est. c/elemento finito	No. Período	Est. reti-cular equiv
Flexión en x	1	0.142	1	0.142
Flexión en y	2	0.142	2	0.142
Torsión	4	0.098	3	0.097

En estructura reticular la trabe equivalente es de 0.2x4.4 m.

**Modelo 3.** Crujía con columnas, capiteles, ábacos y losa

Para incluir la presencia de los ábacos, se aumentó el espesor de losa a 30 cms. en las zonas colindantes con las columnas.

Modo de vibrar	No. Período	Est. c/elemento finito	No. Período	Est. reti-cular equiv
Flexión en x	1	0.136	1	0.136
Flexión en y	2	0.136	2	0.136
Torsión	4	0.097	3	0.093

En estructura reticular la trabe equivalente de 0.2x5.6 m.

**Comentarios**

a) En el modelo 1 (losa y columnas), se tiene para losa flexible, una trabe equivalente de 0.2x4.0 m. La relación con el claro entre columnas es  $\alpha=4.0/6.9=0.58$ , que es un valor dentro de lo esperado (0.4 a 0.8), para una relación  $c/l = 0.70/6.9 \cong 0.10$  de acuerdo a Vanderbilt y Corley<sup>62</sup>.

b) Al realizar el modelo tridimensional en el programa TESCOSE y en el SAP90 (reticular), se encontró que la trabe equivalente es:

Dirección X: 0.65x0.88 m. (inercia equivalente a elemento de 0.30x8.95 m)

Dirección Y: 0.65x0.40 m. (inercia equivalente a elemento de 0.30x4.07 m)

A pesar de que el modelo 1 reproduce los resultados promedio de la recopilación de Vanderbilt y Corley, al incluir ábacos y capiteles (modelo 3), no es posible obtener los anchos de trabe equivalente que fueron determinados de acuerdo al modelo reticular elástico.

c) En los modelos anteriores se consideró el momento de inercia de la sección del concreto simple sin agrietar, tanto en losa como en columnas, ya que por inspección visual no

fue posible detectar fisuras en la losa. Al reducir a la mitad la inercia de la losa, para incluir posibles microagrietamientos, la trabe equivalente disminuyó su ancho equivalente entre 15 y 20%.

La proximidad de los anchos equivalentes para los dos tipos de inercia en la losa, con respecto a los obtenidos del modelo tridimensional, no permitió definir a través de un modelo tan simple el grado de agrietamiento de la losa en el sistema real.

**Tablas y Figuras**

**Tabla 2.1 Velocidades de Ultrasonido y Módulos de Young**

NIVEL	Vel. ultras. (m/s)	$E_{col} / E_{sot}$	$E_c$ nivel (kg/cm <sup>2</sup> )	$f'_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )
Sótano	2,726	100%	191,007	408
1	2,309	72%	137,033	293
2	2,238	67%	128,792	275
3	2,064	57%	109,509	234
4	2,616	92%	175,968	376
5	2,283	70%	133,944	286
6	2,435	80%	152,462	326
7	2,140	62%	117,760	252
Azotea	2,565	89%	169,167	361
Apéndice	3,270	144%	274,933	587
Apéndice	2,946	117%	223,135	477

Desviación estándar: 49,804

Media muestral: 158,816 kg/cm<sup>2</sup>

Coefficiente de variación: 31.4%



Tabla 2.2 a Espectros de Fourier, sismo abr98

Id	Ubicación	Dir	Primer máximo			Ac. Max. gals	Contenido energía
			Frec Hz	Período s/ciclo	Amplitud espectro		
ACX	Azotea centro	X	0.85	1.18	63.0	15.42	479.2
SCX	Sótano centro	X	0.82	1.22	7.0	2.36	14.2
ASX	Azotea sur	X	0.85	1.18	56.7	14.22	399.4
SSX	Sótano sur	X	0.85	1.18	6.3	2.26	14.5
CLX	Campo libre	X	0.85	1.18	7.6	3.63	21.4
ACY	Azotea centro	Y	0.71	1.41	36.9	6.81	176.9
SCY	Sótano centro	Y	1.00	1.00	8.7	2.56	16.1
ASY	Azotea sur	Y	0.73	1.37	36.8	7.45	213.7
SSY	Sótano sur	Y	1.01	0.99	8.8	2.86	17.9
CLY	Campo libre	Y	1.01	0.99	10.0	3.53	25.2
ACZ	Azotea centro	Z	0.85	1.18	2.7	1.92	5.6
SCZ	Sótano centro	Z	0.95	1.05	1.5	1.05	2.4
ASZ	Azotea sur	Z	0.89	1.12	1.6	1.77	6.3
SSZ	Sótano sur	Z	1.01	0.99	1.6	1.17	3.3
CLZ	Campo libre	Z	1.01	0.99	1.8	1.39	3.4

Tabla 2.2 b Espectros de Fourier, sismo feb98

Id	Ubicación	Dir	Primer máximo			Ac. Max. gals	Contenido energía
			Frec Hz	Período s/ciclo	Amplitud espectro		
ACX	Azotea centro	X	0.82	1.22	58.20	9.47	508.3
SCX	Sótano centro	X	0.79	1.27	10.70	2.98	17.4
ASX	Azotea sur	X	0.84	1.19	50.10	8.68	423.7
SSX	Sótano sur	X	0.80	1.25	10.00	3.12	17.0
ACY	Azotea centro	Y	0.68	1.47	27.00	7.78	169.4
SCY	Sótano centro	Y	0.85	1.18	6.00	2.38	10.5
ASY	Azotea sur	Y	0.80	1.25	37.60	9.36	272.5
SSY	Sótano sur	Y	0.88	1.14	6.10	2.50	11.8
ACZ	Azotea centro	Z	0.84	1.19	2.17	0.79	3.0
SCZ	Sótano centro	Z	0.80	1.25	1.07	1.30	1.3
ASZ	Azotea sur	Z	0.81	1.23	2.11	1.57	3.6
SSZ	Sótano sur	Z	0.81	1.23	1.82	0.95	2.0

**Tabla 2.3 a Funciones de transferencia para modo lateral, sismo abr98**

Tipo	Dir	Primer modo a flexión				Segundo modo a flexión				Tercer modo a flexión			
		Frecuencia Hz	Período s/ciclo	H(w)	Amort	Frecuencia Hz	Período s/ciclo	H(w)	Amort	Frecuencia Hz	Período s/ciclo	H(w)	Amort
acx/scx	X	0.87	1.15	9.60	0.052	2.78	0.36	4.57	0.112	5.1	0.20	2.42	0.227
acx/clx	X	0.85	1.18	9.30	0.054	2.89	0.35	1.72	0.357	-	-	-	-
acy/scy	Y	0.69	1.45	15.60	0.032	2.17	0.46	3.16	0.167	4.28	0.23	1.92	0.305
acy/clx	Y	0.70	1.43	14.50	0.035	2.2	0.45	1.88	0.314	-	-	-	-

**Tabla 2.3 b Funciones de transferencia para modo de torsión, sismo abr98**

Tipo	Dir	Primer modo a torsión				Segundo modo a torsión			
		Frecuencia Hz	Período s/ciclo	H(w)	Amort	Frecuencia Hz	Período s/ciclo	H(w)	Amort
ssx/scx	X	-	-	-	-	-	-	-	-
ssy/scy	Y	1.46	0.68	1.78	0.34	-	-	-	-
asx/acx	X	-	-	-	-	-	-	-	-
asy/acy	Y	0.84	1.19	2.00	0.29	2.02	0.50	1.98	0.29

**Tabla 2.3 c Funciones de transferencia para modo lateral, sismo feb98**

Tipo	Dir	Primer modo a flexión				Segundo modo a flexión				Tercer modo a flexión			
		Frecuencia Hz	Período s/ciclo	H(w)	Amort	Frecuencia Hz	Período s/ciclo	H(w)	Amort	Frecuencia Hz	Período s/ciclo	H(w)	Amort
acx/scx	X	0.9	1.11	10.5	0.048	2.99	0.33	4.73	0.108	4.93	0.20	2.62	0.206
acy/scy	Y	0.71	1.40	14.4	0.035	2.26	0.44	2.74	0.196	4.44	0.23	2.04	0.281

**Tabla 2.3 d Funciones de transferencia para modo de torsión, feb98**

Tipo	Dir	Primer modo a torsión				Segundo modo a torsión			
		Frecuencia Hz	Período s/ciclo	H(w)	Amort	Frecuencia Hz	Período s/ciclo	H(w)	Amort
ssx/scx	X	-	-	-	-	-	-	-	-
ssy/scy	Y	1.46	0.68	1.62	0.39	-	-	-	-
ssz/scz	Z	0.78	1.28	1.77	0.34	1.82	0.55	1.45	0.69
asx/acx	X	-	-	-	-	-	-	-	-
asy/acy	Y	0.79	1.27	1.71	0.36	1.71	0.58	1.55	0.65
asz/acz	Z	0.77	1.30	1.45	0.48	-	-	-	-

Tabla 3.1 Cálculo de  $V_s$  por medio de la prueba de penetración estándar

No. Estrato	Profundidad Estrato (m)	Prof. prom. (m)	Espesor $h_m$ (m)	No. Golpes	$V_s$ (m/s)	$h_m / V_s$
1	0.6					
1	3.5	2.05	2.9	5	114	0.02541
2	4.5	4	1	11	149	0.00670
3	6	5.25	1.5	3	126	0.01188
4	7.2	6.6	1.2	10	162	0.00740
5	21.4	14.3	14.2	2	144	0.09858
6	22	21.7	0.6	40	261	0.00230
7	22.8	22.4	0.8	22	237	0.00338
8	23.5	23.15	0.7	15	223	0.00313
9	26	24.75	2.5	3	172	0.01452
10	28	27	2	30	259	0.00772
11	29	28.5	1	50	286	0.00350
12	30.3	29.65	1.3	21	249	0.00523
13	32	31.15	1.7	15	237	0.00717
14	34	33	2	50	294	0.00680

$$\Sigma = 0.20370$$

$$V_{s \text{ prom}} = H_s / \Sigma(h_m / V_s) = 167 \text{ m/s}$$

$$T_s = 4H_s / V_s = 0.81 \text{ s}$$

$$G = 4059 \text{ t/m}^2$$

Tabla 3.2

SHAKE -- A COMPUTER PROGRAM FOR EARTHQUAKE RESPONSE ANALYSIS  
OF HORIZONTALLY LAYERED SITES

MAX. NUMBER OF TERMS IN FOURIER TRANSFORM = 4096  
NECESSARY LENGTH OF BLANK COMMON X = 25619  
EARTH PRESSURE = .450

\*\*\*\*\* OPTION 2 \*\*\* READ SOIL PROFILE

NEW SOIL PROFILE NO. 1 IDENTIFICATION suelo

NUMBER OF LAYERS 11 DEPTH TO BEDROCK 66.84  
NUMBER OF FIRST SUBMERGED LAYER 2 DEPTH TO WATER LEVEL 3.64

LAYER	TYPE	FACTOR	THICKNESS	DEPTH	EFF. PRESS.	MODULUS	DAMPING	UNIT WEIGHT	SHEAR VEL MOD. DAMP.	
1	1	1.21	1.00	3.64	1.82	.19	791.	.075	.1030	497.
2	1	1.21	1.00	3.64	5.46	.45	791.	.075	.1030	497.
3	1	1.21	1.00	3.64	9.10	.60	791.	.075	.1030	497.
4	2	1.00	1.00	.68	11.26	.68	791.	.075	.0980	510.
5	2	1.00	1.00	.68	11.94	.71	791.	.075	.0980	510.
6	2	1.00	1.00	.68	12.61	.73	791.	.075	.0980	510.
7	1	1.00	1.00	1.15	13.52	.76	1068.	.075	.0980	592.
8	1	1.00	1.00	1.15	14.67	.80	1068.	.075	.0980	592.
9	1	1.00	1.00	1.15	15.82	.84	1068.	.075	.0980	592.
10	1	1.21	1.00	4.02	18.40	.93	1344.	.075	.0930	682.
11	1	1.21	1.00	4.02	22.42	1.05	1344.	.075	.0930	682.
12	1	1.21	1.00	4.02	26.45	1.17	1344.	.075	.0930	682.
13	2	1.00	1.00	.27	28.60	1.24	633.	.075	.0830	496.
14	2	1.00	1.00	.27	28.87	1.24	633.	.075	.0830	496.
15	2	1.00	1.00	.27	29.14	1.25	633.	.075	.0830	496.
16	1	1.09	1.00	4.34	31.45	1.27	1620.	.075	.0730	845.
17	1	1.09	1.00	4.34	35.79	1.32	1620.	.075	.0730	845.
18	1	1.09	1.00	4.34	40.13	1.37	1620.	.075	.0730	845.
19	1	1.37	1.00	2.08	43.34	1.41	1462.	.075	.0860	740.
20	1	1.37	1.00	2.08	45.41	1.46	1462.	.075	.0860	740.
21	1	1.37	1.00	2.08	47.49	1.51	1462.	.075	.0860	740.
22	1	1.64	1.00	2.19	49.62	1.56	1384.	.075	.0880	712.
23	1	1.64	1.00	2.19	51.81	1.62	1384.	.075	.0880	712.
24	1	1.64	1.00	2.19	54.00	1.68	1384.	.075	.0880	712.
25	1	1.78	1.00	2.41	56.29	1.74	1384.	.075	.0900	704.
26	1	1.78	1.00	2.41	58.70	1.80	1384.	.075	.0900	704.
27	1	1.78	1.00	2.41	61.11	1.87	1384.	.075	.0900	704.
28	1	1.85	1.00	1.51	63.06	1.91	1542.	.075	.0750	814.
29	1	1.85	1.00	1.51	64.57	1.93	1542.	.075	.0750	814.
30	1	1.85	1.00	1.51	66.08	1.95	1542.	.075	.0750	814.
31	BASE					57065.	.000	.1500	3500.	

PERIOD = .39 FROM AVERAGE SHEARVEL. = 691 ft/s = 210.6 m/s

MAXIMUM AMPLIFICATION = 8.67  
FOR FREQUENCY = 2.61 C/SEC.  
PERIOD = .38 SEC.

Tabla 3.3 Presiones en el Subsuelo (Teoría de Boussinesq)

ESTRATO	Profundidad	P.V. (t/m <sup>3</sup> )	Espesor (m)	Presión efec (t/m <sup>2</sup> )	Presión poro (t/m <sup>2</sup> )	Presión total (t/m <sup>2</sup> )	n		m		Esf. centro Esf*4*I	Esf. totales centro
							L/2z	B/2z	l (factores de influencia)			
6	5.8	1.52	1.1	7.89	1.97	9.86	396900.00	149150.00	0.25		2.440	12.300
7	8.2	1.55	2.4	9.36	4.22	13.58	16.54	6.21	0.249		2.430	16.010
8	9.45	1.35	1.25	9.88	5.39	15.27	10.87	4.09	0.248		2.420	17.690
9	9.7	1.47	0.25	10.01	5.62	15.63	10.18	3.82	0.247		2.411	18.041
10	13	1.17	3.3	14.52	4.99	19.51	5.51	2.07	0.239		2.333	21.843
11	14.4	1.28	1.4	16.77	4.53	21.3	4.62	1.73	0.236		2.303	23.603
12	15.6	1.47	1.2	18.93	4.14	23.07	4.05	1.52	0.226		2.206	25.276
13	17.6	1.22	2	22.01	3.49	25.5	3.36	1.26	0.216		2.108	27.608
14	19.4	1.52	1.8	25.33	2.9	28.23	2.92	1.10	0.208		2.030	30.260
15	20.95	1.23	1.55	27.75	2.4	30.15	2.62	0.98	0.2		1.952	32.102
16	23.8	1.72	2.85	33.58	1.47	35.05	2.21	0.83				
17	24.6	1.33	0.8	34.91	1.21	36.12	2.11	0.79				
18	26.2	1.88	1.6	38.44	0.69	39.13	1.95	0.73				
19	29.1	1.84	2.9	43.22	1.24	44.46	1.70	0.64				
20	30.4	1.61	1.3	44.48	2.07	46.55	1.61	0.61				
21	32	1.61	1.6	46.04	3.09	49.13	1.51	0.57				
22	32.5	1.29	0.5	46.37	3.4	49.77	1.49	0.56				
23	35	2.01	2.5	49.79	5	54.79	1.36	0.51				

La presión es de 9.86 t/m<sup>2</sup> en el nivel N=-5.8 m, el peso del edificio es 12.3 t/m<sup>2</sup>, por lo que el valor de Q adicional debido al edificio es: 2.44 t/m<sup>2</sup>

Profundida	Esfuerzos verticales	Esf. efectivos con edificio <sup>*1</sup>	Esfuerzos efectivos
5.8	12.30	10.33	7.89
8.2	16.01	11.79	9.36
9.45	17.69	12.30	9.88
9.7	18.04	12.42	10.01
13	21.84	16.85	14.52
14.4	23.60	19.07	16.77
15.6	25.28	21.14	18.93
17.6	27.61	24.12	22.01
19.4	30.26	27.36	25.33
20.95	32.10	29.70	27.75

\*1 Esfuerzos verticales menos la presión de poro

**Tabla 3.4 Módulo de cortante a partir de estudio geotécnico y ecuación de Romo y Ovando**

**Cálculo de G en sondeo No. 1**

Profundidad (m)	LL	LP	$\omega_n$	$lp$	$lr$	Esf l	Esf'c	G max (t/m <sup>2</sup> )	Espesor (m)	G * Espesor (t/m <sup>2</sup> )
2.2	90	35	95	0.55	-0.091	0.22	0.176	59.09	2.2	130.00
5.2	80	45	70	0.35	0.286	7.25	5.8	931.09	3	2793.27
7.8	80	49	83	0.31	-0.097	11.5	9.2	1642.75	2.6	4271.14
9.7	380	135	300	2.45	0.327	18.04	14.432	333.07	1.9	632.83
14.6	70	38	75	0.32	-0.156	23.7	18.96	2935.07	4.9	14381.84
16.4	270	140	280	1.3	-0.077	26	20.8	1431.87	1.8	2577.37
18.4	50	30	40	0.2	0.500	28.5	22.8	-	2	-
20.2	260	110	220	1.5	0.267	30.7	24.56	1967.95	1.8	3542.31
									18.20	28328.76
									Promedio ponderado:	1556.53

**Cálculo de G en sondeo No. 2**

Profundidad (m)	LL	LP	$\omega_n$	$lp$	$lr$	Esf l	Esf'c	G max (t/m <sup>2</sup> )	Espesor (m)	G * Espesor (t/m <sup>2</sup> )
2.2	75	25	45	0.5	0.600	0.22	0.176	-	-	-
6.2	60	40	65	0.2	-0.250	12.3	9.84	1724.53	4	6898.11
8.6	95	50	115	0.45	-0.444	16.4	13.12	1684.22	2.4	4042.12
11.5	515	95	310	4.2	0.488	20.3	16.24	-	-	-
13.4	135	50	130	0.85	0.059	22	17.6	2334.34	1.9	4435.24
15.5	165	60	175	1.05	-0.095	25.3	20.24	1862.10	2.1	3910.41
17.4	175	50	155	1.25	0.160	27.6	22.08	2126.40	1.9	4040.15
18.8	53	25	60	0.28	-0.250	29	23.2	3405.60	1.4	4767.84
21.2	280	75	275	2.05	0.024	32	25.6	631.18	2.4	1514.84
									16.10	29608.72
									Promedio ponderado:	1839.05

**Tabla 4.1 Cálculo de rigidez estática, rigidez dinámica y amortiguamiento, Ecuaciones de Dobry y Gazetas<sup>10</sup>**

**DATOS:**

B =	15.05	m	I <sub>x</sub> =	180,783	m <sup>4</sup>	V <sub>s</sub> =	212	m/s
L =	39.78	m	I <sub>y</sub> =	1,262,716	m <sup>4</sup>	m =	2854	ton-s <sup>2</sup> /m <sup>4</sup>
D =	6	m	J =	1,443,500	m <sup>4</sup>	f =	1	c/s
L / B =	2.64		A =	2,394	m <sup>2</sup>	ω <sub>s</sub> =	6.28	rad/s
G =	6430	ton/m <sup>2</sup>	S <sub>m</sub> =	1.43	ton/m <sup>3</sup>	a <sub>0</sub> = ωB/V <sub>s</sub> =	0.446	
ν =	0.45		ρ =	0.146	ton-s <sup>2</sup> /m <sup>4</sup>	β =	0.02	

**RIGIDECES**

**AMORTIGUAMIENTOS**

**1.- Dirección horizontal y (dir. corta)**

$S_y = 2.24$  si  $A / 4L^2 < 0.16$

$S_y = 4.5 (A / 4L^2)^{0.38}$  si  $A / 4L^2 > 0.16$   $S_y = 3.11$

$k_y = 2 S_y L G / (2 - \nu) = 1,026,465$  ton/m

$k_y' = 1$

$k_y^d = K_y \cdot K_y = 1,026,465$  ton/m

$k_y^d(\beta) = K_y - \omega C_y \beta = 1,017,156$  ton/m

$C_y' = 1$

$C_y = C_y' \rho V_s A = 74,072$  ton-s/m

$C_y(\beta) = C_y + 2K_y \beta / \omega = 80,606$  ton-s/m

**2.- Dirección horizontal x (dir. larga)**

$K_x = K_y - 0.21 L G (1 - B/L) / (0.75 - \nu) = 915,177$  ton/m

$k_x' = k_x$

$k_x^d(\beta) = K_x - \omega C_x \beta = 905,869$  ton/m

$C_x = \rho V_s A = 74,072$  ton-s/m

$C_x(\beta) = C_x + 2K_x \beta / \omega = 79,898$  ton-s/m

**3.- Giro x (dirección corta)**

$S_{rx} = 2.54 / (B/L)^{0.25} =$  si  $B / L < 0.4$

$S_{rx} = 3.2$  si  $B / L > 0.4$   $S_{rx} = 3.24$

$K_{rx} = S_{rx} G I_x^{0.75} / (1 - \nu) = 331,947,377$  t-m/rad

$k_{rx}' = 0.98$

$k_{rx}^d = K_{rx} \cdot K_{rx} = 325,308,429$  t-m/rad

$k_{rx}^d(\beta) = K_{rx} - \omega C_{rx} \beta = 331,850,576$  t-m/rad

$C_{rx}' = 0.07$

$C_{rx} = C_{rx}' \cdot 3.4 \cdot \rho V_s I_x / (\pi(1 - \nu)) = 770,316$  ton-s-m

$C_{rx}(\beta) = C_{rx} + 2K_{rx} \beta / \omega = 2,841,293$  ton-s-m

**4.- Giro y (dirección larga)**

$K_{ry} = 3.2 G I_y^{0.75} / (1 - \nu) = 1,409,216,154$  t-m/rad

$k_{ry}' = 0.94$

$k_{ry}^d = K_{ry} \cdot K_{ry} = 1,324,663,185$  t-m/rad

$k_{ry}^d(\beta) = K_{ry} - \omega C_{ry} \beta = 1,408,443,442$  t-m/rad

$C_{ry}' = 0.08$

$C_{ry} = C_{ry}' \cdot 3.4 \cdot \rho V_s I_y / (\pi(1 - \nu)) = 6,149,049$  ton-s-m

$C_{ry}(\beta) = C_{ry} + 2K_{ry} \beta / \omega = 15,120,398$  ton-s-m

**5.- Torsión**

$S_t = 3.8 + A20 10.7 (1 - B/L)^{10} = 3.89$

$K_{tz} = S_t G J^{0.75} = 1,042,237,284$  t-m/rad

$k_{tz}' = 0.95$

$k_{tz}^d = K_{tz} \cdot K_{tz} = 990,125,420$  t-m/rad

$k_{tz}^d(\beta) = K_{tz} - \omega C_{tz} \beta = 1,041,788,371$  t-m/rad

$C_{tz}' = 0.08$

$C_{tz} = C_{tz}' \cdot \rho V_s J = 3,572,338$  ton-s-m

$C_{tz}(\beta) = C_{tz} + 2K_{tz} \beta / \omega = 9,875,672$  ton-s-m

**\* Corrección por empotramiento de acuerdo a País y Kausel:**

$$FE_{x,y} = 1 + (0.33 + 1.34 / (1 + L/B)) (D/B)^{0.8} = 1.334$$

$$FE_{rx} = 1 + D/B + (1.6 / (0.35 + L/B)) (D/B)^2 = 1.484$$

$$FE_{ry} = 1 + D/B + (1.6 / (0.35 + (L/B)^4)) (D/B)^2 = 1.404$$

$$FE_{rz} = 1 + (1.3 + 1.32 / (L/B)) (D/B)^{0.9} = 1.786$$

Por lo que las rigideces al considerar el empotramiento son:

$$K_{y e} = K_y * FE_{x,y} = 1,369,701 \text{ t/m}$$

$$K_{x e} = K_x * FE_{x,y} = 1,221,201 \text{ t/m}$$

$$K_{rx e} = K_{rx} * FE_{rx} = 482,640,819 \text{ t-m/rad}$$

$$K_{ry e} = K_{ry} * FE_{ry} = 1,859,623,869 \text{ t-m/rad}$$

$$K_{rz e} = K_z * FE_{rz} = 1,768,852,993 \text{ t-m/rad}$$

**\* Amortiguamientos críticos**

Para el cálculo de los amortiguamientos críticos, se emplearon las frecuencias de excitación registradas en sótano centro y las rigideces con el edificio empotrado.

$\omega_{ex} =$	5.03	rad/seg	$\omega_{ey} =$	6.28	rad/seg	$\omega_{ez} =$	5.22	rad/seg
$\xi_y = C_y \omega_{ey} / (2K_{y e}) =$		18.5%						
$\xi_x = C_x \omega_{ex} / (2K_{x e}) =$		16.4%						
$\xi_{rx} = C_{rx} \omega_{ex} / (2K_{rx e}) =$		1.5%						
$\xi_{ry} = C_{ry} \omega_{ey} / (2K_{ry e}) =$		2.1%						
$\xi_{rz} = C_{rz} \omega_{ey} / (2K_{rz e}) =$		1.8%						

**Tabla 4.2 Cálculo de rigideces estáticas. Ecuaciones Wolf<sup>d</sup>**

**DATOS:**

B =	15.05	m	$\nu =$	0.45
L =	39.775	m	L/B =	2.643
D =	6	m	B/L =	0.378
G =	6430	ton/m <sup>2</sup>	D/B =	0.399

**1.- Dirección horizontal y (dir. corta)**

$$K_y = [G B / (2-\nu)] * [6.8 * (L/B)^{0.65} + 0.8 * (L/B) + 1.6] * \{ 1 + [0.33 + 1.34 / (1 + L/B)] (D/B)^{0.8} \} = 1.37E+06 \text{ t/m}$$

**2.- Dirección horizontal x (dir. larga)**

$$K_x = [G B / (2-\nu)] * [6.8 * (L/B)^{0.65} + 2.4] * \{ 1 + [0.33 + 1.34 / (1 + L/B)] (D/B)^{0.8} \} = 1.27E+06 \text{ t/m}$$

**3.- Giro x (dirección corta)**

$$K_{rx} = [G B^3 / (1-\nu)] * [3.2 * (L/B) + 0.8] * \{ 1 + D/B + [1.6 / (0.35 + L/B)] * (D/B)^2 \} = 5.47E+08 \text{ m/rad}$$

**4.- Giro y (dirección larga)**

$$K_{ry} = [G B^3 / (1-\nu)] * [3.73 * (L/B)^{2.4} + 0.27] * \{ 1 + D/B + [1.6 / (0.35 + (L/B)^4)] * (D/B)^2 \} = 2.17E+09 \text{ m/rad}$$

**5.- Giro z (torsional)**

$$K_{rz} = G B^3 * [4.25 * (L/B)^{2.45} + 4.06] * \{ 1 + (1.3 + 1.32 (B/L)) * (D/B)^{0.9} \} = 1.96E+09 \text{ m/rad}$$



**Tabla 4.3 Cálculo de rigidez estática. Cimentación circular equivalente<sup>32</sup>**

B =	15.05 m	I <sub>x</sub> =	180,783 m <sup>4</sup>
L =	39.78 m	I <sub>y</sub> =	1,262,716 m <sup>4</sup>
A =	2394 m <sup>2</sup>	J =	1,443,500 m <sup>4</sup>
D =	6 m	ν <sub>s</sub> =	0.45
G =	6,430 t/m <sup>2</sup>	H <sub>s</sub> =	21.8 m

Con el método de la cimentación circular equivalente:

$$R_h = (A/\pi)^{1/2} = 27.61 \text{ m}$$

$$R_r = (4 I/\pi)^{1/4} = 21.90 \text{ m}$$

$$K_h = 2,302,563 \text{ t/m}$$

$$K_r = 707,714,093 \text{ t-m/rad}$$

**Tabla 4.4 Comparación de rigideces**

	Dobry	Wolf	Cim. Circular
K <sub>ye</sub>	1,369,701	1,374,940	2,302,563
K <sub>xe</sub>	1,221,201	1,265,447	2,302,563
K <sub>rx e</sub>	482,640,819	547,347,933	707,714,093
K <sub>ry e</sub>	1,859,623,869	2,165,227,759	707,714,093
K <sub>rz e</sub>	1,768,852,993	1,959,060,633	-

Tabla 4.5a Interacción suelo-estructura en un modelo de 1gdl

Desplazamientos normalizados del modo 1, dirección X

$T_e = 1.11 \text{ s}$

PISO	VECTOR Y	Z <sub>i</sub>	m/g	Z <sub>i</sub> <sup>T</sup> M <sub>e</sub>	Z <sub>i</sub> <sup>T</sup> M <sub>i</sub> Z <sub>i</sub>	H <sub>i</sub>	Z <sub>i</sub> <sup>T</sup> M <sub>i</sub> H
P(1)=	0.00200	1.00	105.46	105.5	105.5	3.45	363.8
P(2)=	0.00297	1.49	190.86	284.3	423.5	4.65	1,322.1
P(3)=	0.00499	2.50	91.61	229.1	573.2	6.75	1,546.7
P(4)=	0.00638	3.20	234.99	751.6	2,403.7	7.95	5,975.0
P(5)=	0.00935	4.68	0.01	0.0	0.2	9.85	0.5
P(6)=	0.01258	6.30	256.97	1620.2	10,215.0	12.45	20,171.1
P(7)=	0.01578	7.91	257.96	2039.7	16,127.8	15.75	32,125.1
P(8)=	0.01897	9.51	249.7	2374.2	22,574.3	19.05	45,228.4
P(9)=	0.02220	11.12	249.4	2774.5	30,866.2	22.35	62,010.8
P(10)=	0.02535	12.70	242.07	3075.5	39,073.5	25.65	78,885.9
P(11)=	0.02843	14.25	296.8	4228.6	60,247.4	28.95	122,419.3
P(12)=	0.03198	16.03	158.1	2533.6	40,600.2	33.15	83,987.3
P(13)=	0.03215	16.11	40	644.5	10,385.9	34.7	22,365.7
P(14)=	0.03297	16.52	0.01	0.2	2.7	35.75	5.9
P(15)=	0.03578	17.93	26.7	478.7	8,583.8	38.4	18,383.5
P(16)=	0.03816	19.12	23.3	445.5	8,519.8	42	18,713.0
Σ =				21,586	250,702.9		513,503.9
				Z <sub>1</sub> <sup>T</sup> M <sub>e</sub> J	Z <sub>1</sub> <sup>T</sup> M <sub>e</sub> Z <sub>1</sub>		Z <sub>1</sub> <sup>T</sup> M <sub>e</sub> H

\* Cálculo de la masa, altura y rigidez equivalente para el sistema de 1 gdl

$M_e = (Z_1^T M_e J)^2 / (Z_1^T M_e Z_1) = 1,858.6 \text{ t-s}^2/\text{m}$

$M_i = 2423.9 \text{ t-s}^2/\text{m}$

Porcentaje de M<sub>e</sub> de M<sub>i</sub> = 0.77

$H_e = (Z_1^T M_e H) / (Z_1^T M_e J) = 23.79 \text{ m}$

$H_i = 42.0 \text{ m}$

Porcentaje de H<sub>e</sub> de H<sub>i</sub> = 0.57

Porcentaje de H<sub>e</sub> de H<sub>ex</sub> (33.05) = 0.72

$K_e = 4 \pi^2 M_e / T_e^2 = 59,551 \text{ t/m}$

\* Datos para el cálculo de amortiguamiento y rigidez del sistema

B =	15.05	m	G =	6,430	t/m <sup>2</sup>	v <sub>s</sub> =	0.45
L =	39.78	m	I <sub>x</sub> =	180,783	m <sup>4</sup>	V <sub>s</sub> =	210 m/s
A =	2394	m <sup>2</sup>	I <sub>y</sub> =	1,262,716	m <sup>4</sup>	R <sub>s</sub> =	27.61 m
D =	6	m	J =	1,443,500	m <sup>4</sup>	R <sub>r</sub> =	21.90 m
H <sub>1</sub> =	21.8	m					

\* Rigideces con ecuaciones de Dobry y Gazetas

$K_h = 2,302,600 \text{ t/m}$

$K_r = 707,714,000 \text{ t-m/rad}$

$\xi_a = 0.18 \text{ (obtenido de ecuaciones de Dobry y Gazetas)}$

$\xi_s = 0.05 \text{ (obtenido de H}(\omega) \text{ experimental azotea-sótano)}$

$\eta_h = \pi R_h / (2H_e) = 1.99$

$\eta_p = \pi R_r / (2H_e) * [2(1-\nu_s) / (1-2\nu_s)]^{1/2} = 5.23$

Ultima iteración:

$T_e' = 1.17 \text{ s}$

$\omega = 5.37 \text{ rad/s}$

$\eta_h = \omega R_h / \beta_h = 0.71$

$k_h = 1$

$\eta_r = \omega R_r / \beta_r = 0.56$

$k_r = 1 - 0.2\eta_r = 0.888$

$\eta_h = \eta_h / \eta_s = 0.35$

$C_b = 0.040$

$\eta_p = \eta_r / \eta_p = 0.11$

$C_r = 0.009$

$K_h^d = K_h (k_h - 2 \xi_a \eta_h C_h) = 2,281,601 \text{ t/m}$

$K_r^d = K_r (k_r - 2 \xi_s \eta_r C_r) = 627,336,622 \text{ t-m/rad}$

$T_h = 2\pi (M_e / K_h)^{1/2} = 0.18 \text{ s}$

$T_r = 2\pi [M_e (H_e + D)^2 / K_r]^{1/2} = 0.32 \text{ s}$

$T_e' = (T_e^2 + T_h^2 + T_r^2)^{1/2} = 1.17 \text{ s}$

Cálculo del amortiguamiento

$\omega_e^1 C_h = K_{ho} (\eta_h C_h + 2 \xi_a k_h) = 802,455 \text{ t/m}$

$\omega_e^1 C_r = K_{ro} (\eta_r C_r + 2 \xi_s k_r) = 204,518,130 \text{ t-m/rad}$

$\xi_h = \omega_e^1 C_h / (2K_h) = 0.1759$

$\xi_r = \omega_e^1 C_r / (2K_r) = 0.1630$

$\xi_a^1 = \xi_a (T_e / T_e')^3 + \xi / (1 + 2\xi_h^2) * (T_h / T_e')^2 + \xi_r / (1 + 2\xi_r^2) * (T_r / T_e')^2$

$\xi_a^1 = 0.0584$

Al considerar la rigidez de cimentaciones rectangulares:

$\xi_a^1 = 0.0682$

Tabla 4.5b Interacción suelo-estructura en un modelo de IgdI

Desplazamientos normalizados del modo 1, dirección Y

$T_c = 1.37 \text{ s}$

PISO	VECTOR Y	Z <sub>i</sub>	m/g	Z <sub>i</sub> <sup>T</sup> M <sub>c</sub>	Z <sub>i</sub> <sup>T</sup> M <sub>i</sub> Z <sub>i</sub>	H <sub>i</sub>	Z <sub>i</sub> <sup>T</sup> M <sub>i</sub> H
P(1)=	0.00170	1.00	105.46	105.5	105.5	3.45	363.8
P(2)=	0.00295	1.73	190.86	330.4	572.1	4.65	1,536.5
P(3)=	0.00448	2.63	91.61	240.9	633.7	6.75	1,626.4
P(4)=	0.00607	3.56	234.99	837.6	2,985.7	7.95	6,659.1
P(5)=	0.00834	4.90	0.01	0.0	0.2	9.85	0.5
P(6)=	0.01177	6.91	256.97	1776.3	12,278.3	12.45	22,114.6
P(7)=	0.01550	9.11	257.96	2348.9	21,387.6	15.75	36,994.6
P(8)=	0.01898	11.14	249.7	2782.7	31,009.9	19.05	53,009.6
P(9)=	0.02228	13.08	249.4	3262.6	42,680.0	22.35	72,918.5
P(10)=	0.02531	14.86	242.07	3598.2	53,485.9	25.65	92,294.8
P(11)=	0.02802	16.46	296.8	4884.0	80,368.4	28.95	141,391.5
P(12)=	0.03258	19.13	158.1	3024.5	57,861.1	33.15	100,263.5
P(13)=	0.03264	19.17	40	766.8	14,700.4	34.7	26,608.7
P(14)=	0.03355	19.70	0.01	0.2	3.9	35.75	7.0
P(15)=	0.03618	21.25	26.7	567.3	12,055.5	38.4	21,786.1
P(16)=	0.03882	22.80	23.3	531.2	12,108.7	42	22,308.8
$\Sigma =$				25,057	342,236.8		599,884.0
				Z <sub>1</sub> <sup>T</sup> M <sub>c</sub> J	Z <sub>1</sub> <sup>T</sup> M <sub>c</sub> Z <sub>1</sub>		Z <sub>1</sub> <sup>T</sup> M <sub>c</sub> H

\* Cálculo de la masa, altura y rigidez equivalente para el sistema de IgdI

$M_c = (Z_1^T M_c J) / (Z_1^T M_c Z_1) = 1,834.6 \text{ t-s}^2/\text{m}$

$M_i = 2423.9 \text{ t-s}^2/\text{m}$

Porcentaje de M<sub>c</sub> de M<sub>i</sub> = 0.76

$H_c = (Z_1^T M_c H) / (Z_1^T M_c J) = 23.94 \text{ m}$

H<sub>i</sub> = 42.0 m

Porcentaje de H<sub>c</sub> de H<sub>i</sub> = 0.57

Porcentaje de H<sub>c</sub> de H<sub>eq</sub> (33.05) = 0.72

$K_c = 4 \pi^2 M_c / T_c^2 = 38,588 \text{ t/m}$

\* Datos para el cálculo de amortiguamiento y rigidez del sistema

B = 15.05 m	G = 6,430 t/m <sup>2</sup>	υ <sub>s</sub> = 0.45
L = 39.78 m	I <sub>x</sub> = 180,783 m <sup>4</sup>	V <sub>s</sub> = 210 m/s
A = 2394 m <sup>2</sup>	I <sub>y</sub> = 1,262,716 m <sup>4</sup>	R <sub>h</sub> = 27.61 m
D = 6 m	J = 1,443,500 m <sup>4</sup>	R <sub>r</sub> = 21.90 m
H <sub>i</sub> = 21.8 m		

\* Rigideces por el método de la cimentación circular equivalente:

$K_b = 2,302,600 \text{ t/m}$

$K_r = 707,714,000 \text{ t-m/rad}$

$\xi_s = 0.18$  (obtenido de ecuaciones de Dobry y Gazetas)

$\xi_e = 0.03$  (obtenido de H(ω) experimental azteca-sótano)

$\eta_s = \pi R_h / (2H_b) = 1.99$

$\eta_p = \pi R_r / (2H_b) [2(1-\nu_s) / (1-2\nu_s)]^{1/2} = 5.23$

Última iteración:

$T_e^* = 1.42 \text{ s}$        $\omega = 4.42 \text{ rad/s}$

$\eta_h = \omega R_r / \beta_s = 0.58$

$k_b = 1$

$\eta_r = \omega R_r / \beta_r = 0.46$

$k_r = 1 - 0.2\eta_r = 0.908$

$\eta_{hs} = \eta_h / \eta_s = 0.29$

$C_b = 0.036$

$\eta_{rp} = \eta_r / \eta_p = 0.09$

$C_r = 0.008$

$K_n^d = K_h (k_h - 2 \xi_s \eta_h C_h) = 2,285,147 \text{ t/m}$

$K_r^d = K_r (k_r - 2 \xi_s \eta_r C_r) = 641,451,627 \text{ t-m/rad}$

$T_n = 2\pi (M_n / K_n)^{1/2} = 0.18 \text{ s}$

$T_r = 2\pi [M_n (H_n + D)^2 / K_r]^{1/2} = 0.32 \text{ s}$

$T_e^* = (T_e^2 + T_n^2 + T_r^2)^{1/2} = 1.42 \text{ s}$

Cálculo del amortiguamiento

$\omega_e^* C_h = K_{ho} (\eta_h C_h + 2 \xi_s k_h) = 877,415 \text{ t/m}$

$\omega_e^* C_r = K_{ro} (\eta_r C_r + 2 \xi_s k_r) = 233,864,926 \text{ t-m/rad}$

$\xi_h = \omega_e^* C_h / (2K_n) = 0.1920$

$\xi_r = \omega_e^* C_r / (2K_r) = 0.1823$

$\xi_e^* = \xi_e (T_e / T_e^*)^3 + \xi / (1 + 2\xi_s^2) * (T_h / T_e^*)^2 + \xi_r / (1 + 2\xi_r^2) * (T_r / T_e^*)^2$

$\xi_e^* = 0.0385$

Al considerar la rigidez de cimentaciones rectangulares:

$\xi_e^* = 0.0425$

Tabla 4.6 Cálculo de la rigidez crítica

$h_i$	$W_i$	$P_i \cdot h_i$
44.73	275	12302
41.13	306	12592
38.48	1	38
37.43	470	17610
35.78	1857	66441
31.68	3573	113182
28.38	2854	81005
25.08	2878	72186
21.78	2869	62480
18.48	2926	54075
15.18	2890	43874
10.68	2093	22349
9.48	883	8374
7.38	2040	15058
6.18	1108	6848

$$A = 2395 \quad \text{m}^2$$

$$K_{r \text{ crit}} = \sum P_i h_i = 588,414 \quad \text{t-m/rad}$$

$$B = 14.92 \quad \text{m} \quad f_s = 2.64 \quad \text{ciclos/seg}$$

$$L = 39.69 \quad \text{m} \quad T_s = 0.38 \quad \text{seg/ciclo}$$

$$H_s = 21.8 \quad \text{m}$$

B y L = semi-base y semi-longitud, respectivamente

A = altura de entepiso se le sumó la altura del cajón de cimentación (2,73 m)

Según el RCDF:

$$G = 2 (H / T_s)^2 = 6,624 \quad \text{ton/m}^2$$

$$I_{\min} = 175,763 \quad \text{m}^4$$

$$R_r = (4 I / \text{PI})^{1/4} = 21.75 \quad \text{m}$$

Considerando terreno en zona de transición:

$$K_r = 7 G R_r^3 = 477,118,432 \quad \text{ton-m/rad}$$

$$\text{FS} = K_r / K_{r \text{ crit}} = 811$$

Con ecuaciones de Dobry y Gazetas:

$$K_r = 484,167,472 \quad \text{ton-m/rad}$$

$$\text{FS} = K_r / K_{r \text{ crit}} = 823$$

**Tabla 5.1 Matriz de Masas**

$\theta_x$	$V_{0y}$	$\theta_y$	$V_{0x}$	$\theta_{0z}$	$V_{ix\dots}$	$V_{iy\dots}$	$\theta_{iz\dots}$
$\sum_0^n J_{ix} + \sum_0^n m_i h_i^2$	$\sum_1^n m_i h_i$	0	0	0	0...0	$m_1 h_{1\dots}$	0...0
$\sum_0^n m_i h_i$	$\sum_1^n m_i$	0	0	0	$m_1 h_{1\dots}$	$m_1 \dots m_n$	0...0
0	0	$\sum_0^n J_{iy} + \sum_0^n m_i h_i^2$	$\sum_1^n m_i h_i$	0	$m_1 h_{1\dots}$	0...0	0...0
0	0	$\sum_0^n m_i h_i$	$\sum_1^n m_i$	0	$m_1 \dots m_n$	0...0	0...0
0	0	0	0	$\sum_0^n J_{iz}$	0...0	0...0	$J_{1z\dots J_{nz}}$
0	0	$m_1 h_{11}$	$m_1$	0	$m_1$		
.	.	.	$m_n$	.	$m_n$		
0	0	.	.	0	.		
$m_1 h_{11}$	$m_1$	0	0	0		$m_1$	
.	$m_n$	.	.	.		$m_n$	
.	.	0	0	0			
0	0	0	0	0	$J_{iz}$		$J_{1z}$
.	.	.	.	.	.		$J_{nz}$
.	.	.	.	.	.		
0	0	0	0	0	.		

**Tabla 5.2 Matriz de Rigidez**

$K_{rx}$	0	0	0	0	0	0	0	$\theta_x$
0	$K_{y0}$	0	0	0	0	0	0	$v_{0y}$
0	0	$K_{ry}$	0	0	0	0	0	$\theta_y$
0	0	0	$K_{x0}$	0	0	0	0	$v_{0x}$
0	0	0	0	$K_{rz}$	0	0	0	$\theta_{0z}$
0	0	0	0	0	$[K_{xy}]$	$[K_{xy}]$	$[K_{xr}]$	$v_{ix}$
0	0	0	0	0	$[K_{yx}]$	$[K_y]$	$[K_{yr}]$	$v_{iy}$
0	0	0	0	0	$[K_{xr}]$	$[K_{yr}]$	$[K_r]$	$v_{iz}$

Tabla 5.3 Cargas Gravitacionales

ENTREPIS	ALT	Wmuerta básica (kg/m <sup>2</sup> )	Wmuros (kg/m <sup>2</sup> )	Wcol (kg/m <sup>2</sup> )	Wmuerta total (kg/m <sup>2</sup> )	W viva total (kg/m <sup>2</sup> )	W viva sísmica (kg/m <sup>2</sup> )	W total serv (kg/m <sup>2</sup> )	W total sísmica (kg/m <sup>2</sup> )	Wvs lineal (* 6.9 m) (kg/m <sup>2</sup> )
16	3.6	772		20	792	100	5	892	797	5499
15	2.65	772		20	792	250	120	1042	912	6293
14	1.05	90		0	90	0	0	90	90	621
13	1.65	772		20	792	100	10	892	802	5534
12	4.1	772		20	792	100	10	892	802	5534
11	3.3	746	380	20	1146	250	50	1396	1196	8252
10	3.3	667	235	20	922	250	50	1172	972	6705
9	3.3	667	245	40	952	250	50	1202	1002	6913
8	3.3	667	241	45	953	250	50	1203	1003	6920
7	3.3	667	265	55	987	250	50	1237	1037	7154
6	2.6	667	250	66	983	250	50	1233	1033	7126
5	1.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	1.2	802	380	78	1260	250	50	1510	1310	9037
3	2.1	802	380	108	1290	250	50	1540	1340	9248
2	1.2	802	240	115	1157	250	50	1407	1207	8328
1	3.45	802	240	79	1121	250	50	1371	1171	8082

## NOTAS:

A = 2394.55 m<sup>2</sup>

Los niveles corresponden al modelo del programa TESCOSE

El nivel 5 corresponde al mezzanine

**ESTA TESIS NO SALE  
DE LA BIBLIOTECA**

Fig. 2.1 Ubicación del edificio

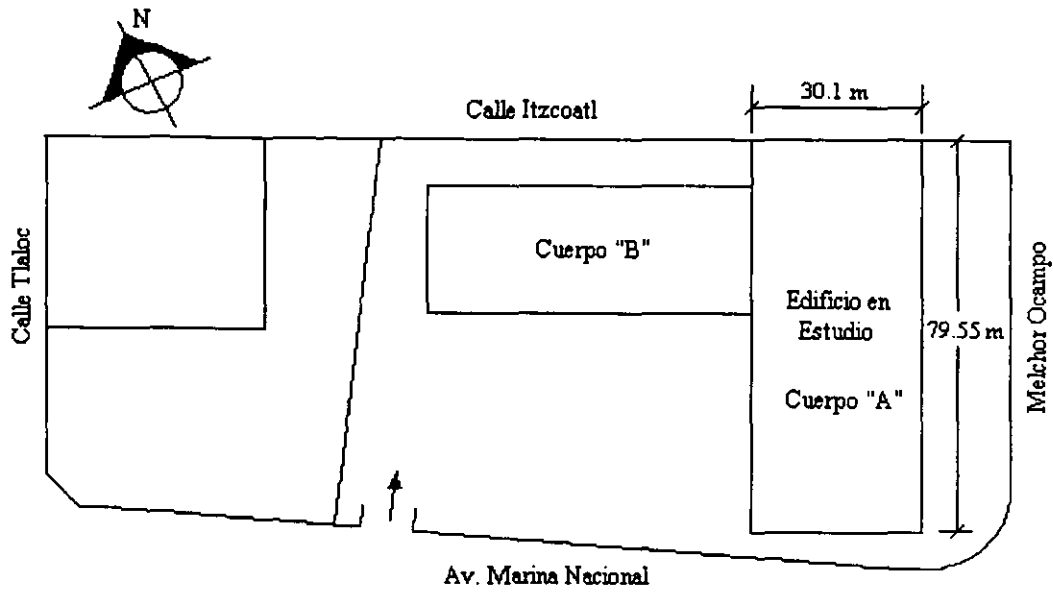


Fig. 2.2 Planta y elevaciones del edificio

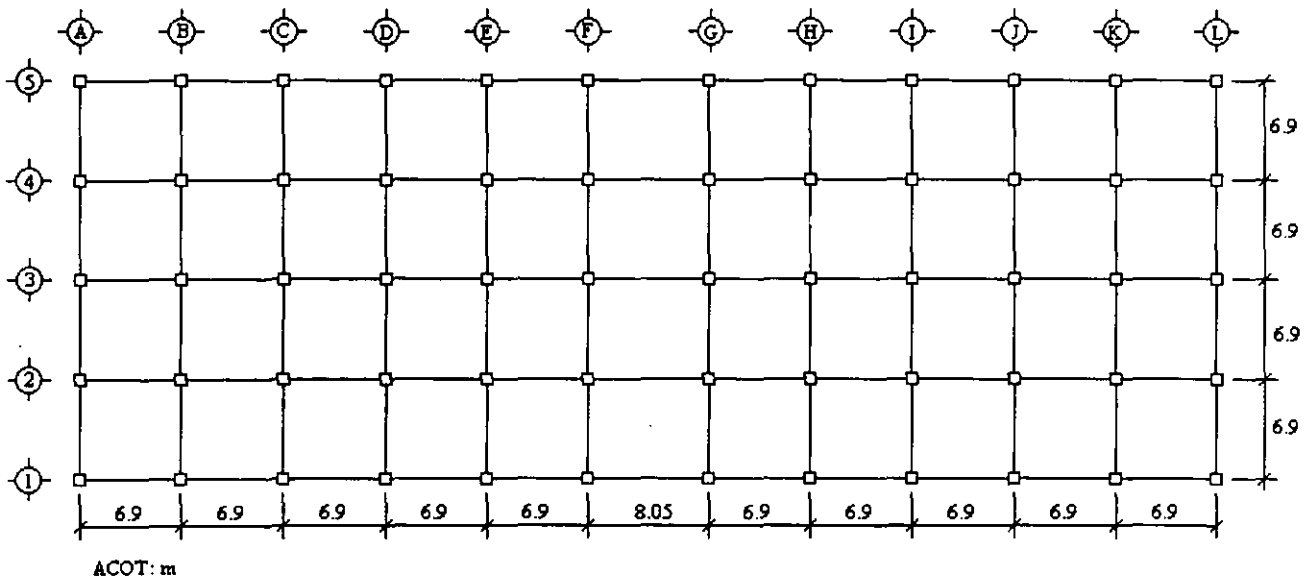


Fig. 2.2 Planta y elevaciones del edificio

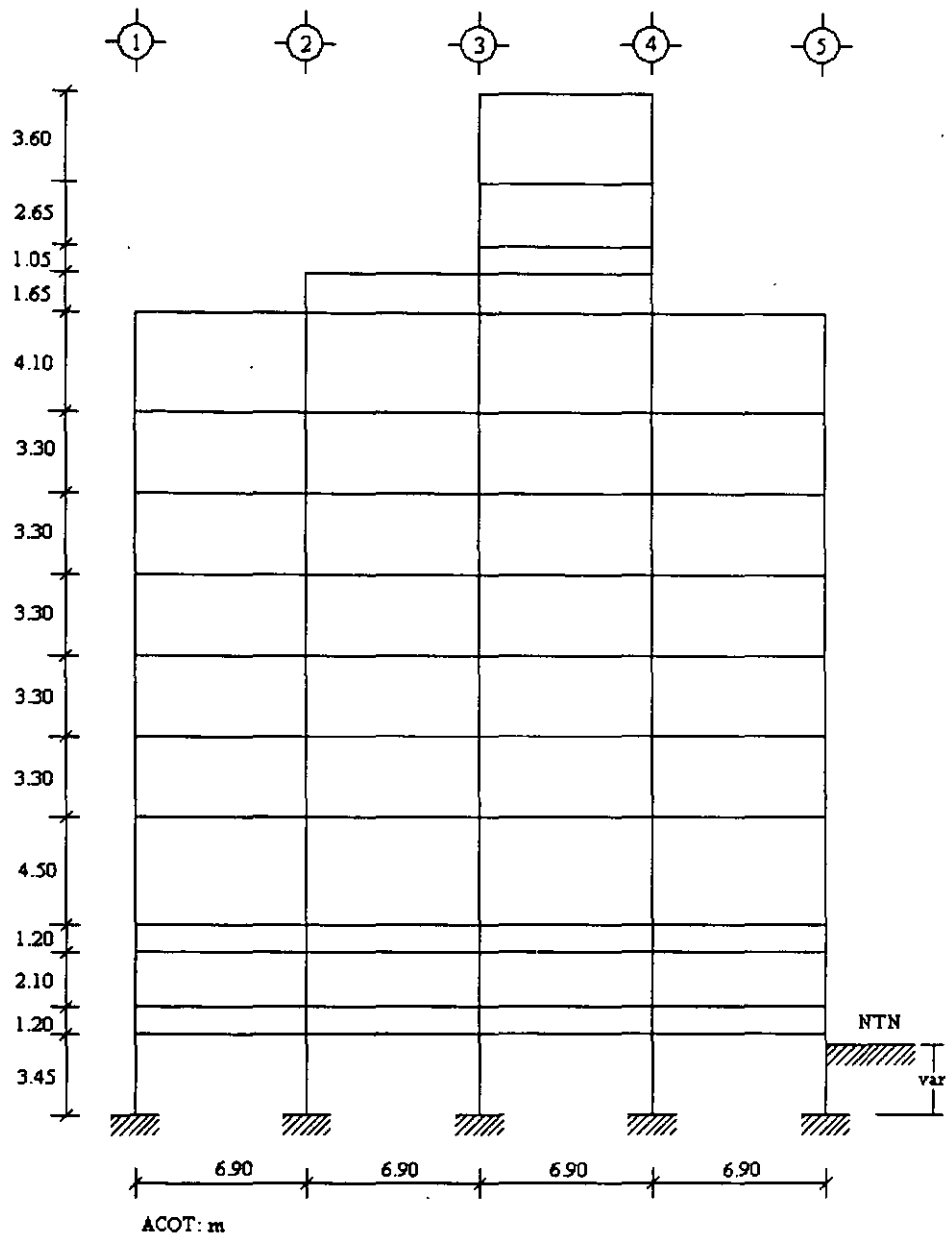
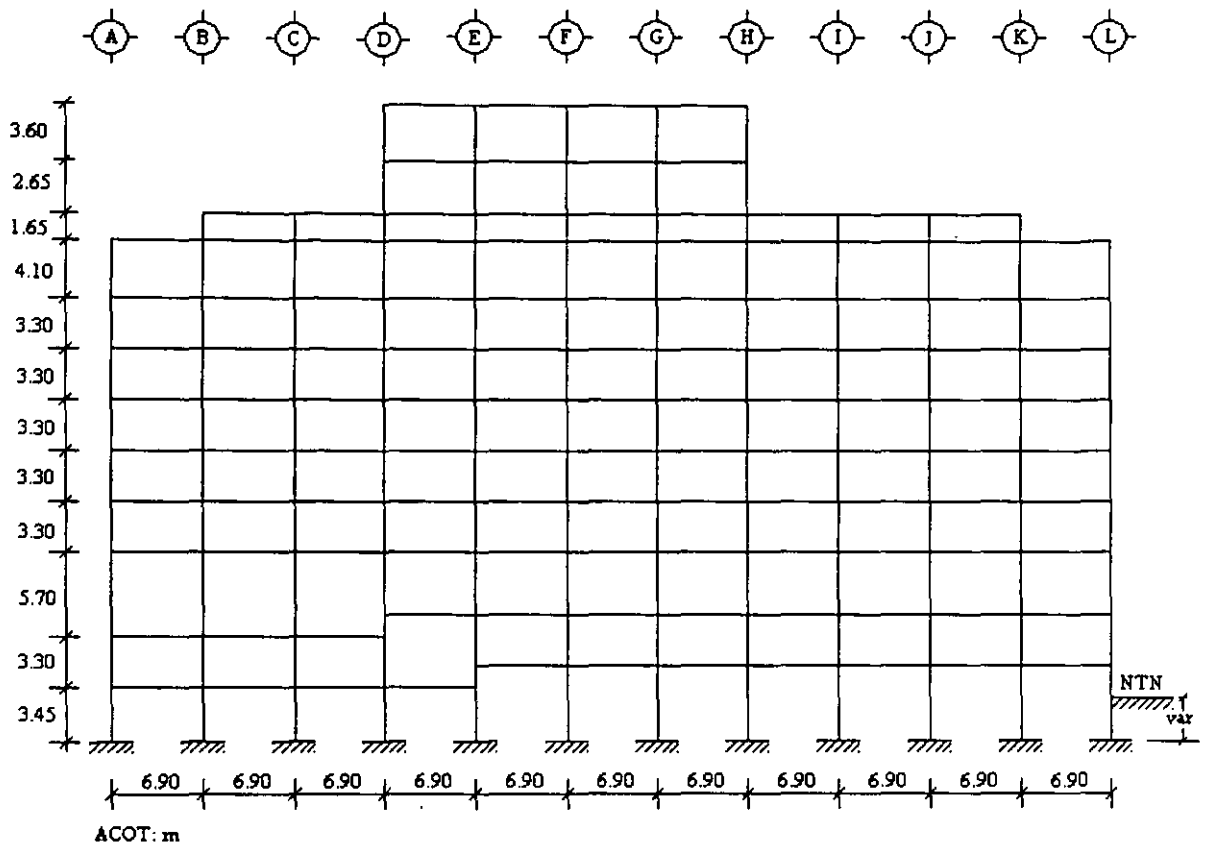




Fig. 2.2 Planta y elevaciones del edificio



**Fig 2.3 Relación Módulo - Resistencia del Concreto**

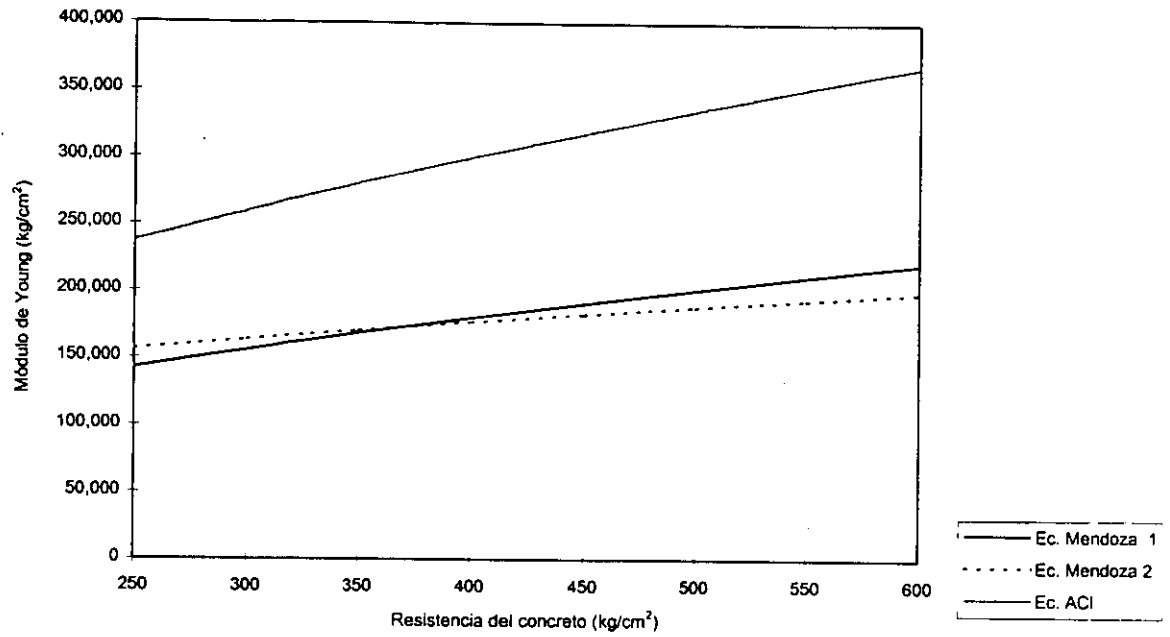
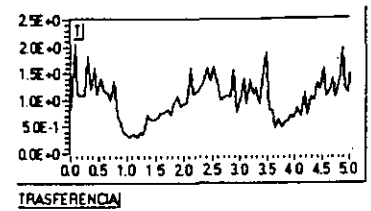
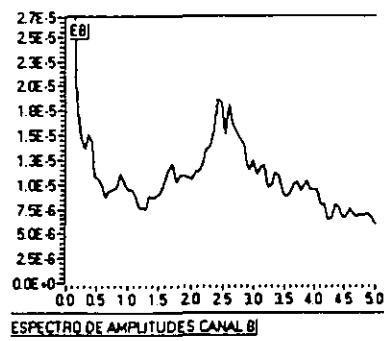
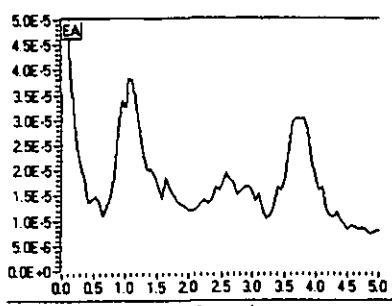


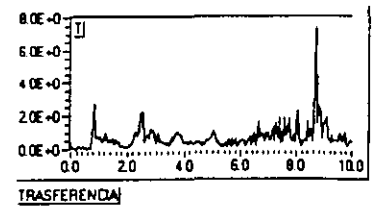
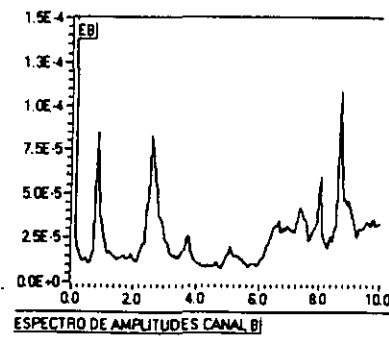
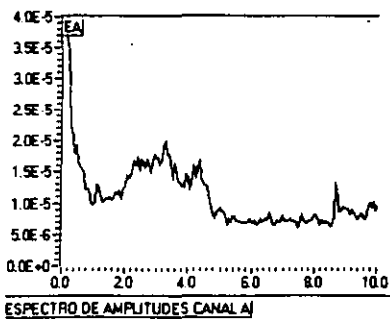
Fig. 2.4a

Pruebas de vibración ambiental

Canal A: 3F – Azotea  
 Canal B: 3F – Sótano  
 Dirección: Sur



Canal A: 3F – Nivel I  
 Canal B: 3F – Azotea  
 Dirección: Este



Canal A: 3A – Azotea  
 Canal B: 3L – Azotea  
 Dirección: Canal A (este) / Canal B (oeste)

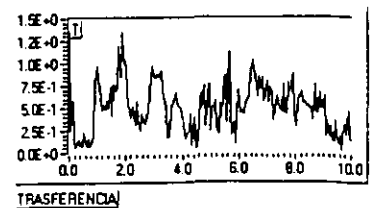
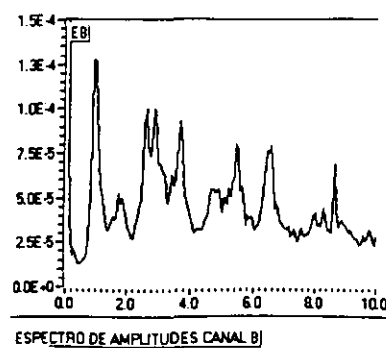
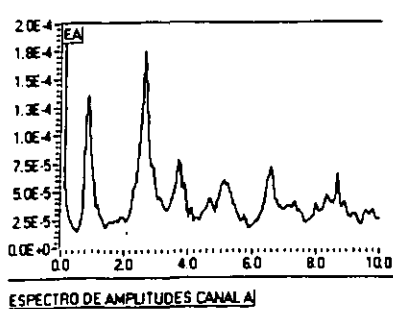
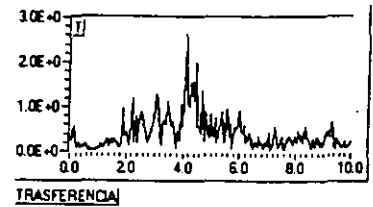
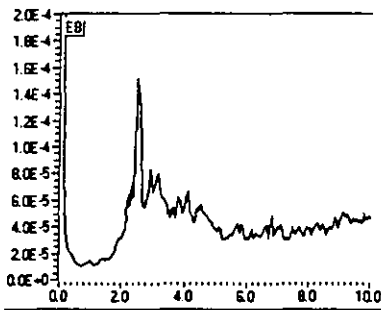
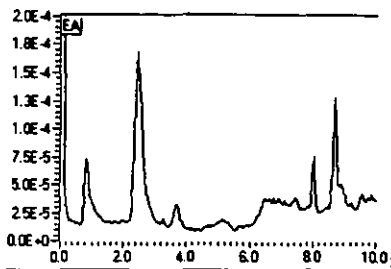


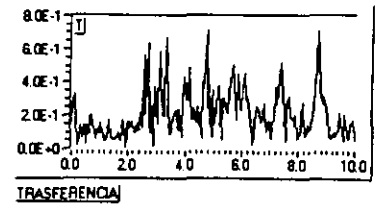
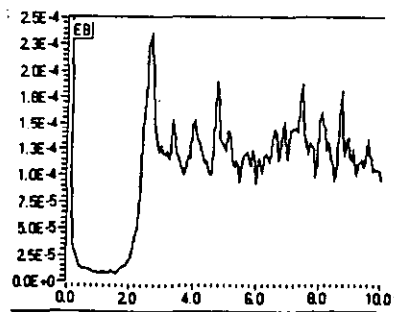
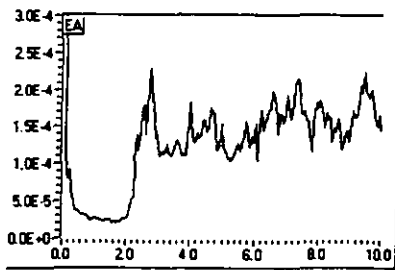
Fig. 2.4b

Pruebas de vibración ambiental

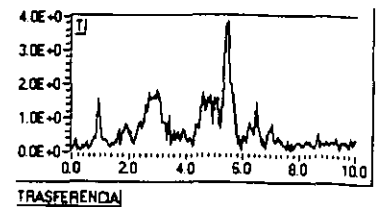
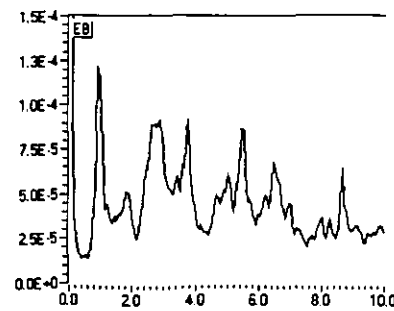
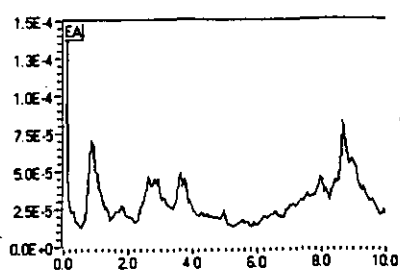
Canal A: 3F – Azotea  
 Canal B: Terreno Libre  
 Dirección: Sur



Canal A: 3A – Azotea  
 Canal B: 3L – Azotea  
 Dirección: Vertical



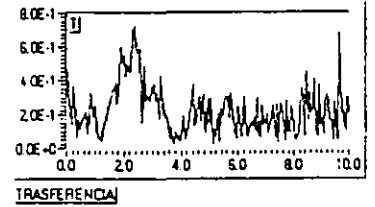
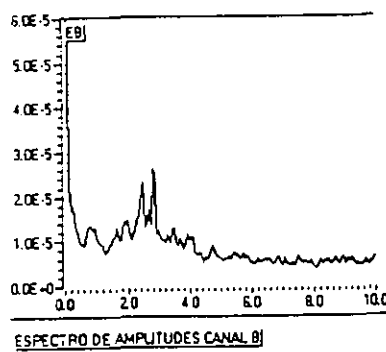
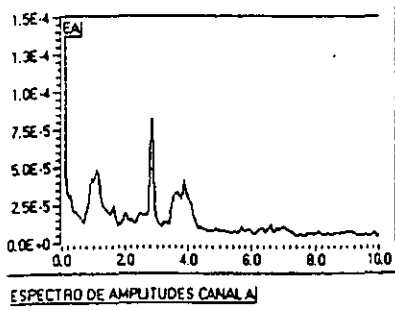
Canal A: 3A – Azotea  
 Canal B: 3L – Azotea  
 Dirección: Canal A (norte) / Canal B (oeste)



**Fig. 2.5 Pruebas de vibración forzada**

Canal A: 3F-Azotea  
 Canal B: 3F-Sótano  
 Dirección: Norte

Frecuencia: 2.88 Hz



Canal A: 3F-Azotea  
 Canal B: 3F-Sótano  
 Dirección: Norte

Frecuencia: 2.72 Hz

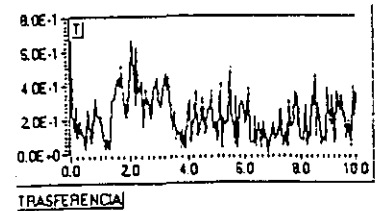
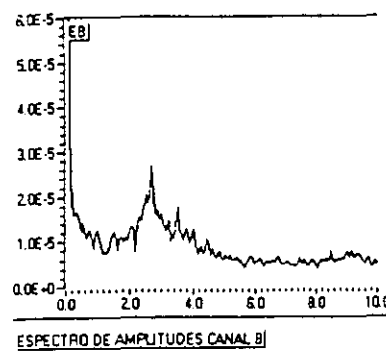
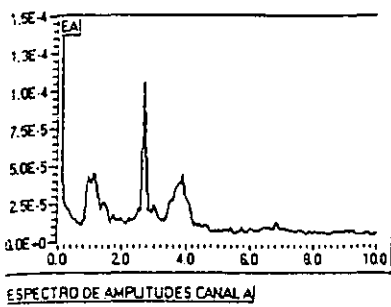
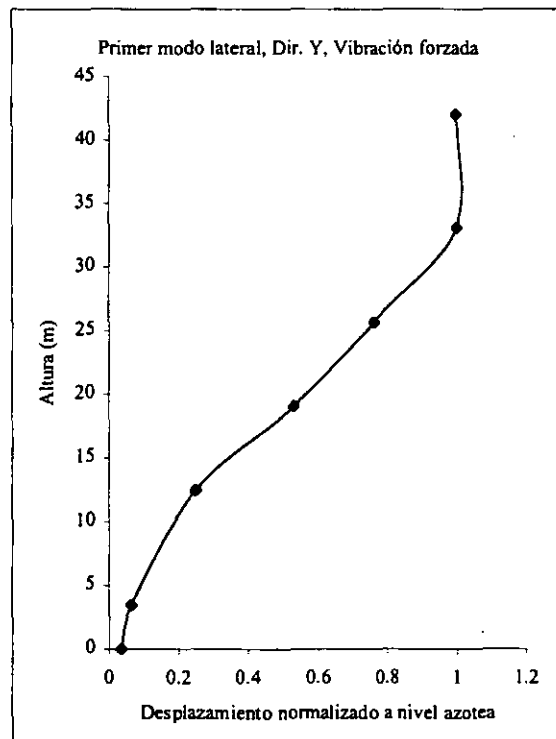
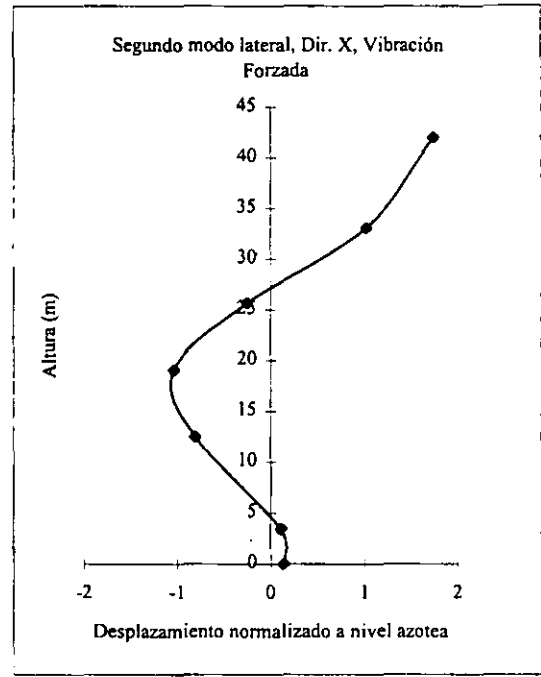
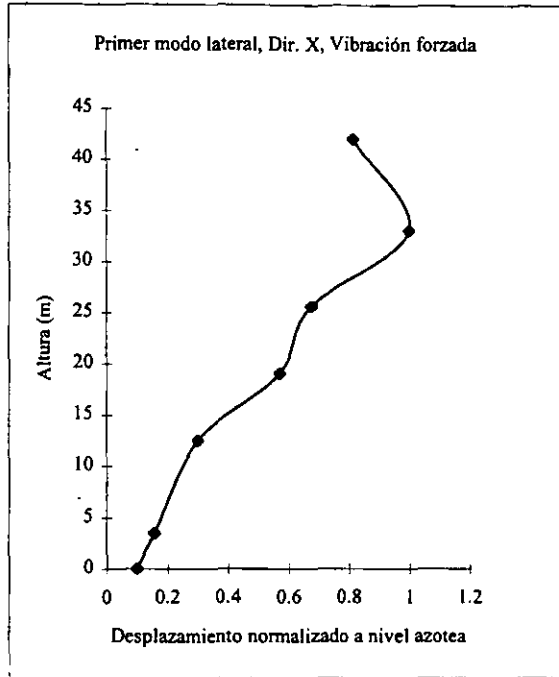
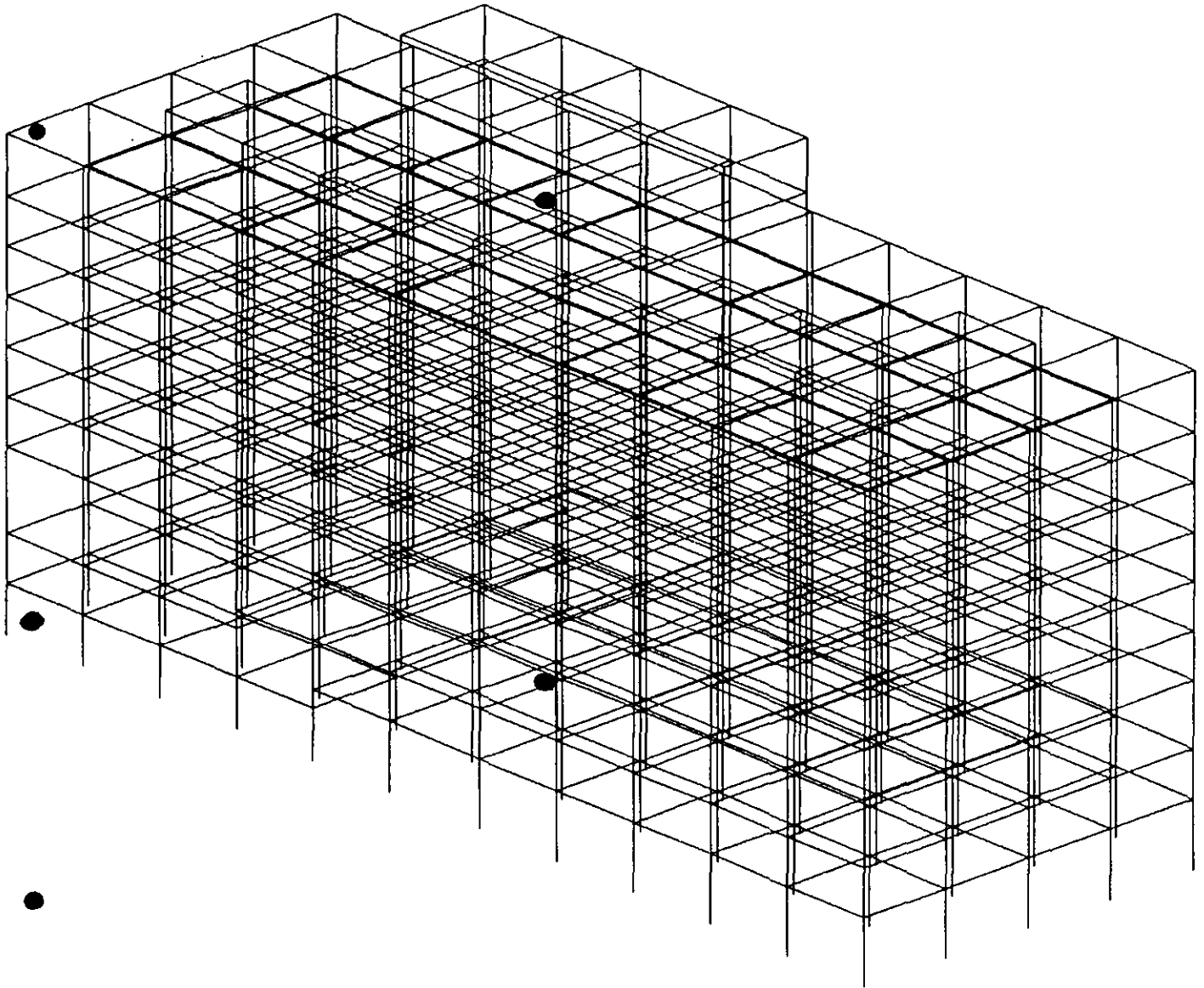


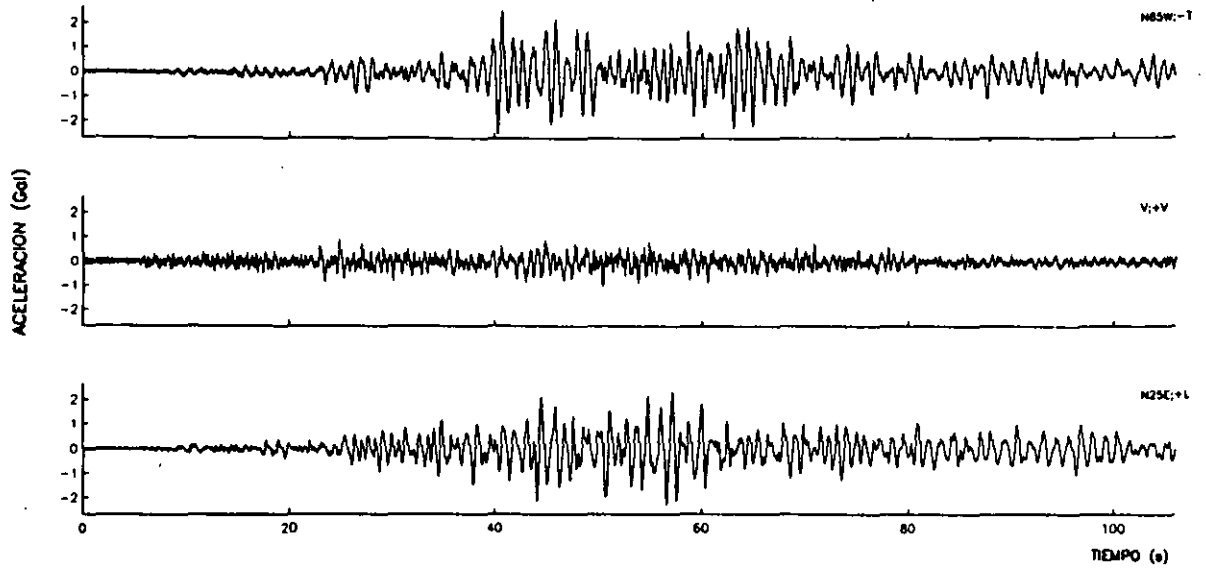
Fig. 2.6 Modos laterales de pruebas de vibración forzada



**Fig. 2.7**      **Ubicación de acelerómetros permanentes**

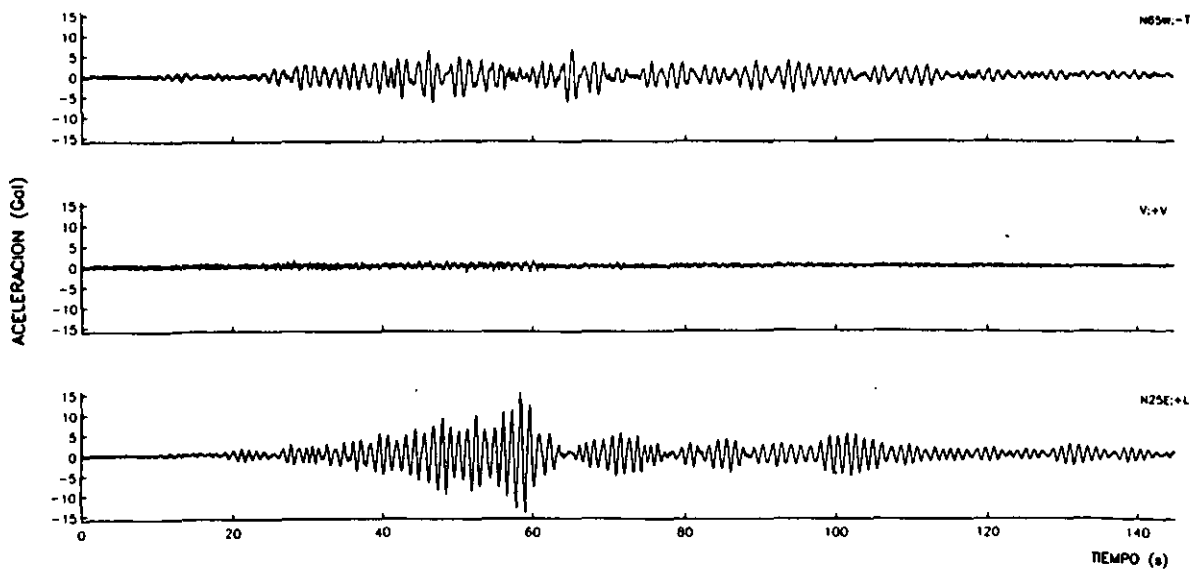


**Fig. 2.8 Registro de aceleraciones, sismo 20-abril-98**



**Sótano Centro**

Max. Acel. (N65W;-T): 2.56 gal    Max. Acel. (V;+V): -1.05 gal    Max. Acel. (N25W;-L): 2.36 gal

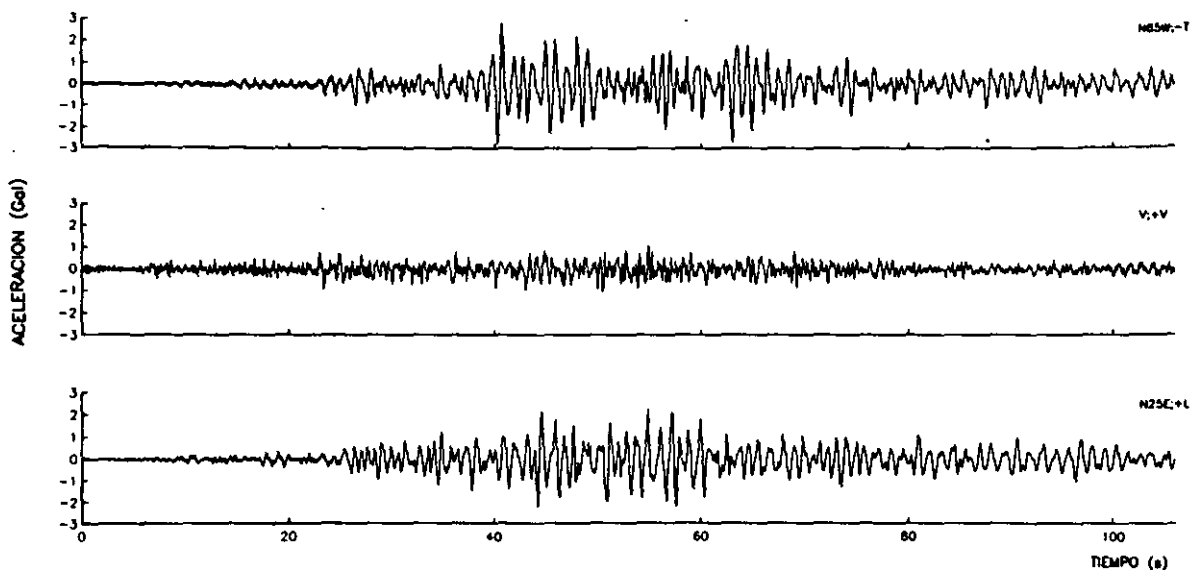


**Azotea Centro**

Max. Acel. (N65W;-T): 6.81 gal    Max. Acel. (V;+V): -1.92 gal    Max. Acel. (N25W;-L): 15.42 gal

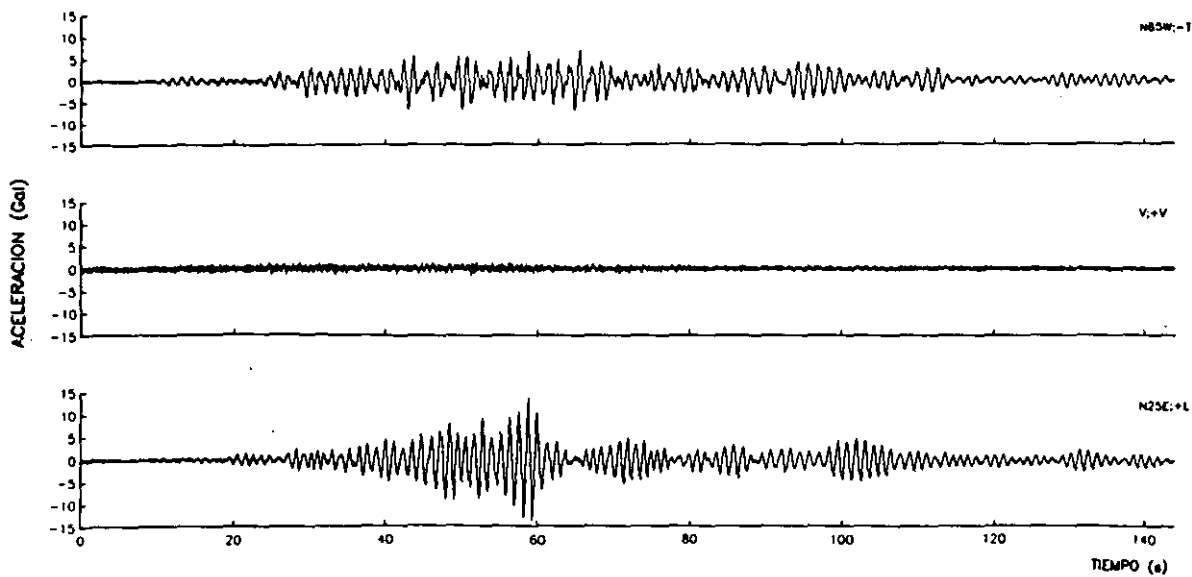


**Fig. 2.8 Registro de aceleraciones, sismo 20-abril-98**



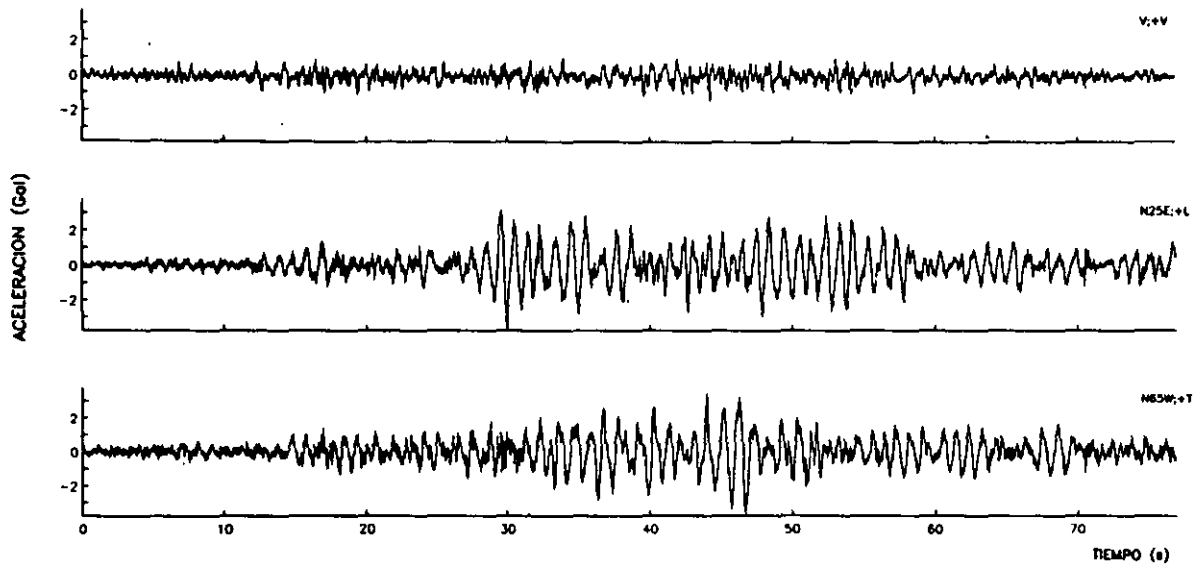
Sótano Sur-Este

Max. Acel. (N65W;-T): 2.86 gal    Max. Acel. (V;+V): 1.17 gal    Max. Acel. (N25E;+L): 2.26 gal



Azotea Sur-Este

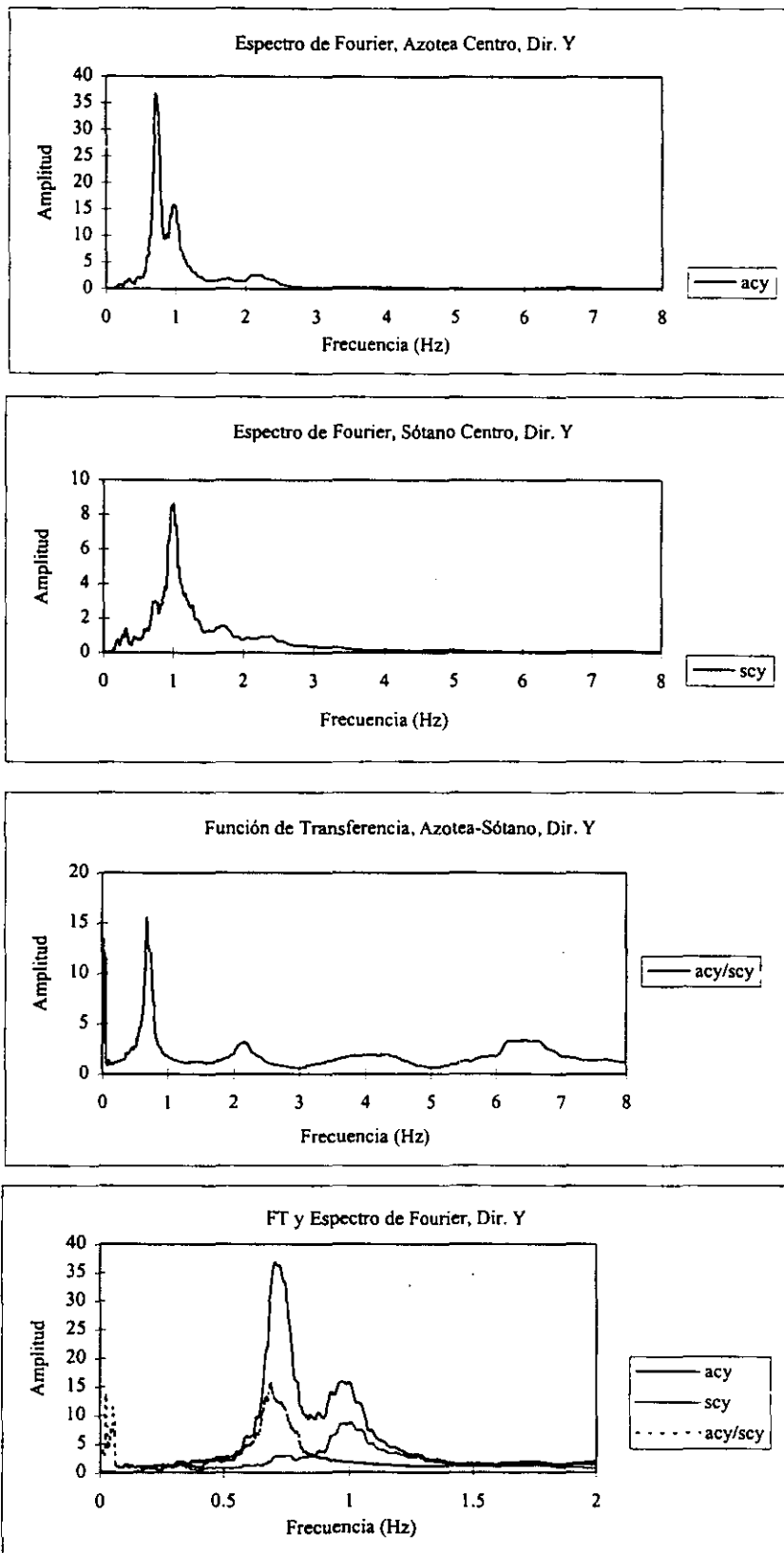
Max. Acel. (N65W;-T): 7.45 gal    Max. Acel. (V;+V): -1.77 gal    Max. Acel. (N25E;+L): 14.22 gal

**Figura 2.8 Registro de aceleraciones, sismo 20-abril-98**

Campo Libre

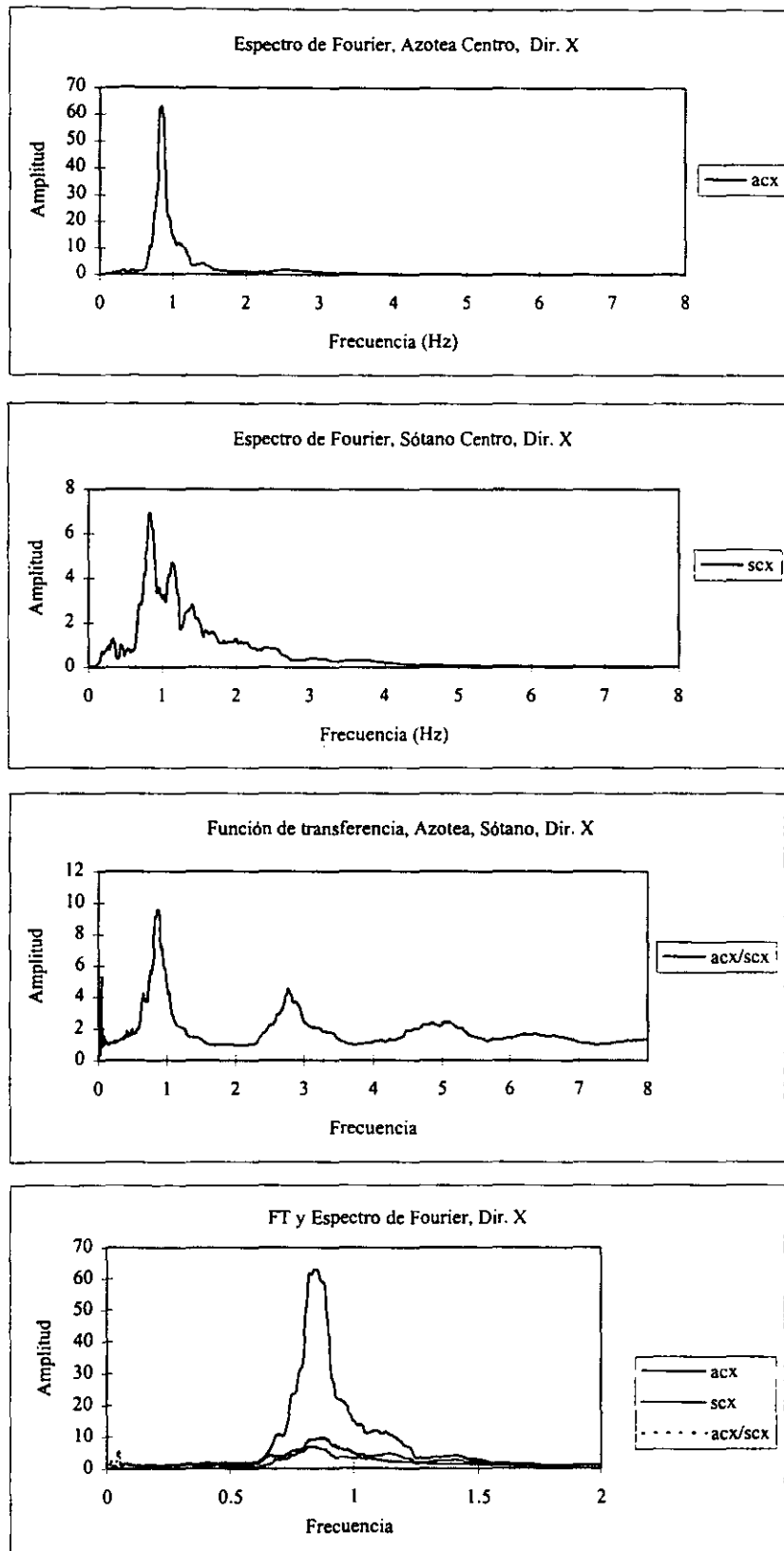
Max. Acel. (V;+V): -1.39 gal    Max. Acel. (N25W;-L): 3.53 gal    Max. Acel. (N65W;-T): -3.63 gal

Fig. 2.9a Espectros y FT de aceleraciones, registros de acelerómetros, sismo abr98



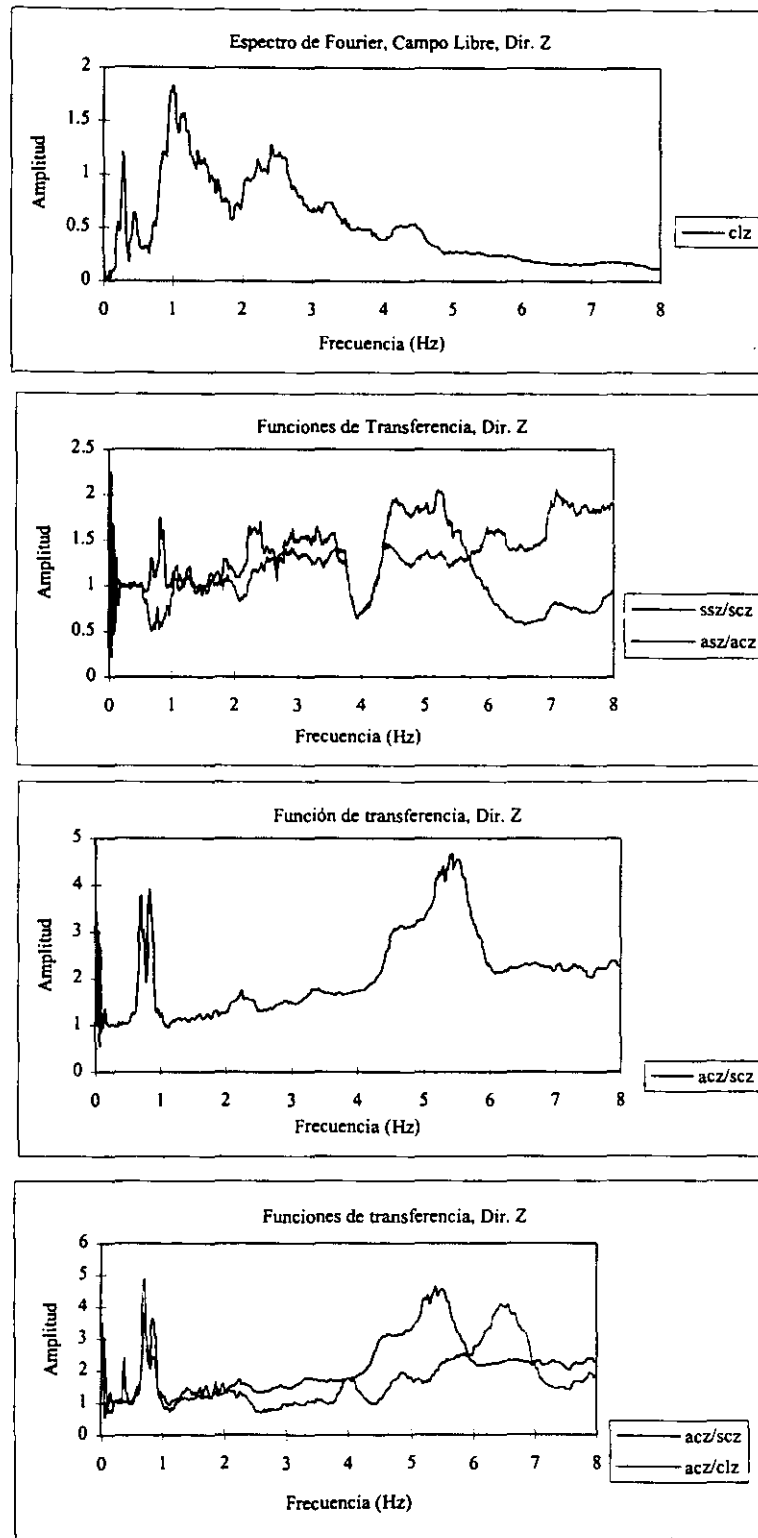
acy = espectro a partir de aceleraciones en azotea centro, dir. Y, registro de acelerómetro  
 scy = espectro a partir de aceleraciones en sótano centro en dir. Y, registro de acelerómetro

Fig. 2.9b Espectros y FT de aceleraciones, registros de acelerómetros, sismo abr98



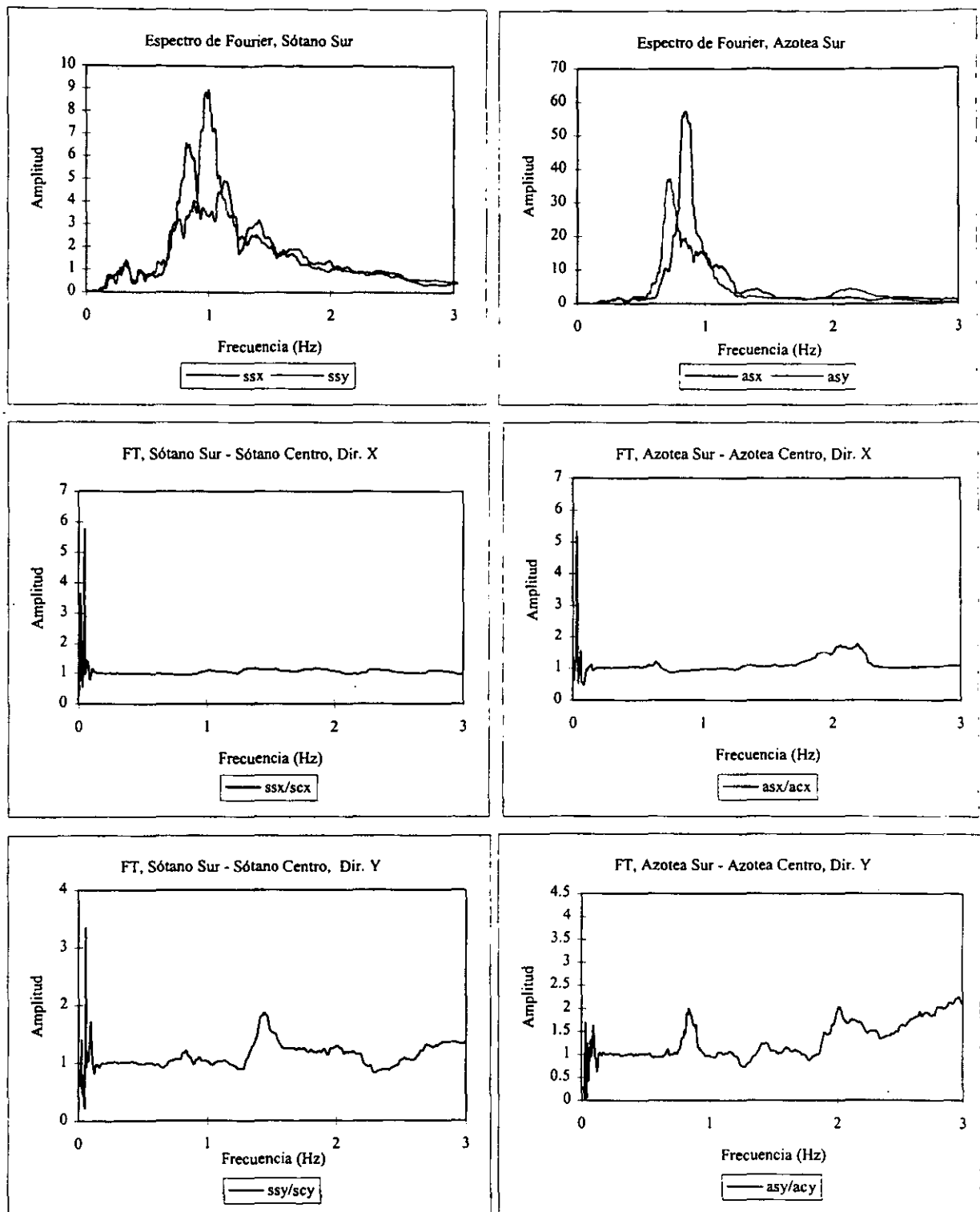
acx = espectro a partir de aceleraciones en azotea centro, dir. X, registro de acelerómetro  
 scx = espectro a partir de aceleraciones en sótano centro en dir. X, registro de acelerómetro

Fig. 2.9c Espectros y FT de aceleraciones, registros de acelerómetros, sismo abr98



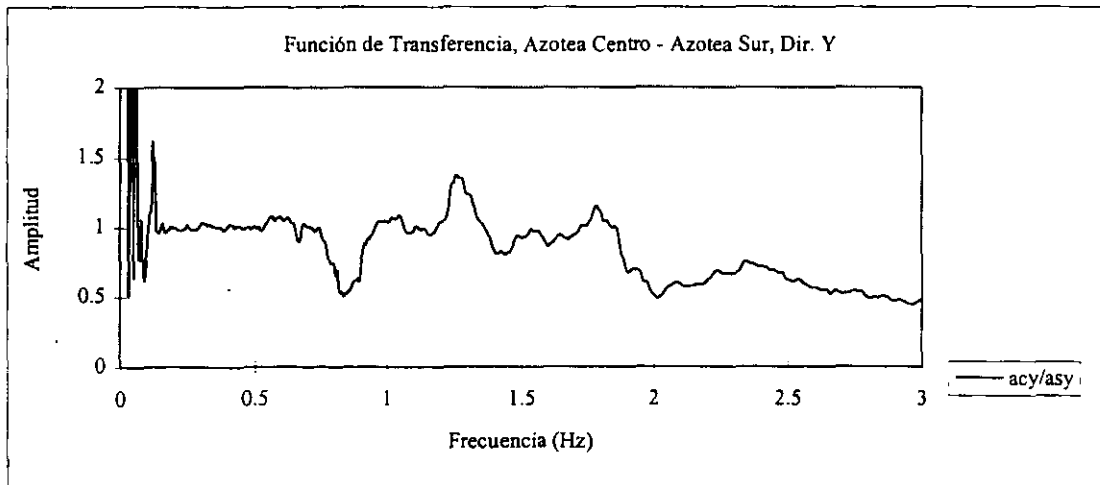
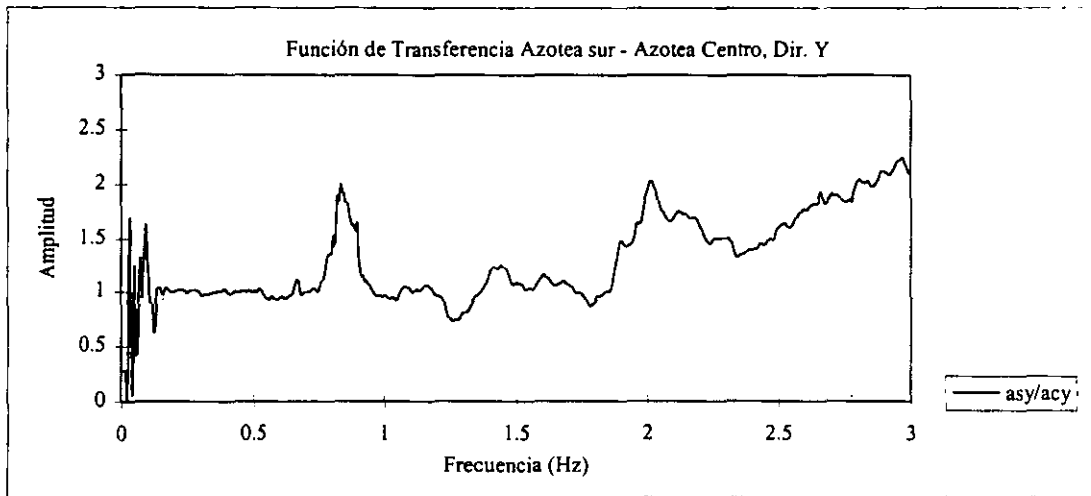
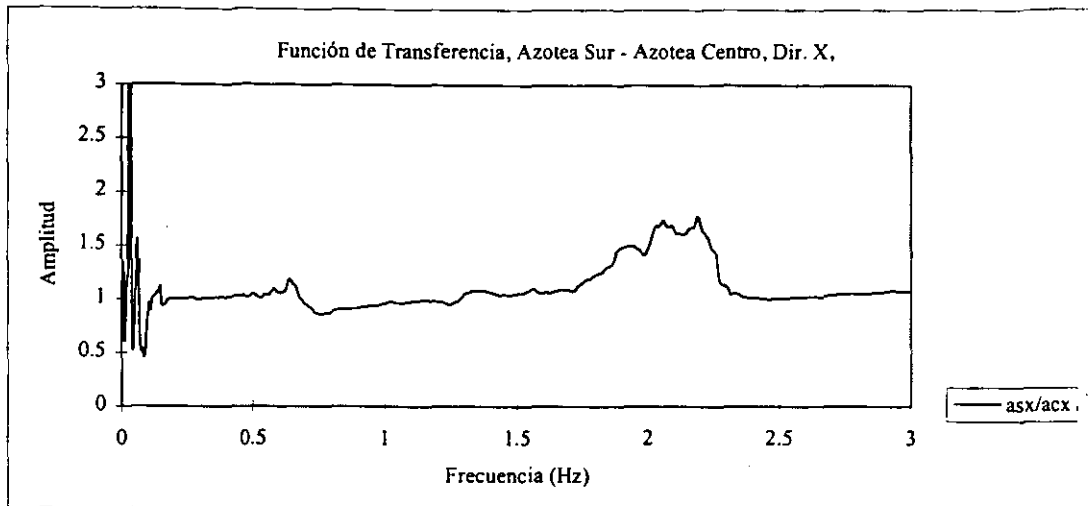
clz = espectro a partir de aceleraciones en campo libre, dir. Z, registro de acelerómetro  
 ssz = espectro a partir de aceleraciones en sótano sur en dir. Z, registro de acelerómetro  
 scz = espectro a partir de aceleraciones en sótano centro en dir. Z, registro de acelerómetro  
 asz = espectro a partir de aceleraciones en azotea sur en dir. Z, registro de acelerómetro  
 acz = espectro a partir de aceleraciones en azotea centro en dir. Z, registro de acelerómetro

Fig. 2.9d Espectros y FT de aceleraciones, registros de acelerómetros, sismo abr98



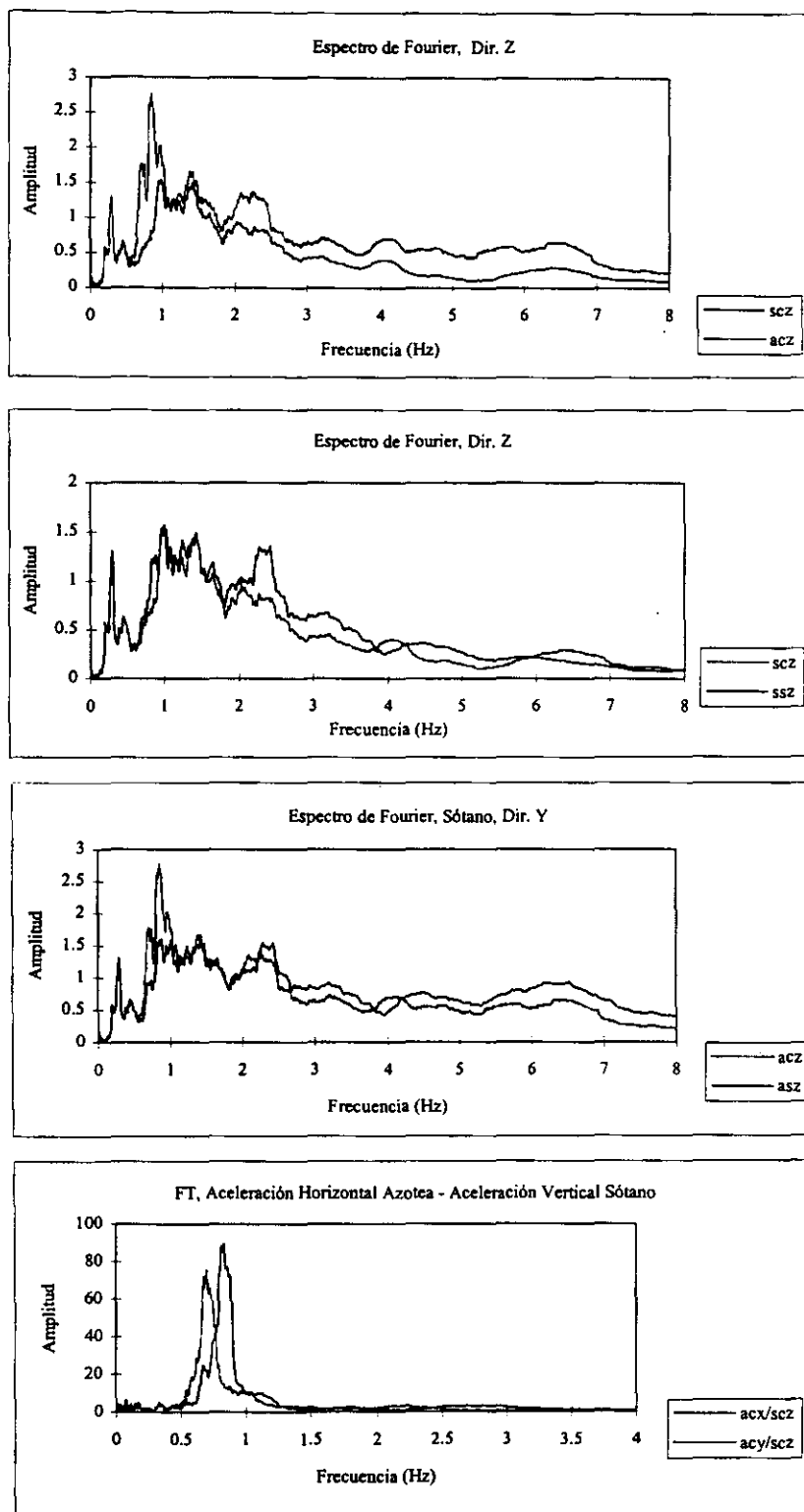
ssx = espectro a partir de aceleraciones en sótano sur en dir. X, registro de acelerómetro  
 ssy = espectro a partir de aceleraciones en sótano sur en dir. Y, registro de acelerómetro  
 acx = espectro a partir de aceleraciones en azotea centro en dir. X, registro de acelerómetro  
 acy = espectro a partir de aceleraciones en azotea centro en dir. Y, registro de acelerómetro  
 asx = espectro a partir de aceleraciones en azotea sur en dir. X, registro de acelerómetro  
 asy = espectro a partir de aceleraciones en azotea sur en dir. Y, registro de acelerómetro

Fig. 2.9e Espectros y FT de aceleraciones, registros de acelerómetros, sismo abr98



asx = espectro a partir de aceleraciones en azotea sur en dir. X, registro de acelerómetro  
 acx = espectro a partir de aceleraciones en azotea centro en dir. X, registro de acelerómetro  
 asy = espectro a partir de aceleraciones en azotea sur en dir. Y, registro de acelerómetro  
 acy = espectro a partir de aceleraciones en azotea centro en dir. Y, registro de acelerómetro

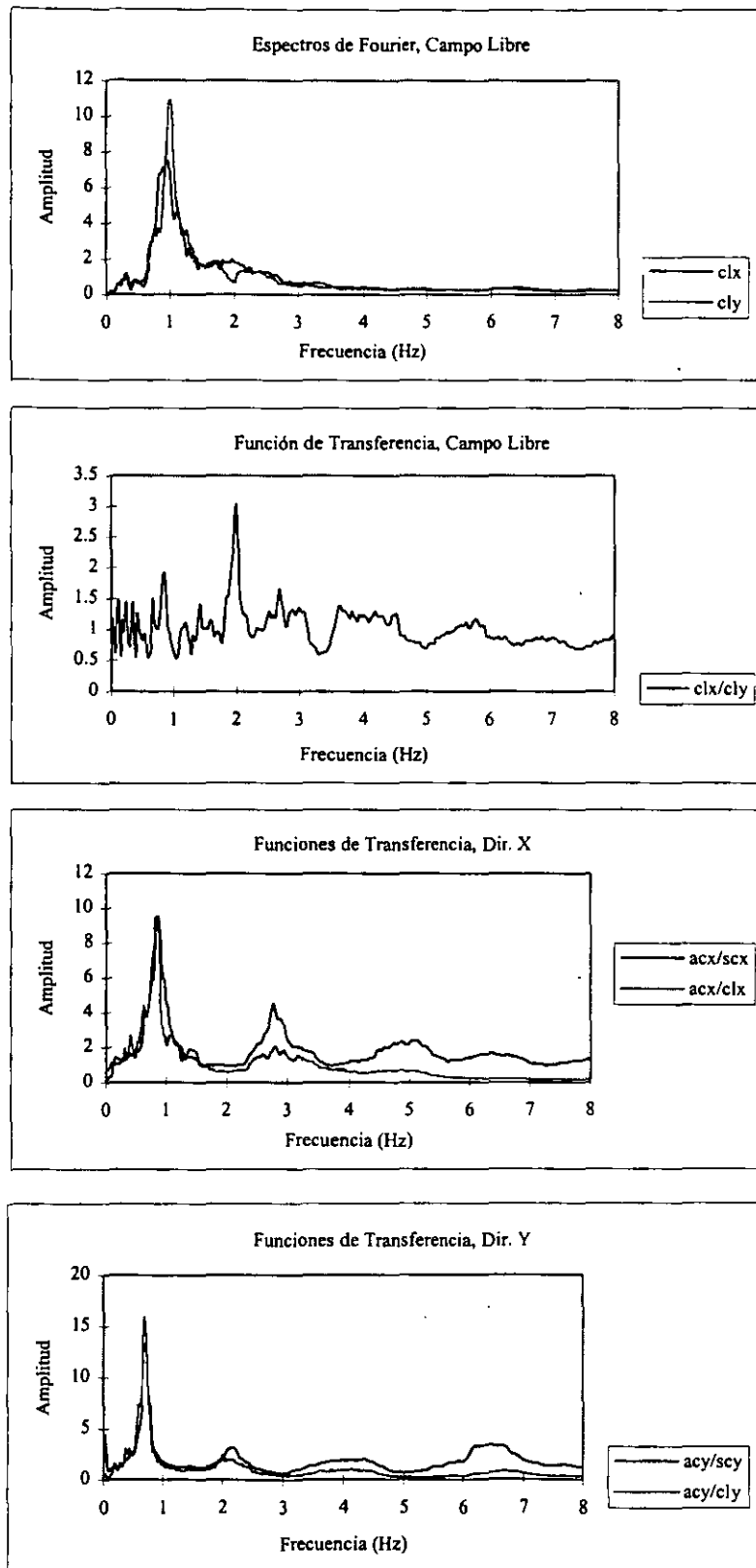
Fig. 2.9f Espectros y FT de aceleraciones, registros de acelerómetros, sismo abr98



scz = espectro a partir de aceleraciones en sótano centro en dir. Z, registro de acelerómetro  
 ssz = espectro a partir de aceleraciones en sótano sur en dir. Z, registro de acelerómetro  
 acz = espectro a partir de aceleraciones en azotea centro en dir. Z, registro de acelerómetro  
 asz = espectro a partir de aceleraciones en azotea sur en dir. Z, registro de acelerómetro  
 acx/acy = espectro a partir de aceleraciones en azotea centro en dir. X/Y, registro de acelerómetro

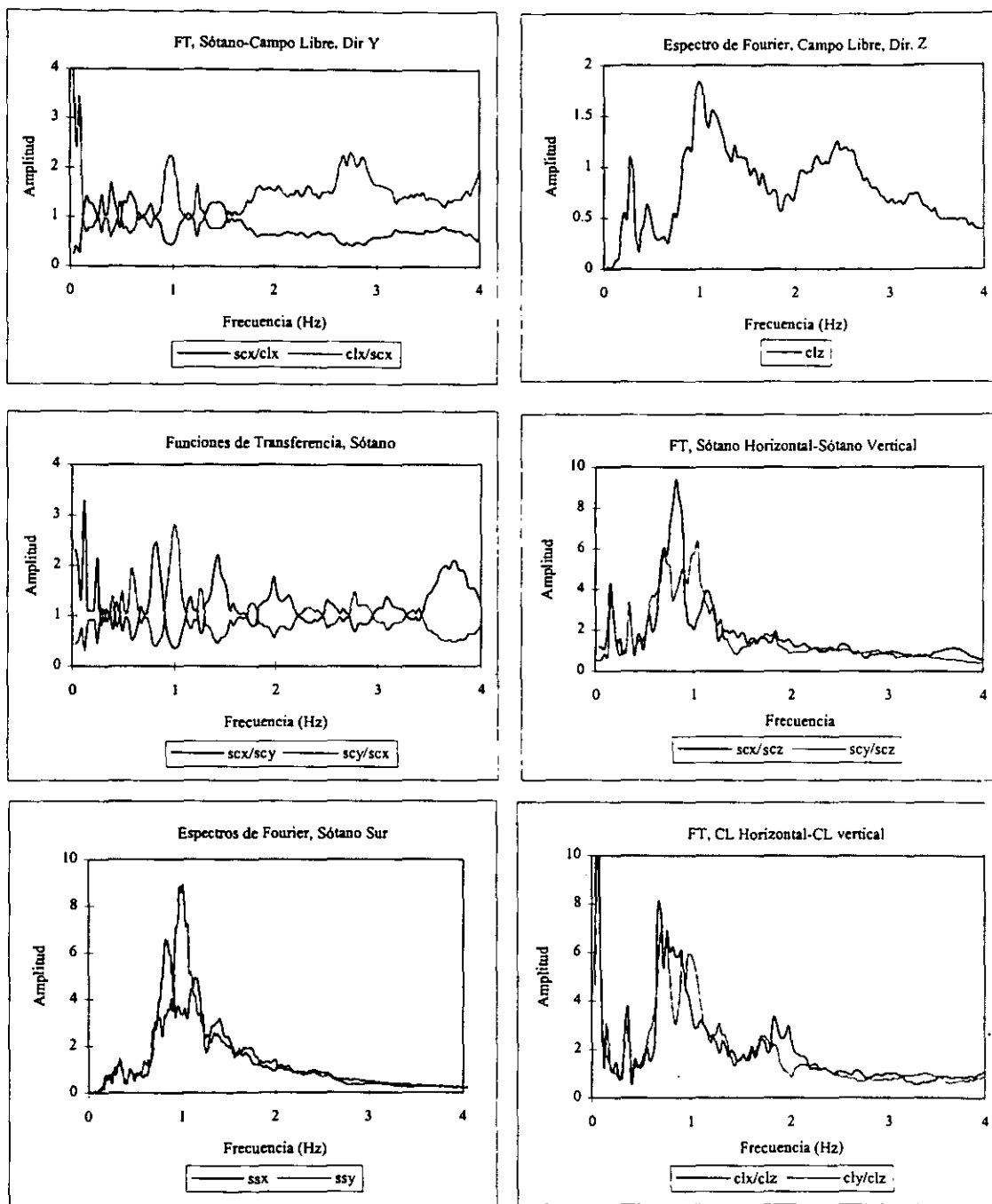


Fig. 2.9g Espectros y FT de aceleraciones, registros de acelerómetros, sismo abr98



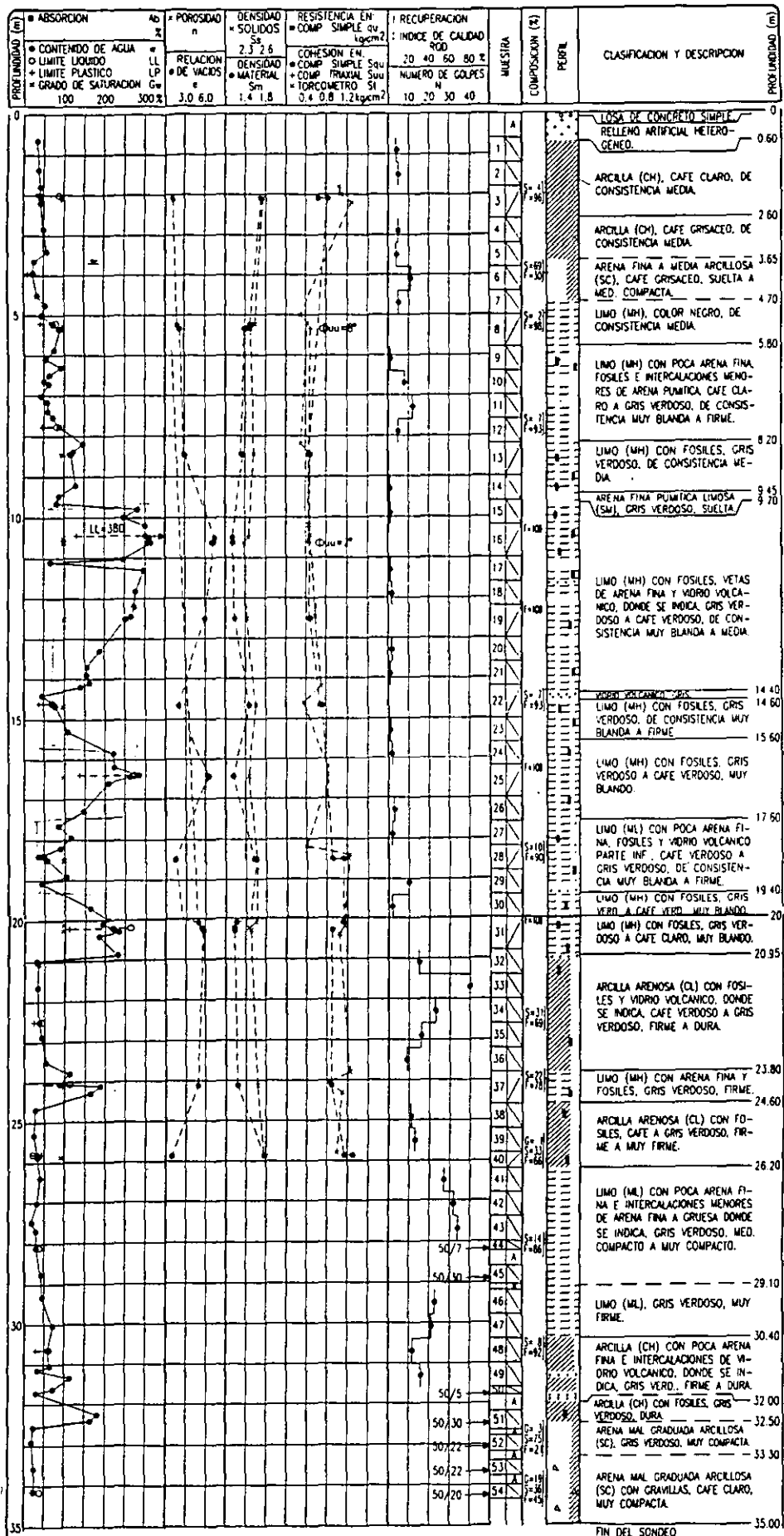
clx/cly = espectro a partir de aceleraciones en campo libre, dir. X/Y, registro de acelerómetro  
 scx/scy = espectro a partir de aceleraciones en sótano centro en dir. X/Y, registro de acelerómetro  
 acx/acy = espectro a partir de aceleraciones en azotea centro en dir. X/Y, registro de acelerómetro

Fig. 2.9h Espectros y FT de aceleraciones, registros de acelerómetros, sismo abr98

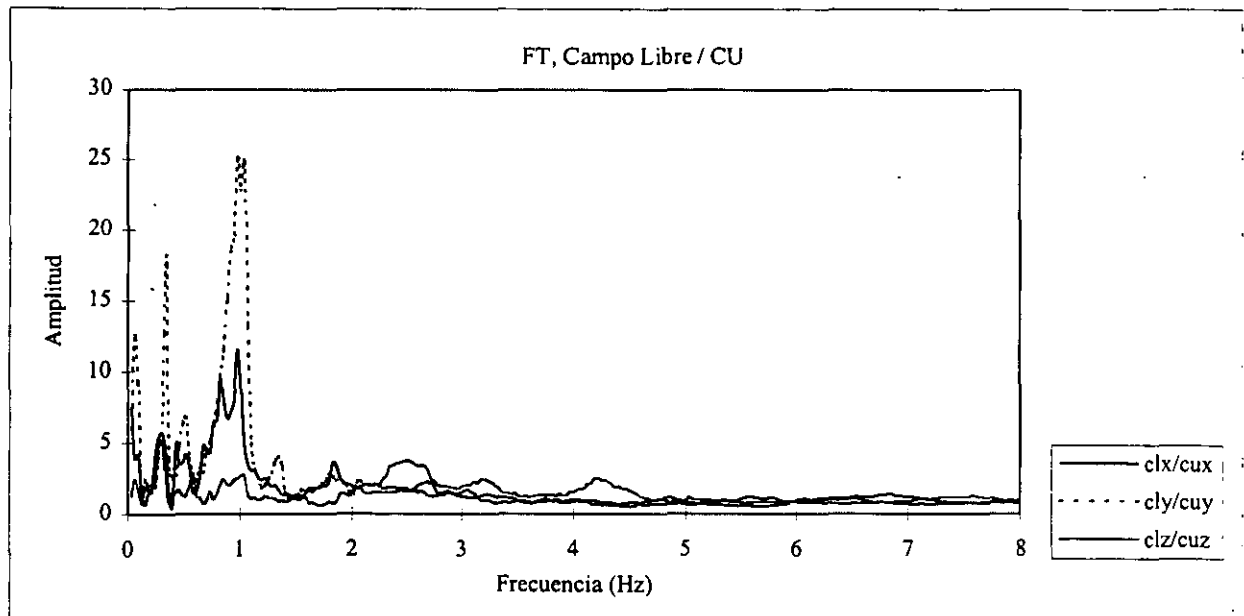
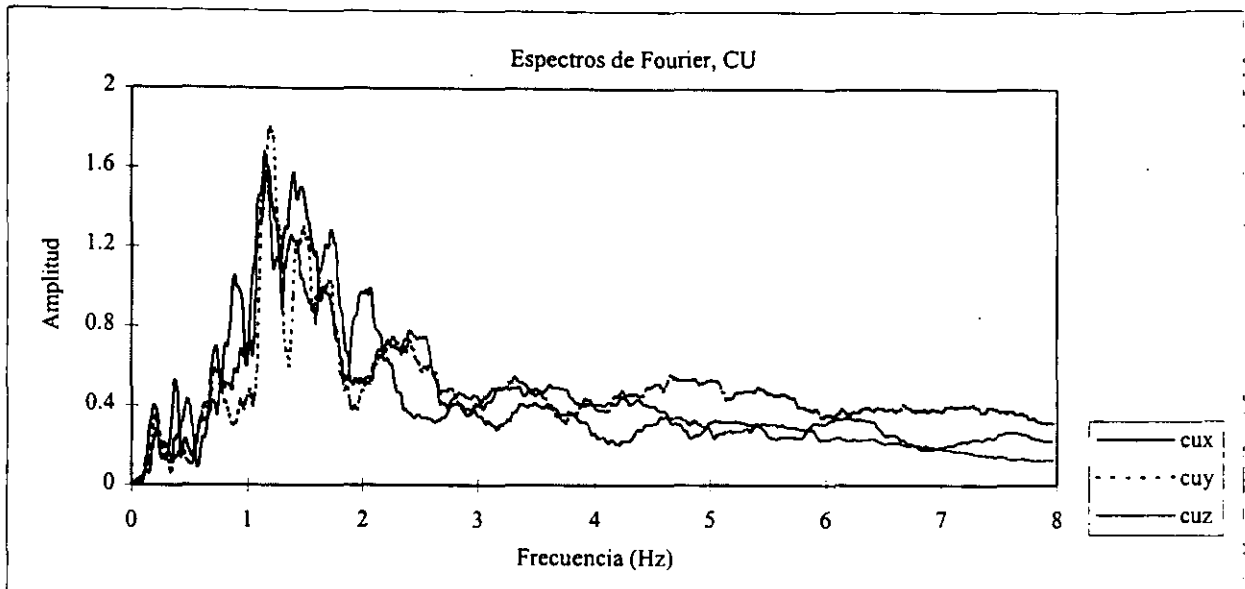


$clx/cly$  = espectro a partir de aceleraciones en campo libre, dir. X/Y, registro de acelerómetro  
 $scx/scy$  = espectro a partir de aceleraciones en sótano centro en dir. X/Y, registro de acelerómetro  
 $ssx/ssy$  = espectro a partir de aceleraciones en sótano sur en dir. X/Y, registro de acelerómetro  
 $acx/acy$  = espectro a partir de aceleraciones en azotea centro en dir. X/Y, registro de acelerómetro

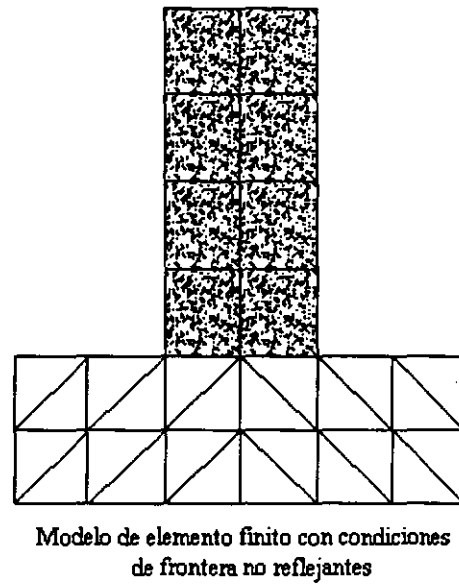
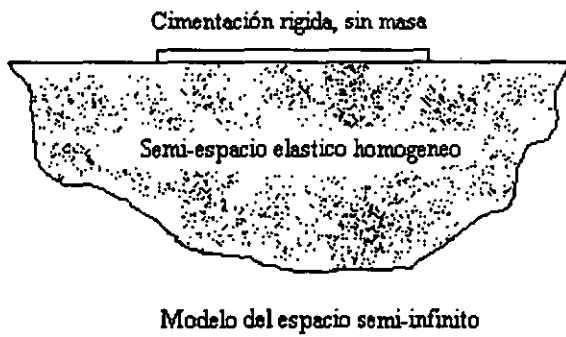
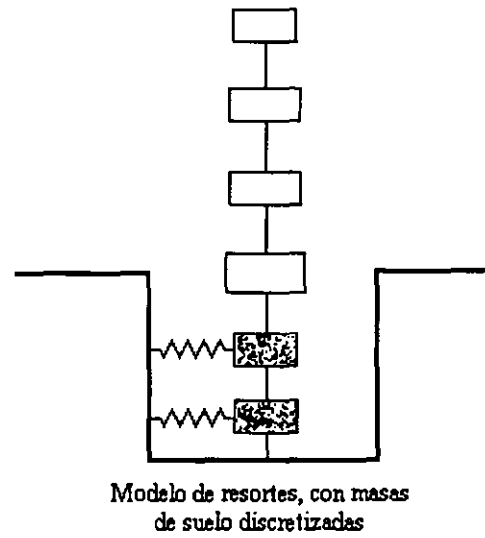
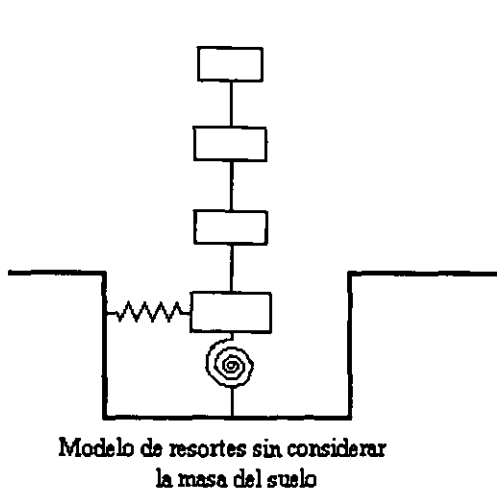
Fig. 3.1 Estratigrafía del terreno



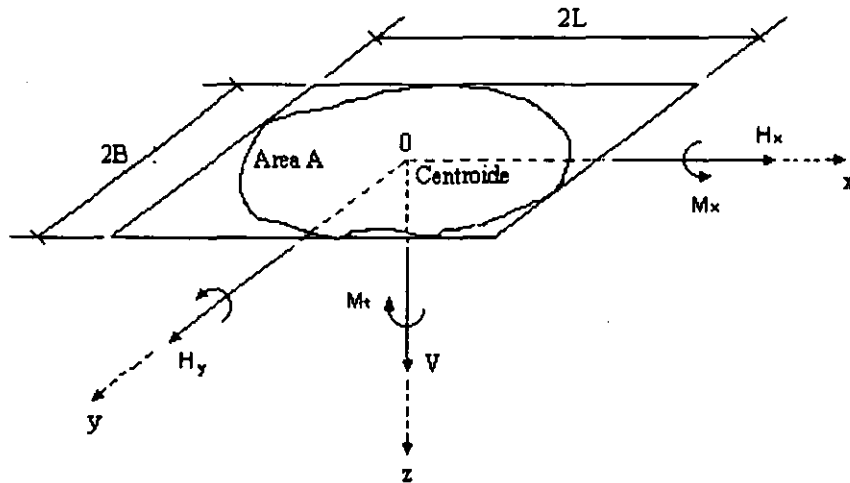
**Fig. 3.2** Función de transferencia Campo Libre / CU, sismo abr98



**Fig. 4.1 Modelos de análisis para ISE**



**Fig. 4.2** Parámetros principales para el cálculo de rigideces



**Fig. 4.3** Sistema suelo-cimentación equivalente

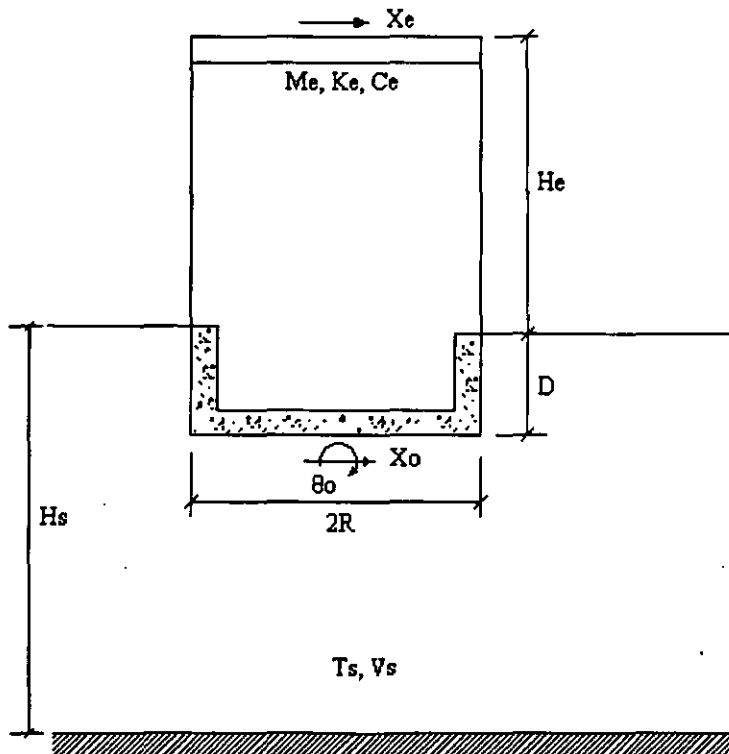


Fig. 4.4 Resortes y amortiguadores equivalentes del suelo

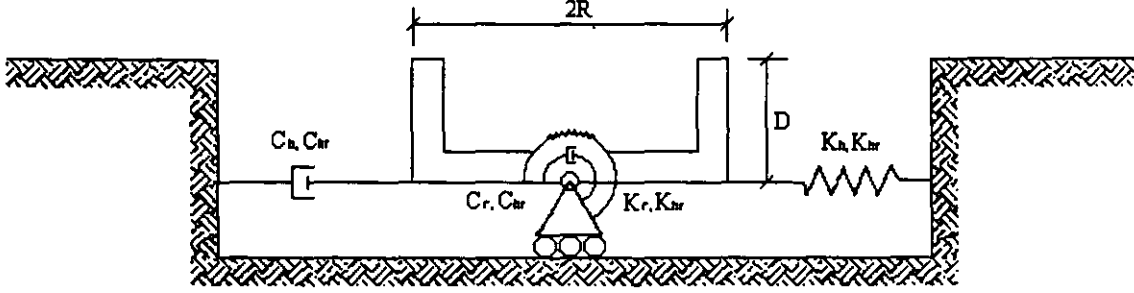


Fig. 4.5 Amortiguamiento por radiación

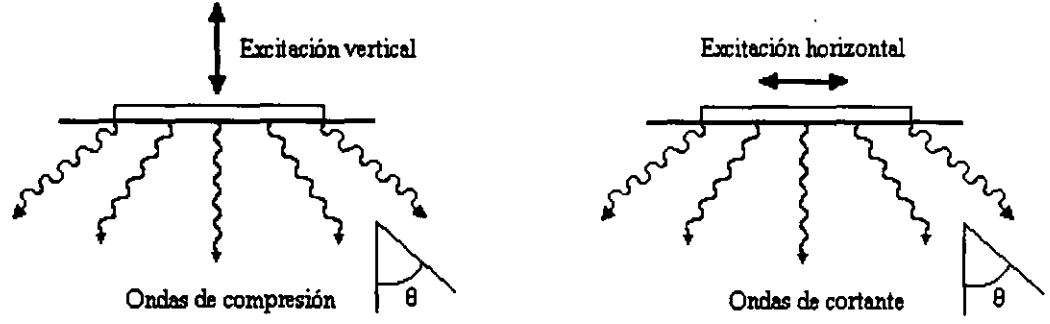
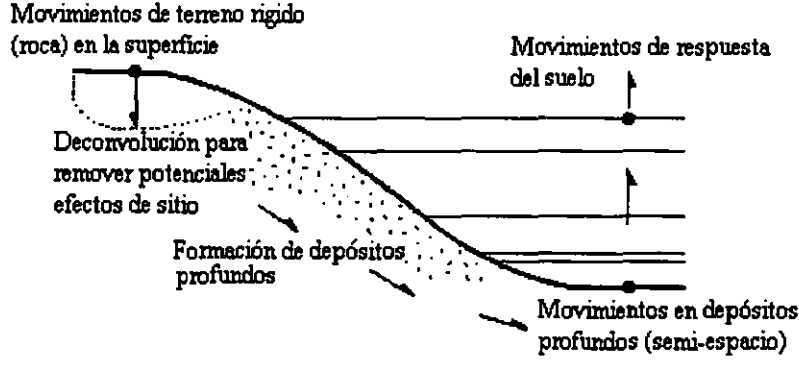
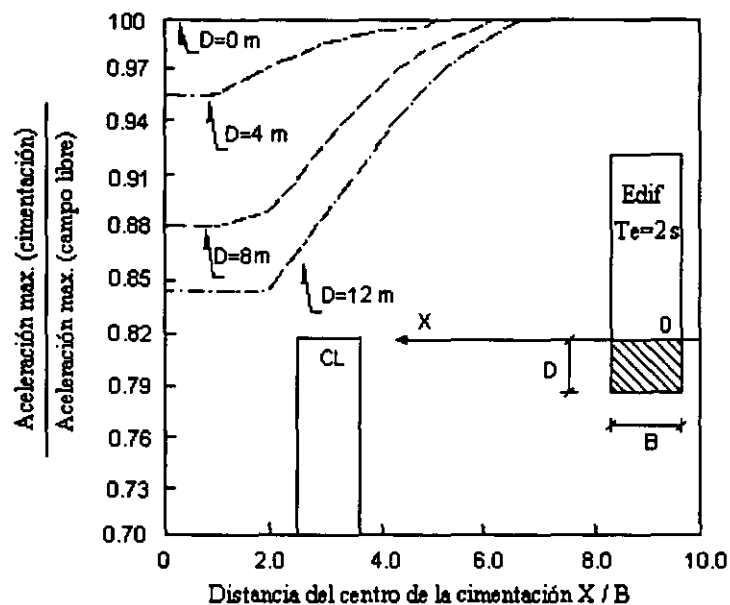


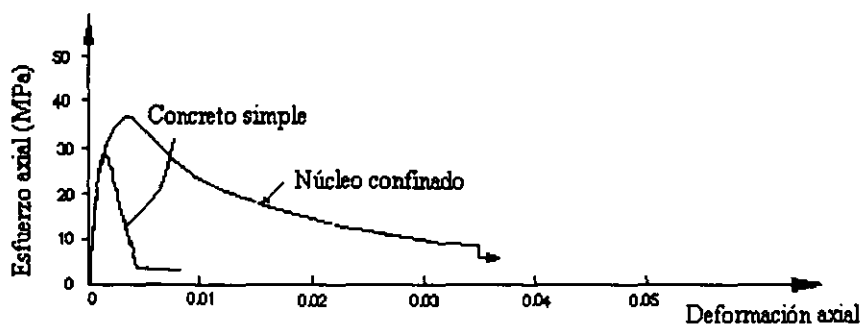
Fig 4.6 Modelo unidimensional para análisis de la respuesta del terreno



**Fig. 4.7 Efecto de la profundidad de desplante en el movimiento de campo libre<sup>52</sup>**

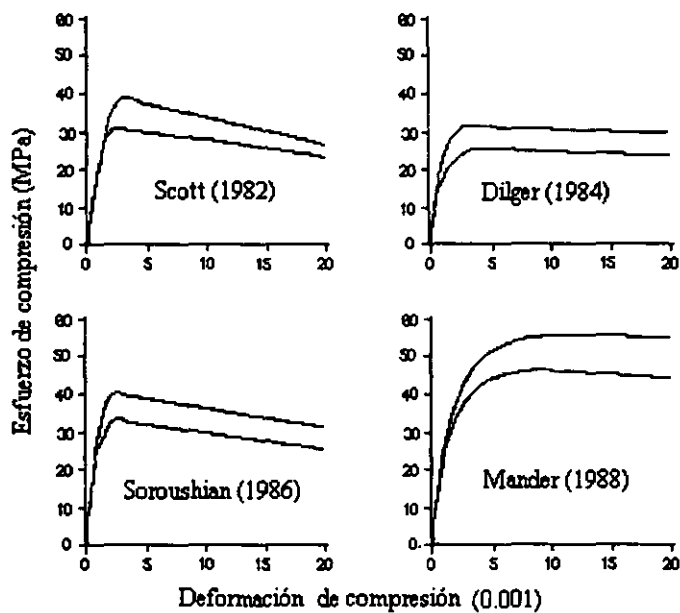


**Fig. 5.1 Confinamiento del concreto (Mander)<sup>31</sup>**





**Fig. 5.2** Curvas esfuerzo-deformación para concreto confinado a tasas de deformación de 0.000033/s (curvas inferiores) y 0.0167/s (curvas superiores)



**Fig. 5.3** Modelo de 2 grados de libertad

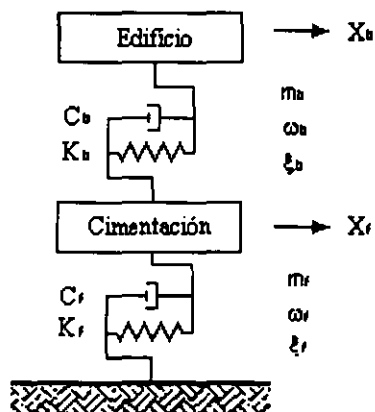


Fig. 5.4 Modelo ancho de viga equivalente<sup>62</sup>

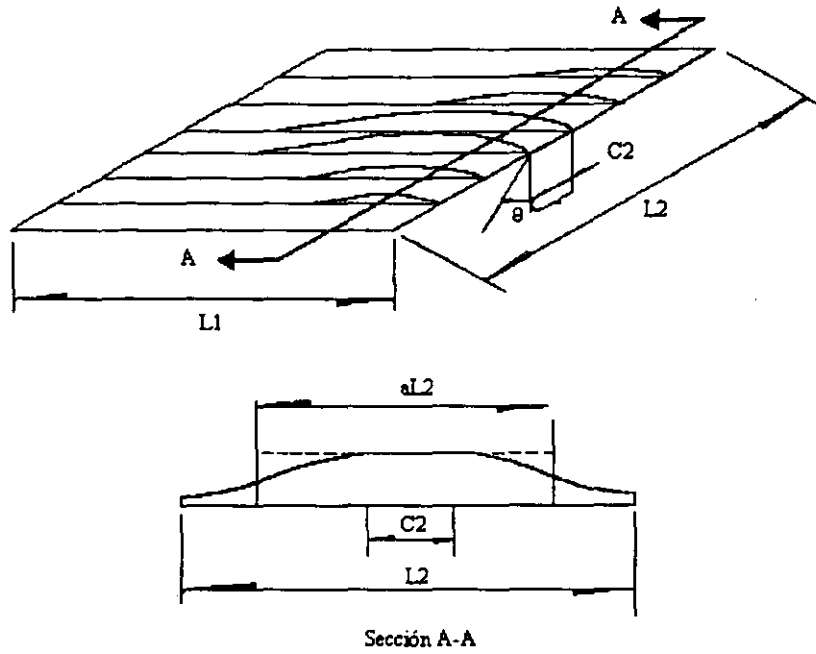
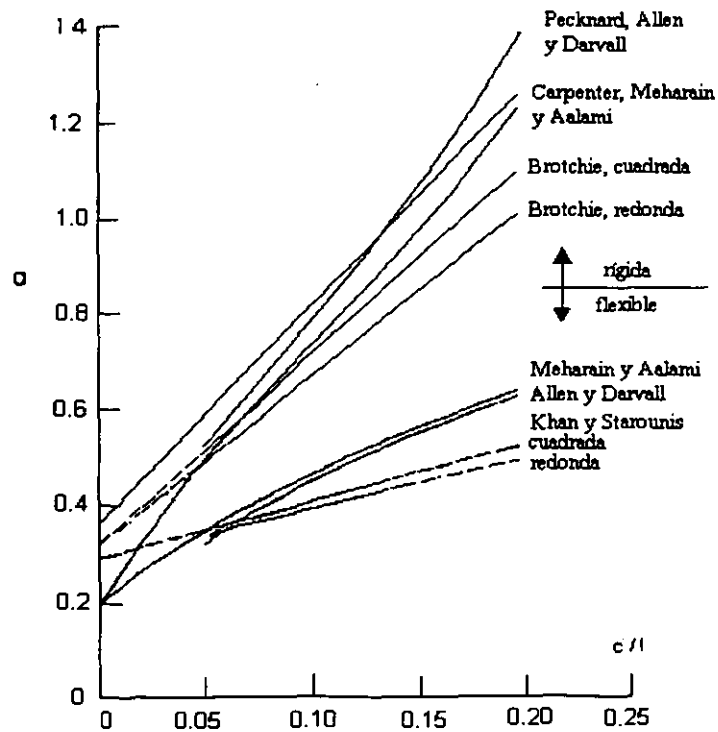
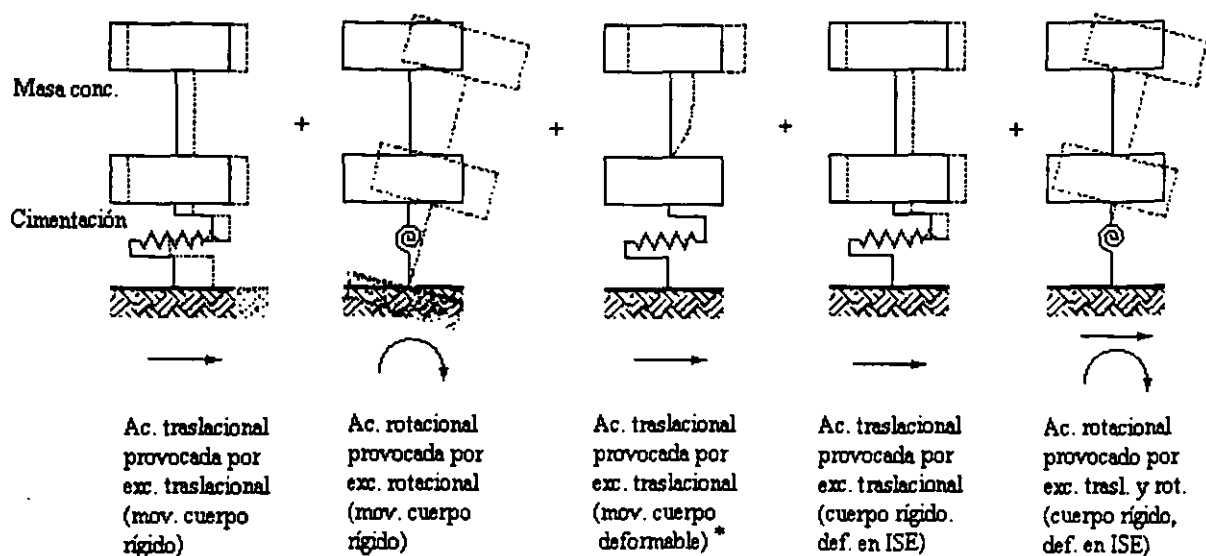


Fig. 5.5 Resultados de investigaciones de ancho efectivo<sup>62</sup>

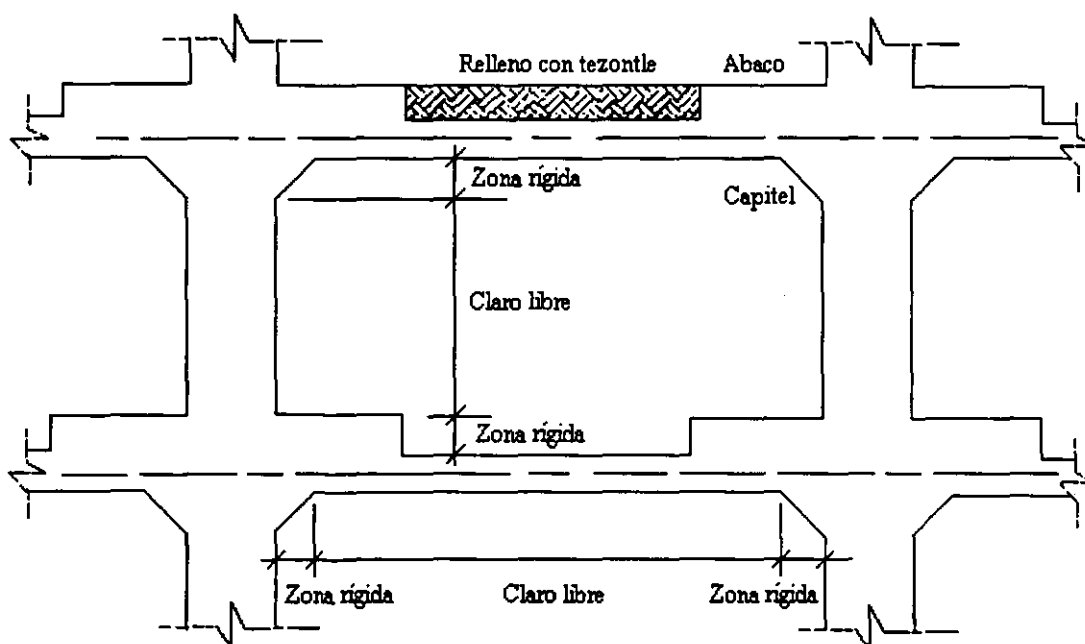


**Figura 5.6 Movimientos de cuerpo rígido y deformable ante excitación sísmica**



\* No se considera la aceleración traslacional provocada por exc. rotacional en mov. de cuerpo deformable

**Fig. 5.7 Zonas rígidas en unión losa-columna**



**Fig. 5.8**      **Modelo reticular en el programa SAP90**

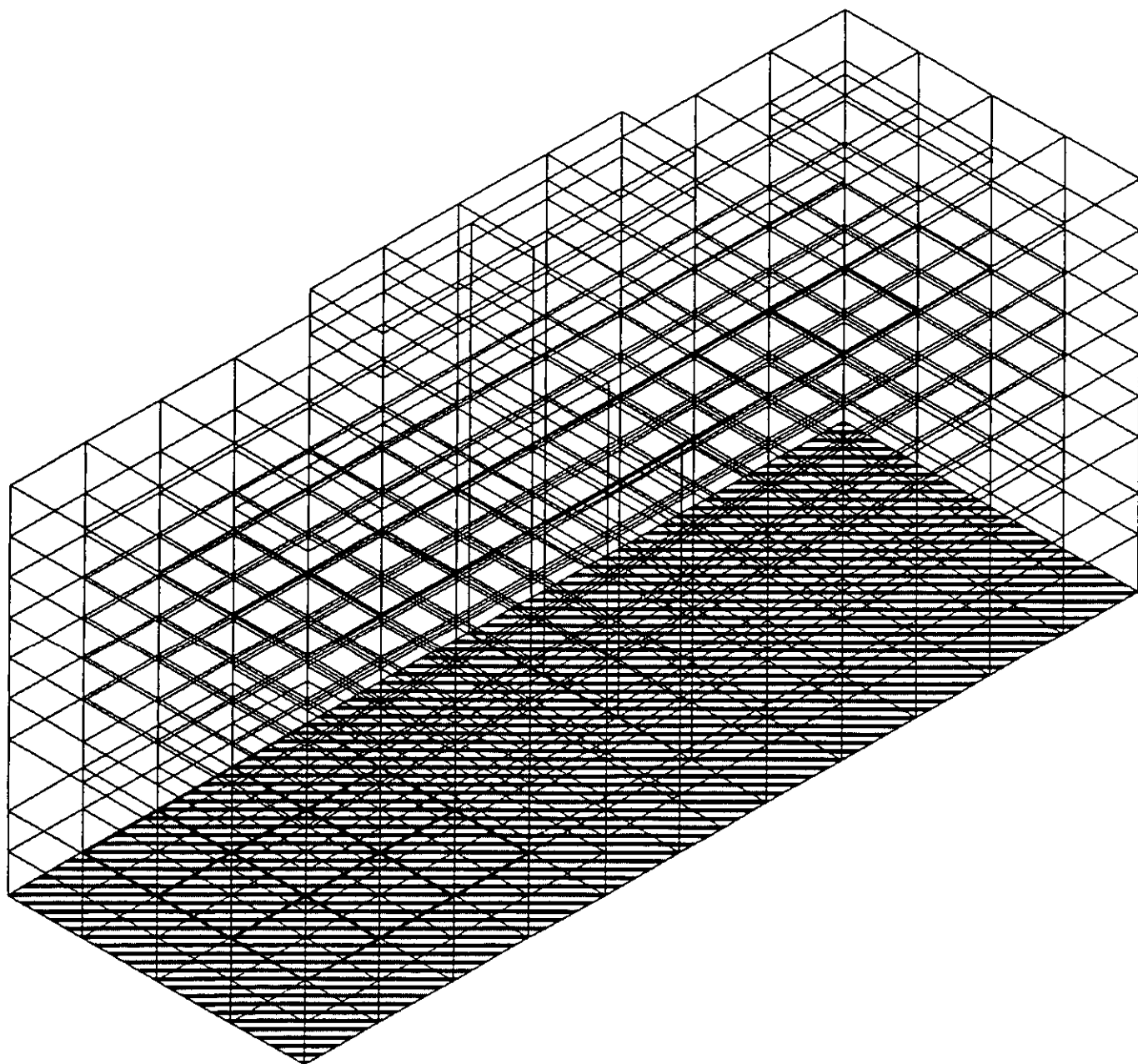


Fig. 6.1 Configuraciones modales en TESCOSE y SAP90

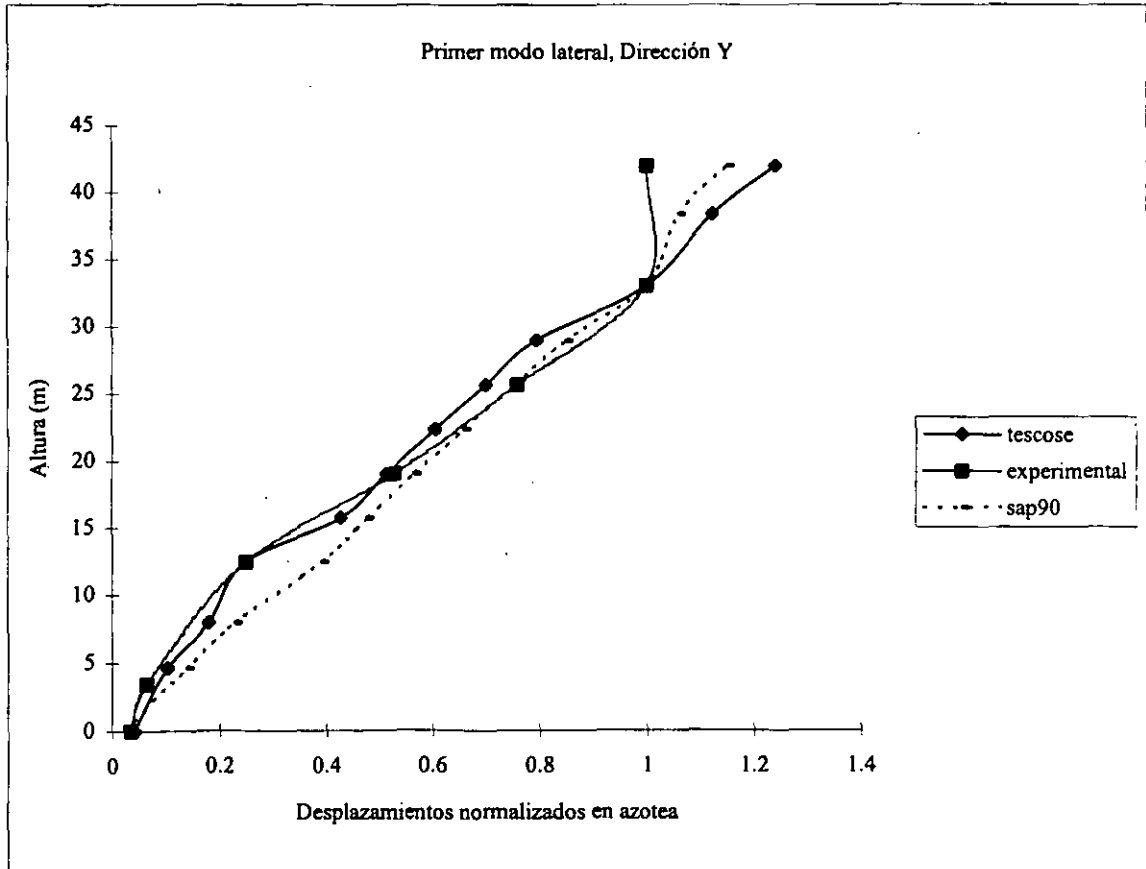
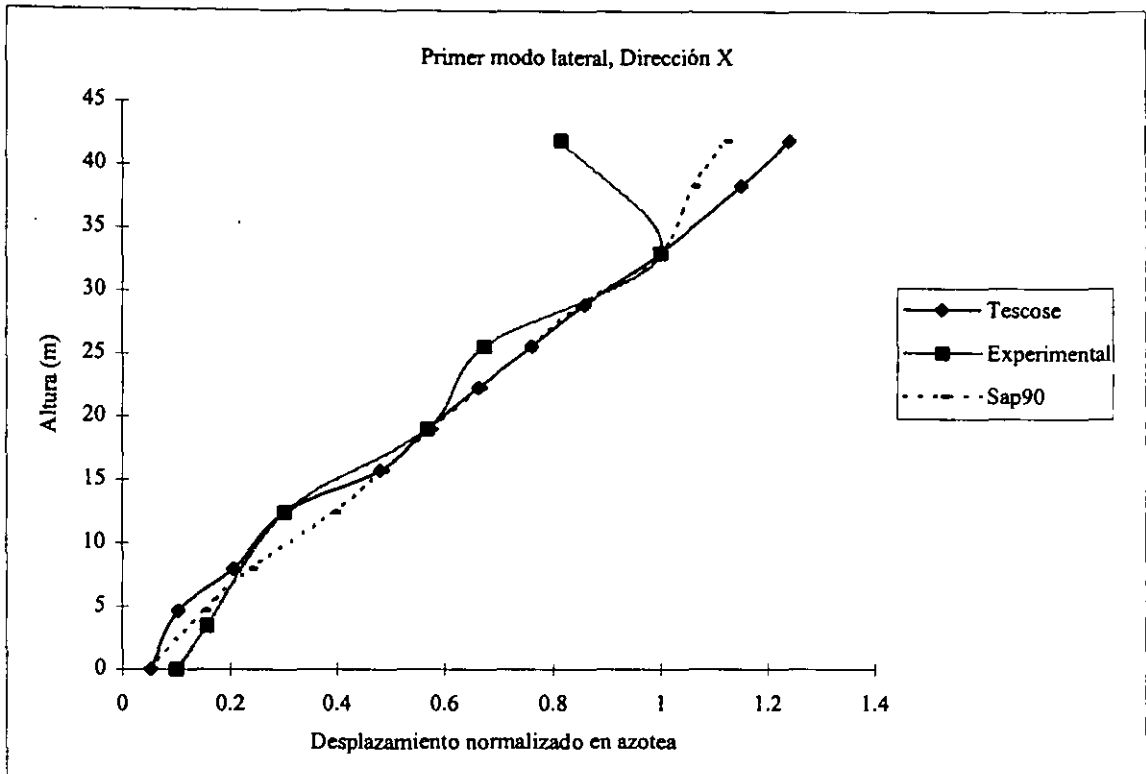


Fig. 6.2 a Aceleraciones en azotea centro ante diversos amortiguamientos

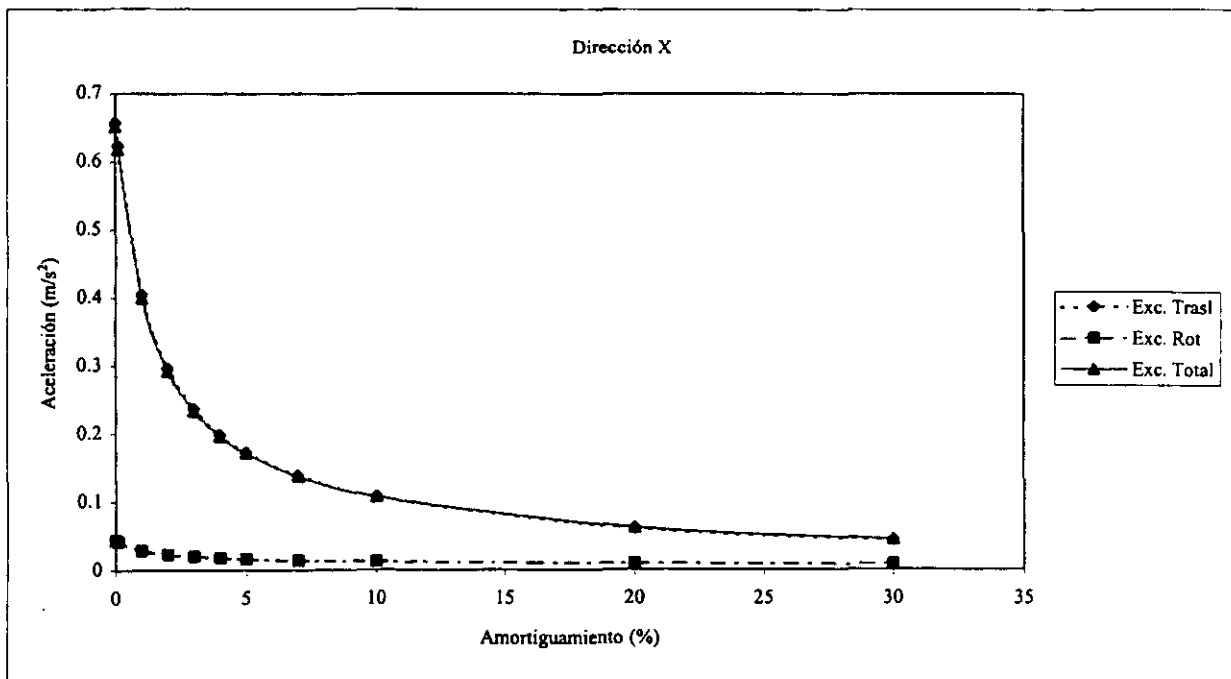
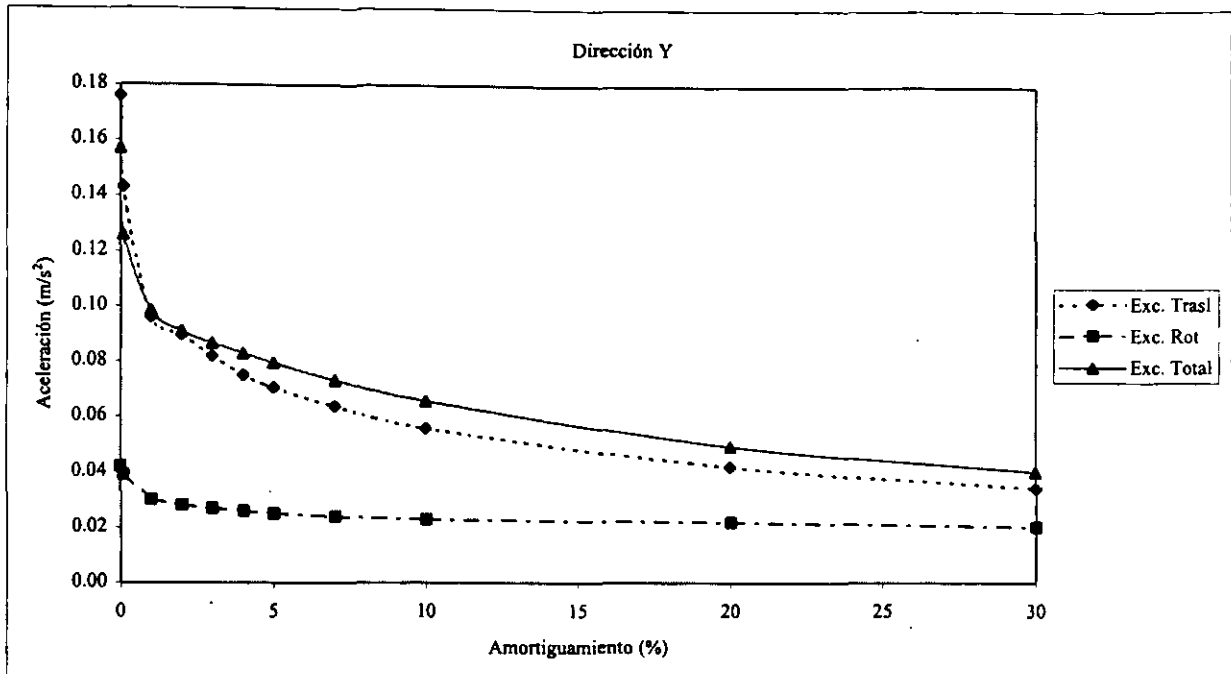
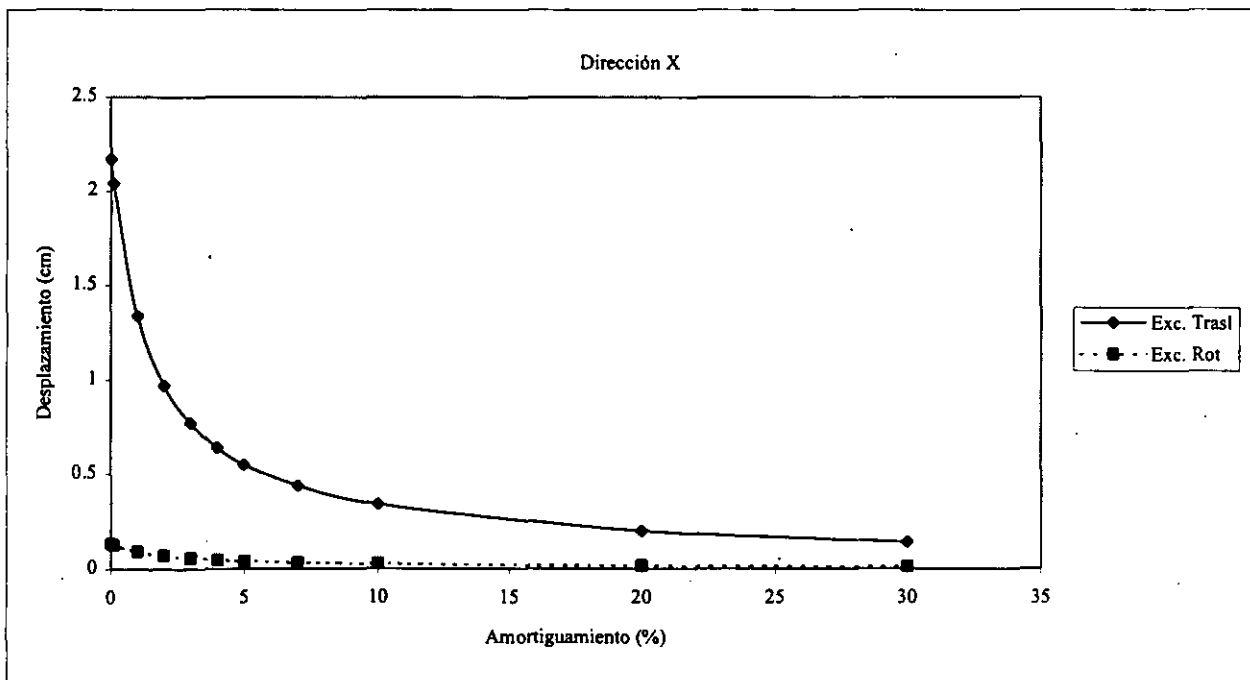
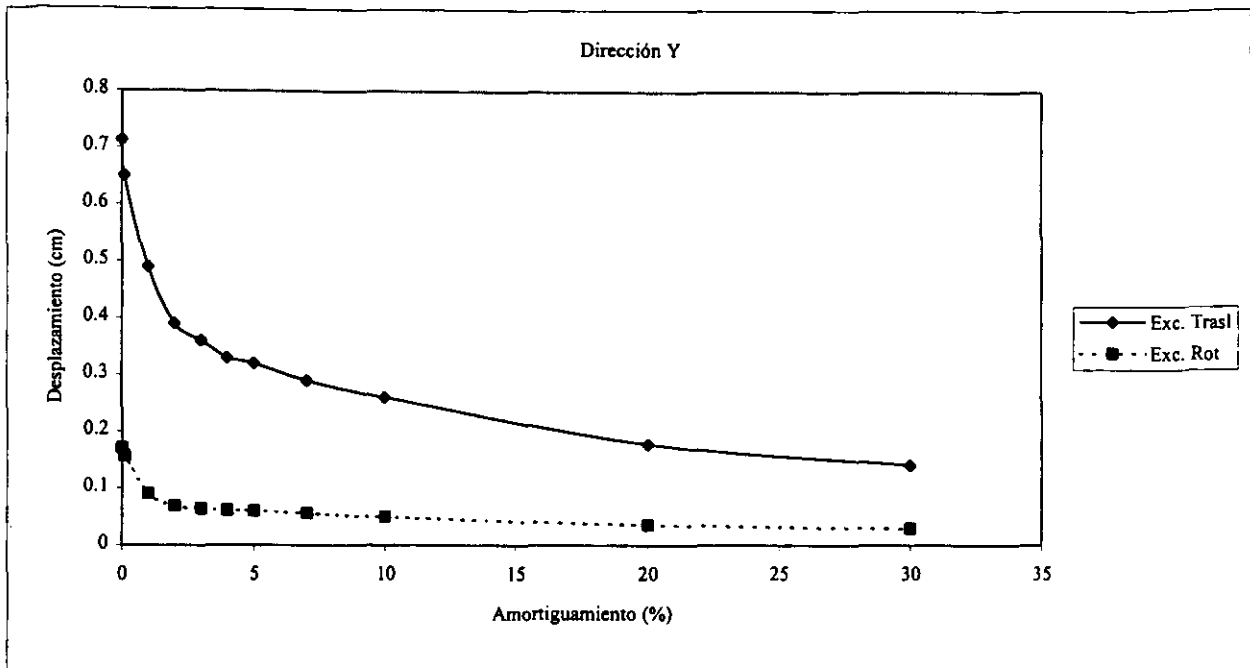


Fig. 6.2 b Desplazamientos en azotea centro ante diversos amortiguamientos



**Fig. 6.3a** Aceleraciones en azotea centro con TESCOSE y con acelerómetros, Dirección Y

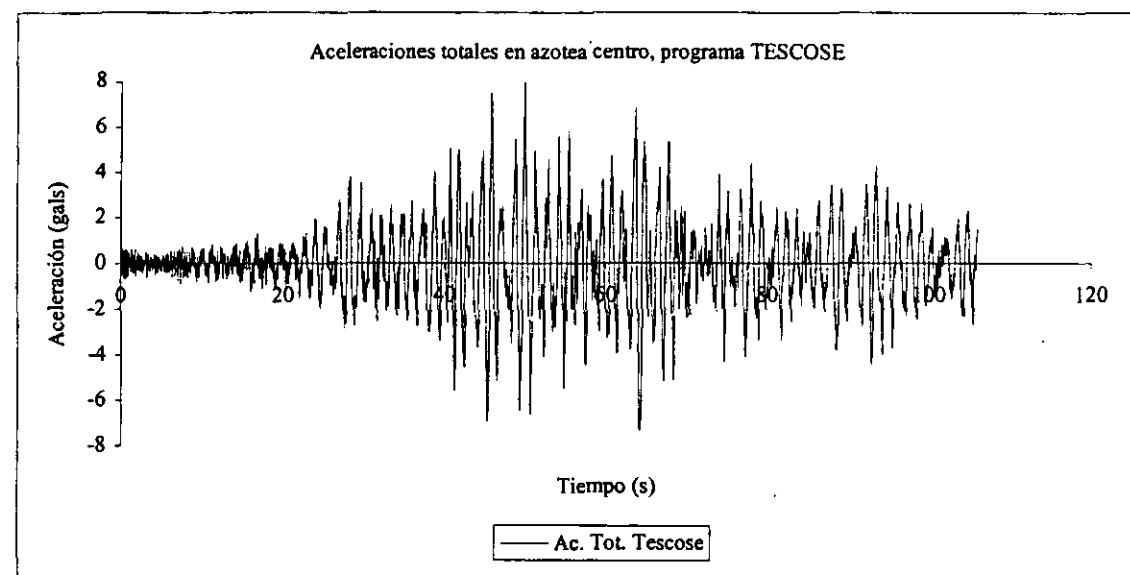
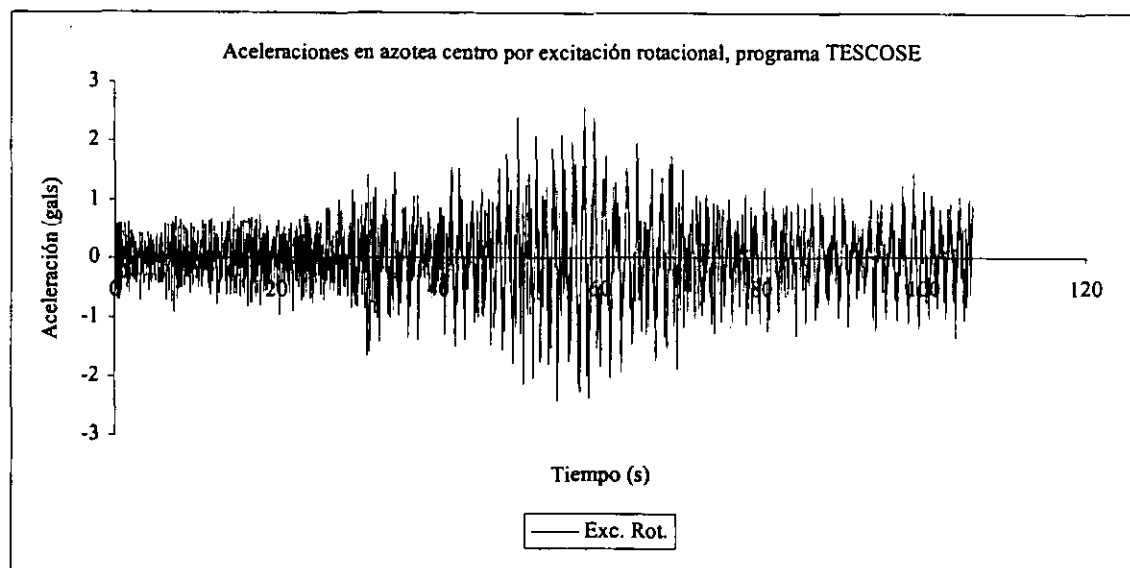
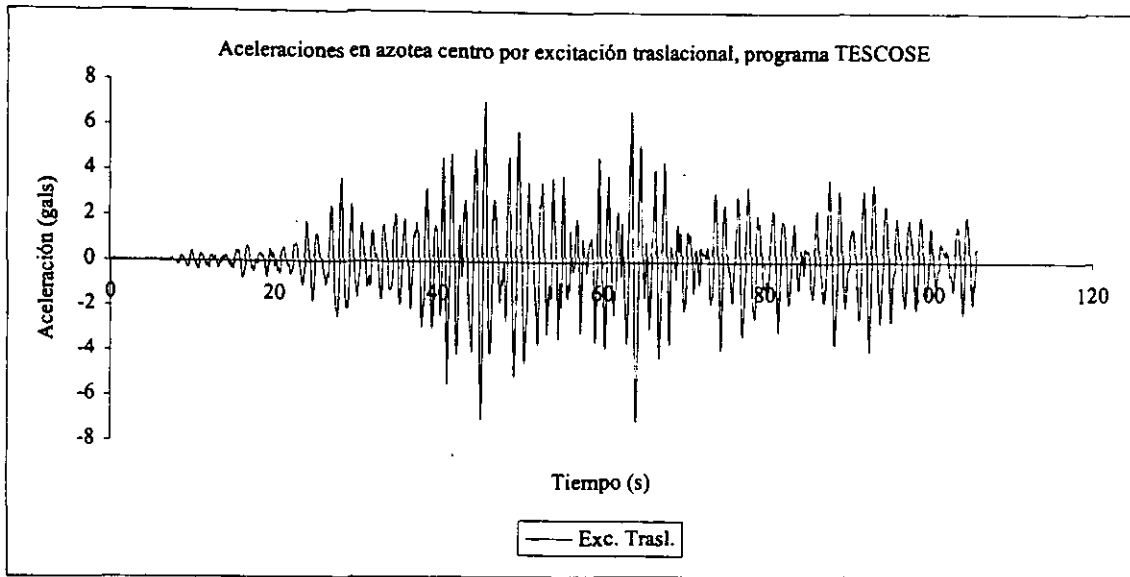




Fig. 6.3b Aceleraciones en azotea centro con TESCOSE y con acelerómetros, Dirección X

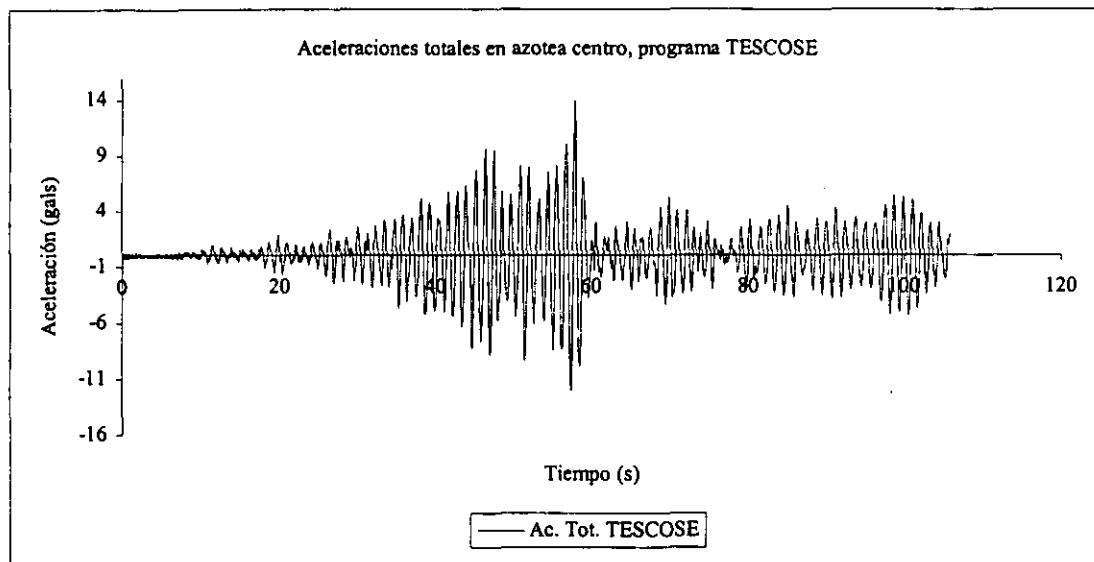
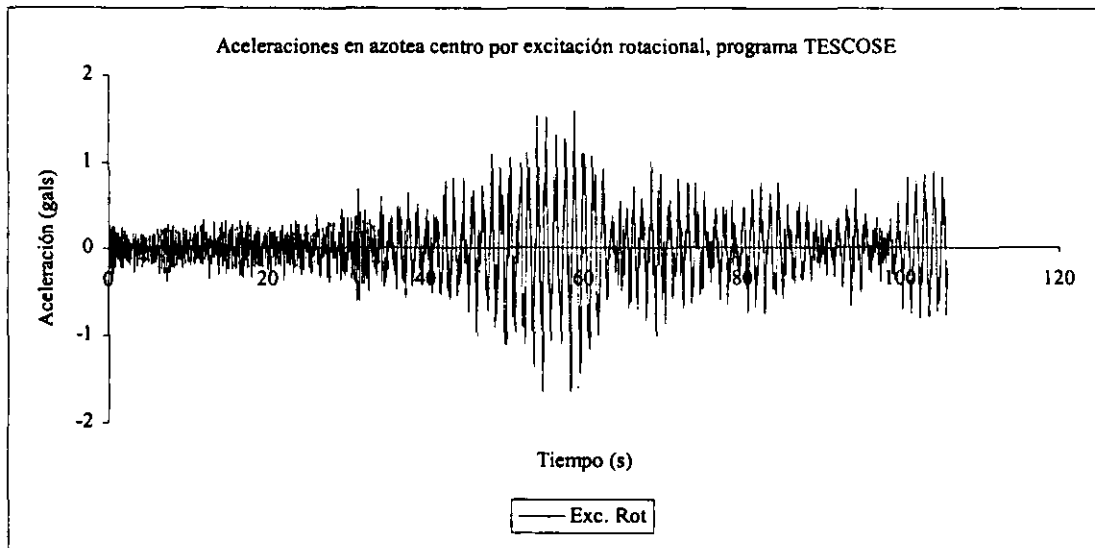
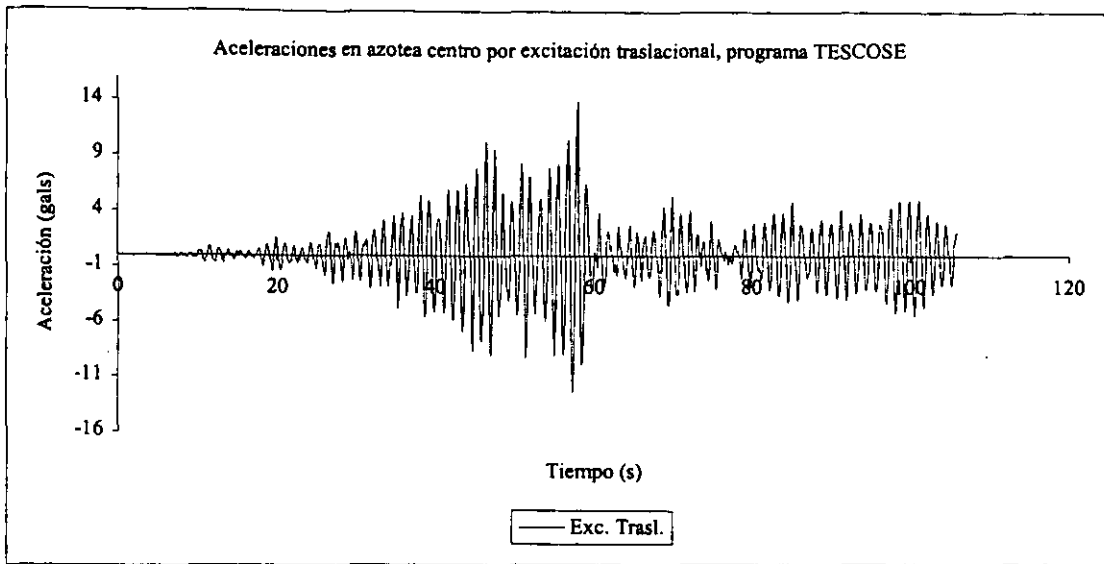


Fig. 6.3 c Aceleraciones azotea centro, TESCOSE y acelerómetros

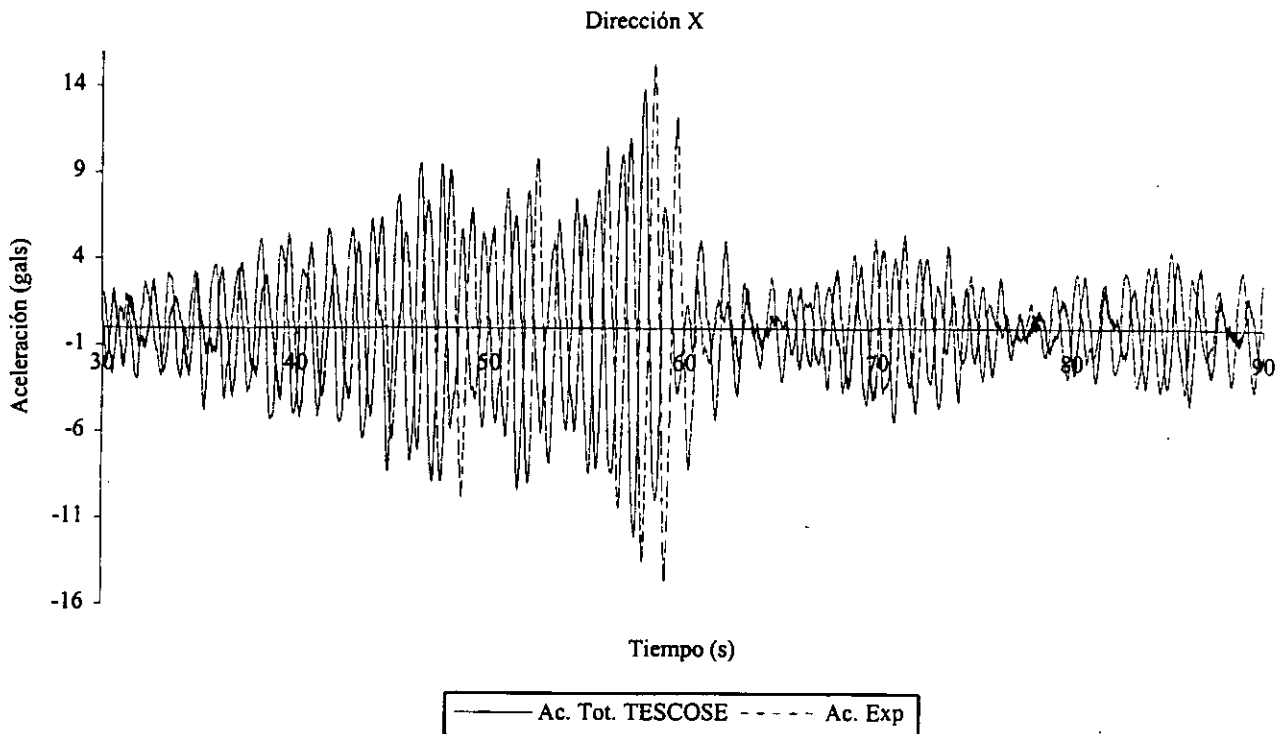
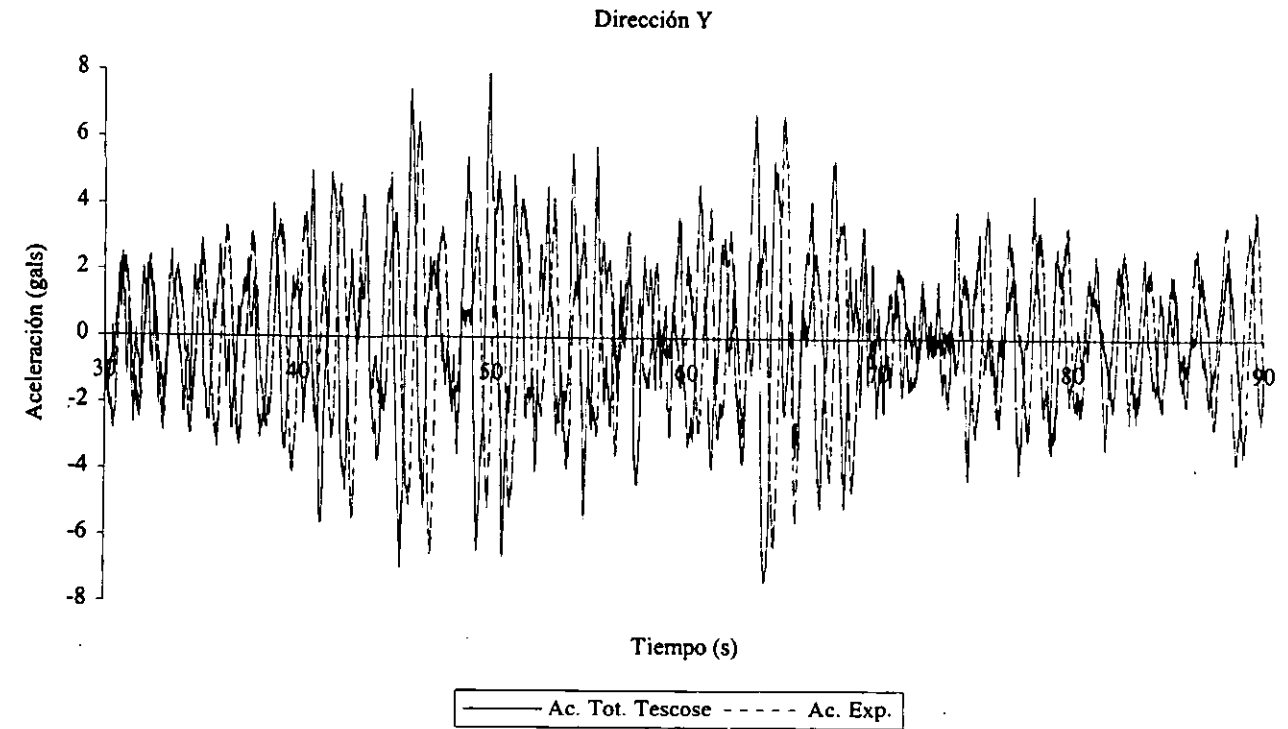
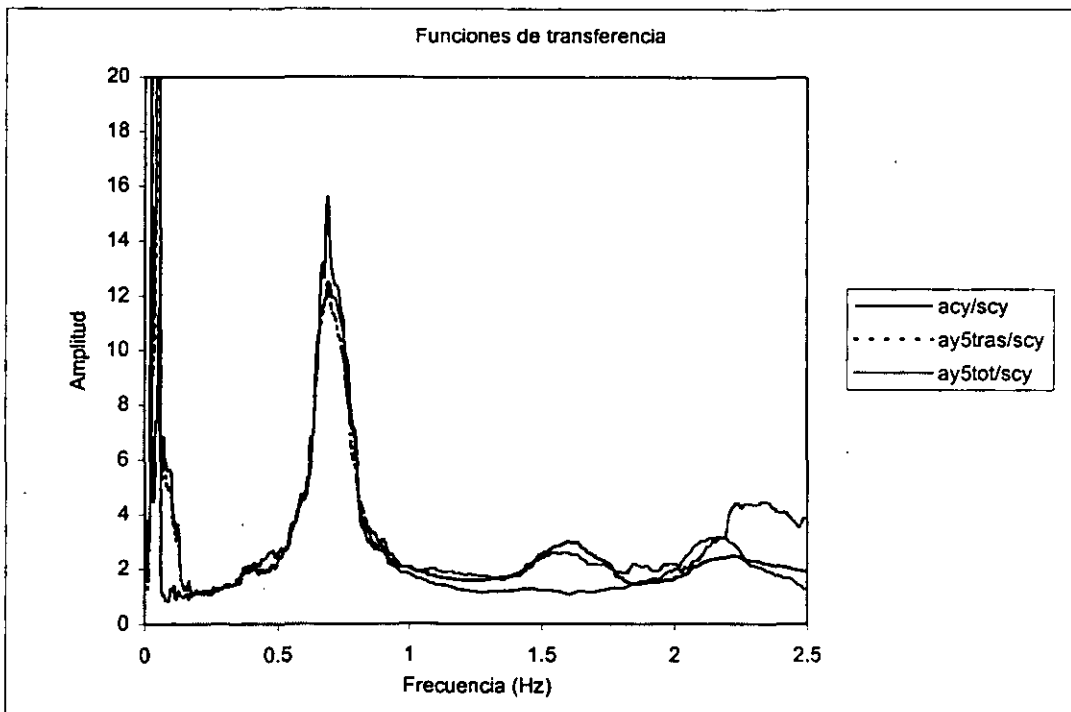
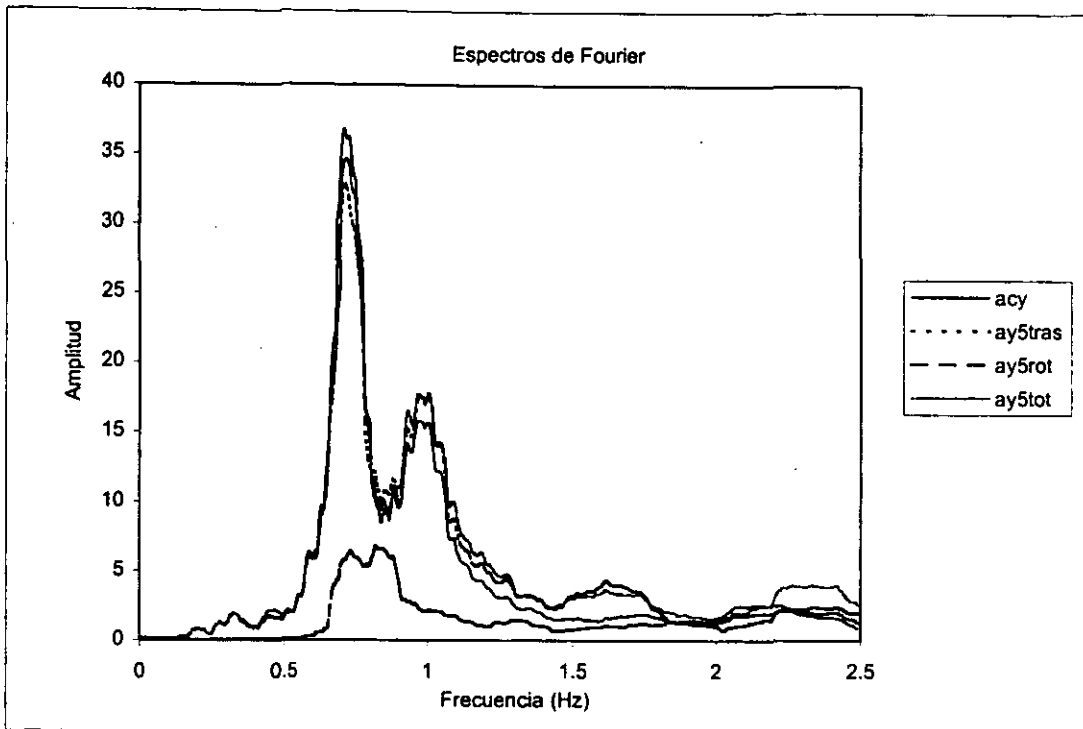
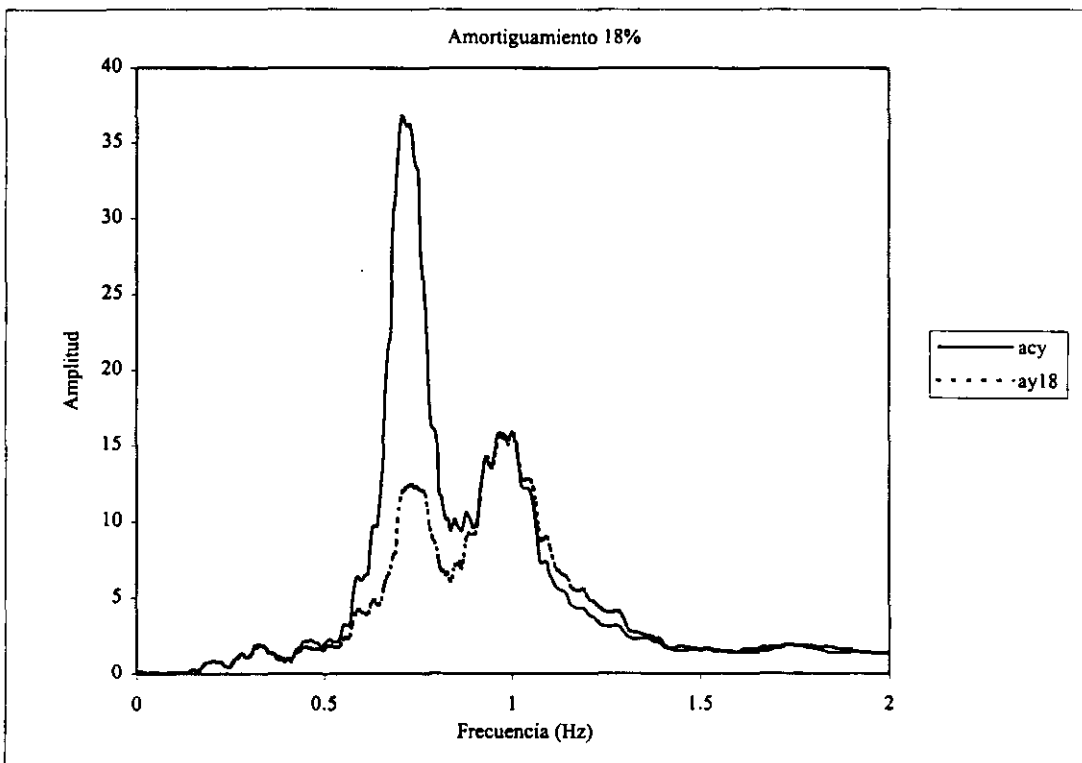
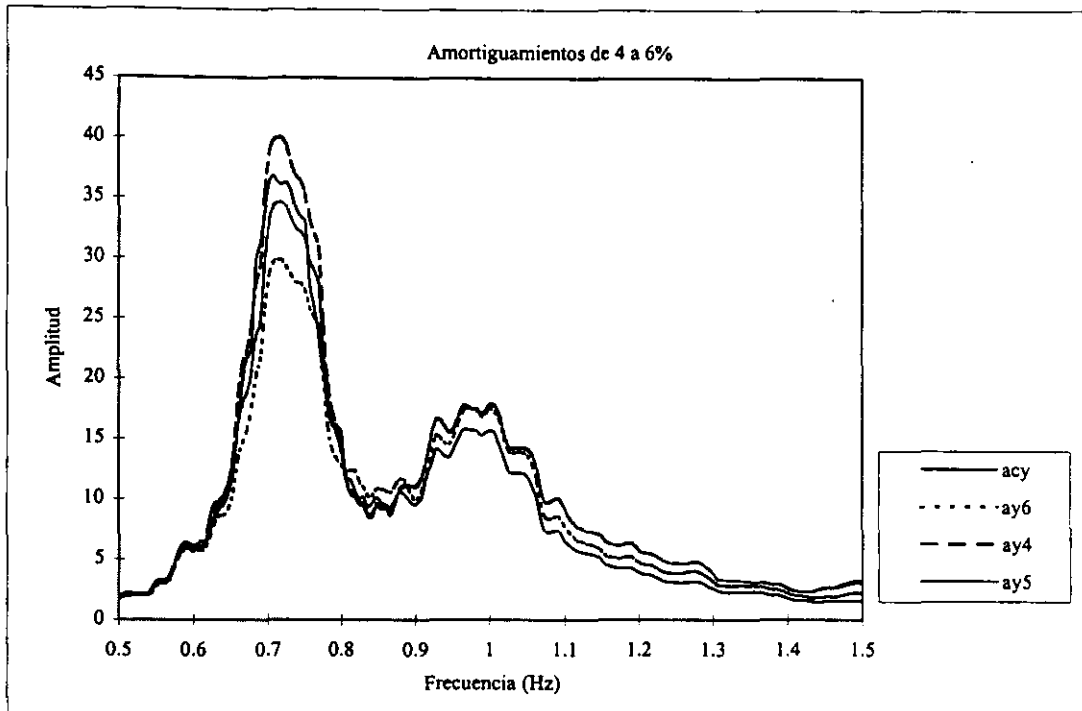


Fig. 6.4a Espectros de Fourier y Funciones de transferencia en azotea centro, Dir. Y



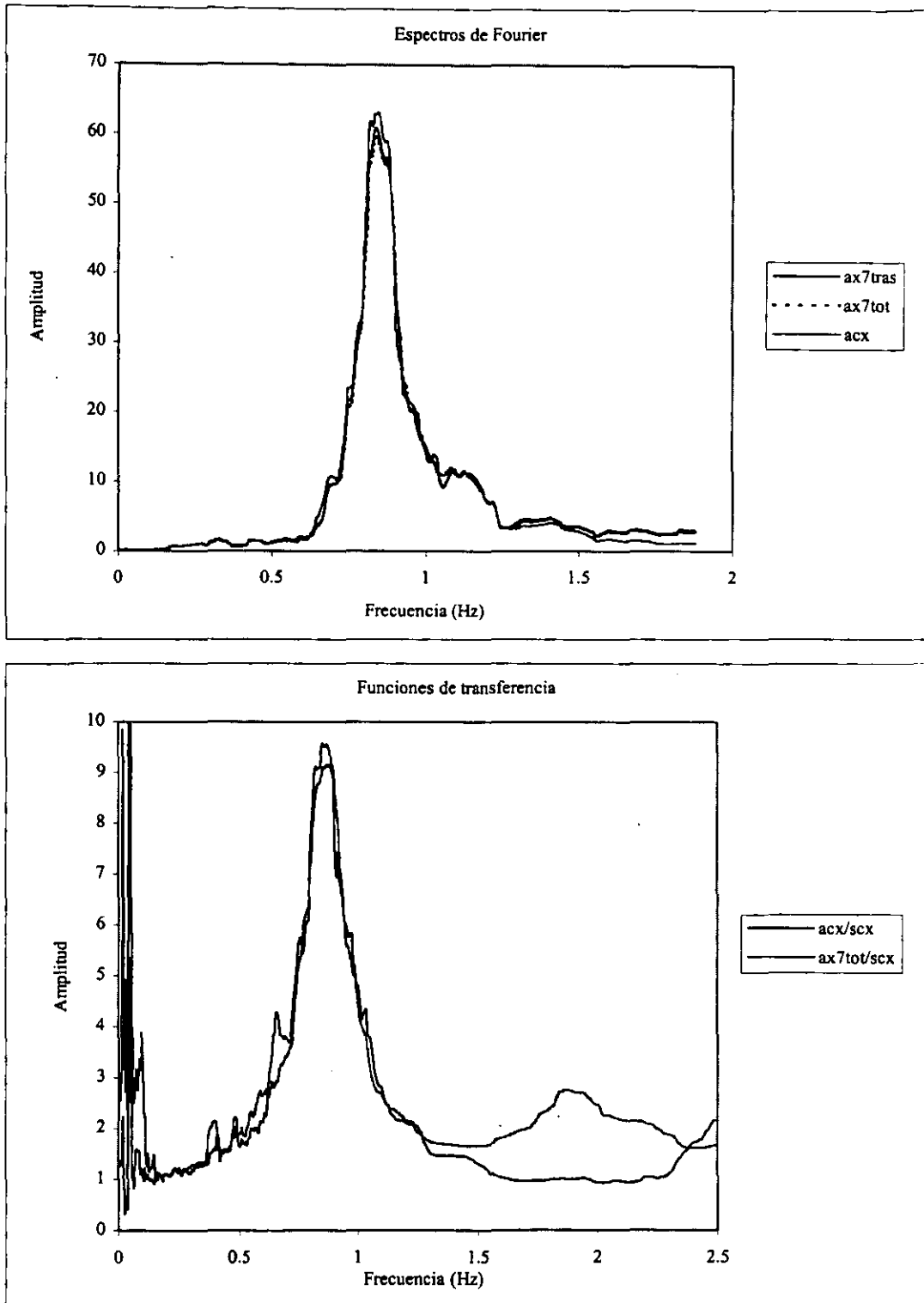
acy = espectro a partir de ac. en azotea centro, dir. Y, registro de acelerómetro  
 ay5tras = espectro a partir ac. en azotea centro, dir. Y, por exc. traslacional en TESCOSE,  $\xi= 5\%$   
 ay5rot = espectro a partir de ac. en azotea centro, dir. Y, por exc. rotacional en TESCOSE,  $\xi= 5\%$   
 ay5tot = espectro a partir de ac. en azotea centro, dir. Y, por exc. trasi. y rot. en TESCOSE,  $\xi= 5\%$   
 scy = espectro a partir de ac. en sótano centro en dir. Y, registro de acelerómetro

**Fig. 6.4b** Espectros de Fourier en azotea centro, Dir. Y, para diferentes amortiguamientos en el programa TESCOSE



acy = espectro a partir de ac. en azotea centro, dir. Y, registro de acelerómetro  
 ay# = espectro a partir de ac. en azotea centro, dir. Y, TESCOSE,  $\xi = \# \%$

**Fig. 6.4c Espectros de Fourier y Funciones de transferencia en azotea centro, Dir. X**

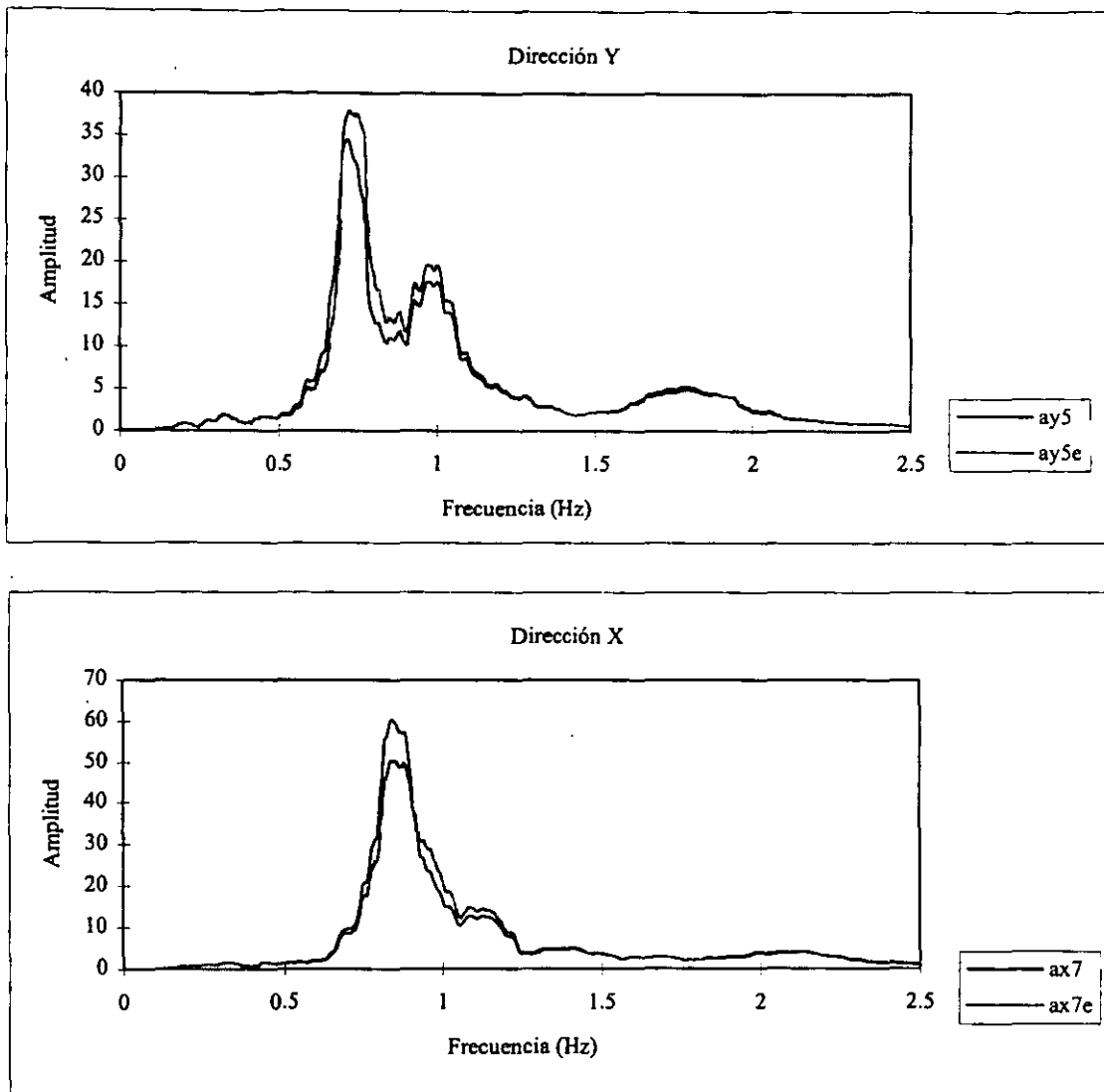


*acx* = espectro a partir de *ac*. en azotea centro, dir. X, registro de acelerómetro

*ax7tras* = espectro a partir *ac*. en azotea centro, dir. X, por exc. traslacional en TESCOSE,  $\xi=7\%$

*ax7tot* = espectro a partir de *ac*. en azotea centro, dir. X, por exc. trasl. y rot. en TESCOSE,  $\xi=7\%$

*scx* = espectro a partir de *ac*. en sótano centro en dir. X, registro de acelerómetro

Fig. 6.4d<sub>1</sub> Espectros de aceleraciones en azotea centro con base empotrada y con ISE

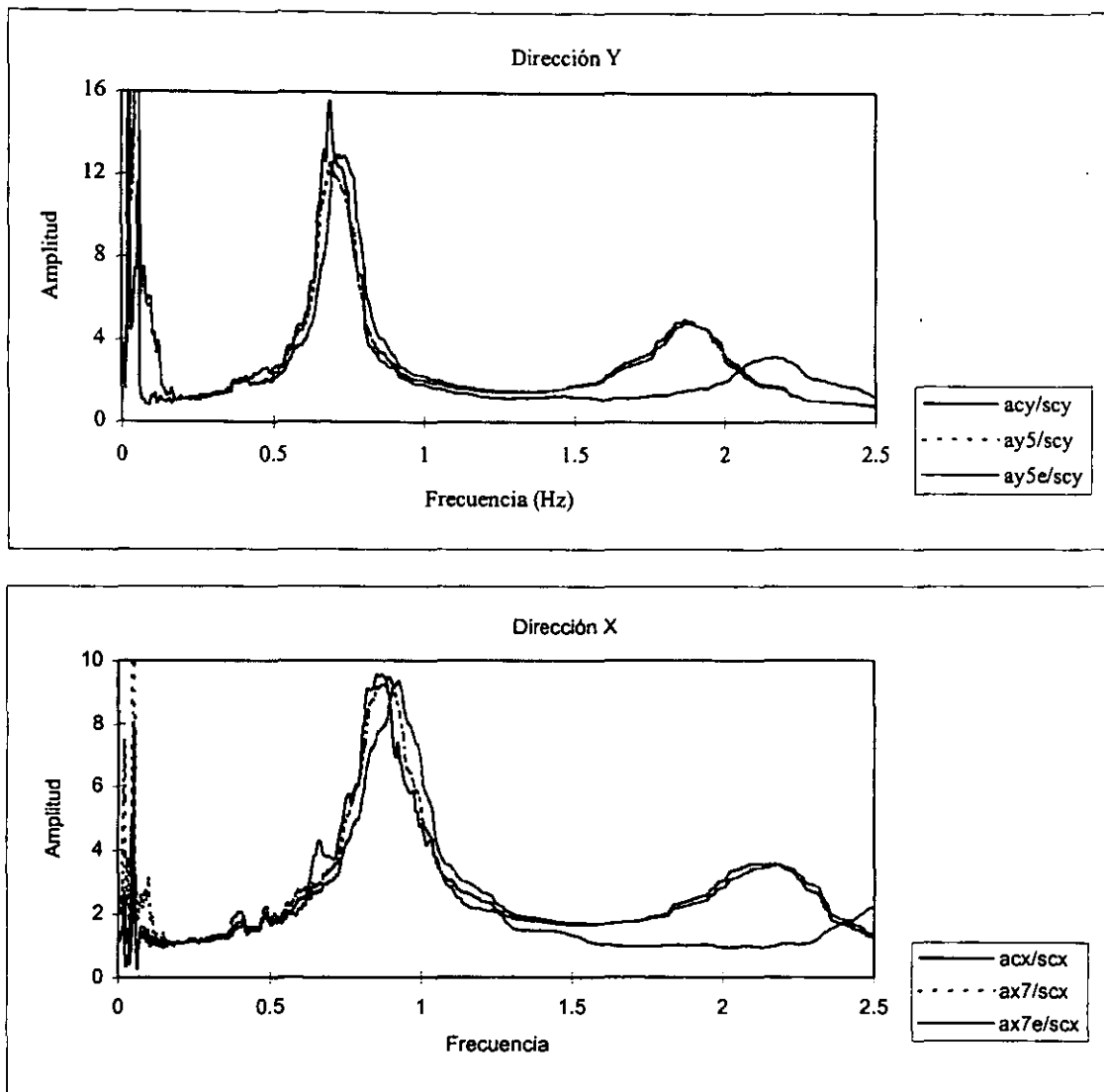
ay5 = espectro a partir ac. en azotea centro, dir. Y, modelo analítico con ISE y  $\xi=5\%$

ay5e = espectro a partir de ac. en azotea centro, dir. Y, modelo analítico con empotramiento y  $\xi=5\%$

ax7 = espectro a partir ac. en azotea centro, dir. X, modelo analítico con ISE y  $\xi=7\%$

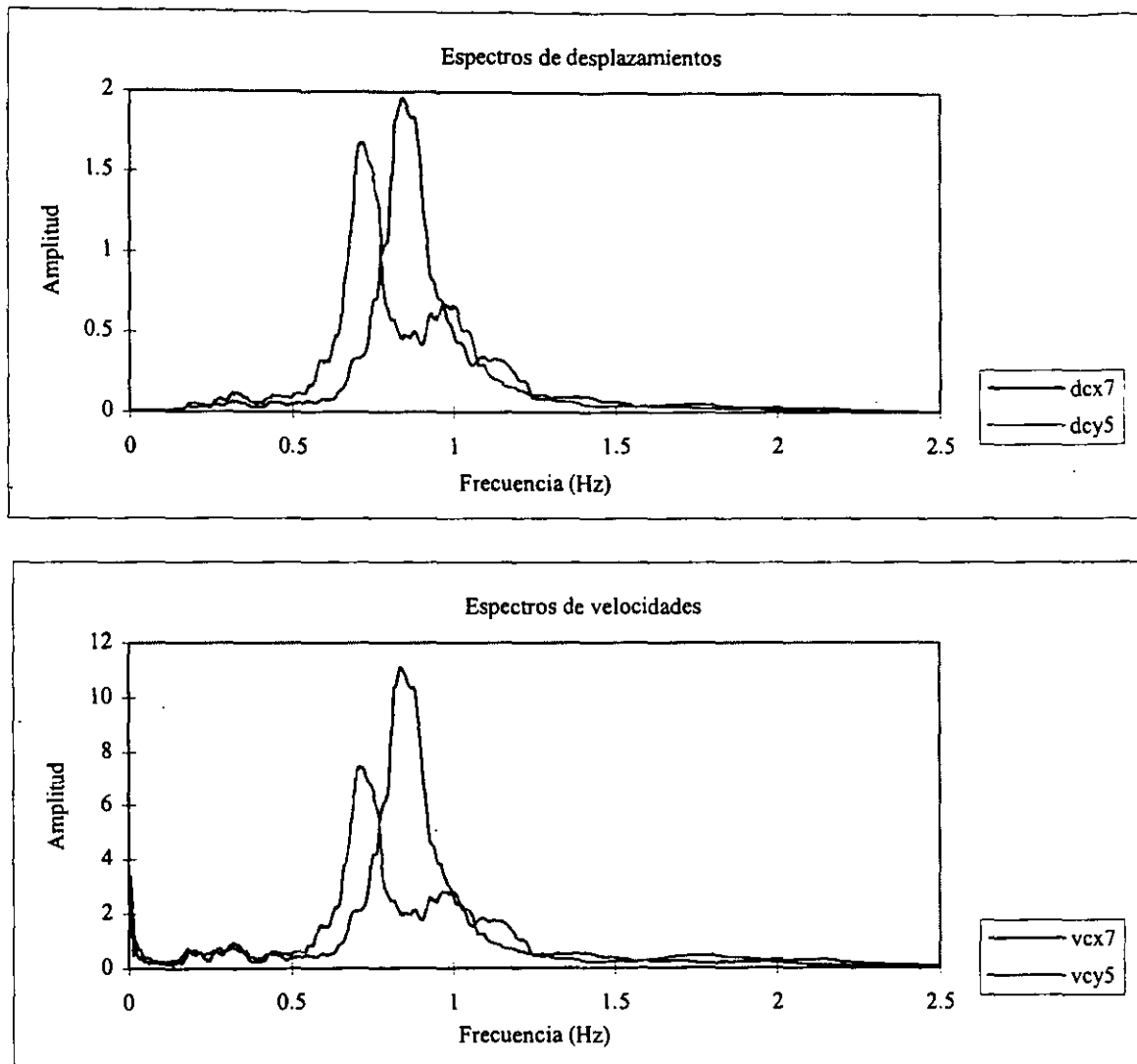
ax7e = espectro a partir de ac. en azotea centro, dir. X, modelo analítico con empotramiento y  $\xi=7\%$

**Fig. 6.4d,** Funciones de transferencia en azotea centro con base empotrada y con ISE



$acx/acy$  = espectro a partir de ac. en azotea centro, dir. X/Y, registro de acelerómetro  
 $scx/scy$  = espectro a partir de ac. en sótano centro en dir. X/Y, registro de acelerómetro  
 $ay5$  = espectro a partir ac. en azotea centro, dir. Y, modelo analítico con ISE y  $\xi = 5\%$   
 $ax7$  = espectro a partir ac. en azotea centro, dir. X, modelo analítico con ISE y  $\xi = 7\%$   
 $ay5e$  = espectro a partir de ac. en azotea centro, dir. Y, modelo analítico con empotramiento y  $\xi = 5\%$   
 $ax7e$  = espectro a partir de ac. en azotea centro, dir. X, modelo analítico con empotramiento y  $\xi = 7\%$

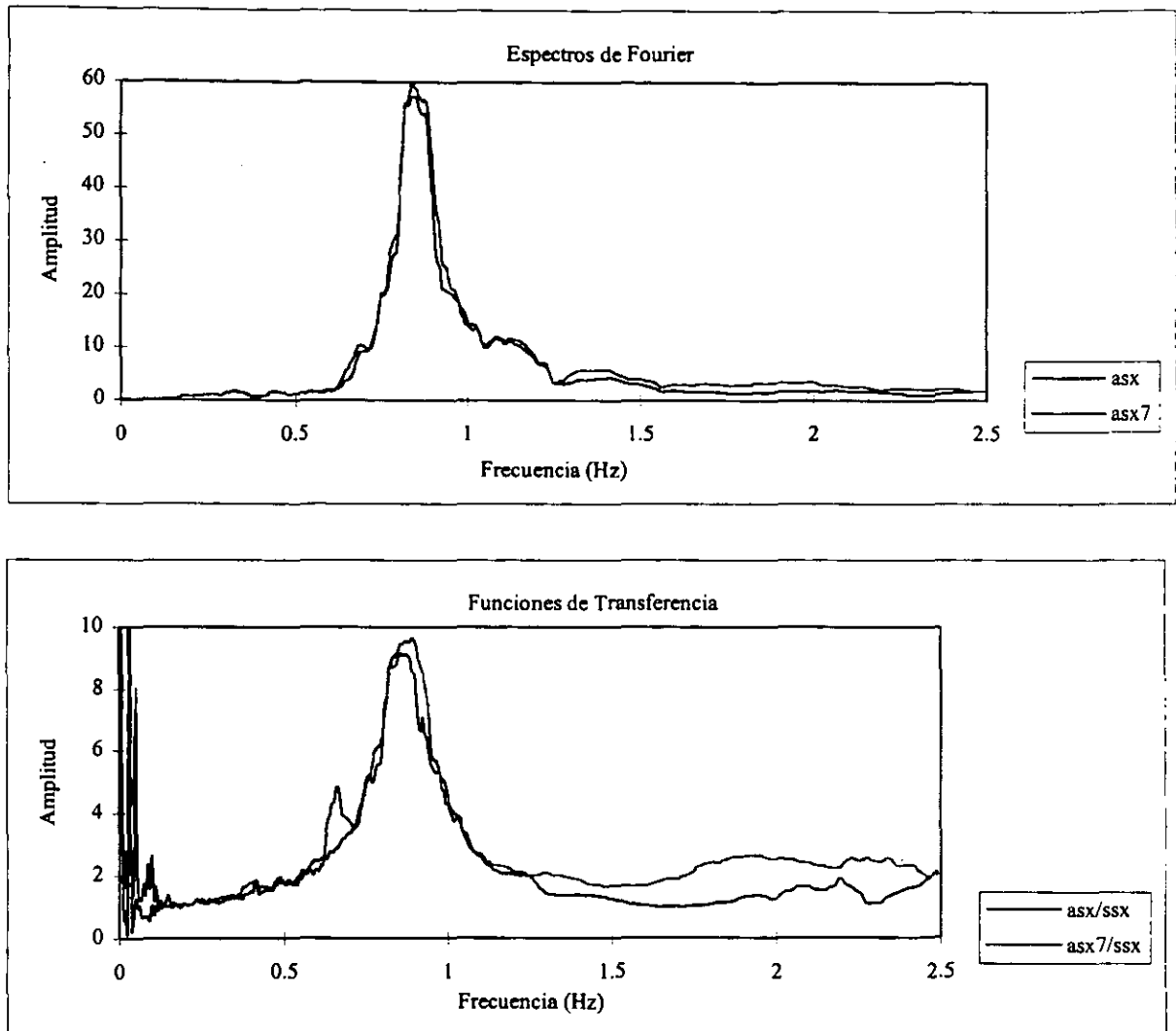
**Fig. 6.4e Espectros de Fourier de desplazamientos y velocidades en azotea centro**



dcx7 = espectro a partir de desplazamientos en azotea centro, dir. X, modelo analítico con ISE,  $\xi = 7\%$   
 dcy5 = espectro a partir de desplazamientos en azotea centro, dir. Y, modelo analítico con ISE,  $\xi = 5\%$   
 vcx7 = espectro a partir de velocidades en azotea centro, dir. X, modelo analítico con ISE,  $\xi = 7\%$   
 vcy5 = espectro a partir de velocidades en azotea centro, dir. Y, modelo analítico con ISE,  $\xi = 5\%$



Fig 6.4 f, Espectros de Fourier y Funciones de Transferencia, en azotea sur-este, Dir. X

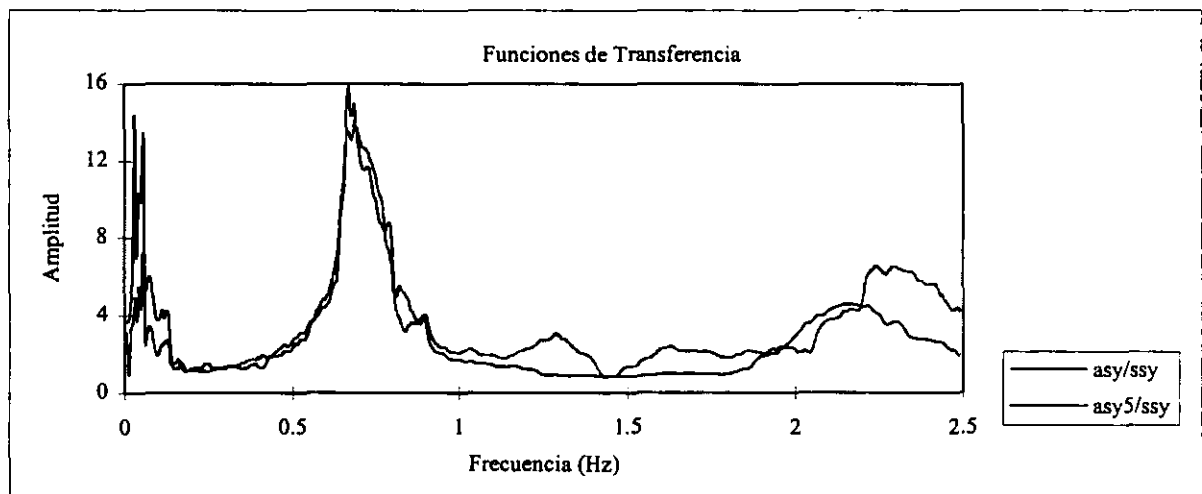
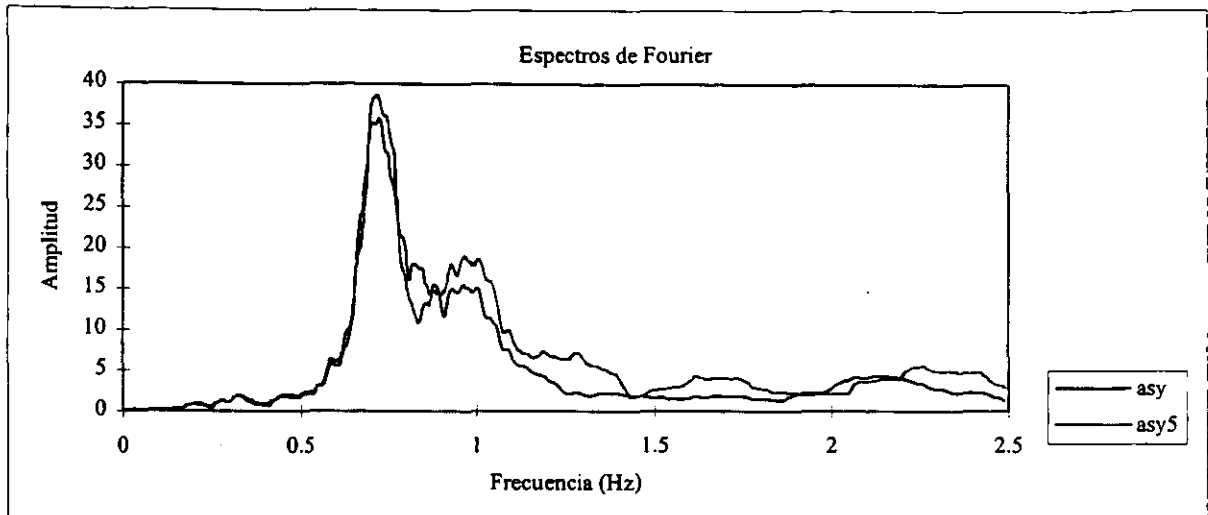


asx = espectro a partir de ac. en azotea sureste, dir. X, registro de acelerómetro

asx7 = espectro a partir de ac. en azotea sureste, dir. X, modelo analítico con ISE,  $\xi = 7\%$

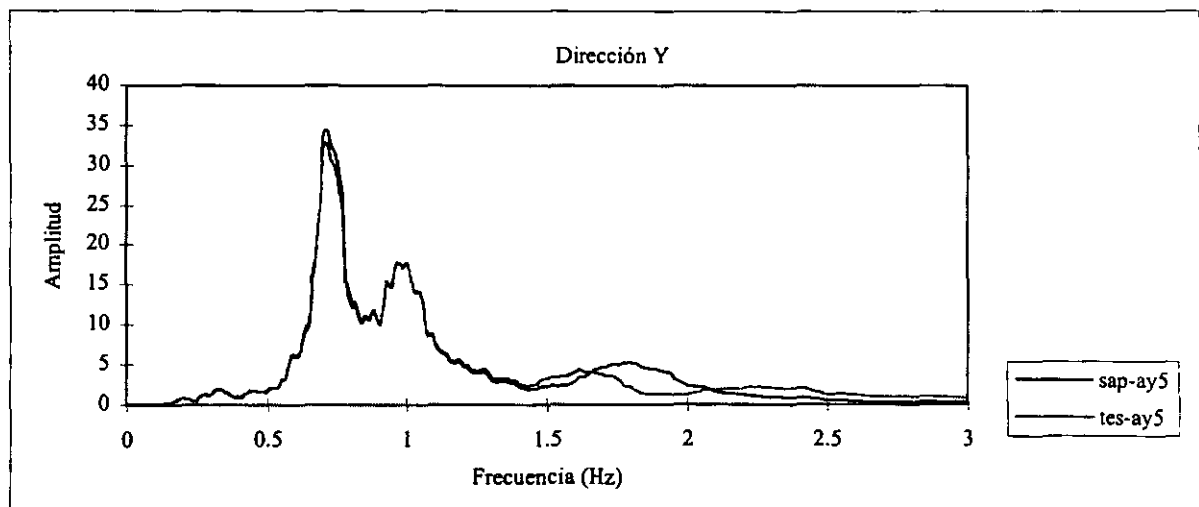
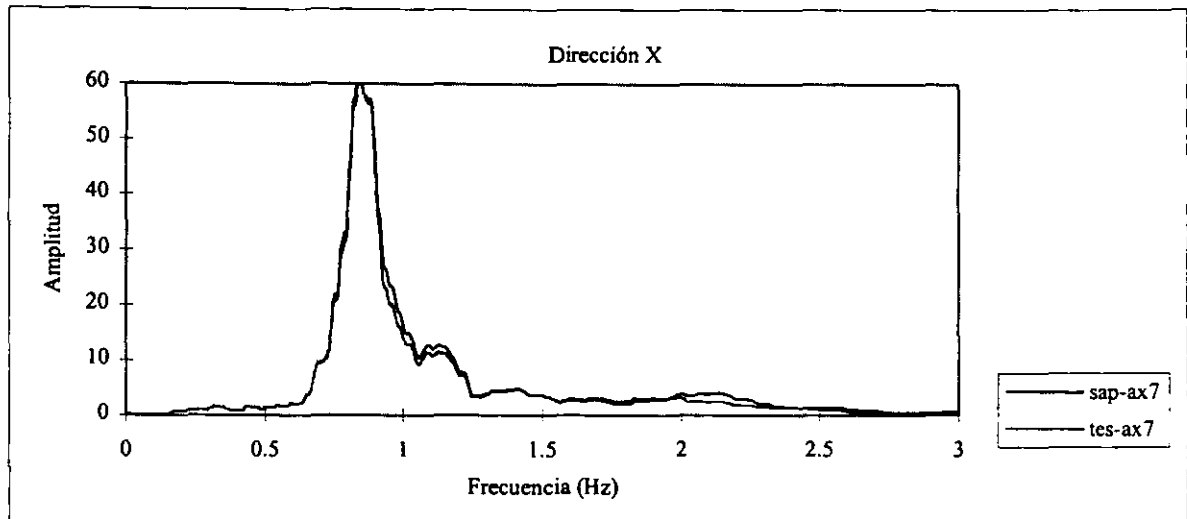
ssx = espectro a partir de ac. en sótano sureste, dir. X, registro de acelerómetro

Fig 6.4 f<sub>2</sub> Espectros de Fourier y Funciones de Transferencia, en azotea sur-este, Dir. Y



asy = espectro a partir de ac. en azotea sureste, dir. Y, registro de acelerómetro  
 asy5 = espectro a partir de ac. en azotea sureste, dir. Y, modelo analítico con ISE,  $\xi = 5\%$   
 ssy = espectro a partir de ac. en sótano sureste, dir. Y, registro de acelerómetro

Fig. 6.5 Espectros de Fourier en azotea centro con las programas SAP90 y TESCOSE



sap-ax7 = espectro a partir de ac. en azotea centro, dir. X, por excitación traslacional en SAP90,  $\xi=7\%$   
 tes-ax7 = espectro a partir de ac. en azotea centro, dir. X, por excitación traslacional en TESCOSE,  $\xi=7\%$   
 sap-ay5 = espectro a partir de ac. en azotea centro, dir. Y, por excitación traslacional en SAP90,  $\xi=5\%$   
 tes-ay5 = espectro a partir de ac. en azotea centro, dir. Y, por excitación traslacional en TESCOSE,  $\xi=5\%$

**Fig. 6.6** Curva de capacidad para diferentes patrones de carga

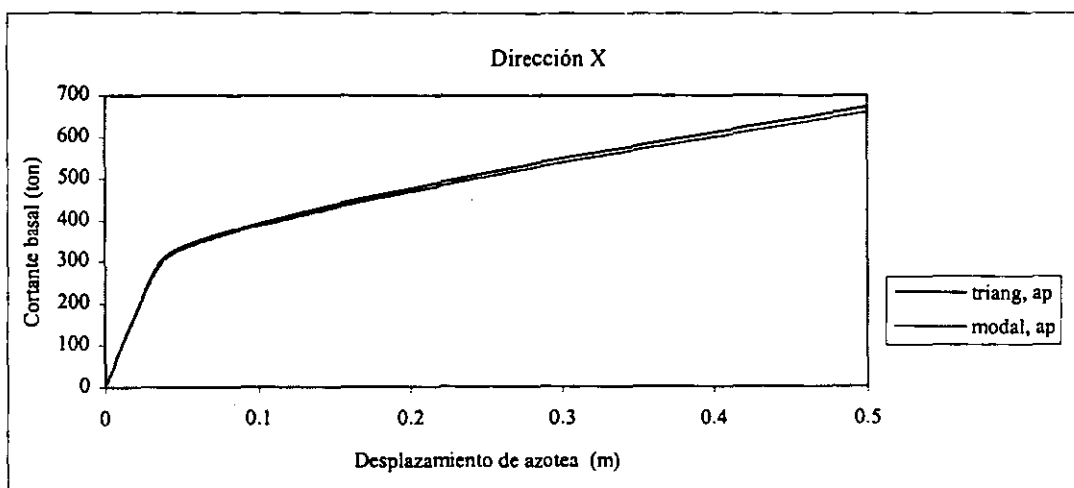
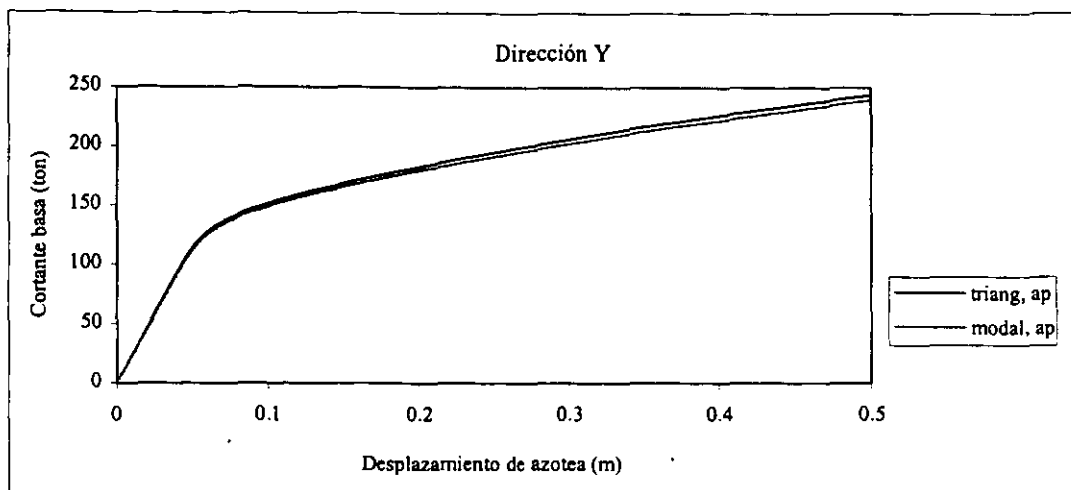
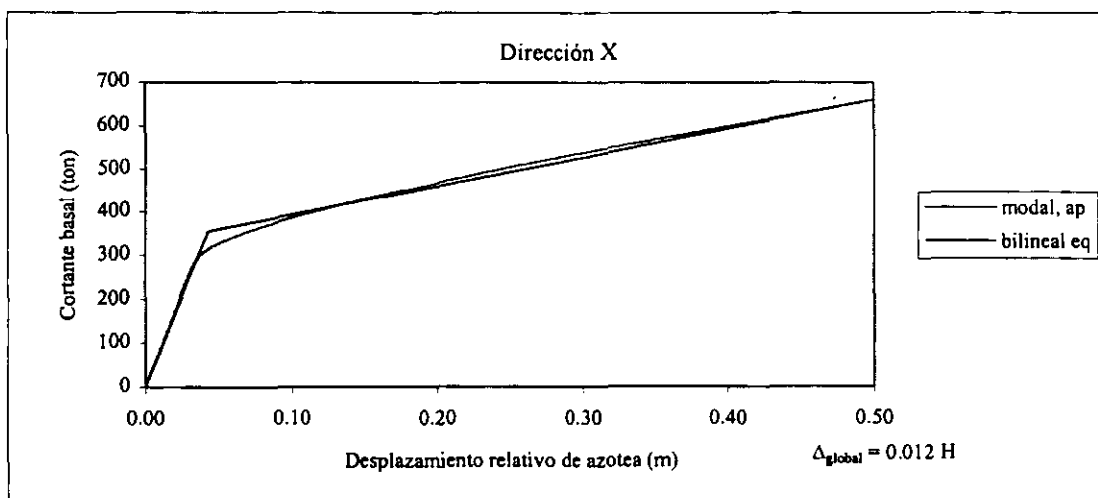
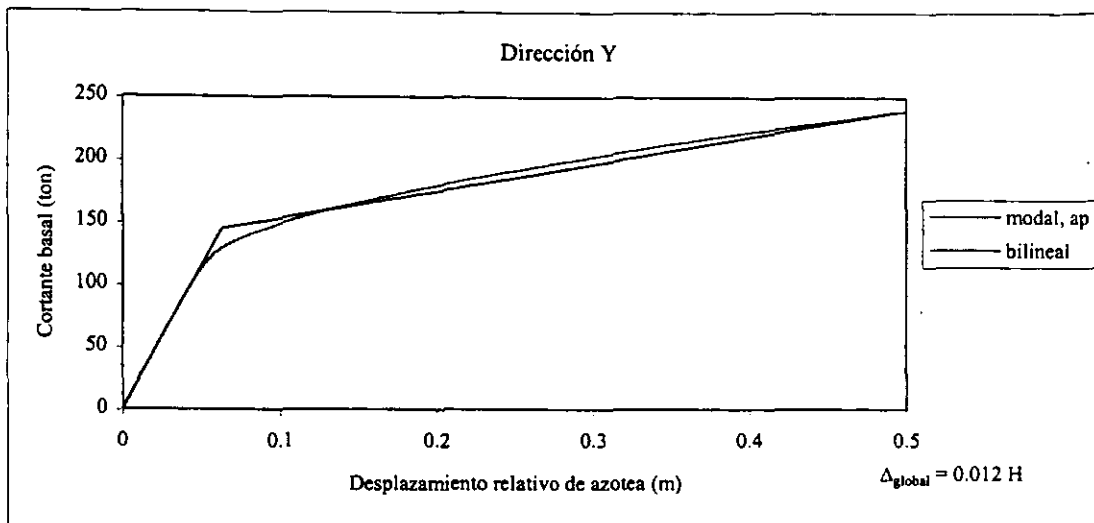


Fig. 6.7 Curva de capacidad y curva bilineal equivalente



**Fig. 6.8 Desplazamientos relativos máximos y rotaciones nodales máximas de entrepiso**

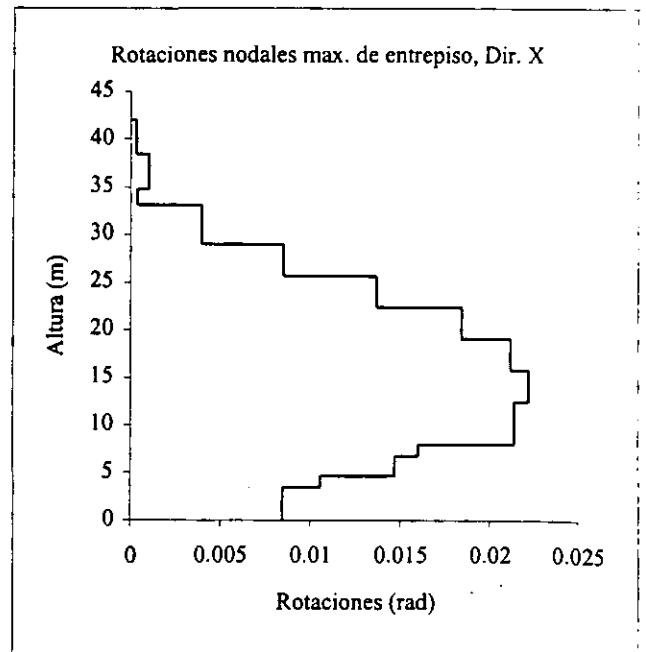
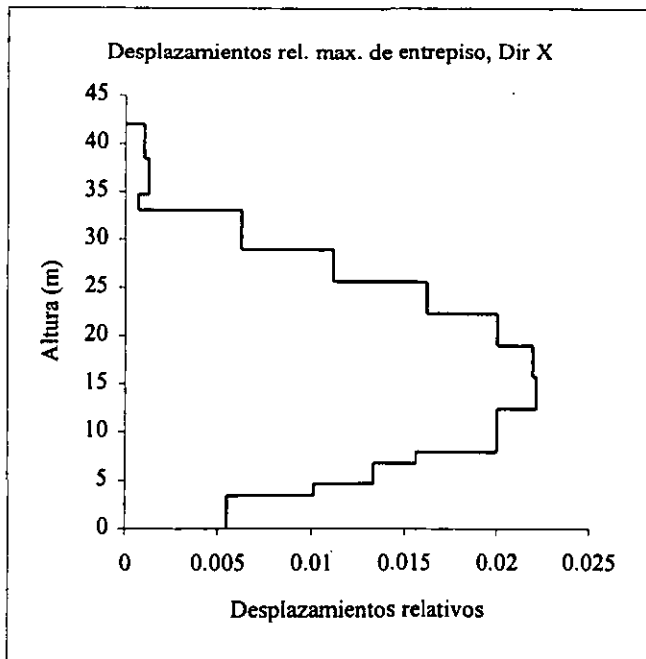
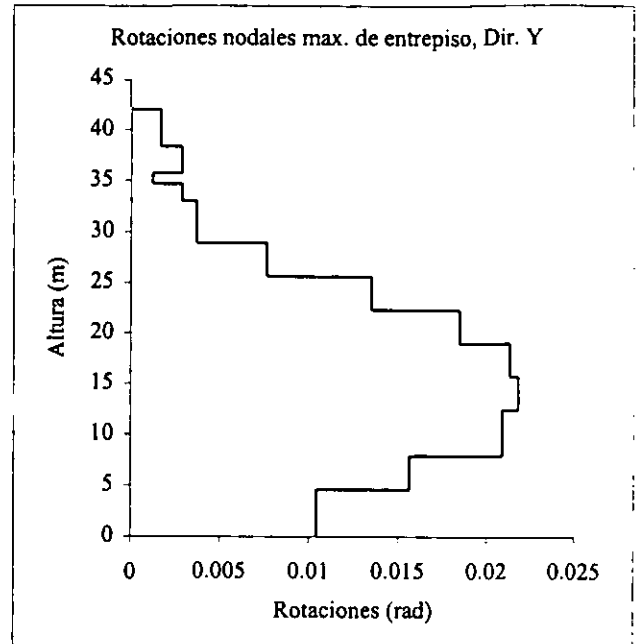
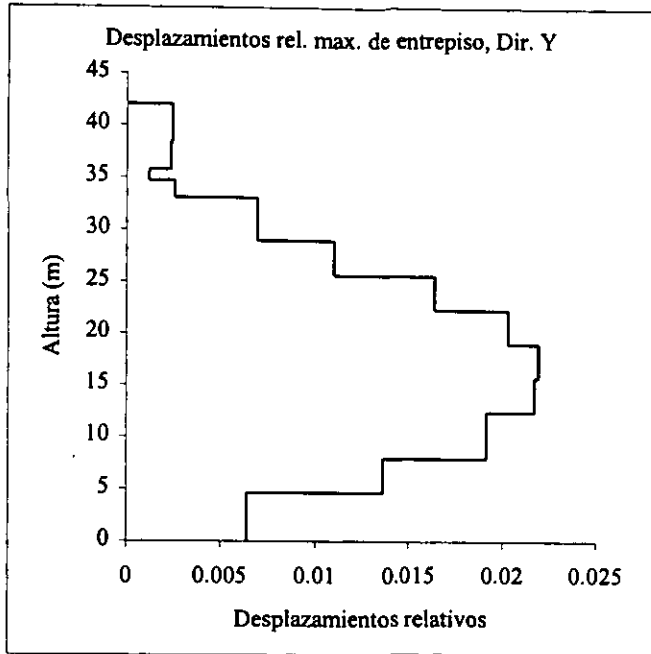


Fig A1 Crujía Tipo

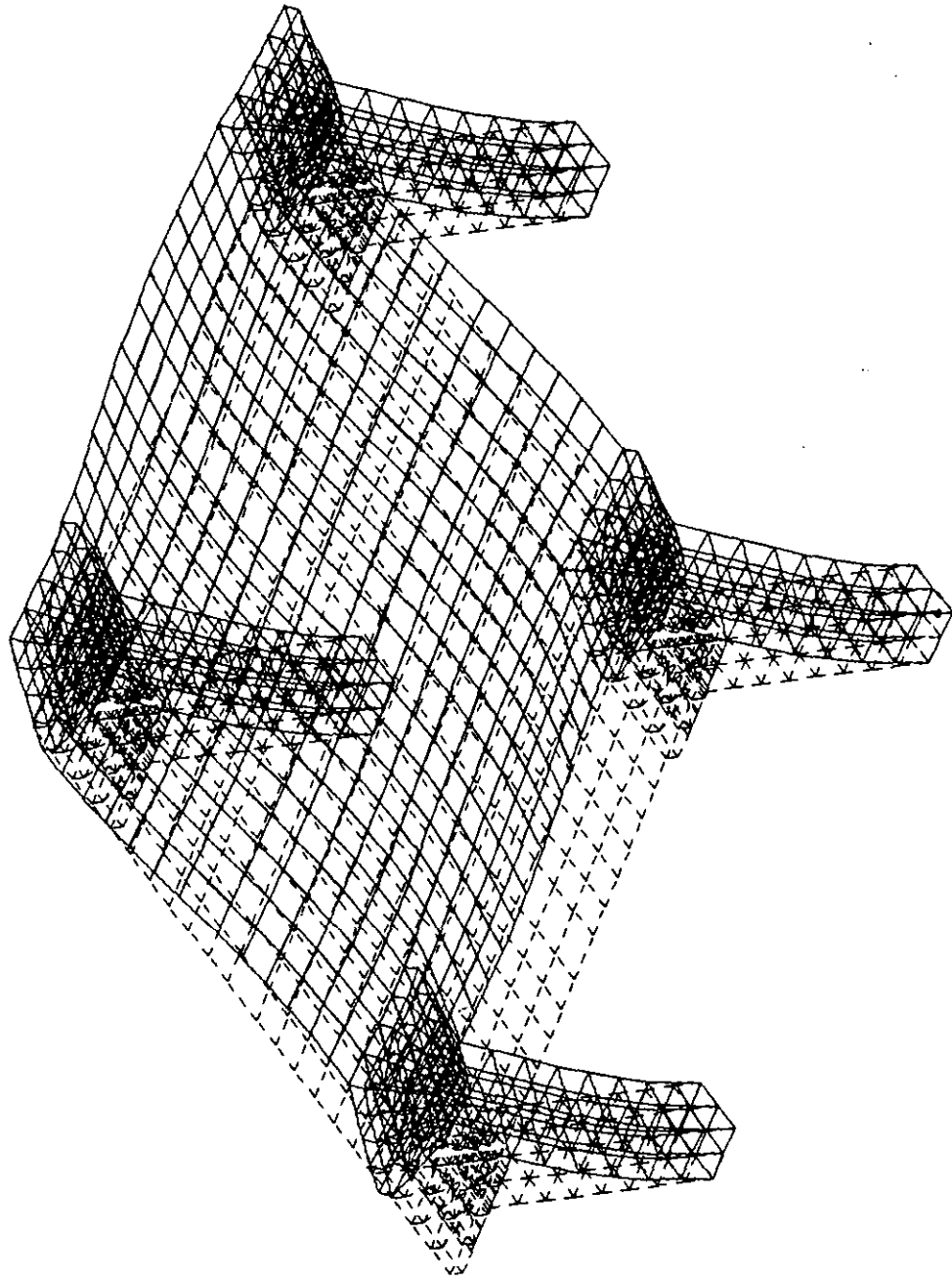
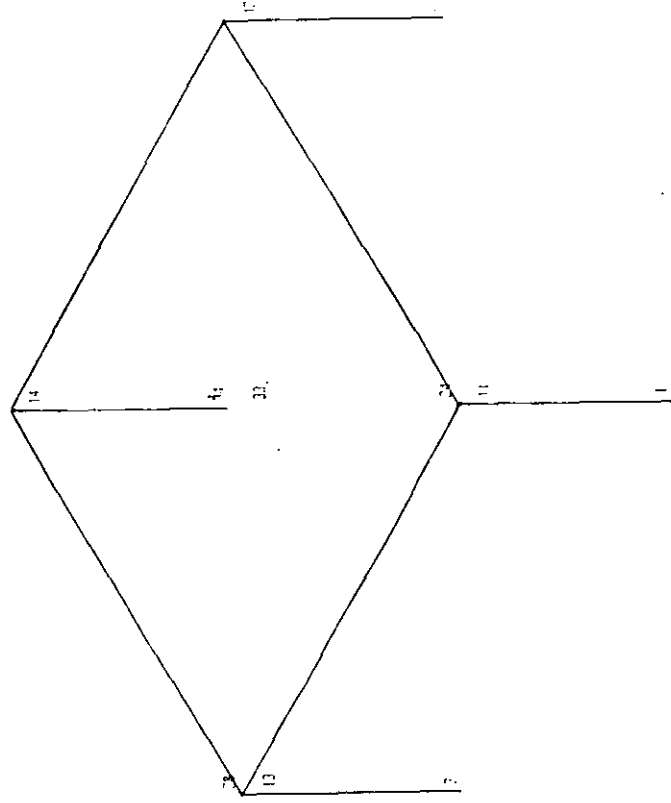


Fig. A2 Modelo Reticular Equivalente



## NOTACION

- $A$  = área de la cimentación  
 $B$  = semi-ancho de la cimentación  
 $C_e$  = amortiguamiento del sistema equivalente  
 $D$  = profundidad de desplante de la cimentación  
 $E_c$  = módulo de elasticidad del concreto  
 $FE_{x,y}$  = factor de empotramiento en dirección horizontal X, Y  
 $FE_{rx,ry,rz}$  = factor de empotramiento en dirección rotacional X, Y, Z  
 $f$  = frecuencia en ciclos/seg  
 $f_c$  = resistencia del concreto  
 $G$  = módulo de cortante dinámico del suelo  
 $G_{(xy)}(f)$  = función de densidad espectral cruzada  
 $G_{(xx)}(f), G_{(yy)}(f)$  = espectros de potencia para las series  $x(t), y(t)$   
 $H$  = altura de la estructura  
 $H_e$  = altura efectiva de la estructura de 1 gdl  
 $H_m$  = espesor del m-ésimo estrato  
 $H_s$  = profundidad de los estratos firmes en el suelo  
 $I_p$  = índice de plasticidad  
 $I_r$  = índice de consistencia relativa  
 $I_x, I_y$  = momento de inercia de la cimentación alrededor de X, Y  
 $J$  = vector de unos, momento polar de inercia  
 $K_{x,y}$  = rigidez estática traslacional en direcciones X, Y  
 $K_{rx,ry,rz}$  = rigidez estática rotacional en direcciones X, Y, Z  
 $[K]$  = matriz de rigidez de la estructura  
 $(KR)_{crit}$  = valor crítico de la rigidez angular en la base  
 $L$  = semi-longitud de la cimentación  
 $m_o$  = masa de la cimentación  
 $M_e$  = masa efectiva de la estructura de 1 gdl  
 $N$  = número de golpes en la prueba de penetración estándar  
 $R_{h,r}$  = radios de círculos equivalentes con igual área e igual momento de inercia que la superficie original  
 $S_m$  = densidad del material promedio  
 $T_{1,2,\dots}$  = períodos de vibración de la estructura  
 $T_e$  = período efectivo del modo fundamental de la estructura con base rígida  
 $T_e'$  = período efectivo del modo fundamental de la estructura con ISE  
 $T_s$  = período fundamental del suelo  
 $V_s$  = velocidad de onda de cortante del suelo  
 $v_{ac}$  = aceleración en el centro de la azotea  
 $v_{as}$  = aceleración en azotea sur-este  
 $v_{ix,iy}$  = aceleración relativa del piso i respecto a la base en dir. X e Y  
 $v_{0x,0y}$  = aceleración traslacional en el sótano en direcciones X, Y  
 $W$  = peso de la estructura



- $Z_n$  = eigenvector del modo correspondiente a la n-ésima forma natural de vibración
- $\alpha$  = la relación de deformación volumétrica de la Teoría del Estado Crítico
- $\alpha$  = factor de ancho equivalente
- $\xi_0$  = factor de amortiguamiento de la cimentación
- $\xi_e$  = factor de amortiguamiento del edificio con base empotrada
- $\xi_e'$  = factor de amortiguamiento del edificio con ISE
- $\rho$  = densidad de masa del suelo
- $\sigma'_c$  = esfuerzos de consolidación efectivos
- $\theta_y H$  = aceleración traslacional en la azotea por rotación de la base
- $\theta_z B$  = aceleración traslacional en esquina de azotea por torsión alrededor del eje Z
- $\theta_{x,y}$  = aceleración rotacional del edificio en la base con respecto a X e Y
- $\theta_z$  = aceleración torsional del edificio con respecto a Z
- $\eta_s, \eta_p$  = frecuencias fundamentales adimensionales del depósito del suelo en dirección transversal y vertical
- $\nu$  = relación de Poisson
- $\gamma$  = densidad de masa relativa entre la estructura y el medio de apoyo
- $\gamma_{(xy)}$  = función de coherencia entre densidades espectrales  $x(t)$ ,  $y(t)$
- $\omega$  = frecuencia circular de vibración de la excitación
- $\omega_n$  = frecuencia circular de vibración de la estructura
- $\omega_n$  = contenido de agua
- $\omega_L$  = límite líquido