

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

01161  
6  
rej

TESIS

PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE LOS REGISTROS SÍSMICOS OBTENIDOS  
ENTRE 1993 Y 1997 EN UN EDIFICIO DE CATORCE NIVELES DE LA CIUDAD  
DE MÉXICO

PRESENTADA POR:

JOSÉ LUIS HERNÁNDEZ DÍAZ

PARA OBTENER EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA  
(ESTRUCTURAS)

DIRIGIDA POR:

DR. DAVID MURIÀ VILA

264559

Ciudad Universitaria, julio de 1998

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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

## AGRADECIMIENTOS

Al Dr. David Murià Vila, por compartir sus conocimientos, orientación y apoyo total, en la realización de este trabajo.

A los Drs. Roberto Meli Piralla, José Alberto Escobar Sánchez, Roberto Gómez Martínez y al M. en I. Enrique Mendoza Otero, mi sincero agradecimiento por sus comentarios a este trabajo.

Al Instituto de Ingeniería, por brindarme la oportunidad de adquirir más conocimientos, para una mejor formación profesional.

# ÍNDICE

## 1. INTRODUCCIÓN

## 2. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

## 3. REGISTROS SÍSMICOS

- 3.1 Instrumentación del edificio
- 3.2 Eventos sísmicos estudiados

## 4. PROCESAMIENTO DE REGISTROS

## 5. ANÁLISIS EN EL DOMINIO DEL TIEMPO

- 5.1 Historias de aceleración, velocidad y desplazamiento
- 5.2 Características de los movimientos sísmicos
- 5.3 Animaciones y trayectorias del movimiento
- 5.4 Distorsiones de entrepiso
- 5.5 Acortamientos de entrepiso
- 5.6 Aceleraciones, velocidades y desplazamientos angulares

## 6. ANÁLISIS EN EL DOMINIO DE LA FRECUENCIA

- 6.1 Identificación de propiedades dinámicas con las pruebas de vibración ambiental
- 6.2 Identificación de propiedades dinámicas con los registros sísmicos
  - 6.2.1 Identificación de frecuencias de vibración del sistema
  - 6.2.2 Identificación de frecuencias de vibración de la estructura

## **7. EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA (ISE)**

### **7.1 Método simplificado de Luco**

### **7.2 Algunas evidencias de la no linealidad entre la cimentación y el suelo**

## **8. CONCLUSIONES**

## **9. REFERENCIAS**

### **TABLAS Y FIGURAS**

## 1. INTRODUCCIÓN

La frecuencia de movimientos sísmicos intensos en la ciudad de México, se debe a la gran sensibilidad de los depósitos de arcilla a las vibraciones en la zona de lago, que hacen que se presenten elevadas intensidades por sismos que tienen su epicentro, sobre todo, en la costa del Pacífico, desde Oaxaca hasta Jalisco.

Esta característica del subsuelo en esa zona, hizo que los sismos ocurridos en 1985 en la ciudad de México afectaran a muchas edificaciones; los daños fueron desde asentamientos e inclinaciones, hasta el derrumbe total de algunas estructuras. Se estimó que aproximadamente 5,000 edificios fueron severamente dañados y 12,000 presentaron daños ligeros (Díaz, 1996).

El gran número de construcciones dañadas motivó a considerar que la instrumentación de edificios podría contribuir a comprender el comportamiento sísmico de las estructuras construidas en la zona de lago. Por lo que la instrumentación de estructuras es importante para estimar las características dinámicas, a partir de registros sísmicos obtenidos y con ellas revisar las consideraciones de diseño, validar los modelos analíticos usados en el análisis sísmico, así como detectar la posible vulnerabilidad de cierto tipo de estructuras.

Al respecto, el Instituto de Ingeniería de la UNAM, instrumentó en 1992 con 14 acelerógrafos triaxiales (Meli, *et al.*, 1994) un edificio ubicado en la zona de suelo blando de la ciudad de México. Lo anterior con el propósito de estudiar la amplificación de las ondas sísmicas desde los depósitos profundos hacia la superficie, los diferentes movimientos de la estructura, evaluar los efectos de interacción suelo-estructura, así como estudiar las características dinámicas del sistema, ante sismos registrados de diferente intensidad

Para este trabajo se procesaron y analizaron los nueve eventos sísmicos más significativos, ocurridos entre 1993 y 1997, y cuyos objetivos son interpretar los resultados tanto en el dominio del tiempo como en el de la frecuencia, para lo cual se pretende:

- Evaluar la amplificación de las ondas sísmicas, desde los depósitos profundos hacia la superficie de los eventos sísmicos en estudio.
- Estudiar los diferentes tipos de movimientos del sistema suelo-estructura, y su contribución de cada uno, en la respuesta del edificio. Además de determinar en forma cualitativa la contribución de los modos de vibrar en la respuesta de la estructura.
- Evaluar las distorsiones de entrepiso, y compararlas con las que propone el Reglamento de Construcciones del DDF.
- Determinar los principales parámetros dinámicos del sistema suelo-estructura como son: frecuencias naturales de vibrar, fracciones de amortiguamiento crítico, configuraciones modales, y los efectos de interacción suelo-estructura (ISE).
- Interpretar la variación de las frecuencias naturales de vibración de traslación y torsión entre eventos consecutivos.
- Interpretar la variación de las frecuencias de traslación vertical y cabeceo durante cada evento sísmico y entre eventos consecutivos.

## 2. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

El edificio se encuentra desplantado en la zona de suelo blando de la ciudad de México, donde el espesor de los estratos arcillosos es de 31 m, y la capa dura se encuentra a 38.5 m de profundidad. La frecuencia dominante del terreno medida en este sitio es de 0.5 Hz (Meli, *et al.*, 1997).

La cimentación es de tipo mixta, consiste en un cajón de concreto reforzado desplantado a 3.30 m de profundidad, el cual se apoya sobre 54 pilotes de fricción de sección transversal triangular de 60 cm de lado y 28 m de longitud, además de 10 pilotes de forma cuadrada de 40 cm de lado y 26 m de longitud, desplantados a 9 m de profundidad, y su extremo inferior se apoya en la capa dura (fig 1).

Respecto a la superestructura la componen dos cuerpos: el primero (cuerpo uno), de catorce niveles con un apéndice, y el segundo (cuerpo dos) de tres niveles; ambos se encuentran unidos en la planta de sótano y separados por una junta constructiva de 15 cm de ancho en los demás niveles. Los tres primeros niveles son estacionamiento, y abarcan ambos cuerpos siendo sus dimensiones de 20 m por 40 m (fig 2), están escalonados y comunicados entre si con rampas; la altura de entrepiso varía entre 2.50 m y 4.45 m. Por su parte, la planta típica del cuarto al decimocuarto nivel tiene forma rectangular, de 20 m (dirección T) por 32.45 m (dirección L), y altura de entrepiso de 3.15 m; están destinados a oficinas.

La estructura es de concreto reforzado, a base de columnas rectangulares, muros de concreto en las crujiás extremas de las fachadas laterales (dirección L) además del cubo de elevador, y como sistema de piso, losa reticular con 45 cm de peralte, de los cuales 5 cm corresponden a la capa de compresión. El cubo de escaleras y las tres crujiás centrales de las fachadas laterales tienen muros de mampostería.

Las resistencias nominales del concreto en columnas y muros, determinadas a partir de pruebas no destructivas y derivadas de ensayos de núcleos extraídos de dichos elementos,



son de  $314 \text{ kg/cm}^2$  para los primeros siete niveles, con módulo de elasticidad de  $195000 \text{ kg/cm}^2$ , y de  $272 \text{ kg/cm}^2$  para los niveles restantes, con módulo de elasticidad de  $171000 \text{ kg/cm}^2$  (Aire y Murià Vila, 1993).

Durante el sismo del 19 de septiembre de 1985, el edificio sufrió algunos daños en sus elementos estructurales y no estructurales: la mayoría de los muros de mampostería se agrietaron, varias columnas interiores sufrieron fisuras menores de 1 mm de ancho, y en otras del séptimo nivel hacia arriba se presentaron desprendimientos de material.

Debido al nivel de daño que sufrió el edificio se llevó a cabo su primera rehabilitación en 1986, que consistió en encamisar las columnas interiores con concreto reforzado de 10 cm de espesor, además de la construcción de muros de concreto en las crujiás extremas de los marcos exteriores en la dirección L (fig 3).

Después del sismo del 10 de diciembre de 1994, se observaron agrietamientos en muros de mampostería y concreto, así como desprendimientos de aplanados de yeso y de plafones. En algunas columnas del estacionamiento aparecieron pequeños agrietamientos por cortante, producto del asentamiento diferencial del cuerpo dos.

Se detectó previamente que las grietas de los muros de concreto habían sido resanadas con yeso. Se atribuyen al sismo del 25 de abril de 1989, en el que se supone que el inmueble sufrió daños en sus elementos estructurales y no estructurales.

Un año después, con el evento del 14 de septiembre de 1995 aumentaron los daños en las columnas que habían presentado agrietamiento por cortante, y en elementos no estructurales (fig 4).

La segunda rehabilitación del edificio se inició después del temblor de 9 de octubre de 1995, habiéndose concluido en enero de 1997. Se realizó principalmente en las tres crujiás de los marcos extremos de la dirección T, consistiendo en la construcción de trabes de concreto de 0.20 m de base por 1.08 m de peralte, así como en la ampliación de la sección de las columnas existentes. Tanto las trabes nuevas como la ampliación de columnas se confinaron

parcialmente con placas de acero, y en la cruja central se colocaron contraventeos metálicos en forma de V. Las grietas en columnas y muros de mampostería fueron reparadas mediante inyecciones de resina epóxica. En la fig 5 se presentan detalles de la restructuración.

Debido a los ligeros asentamientos detectados después del sismo del 10 de diciembre de 1994 y 14 de septiembre de 1995, se realizó en marzo de 1997, mediciones de la inclinación del edificio y la nivelación de la cimentación para determinar las cotas actuales, y fijar las referencias iniciales que permitirán monitorear los asentamientos diferenciales de la estructura a través de métodos topográficos.

La medición de la verticalidad efectuada en la contrafachada del edificio, reveló que su mayor desplome es en dirección L, siendo éste de 11.8 cm, y en dirección T de 9.9 cm, medidos desde el nivel de azotea al nivel de estacionamiento E3; correspondiendo a pendientes de 0.35 y 0.29 por ciento, respectivamente.

Para llevar a cabo la nivelación topográfica de la cimentación, se fijó como banco de nivel un punto externo, situado frente a la entrada principal del edificio, asignándole una cota de 10.00 m; además se fijó un punto con un tornillo a 30 cm del piso, y al centro en cada columna de los niveles de estacionamiento E6 y sótano. Asimismo, en las columnas internas 2B, 3B, 2E y 3E, se marcó un tercer punto a 30 cm del piso y en la cara opuesta al anterior.

Los datos proporcionados por esta medición no resultaron muy confiables para definir la configuración actual de los niveles de piso de las losas de los niveles E6 y sótano, ya que estos niveles han cambiado, debido a la colocación de firmes y a las irregularidades en su superficie; en la fig 6 aparecen las cotas medidas en dichos puntos, las cuales servirán de referencia para compararlas con las nivelaciones que se harán posteriormente.

Para tener idea de los desniveles actuales, se tomaron lecturas con respecto a puntos adicionales marcados dentro de los casetones de las losas cercanos a las columnas, cuyos valores resultaron congruentes con los desplomes medidos (fig 7).

Una evidencia de los asentamientos diferenciales detectados en el edificio desde que éste se instrumentó, es el hecho de que el ademe de pozo profundo P2 ha emergido, habiéndose recortado en tres ocasiones, el 26 de enero de 1995, el 13 de agosto de 1996, y el 13 de enero de 1997; la longitud de cada una de las emersiones es de 6.5, 7.5 y 3.5 cm, respectivamente. En la fig 8, se indican con círculos dichas emersiones, y aunque están unidos por líneas, esto no necesariamente indica que la emersión sea lineal. Asimismo, entre el recorte del ademe del 26 de enero de 1995 y el del 13 de agosto de 1996, ocurrió el sismo del 14 de septiembre de 1995, que es el más intenso registrado en el edificio.

### 3. REGISTROS SÍSMICOS

#### 3.1 Instrumentación del edificio

El edificio quedó instrumentado en noviembre de 1992. Se seleccionaron 14 puntos de observación: dos instrumentos localizados a 20 m (P1) y 45 m (P2) de profundidad debajo del edificio, con el objetivo de conocer la amplificación de las ondas sísmicas desde los depósitos firmes hacia la superficie. Uno en la superficie del terreno (S) a 40 m del edificio, y once instrumentos en diferentes niveles de la estructura para poder detectar formas modales superiores de vibrar y los efectos de torsión (AO, AC, AE, 11O, 11E, 8O y 8E), incluyendo los cuatro del sótano (SO, SN, SC y SE). Estos últimos sirven para evaluar los efectos de interacción suelo-estructura, como es cabeceo y traslación de la base (Meli, *et al*, 1997). En la fig 9 se presenta el croquis del edificio con la localización de los acelerógrafos.

Todos los instrumentos son acelerógrafos digitales, marca Terra-Technology DCA-333R, con sensores triaxiales, dos horizontales y uno vertical. La red está interconectada a una señal común de tiempo, con el fin de obtener un registro síncrono que permita conocer con precisión el movimiento de la estructura en sus distintos puntos de medición. El sistema se basa en una configuración maestro-esclavo, en el cual al rebasarse el movimiento, el umbral del aparato (AE), pone en operación simultáneamente el resto de los acelerógrafos. Además, cada instrumento es capaz de iniciar su operación en forma autónoma cuando su propio algoritmo detecta un valor de aceleración mayor al umbral programado, que en este caso se fijó en  $6 \text{ cm/s}^2$ .

La tabla 1 corresponde a un resumen de la instrumentación del edificio, en ella aparecen la clave de la estación, orientación T, L y V, y aceleración máxima que puede registrar cada sensor expresado en fracción de la aceleración de la gravedad, así como el tipo de montaje. Esta instrumentación permaneció hasta julio de 1996, ya que por cuestiones de reestructuración del edificio se tuvieron que reubicar algunos aparatos (fig 10). Las orientaciones y tipo de montaje entre paréntesis, son las modificaciones en la orientación original que se realizaron

desde julio de 1996. La ubicación y orientación de los aparatos a partir de esta fecha a noviembre de 1997 se presenta en la fig 11.

### 3.2. Eventos sísmicos estudiados

De noviembre de 1992 a febrero de 1997 se han registrado un gran número de eventos en el edificio, de los cuales se seleccionaron los nueve eventos sísmicos más significativos para este estudio: siete de ellos ocurrieron en la costa de Guerrero, uno en la costa de Colima y uno más en la costa de Michoacán.

En la tabla 2 se presentan las características de los sismos estudiados: fecha y hora del epicentro con respecto al meridiano de Greenwich, la magnitud  $M_e$  basada en la estimación de la energía sísmica radiada, la magnitud  $M_w$  que se mide con las ondas de periodo largo de 20 s, coordenadas y distancia epicentral, la intensidad sísmica instrumental (Arias, 1970), la duración efectiva del sismo  $t_w$ , así como la aceleración máxima del terreno.

La intensidad horizontal de Arias ( $I_h$ ) se basa en la hipótesis de que la cantidad de daño estructural impartida por un sismo es proporcional a la energía disipada por unidad de peso de las estructuras. Se calcula como:

$$I_h = I_{xx} + I_{yy} = \frac{\pi}{2g} \int_0^t (a_x^2 + a_y^2) dt$$

donde:

$I_{xx}$  = intensidad horizontal en la dirección x

$I_{yy}$  = intensidad horizontal en la dirección y

$a_x$  = aceleración del terreno en la dirección x

$a_y$  = aceleración del terreno en la dirección y

t = duración del temblor

g = aceleración de la gravedad

La duración efectiva  $t_{er}$  de un temblor, en este estudio, es el intervalo del registro de aceleraciones del terreno, comprendido entre el 5 y el 95 por ciento del total de la energía acumulada, es decir  $t_{er} = t_{95\%} - t_{5\%}$ .

Debido a las evidencias que se mencionan en el capítulo anterior, sobre los daños que se supone produjo al inmueble, el sismo del 25 de abril de 1989, en la tabla 3 se presentan las características de este evento, y la de los sismos ocurridos, el 10 de diciembre de 1994 y 14 de septiembre de 1995, registradas por estaciones cercanas al edificio en estudio.

Al comparar el evento del 25 de abril de 1989, registrado en estaciones cercanas al inmueble con intensidad horizontal de Arias de 59 cm/s, con el evento 95-1, que es el más intenso que se ha registrado en el edificio, se concluye que antes de instrumentarlo, hubo un sismo de mayor intensidad que el máximo registrado, el cual se supone provocó daños estructurales y no estructurales.

Se aprecia en la tabla 2, que aun cuando los eventos 94-3, 95-1, 95-2 y 97-1 son los de mayor magnitud, los de efectos más intensos en el sitio donde se ubica el edificio fueron los eventos 94-3, 95-1 y 97-1, que tuvieron la mayor intensidad horizontal instrumental, siendo éstas de: 5.43, 19.27 y 5.51 cm/s, respectivamente.

La distancia epicentral de los eventos que se presentaron en el estado de Guerrero, varía entre 206 y 318 km, mientras el que ocurrió en Michoacán es de 427 km y el de Colima de 532 km.

A pesar de que la red acelerográfica del edificio ha funcionado muy bien, se han presentado fallas en algunos acelerógrafos durante el lapso de los eventos sísmicos en estudio, las cuales provocaron que algunos de estos registros no fueran utilizados en el procesamiento y análisis.

Al respecto, una de estas fallas se detectó en el aparato de pozo profundo (P2) en sus tres sensores. Sin embargo, al realizarle la reparación oportunamente, la sensibilidad de los sensores que el proveedor colocó fue de 1 g, en vez de  $\frac{1}{4}$  g, por lo que la señal en sus tres componentes tuvo mala resolución, en los eventos ocurridos del 26 de abril de 1993 al 13 de

septiembre de 1995, pues la aceleración máxima del sensor requiere estar relacionado con la máxima que se pueda presentar; la falla afectó los eventos 93-3, 93-4, 93-11, 94-1 y 94-3, apreciándose escalonamientos en la señal de dichos componentes.

En cuanto al evento 93-4, el aparato ubicado en la esquina este del nivel 11 (11E) tuvo problemas de intercomunicación, no iniciándose el registro hasta que el acelerógrafo alcanzó su umbral de disparo prefijado; en consecuencia, el tiempo de retraso entre este aparato con respecto al inicio de los demás aparatos, fue de 5.76 s.

Los acelerógrafos de pozo P1 y P2 presentaron problemas en sus tres sensores para el evento 93-11, debido a la falla en la comunicación del aparato maestro (AE) con los de pozos.

Para el evento 94-3, el acelerógrafo de P1 por haberse retirado para mantenimiento estuvo fuera de servicio del 3 de noviembre de 1994 al 13 de septiembre de 1995; por su parte, el de P2 registro sólo 41 s, nuevamente por la falla de comunicación del aparato maestro (AE).

En el evento 95-2, el aparato del punto AE se interrumpió en tres ocasiones, con duración cada una de ellas de 3.5, 2.5 y 1.5 s, respectivamente.

Finalmente, de julio de 1996 a julio de 1997, el aparato de sótano oeste operó con sensores de 1 g, en vez de  $\frac{1}{4}$  g en su sensor vertical, y de  $\frac{1}{2}$  g en los horizontales, por lo que la señal en sus tres componentes tuvo mala resolución para los eventos 96-1 y 97-1.

Las diferentes fallas antes mencionadas, no afectaron en la determinación de los parámetros dinámicos del edificio, ni en el estudio de los registros, para obtener los diferentes movimientos del inmueble.

#### 4. PROCESAMIENTO DE REGISTROS

Los registros se procesan en dos etapas: la primera lo lleva a cabo el grupo encargado de la operación y mantenimiento de la red acelerográfica. Consiste en guardar los datos almacenados en memoria en un archivo en disco, o se leen datos a memoria de un archivo previamente abierto. A cada archivo se integra un encabezado con diversos datos de referencia, tales como nombre de la estación de registro, tipo de instrumento, rango, número de serie, fecha de recolección, longitud del registro, e índices de tramos editados (Almora y Quaas, 1997).

La segunda etapa consiste en examinar los registros, y verificar el tiempo inicial corregido, para sincronizarlos con base en una señal común de tiempo; es decir, el tiempo inicial de los registros será el de la estación que tenga el máximo tiempo inicial corregido.

Para determinar el eje de aceleración cero, se realiza en el registro de aceleraciones la corrección de línea base, que consiste en obtener el promedio de las amplitudes de todos los puntos del registro, el cual se resta a cada punto del registro; además, se le aplica un filtrado *Butterworth* de dos polos de tipo pasa banda de 0.10 a 30 Hz. Una vez hecha la sincronización, la corrección de línea base y el filtrado, se procede a la integración de los acelerogramas para obtener los registros de velocidad y desplazamiento absoluto; para ello se supone que las amplitudes varían linealmente entre dos puntos consecutivos.

Habiéndose obtenido los registros de aceleración absoluta, se grafican las historias de cada nivel instrumentado y para cada dirección (L y T), con el objetivo de verificar que las señales estén en fase, y proceder a la etapa de análisis de los registros en el dominio del tiempo y de la frecuencia.



## 5. ANÁLISIS EN EL DOMINIO DEL TIEMPO

Para estudiar los registros en el dominio del tiempo, se obtuvieron las historias de aceleraciones, velocidades y desplazamientos, trayectorias del movimiento del suelo y estructura, distorsiones y acortamientos de entrepiso, e historias de aceleraciones, velocidades y desplazamientos angulares.

### 5.1 Historias de aceleraciones, velocidades y desplazamientos

En las figs 12 a 20 se presentan las historias de aceleraciones corregidas, y desplazamientos absolutos en los catorce puntos de medición. Se aprecia que la amplificación media de las ondas sísmicas desde los depósitos firmes (P2) hacia la superficie (S) es de 2.78, 2.70 y 2.76 veces en los componentes T, L y V, respectivamente.

Por su parte, en las historias de aceleraciones y desplazamientos, se aprecian ciertas modulaciones en las señales por efectos de pulsación. Esto sucede cuando hay cercanía entre dos o más frecuencias de vibrar del sistema suelo-estructura, es decir, hay acoplamiento entre ellas, siendo una de estas frecuencias la que corresponde a la frecuencia dominante del suelo. El resultado de tal acoplamiento es la amplificación del movimiento en la dirección acoplada; los efectos de pulsación son más evidentes en la dirección L y en los eventos 93-11, 94-1, 94-3, 95-1, 95-2, 96-1 y 97-1 ya que en esta dirección, la frecuencia del sistema suelo-estructura es semejante a la del suelo.

Las máximas aceleraciones, velocidades y desplazamientos horizontales en el terreno y en la azotea ocurrieron en los eventos 94-3, 95-1 y 97-1, siendo en el terreno, de 17, 38 y 16  $\text{cm/s}^2$ , y en la azotea de 124, 130 y 55  $\text{cm/s}^2$ . En cambio, las velocidades en el terreno fueron de 5, 9 y 6  $\text{cm/s}$ , y en la azotea de 37, 38 y 16  $\text{cm/s}$ ; en cuanto a los desplazamientos, resultaron de 1.59, 3.72 y 2.11 cm en el terreno, y en la azotea de 13.0, 17.0 y 5.24 cm para cada evento.

Comparando la aceleración del terreno del evento 94-3 con el 97-1, se aprecia que son muy similares entre sí, no así en la azotea, donde la diferencia es de aproximadamente del 50 por ciento. Esto mismo se puede observar para los desplazamientos; el hecho de que la respuesta se haya reducido en forma significativa, se debió a la segunda rehabilitación del edificio.

En las tablas 4 a 12 se presentan las aceleraciones, velocidades y desplazamientos máximos absolutos registrados en cada punto de medición del edificio, y para cada uno de los eventos en estudio.

## 5.2 Características de los movimientos sísmicos.

Los acelerogramas registrados en cada punto de observación del edificio, están compuestos de diferentes tipos de movimiento. Así pues, las historias de aceleración de traslación absoluta en cualquier nivel del edificio están dadas por la siguiente expresión:

$$\ddot{X}_a^i = \ddot{X}_s + \ddot{X}_o + \ddot{X}_c^i + \ddot{X}_{ef}^i$$

donde:

$\ddot{X}_a^i$  aceleración absoluta de traslación en el i-ésimo nivel

$\ddot{X}_s$  aceleración de traslación del suelo

$\ddot{X}_o$  aceleración de traslación de la base

$\ddot{X}_c^i$  aceleración de traslación en el i-ésimo nivel debido al cabeceo de la base

$\ddot{X}_{ef}^i$  aceleración de la estructura por flexión en el i-ésimo nivel

Para obtener la aceleración absoluta de traslación en cualquier esquina instrumentada del edificio, a la aceleración absoluta de traslación se le suma la aceleración angular del entrepiso en su plano; es decir, la aceleración de la estructura por torsión en el i-ésimo nivel  $\ddot{X}_t^i$ ; y representa el movimiento adicional en la esquina del edificio.

En la fig 21, se ilustran esquemáticamente los movimientos relativos del sistema suelo-estructura.

Dado que el edificio cuenta con estaciones acelerográficas en terreno y en el sótano, se puede determinar la contribución en la respuesta de la estructura, del movimiento de cabeceo y traslación de la base, así como los de flexión y torsión de la estructura. Para llevar a cabo la descomposición del movimiento, se supone que la losa del sótano y los diafragmas de entrepiso, son infinitamente rígidos en su plano.

Las historias de aceleración y velocidades pueden representarse de igual forma que las historias de desplazamiento.

Los movimientos de desplazamiento angular  $\phi_T$  y  $\phi_L$  de la base, se calculan como el cociente de la diferencia de los registros de los componentes verticales de las esquinas del sótano, entre la distancia que los separa. Para obtener el giro alrededor del eje transversal (T), se obtiene la diferencia entre sótano norte (SN) y sótano este (SE), entre la distancia ( $D_T$ ). En el caso del giro alrededor del eje longitudinal (L), de la diferencia entre sótano oeste (SO) y sótano norte (SN), entre la distancia ( $D_L$ ).

$$\phi_T = \frac{SN - SE}{D_T} \quad ; \quad \phi_L = \frac{SO - SN}{D_L}$$

Asimismo, para calcular los desplazamientos por cabeceo ( $X_c$ ) se multiplica el giro ( $\phi_T$  o  $\phi_L$ ) por la altura ( $h_i$ ) del edificio en el nivel de interés, esto es,  $X_c = \phi h_i$ .

La traslación absoluta del sótano centro (SC), resulta de la suma de su traslación relativa, y de la traslación absoluta del terreno (S); por consiguiente, la traslación relativa del sótano centro ( $X_o$ ) se obtiene de la diferencia de los desplazamientos absolutos de los puntos SC y S, como:

$$X_o = SC - S$$

Los movimientos relativos de la estructura se obtienen de la diferencia entre las historias de desplazamientos absolutas de los componentes horizontales registrados en el edificio, y los correspondientes de la estación de terreno (S), de acuerdo a:

$$X'_o = X'_e - X_s$$

Para obtener los movimientos relativos de traslación de la estructura por flexión se promedian las historias relativas de las esquinas para eliminar los movimientos de torsión, además se le restan los movimientos de cabeceo, y traslación relativa de la base; dichos movimientos quedan definidos por:

$$X'_{of} = X'_o - X_o - X_c$$

Los movimientos de torsión en las esquinas de cualquier nivel instrumentado de la estructura, se obtienen de la diferencia de los componentes de traslación relativa en la dirección T de los registros de esquina este y oeste, y se divide entre dos, de acuerdo con:

$$X'_{of} = \frac{X_{oe}^{IE} - X_{oo}^{IO}}{2}$$

En las figs 22 a 30, se presentan las historias de aceleraciones y desplazamientos en las direcciones T y L, de los diferentes movimientos que contribuyen en la respuesta de la estructura en azotea centro (AC) y azotea oeste (AO), que son: traslación de la estructura por flexión, traslación de sótano y cabeceo de la estructura por efectos de interacción suelo-estructura, así como la torsión en las esquinas de la azotea. De donde se deduce que la contribución por efectos de interacción suelo-estructura no es significativa en la respuesta del edificio para la mayoría de los eventos en estudio, excepto el 97-1, en donde la contribución por cabeceo, en la dirección T es más evidente.

Respecto a la contribución de la torsión en azotea en los eventos 93-3, 94-1 y 97-1, es pequeña. En cambio para los eventos 93-4, 93-11, 94-3, 95-1, 95-2 y 96-1, dicha torsión llega

a ser apreciable, en razón de la cercanía de la frecuencia fundamental de torsión con la frecuencia dominante del terreno, así como del acoplamiento entre la frecuencia fundamental en dirección L con la de torsión, como una consecuencia del comportamiento no lineal de la estructura. En el caso del evento 97-1, la contribución de la de torsión en la respuesta total del edificio es insignificante, debido a que el inmueble ya se había reforzado en la dirección T, por tanto, la frecuencia de torsión aumenta considerablemente con respecto a la del suelo como se verá más adelante.

### **5.3 Animaciones y trayectorias del movimiento**

Para determinar de manera cualitativa, la contribución de los modos en la respuesta del edificio, se trazaron las formas de las animaciones en aceleración y desplazamiento relativo para diferentes intervalos de tiempo en las direcciones T y L de la esquina oeste de la estructura del edificio. Para lo cual, se extraen para un mismo instante de tiempo el valor de la amplitud, de cada registro de aceleración ó desplazamiento de los niveles de sótano, 8, 11 y azotea, dichos valores se unen por medio de líneas para poder observar las diferentes configuraciones modales descritas por estos (figs 31 a 38).

En tales figuras, se aprecia que para la respuesta del edificio en aceleración, rige *prácticamente* el modo fundamental, observándose que en los tramos iniciales del movimiento, la contribución de segundos y terceros modos, es decir, al inicio del registro, el contenido de frecuencias es amplio. En cambio, en el resto del registro dominan las frecuencias bajas que se relacionan con el modo fundamental de la estructura, ya que las frecuencias altas se atenúan debido al tipo de terreno, y a la gran distancia entre el inmueble y el epicentro de los sismos en estudio.

Por su parte, en la respuesta de desplazamiento rige el modo fundamental, siendo poco apreciable la contribución de modos superiores, ya que la respuesta de desplazamientos es pequeña para frecuencias altas. Además de que al integrar dos veces las aceleraciones a fin de obtener los desplazamientos, disminuye la contribución de las frecuencias altas.

Además se presentan las animaciones de desplazamiento relativo vertical del sótano y azotea, trazadas a partir de los registros de las estaciones de las esquinas y centro (figs 39 a 46). Donde se aprecian movimientos relativos entre las estaciones, lo que indica la flexibilidad de la losa en el plano normal a ella.

Asimismo, para observar las modificaciones que sufre el movimiento del terreno (S) y el de la estructura del edificio, se trazaron las trayectorias de desplazamiento relativo con diferentes intervalos de tiempo: para el terreno y sótano centro (SC), en planos horizontales (dirección T y L), y horizontales y verticales (dirección V y L, y V y T); y para las esquinas y azotea centro (AC), en planos horizontales (dirección T y L).

En el intervalo inicial del movimiento en el terreno y sótano de los eventos en estudio excepto el 94-3, se aprecia en las figs 47-55, que la trayectoria del movimiento en planos horizontales no tiene una dirección predominante; en cambio, para el evento 94-3 muestra una dirección de 45 grados con respecto a la dirección L del edificio. Durante el segundo intervalo del movimiento de los eventos 93-3 y 93-4, se aprecia que la trayectoria del movimiento en el plano horizontal tiene una dirección de 45 grados aproximadamente con respecto a la dirección L del edificio, y en dirección T al edificio para el evento 95-1. No así para los eventos 93-11, 94-1, 94-3, 95-2, 96-1 y 97-1, donde se aprecia que no existe una dirección predominante. Para el tercer intervalo del movimiento para el evento 94-3, la trayectoria tiene una dirección de 45 grados aproximadamente con respecto a la dirección L del edificio; en cambio, para el evento 97-1, la trayectoria es en la dirección T del edificio. Para el resto de los eventos, no se define una trayectoria predominante.

En las figs 47 a 55, se aprecian las trayectorias del movimiento en planos horizontales y verticales del terreno y sótano, donde se observa que aunque el componente vertical aparentemente es poco significativo, sus efectos en la interacción suelo-estructura podrían ser de consideración como se vera más adelante.

En las figs 56 a 64 se presentan las trayectorias de desplazamiento en las esquinas de los niveles instrumentados. Si se observan las trayectorias de desplazamiento en planos horizontales en las esquinas de azotea y nivel 11. Los dos primeros intervalos corresponden a

la fase intensa de los eventos 93-3 y 93-4, apreciando en dichas figuras que el movimiento en dirección T del edificio predomina, lo cual se atribuye a que los rumbos de los epicentros coinciden con esta dirección, siendo la más flexible del edificio.

El segundo intervalo del movimiento, que corresponde a la fase intensa, en los eventos 93-11 y 94-3, predomina el movimiento en dirección L del edificio, debido al acoplamiento entre las frecuencias fundamentales de vibración de la dirección L con torsión y el suelo. Además de lo anterior, para el evento 94-3 el rumbo del epicentro prácticamente coincide con la dirección L del edificio.

En cuanto al evento 94-1, el primer intervalo del movimiento pertenece a la fase intensa del sismo, observándose que predomina el movimiento en la dirección L del edificio, debido a que el rumbo del epicentro está aproximadamente a 28 grados con respecto a la dirección L. Así como del acoplamiento entre las frecuencias fundamentales de vibración de la dirección L con torsión y el suelo.

Respecto al 95-1, que es el más intenso que se ha registrado en el edificio, el movimiento tiende a ser en dirección T para el segundo intervalo del movimiento, que corresponde a la fase intensa. Esta dirección predominante se debe a que el rumbo del epicentro coincide con ella; y al acoplamiento entre las frecuencias fundamentales de vibración de la dirección L con torsión y el suelo.

En el evento 95-2, el movimiento en el segundo y tercer intervalo, prevalece en la dirección L, debido a que el rumbo del epicentro prácticamente coincide con esa dirección del edificio, y al acoplamiento entre las frecuencias fundamentales de vibración de la dirección L con torsión y el suelo; presentándose la fase intensa en estos intervalos.

Respecto al evento 96-1, los dos primeros intervalos del movimiento corresponden a la fase intensa del sismo, observándose que no se tiene una dirección predominante del movimiento; aunque tiende a ser ligeramente en dirección L. En este evento, el rumbo del epicentro está aproximadamente a 30 grados con respecto a la dirección L del edificio.

Finalmente, para el evento 97-1, aunque el rumbo del epicentro prácticamente coincide con la dirección L del edificio, no predomina el movimiento en ninguna dirección en los dos primeros intervalos, en donde se presenta la fase intensa.

De lo anterior se concluye, que las trayectorias predominantes del movimiento del edificio, para mayoría de los sismos, se debe al acoplamiento entre frecuencias de la dirección L con torsión y el suelo, y a la dirección del rumbo del epicentro.

#### **5.4 Distorsiones de entrepiso**

Una forma de determinar el funcionamiento satisfactorio de las estructuras sometidas a eventos sísmicos, es evaluando las distorsiones de entrepiso, las cuales están relacionadas con los daños que se presentan en el edificio. Estas deben quedar limitadas a ciertos valores, que de acuerdo con el reglamento del Distrito Federal son de 0.006 en el caso de que existan elementos que no sean capaces de soportar deformaciones apreciables, y de 0.012 en el caso de que dichos elementos estén separados de la estructura principal.

Las distorsiones máximas consideradas fueron las que causaron mayor daño al inmueble, y son las que corresponden a la estructura, para lo cual se calcularon los desplazamientos propios de ésta, es decir, al desplazamiento relativo de cada nivel instrumentado se le resta el componente relativo debido a la traslación de sótano y el componente debido al cabeceo de la base.

Las distorsiones se calcularon a partir de la diferencia entre los desplazamientos propios de la estructura en cada nivel instrumentado consecutivo, y se dividió entre la diferencia de las alturas de dichos niveles. En las figs 65 y 66, se presentan las historias de distorsión en las dos direcciones de traslación (T y L), y para el nivel azotea (AC) con N11, N11 con N8 y N8 con sótano, presentándose las distorsiones máximas en la mayoría de los eventos en N11-N8, excepto para el 93-4, en que se presentó en AC-N11.



En las tablas 13 y 14 se observa que entre los eventos 93-3 y 93-11 hubo un aumento en las distorsiones máximas, las cuales fueron de 2.87 veces en la dirección T, y de 6.65 veces en la dirección L. Con respecto a los eventos 94-3 y 97-1, ambos tienen aceleraciones muy similares en terreno y distorsiones manifestadas diferentes: el 94-3 causó daño a la estructura, con distorsiones máximas de aproximadamente 58 y 40 por ciento de la distorsión máxima permisible, que para el edificio se considera de 0.006, en las direcciones T y L, respectivamente; en el 97-1 las distorsiones disminuyeron en 3.18 y 2.18 veces, esto se debió a la rehabilitación que había sufrido el edificio cuando se presentó este último.

En cuanto al evento 95-1, que es el sismo más intenso que se ha registrado, y en el que se presentaron los mayores daños en el inmueble, las distorsiones máximas fueron de: 0.0047 en la dirección T, y de 0.0038 en la dirección L. Estas representan un 63 y 78 por ciento de la distorsión permisible, y un aumento de dos veces en T, y ligeramente en L, comparado con las que se manifestaron en 94-3. Las distorsiones máximas de los eventos 93-4, 94-1, 95-2 y 96-1, que se presentan en las tablas 13 y 14, no rebasan el 50 por ciento de la máxima permisible.

En los eventos en los que la distorsión de entrepiso fue mayor a la máxima distorsión de muros estimada en pruebas de muros de mampostería confinados sin refuerzo horizontal, la cual es de 0.003 (Flores y Alcocer, 1996), estos sufrieron agrietamientos.

### **5.5 Acortamientos de entrepiso**

Los acortamientos de entrepiso, se estiman como la diferencia entre los niveles de Azotea y N11, N11 y N8, y N8 y sótano, de los registros de desplazamiento absoluto del componente vertical de las esquinas este y oeste, en las tablas 15 y 16 se presentan los acortamientos máximos para cada una de las esquinas. En la tabla 17 se muestran los acortamientos promedios máximos, los cuales se obtienen promediando los desplazamientos absolutos del componente vertical de las esquinas este y oeste de cada nivel, y de la diferencia entre los niveles antes mencionados.

Se aprecia que los mayores acortamientos se presentan en los eventos con más intensidad, como son los eventos, 94-3, 95-1 y 97-1. Los cuales ocasionaron, excepto el 97-1, un acortamiento de 0.09 a 0.11 cm, de 0.31 a 0.38 cm, y de 0.81 a 0.83 cm, para la esquina oeste. En cambio, para la este, fueron de 0.24 cm, de 0.50 a 0.54 cm, y de 0.91 a 0.94 cm para A-N11, N11-N8, y N8-sótano, respectivamente. En cuanto al evento 97-1 resultaron para los entresijos ya indicados, de 0.39 0.12 y 0.54 cm en la esquina oeste, y de 0.33, 0.19 y 0.59 cm en la esquina este.

En los eventos 94-3 y 97-1, que fueron los que presentan intensidad horizontal similar entre sí, se observa una disminución de los acortamientos del nivel N11-N8 de aproximadamente 3.20 y 2.60 veces para la esquina oeste y este respectivamente, y para N8-sótano una disminución de 1.55 veces en ambas esquinas, en razón de que el edificio estaba completamente reforzado, al momento de que ocurrió el último evento en estudio.

Asimismo, las deformaciones máximas unitarias de las columnas de esquina, que se obtienen de los acortamientos máximos en el entresijo de N8-sótano, resultaron para el evento 94-3, de 0.00059 y de 0.00065; en cuanto al 95-1, fueron de 0.00058 y de 0.00067, y respecto al evento 97-1 tuvieron valores de 0.00038 y de 0.00042 para la esquina oeste y este, respectivamente. En general estas deformaciones son menores a la deformación máxima sin confinamiento del concreto en compresión, el cual se considera es de tres milésimas.

### **5.6 Historias de aceleraciones, velocidades y desplazamientos angulares**

Se obtuvieron a partir de los registros de aceleraciones, velocidades y desplazamientos del componente vertical de los acelerógrafos de las esquinas de cada nivel instrumentado, dividiéndose entre la distancia entre aparatos; en las figs 67 a 75 se presentan dichas historias, y en la tabla 18 los valores máximos.

En las figuras de las historias de desplazamiento se observa que para todos los eventos, excepto el 96-1 y 97-1, la amplitud para el nivel 11 es mayor o igual a la de azotea, en cambio para el nivel 8 y sótano disminuye con respecto a los anteriores. Para el 96-1, la amplitud del

nivel azotea siempre es mayor que el nivel 11, siendo similar para los niveles 11 y 8, y menor la de sótano, con respecto a niveles superiores. En cuanto al evento 97-1, las amplitudes del nivel azotea y 11 son similares, siendo menores las amplitudes del nivel 8 con respecto a niveles superiores, en cambio las amplitudes de sótano resultan ser mayores o iguales que los niveles superiores. Observándose en las historias de aceleración, velocidad y desplazamientos, que algunas amplitudes de sótano se truncan, debido a la falta de resolución del sensor vertical de sótano oeste.

En cuanto a la tabla 18, los desplazamientos máximos angulares para los eventos en estudio, excepto los 96-1 y 97-1, el de los entrepisos del nivel 11 (N11) a 8 (N8) es mayor o igual que el de los entrepisos de azotea a N11, siendo menor de 2 a 3 veces el desplazamiento de sótano con respecto a niveles superiores. El hecho de que el desplazamiento angular de los entrepisos del N11 a N8 sea mayor o igual que el de los entrepisos de azotea a N11, indica que estas últimas tienen una flexibilidad muy similar; en cambio, el sistema suelo-cimentación es más rígido que los niveles superiores.

En el evento 96-1 se aprecia que el desplazamiento angular máximo es 1.5 veces mayor en los entrepisos de azotea a N11 con respecto al de los entrepisos del N11 a N8, y de 2.4 y 2 menor en sótano con respecto al de los entrepisos del N11 a N8, y del N8 a sótano, respectivamente. En este caso, los entrepisos de azotea a N11 son más flexibles que los entrepisos del N11 a N8.

En cuanto al evento 97-1, los desplazamientos angulares máximos del sótano son menores en 1.24 y 1.14 con respecto a los de los entrepisos de azotea a N11, y N11 a N8, siendo menor en 1.11 veces los de los entrepisos del N8 a sótano con respecto al del sótano, por lo que la rigidez de los entrepisos superiores aumentó con la restructuración; apreciándose que los entrepisos de N8 a sótano son más rígidos que el sistema suelo-cimentación.

Comparando los eventos 94-3 y 97-1, que son de intensidad similar entre ellos, se observa una disminución del desplazamiento de 2.88, 3.38 y 3.47 en los entrepisos de azotea a N11, N11 a N8, y de N8 a sótano respectivamente, siendo esto producto de la restructuración que se le práctico al edificio.

## **6. ANÁLISIS EN EL DOMINIO DE LA FRECUENCIA**

Con este tipo de análisis se determinan los principales parámetros dinámicos del edificio: frecuencias naturales de vibrar, configuraciones modales y fracciones de amortiguamiento crítico, además de los efectos de interacción suelo-estructura (ISE); para ello se han realizado pruebas de vibración ambiental y análisis de registros sísmicos.

### **6.1 Identificación de propiedades dinámicas de pruebas de vibración ambiental.**

Estas pruebas se realizan con base en la metodología experimental desarrollada en el Instituto de Ingeniería, mediante la cual se registran los movimientos producto de las sollicitaciones de carácter ambiental, como son las generadas por el tránsito de vehículos y el viento; esto se realiza con servoacelerómetros de alta resolución colocados en diferentes puntos de observación en la estructura, con el fin de captar las señales de pequeña amplitud.

El procesamiento de la información consiste en aplicar un análisis de señales aleatorias (Bendat y Piersol, 1986) para obtener las densidades espectrales promedio, así como las funciones de transferencia (en fase y amplitud) y de coherencia entre pares de señales. Para ello se selecciona uno de los canales como referencia, y se define el número de puntos en que se dividirá el registro, de tal manera que el número de puntos de cada evento sea de 512, 1024, 2048, 4096 u 8192.

Hasta la fecha se han realizado siete pruebas al edificio: la primera en junio de 1990 durante el proceso de selección de los puntos de observación a instrumentar en el edificio, la segunda en octubre de 1991, la tercera en septiembre de 1992, la cuarta en noviembre de 1993, después de ocurrir el sismo del 24 de octubre, la quinta en febrero de 1995, después del sismo del 10 de diciembre, la sexta en septiembre de 1995, después del sismo del 14 de septiembre, y la séptima en marzo de 1997, después del sismo del 11 de enero de 1997 y cuando se había concluido la rehabilitación del edificio. En la tabla 19 se indican las frecuencias de traslación y de torsión del edificio identificadas en cada una de las pruebas.

## 6.2 Identificación de propiedades dinámicas con registros sísmicos

El procesamiento de la información se realiza mediante un análisis espectral convencional (Bendat y Piersol, 1989), a fin de obtener los espectros de amplitudes de Fourier para conocer el contenido de frecuencias de cada registro de aceleración absoluta. Además se calculan las funciones de transferencia en amplitud y ángulo de fase, con el fin de determinar las frecuencias naturales de vibrar y las fracciones de amortiguamiento crítico equivalente de los modos fundamentales. Con el objetivo de disminuir los efectos causados por el ruido instrumental y el cálculo numérico, se aplica a las ordenadas espectrales un suavizado.

A cada registro de aceleración absoluta corregida  $\ddot{x}(t)$ , se le aplica la transformada rápida de Fourier de acuerdo con:

$$X(f) = F[x(t)] = \int_{-\infty}^{\infty} \ddot{x}(t) e^{-ift} dt$$

Dando como resultado el espectro de Fourier  $X(f)$  de la forma  $(a + bi)$ , donde los elementos impares contienen la parte real, y los pares la imaginaria.

La función de transferencia (FT) se obtiene del cociente de funciones de densidad espectral entre pares de señales acelerográficas, esto es:

$$FT = \frac{G_x}{G_y}$$

donde:

$G_x$  y  $G_y$  son los espectros parciales de cada una de las señales.

Siendo la función de densidad espectral, o espectro de potencia  $S_{xx}(f)$  o  $S_{yy}(f)$ , una medida de la energía promedio de cada una de las señales, se evalúa de acuerdo con:

$$S_{xx}(f) = S_{yy}(f) = X^*(f) X(f)$$

donde:

$X^*(f)$  Espectro conjugado de Fourier

Dado que  $X(-f) = X^*(f)$ , es decir, que la información en las frecuencias negativas es la misma información que las frecuencias positivas, es conveniente trabajar con el correspondiente espectro parcial  $G_x$  y  $G_y$ , los cuales quedan definidos por:

$$G_{xx}(f) = \begin{cases} 2S_{xx}(f) & ; f > 0 \\ S_{xx}(f) & ; f = 0 \\ 0 & ; f < 0 \end{cases}$$

Donde la energía, únicamente es distribuida en frecuencias positivas.

En cuanto a la función de transferencia cruzada ( $FT_{xy}$ ), se obtiene del cociente entre la función de densidad espectral cruzada ( $G_{xy}$ ), y la función de densidad espectral, de acuerdo a:

$$FT_{xy} = \frac{G_{xy}}{G_{xx}}$$

Siendo la función de densidad espectral cruzada  $S_{xy}$ , aquella en la que las dos variables pertenecen a diferentes procesos, y es definida por el producto de  $X^*(f) Y(f)$ , siendo  $Y(t)$  el espectro de una segunda señal; y dado que  $S_{xy}(-f) = S_{yx}^*(f)$ , al ser la misma información en las frecuencias positivas y negativas se trabaja con el espectro parcial  $G_{xy}$ , el cual queda definido por:

$$G_{xy}(f) = \begin{cases} 2S_{xy}(f) & ; f > 0 \\ S_{xy}(f) & ; f = 0 \\ 0 & ; f < 0 \end{cases}$$

La amplitud del espectro cruzado  $G_{xy}(f)$  no depende solamente de las amplitudes de  $G_x$  y  $G_y$ , sino también de cuanta correlación existe entre los espectros de Fourier  $X(f)$  y  $Y(f)$ .

En cuanto a la coherencia  $C^2(f)$  entre dos señales, ésta es una función, la cual en una escala de 0 a 1, mide el grado de relación lineal entre las dos señales para una determinada

frecuencia  $f$  (Herlufsen, 1984); y se evalúa de acuerdo con:

$$C^2(f) = \frac{|G_{xy}(f)|^2}{G_{xx}(f) G_{yy}(f)}$$

Para determinar en este estudio la coherencia, se comparan los valores de las funciones de transferencia (FT), y (FT<sub>xy</sub>). Si dichos valores son similares entre si, la coherencia es cercana a uno; y si estos son diferentes tendería a cero.

Respecto al ángulo de fase  $\theta_{xy}(f)$ , se evalúa con base en el cociente entre la función de densidad espectral cuadrante ( $Q_{xy}$ ), donde  $X(f)$  y  $Y(f)$  están fuera de fase, y la función de densidad espectral coincidente ( $C_{xy}$ ), es la parte donde los espectros de Fourier de  $X(f)$  y  $Y(f)$  están en fase (Bendat y Piersol 1989). El ángulo de fase se evalúa de acuerdo con:

$$\theta_{xy}(f) = \tan^{-1} \frac{Q_{xy}(f)}{C_{xy}(f)}$$

El signo de los términos  $C_{xy}(f)$  y  $Q_{xy}(f)$  pueden ser positivos o negativos, y determinan el signo para el ángulo de fase.

### 6.2.1 Identificación de propiedades dinámicas del sistema

Del cociente espectral de los componentes T y L entre azotea centro (AC) y terreno (S), se identifican preliminarmente las frecuencias asociadas a ordenadas máximas, las cuales corresponden a la frecuencia natural de vibrar en dichos componentes. Asimismo, algunas ordenadas de menor amplitud corresponden a frecuencias superiores de vibrar, en tanto que otras son descartadas. Los cocientes para cada uno de los eventos en estudio se presentan en la fig 76.

Para la identificación de las frecuencias finales, asociadas a ordenadas máximas; de cada modo de vibrar del sistema, se revisa el ángulo de fase y coherencia de cada frecuencia identificada preliminarmente. Dicha revisión para la primera y tercera frecuencias, se hacen

con base en el cociente espectral entre azotea centro (AC) y nivel 11 (11C), observándose que para la primera, la fase debe ser cercana a cero grados (en fase), y próxima a 180 grados (fase contraria) para la tercera. Asimismo, con el cociente espectral entre azotea centro (AC) y nivel 8 (8C), se revisa la fase para la primera, segunda y tercera frecuencias, obteniéndose una fase cercana a cero grados para la primera, y de 180 grados para la segunda; respecto a la tercera frecuencia, el ángulo de fase debe ser cercana a cero grados. En tanto que la coherencia se determina al comparar el valor de la función de transferencia (FT), con el de la función de transferencia cruzada ( $FT_{xy}$ ), asociados a la frecuencia a identificar, y se selecciona aquella cuya coherencia sea cercana a 1.

En cuanto a la torsión, la identificación preliminar de las frecuencias asociadas a ordenadas máximas se realiza con el cociente espectral entre azotea oeste (AO) y azotea centro (AC) del componente T. En la fig 76 se presenta el cociente para cada uno de los eventos en estudio. La elección de las frecuencias se obtiene de comparar los valores de las funciones de transferencia FT y  $FT_{xy}$ , asociados a la frecuencia a identificar, de los cocientes espectrales entre azotea este (AE) y oeste (AO), así como del cociente entre azotea oeste (AO) con nivel 11 (11O), y nivel 8 (8O); eligiéndose la frecuencia cuya coherencia sea lo más cercana a 1.

La revisión del ángulo de fase de la frecuencia identificada, se realiza en los cocientes espectrales entre azotea oeste (AO) con nivel 11 y 8 oeste, observando que para la primera frecuencia el ángulo debe de ser cercano a cero grados, y para la segunda cercana a 180 grados para los dos cocientes; en cambio, para la tercera frecuencia, el ángulo de fase entre AO y 11O debe ser próximo a 180 grados (fase contraria) y menor de 180 grados entre AO y 8O (en fase).

En la tabla 19 se muestran las frecuencias estimadas de traslación y torsión, asociadas a los tres primeros modos de vibrar del sistema.

Un aspecto importante es el hecho de que para identificar la frecuencia del primer modo de vibrar, el contenido de energía de los espectros de azotea centro (AC) y suelo (S) es alto; en cambio, para el segundo y tercer modos es pobre, debido a la poca resolución de las señales,



por lo que estas frecuencias son más difíciles de identificar. En la fig 77 se indican los espectros mencionados para los eventos en estudio; en algunos casos al no identificarse una frecuencia predominante se presentan intervalos de valores, donde las amplitudes de las frecuencias están cercanas a la máxima, dicha variación durante un mismo evento se deben a un comportamiento no lineal del sistema, y a la calidad de la señal, sobre todo para el tercer modo de vibración.

A continuación se presenta un ejemplo de identificación de frecuencias para el evento 95-1 en dirección T. Del cociente espectral entre azotea centro (AC) y terreno (S), se identifica la frecuencia fundamental, siendo ésta de 0.28 Hz, con amplitud de 13.47; correspondiéndole un valor de 1.16 Hz a la segunda frecuencia con amplitud de 4.84, y de 1.67 Hz para la tercera con su respectiva amplitud de 4.14. Las tres frecuencias corresponden a las tres primeras ordenadas máximas del cociente espectral de la fig 76.

Una vez identificadas las frecuencias, se procede a la revisión de fases y coherencia. Para la frecuencia fundamental, el ángulo de fase entre (AC) y el nivel 11C resultó de 1 grado (en fase), siendo el valor de la función de transferencia (FT) de 0.87 y el de la función de transferencia con el espectro cruzado ( $FT_{xy}$ ) de 0.84. En tanto que el ángulo de fase entre (AC) y nivel (8C) fue de 9 grados (en fase), con valor de FT de 0.41, y el de  $FT_{xy}$  de 0.36, por lo que al ser los ángulos de fase cercanos a cero grados, y los valores de FT y  $FT_{xy}$ , muy similares, se define bien el primer modo de vibrar de la estructura.

Para la segunda frecuencia, el ángulo de fase entre (AC) y nivel (8C) resultó de 102 grados (fase contraria), con valor de FT de 1.28, y el de  $FT_{xy}$  de 1.16; en este caso, al estar en fase contraria la azotea con el nivel 8, se define la segunda forma modal, ya que la fase entre azotea y nivel 11, únicamente indica de qué lado se encuentra el punto, con respecto al punto nodal, además, al ser los valores de FT y  $FT_{xy}$  muy semejantes, se tiene buena coherencia.

En cuanto a la tercera frecuencia, el ángulo de fase entre (AC) y nivel (11C), resultó de 173 grados (fase contraria), con valor de FT de 0.67, y el de  $FT_{xy}$  de 0.76; en tanto que el valor del ángulo de fase entre (AC) y nivel (8C) fue de 4 grados (en fase), y el valor de FT y  $FT_{xy}$  de 0.20

y 0.22, respectivamente; por lo que con estos valores del ángulo de fase se define la tercera forma de vibrar de la estructura, teniendo una buena coherencia, ya que los valores de  $FT$  y  $FT_{xy}$ , son similares.

De acuerdo a la metodología, y al ejemplo expuesto anteriormente, se llevo a cabo la identificación de las frecuencias para los eventos sísmicos en estudio; con el objetivo de interpretar su variación entre eventos consecutivos, tanto de las frecuencias fundamentales como de las superiores.

Entre los eventos 93-3, y 93-11 cuya intensidad horizontal de Arias para este último, fue de 10 veces mayor con respecto al 93-3, y aceleración máxima en azotea de  $56 \text{ cm/s}^2$ , en dirección L, se observa un corrimiento de las amplitudes espectrales máximas hacia frecuencias menores en las dos direcciones ortogonales y torsión, siendo más evidente en esta última, donde la frecuencia disminuyó en un 17 por ciento aproximadamente en los tres modos de vibrar de la estructura. Además, la frecuencia natural en la dirección L y torsión son muy semejantes a la del terreno; en consecuencia, el edificio entró en cuasi resonancia, apreciándose en los registros de aceleración el fenómeno de pulsaciones, siendo más acentuado este efecto en torsión.

Respecto al evento 94-1, de intensidad de aproximadamente 4.5 veces menor que el 93-11, las frecuencias se recuperaron ligeramente, y no presentaron variaciones considerables.

Para el evento 94-3, de intensidad dos veces mayor que el 93-11, y respuesta en azotea de  $124 \text{ cm/s}^2$ , se observa un corrimiento de las amplitudes máximas hacia frecuencias menores, en la dirección T para el primer modo se redujo en un 20 por ciento, y para el segundo y tercer modo esta reducción fue menor a 5 por ciento, en dirección L de 35, 55 y 42 por ciento para el primero, segundo y tercer modos, respectivamente. Para torsión fue de 16 por ciento para el primer modo, y menor a 5 por ciento en los modos superiores; en consecuencia, se observaron en el edificio daños estructurales moderados y no estructurales. Asimismo, las frecuencias del primer modo en dirección L y torsión estuvieron cercanas a la frecuencia dominante del terreno.

## 7. EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Con el objetivo de establecer si la reducción de las frecuencias del sistema están asociadas con degradación de la estructura, o con cambios en el sistema suelo-cimentación, y dado que el edificio se encuentra en zona de suelo blando de la ciudad, se empleó el modelo simplificado de Luco (Luco, 1980 y Luco *et al.*, 1987), para evaluar los efectos de interacción suelo-estructura (ISE).

### 7.1 Método simplificado de Luco

Es una solución aproximada de los efectos ISE; se idealiza según se ilustra en la fig 81, donde se han incorporado cinco grados de libertad asociados a la traslación horizontal, cabeceo y torsión de la base de la estructura, los cuales permiten obtener la frecuencia fundamental de traslación de la estructura con base empotrada, y la de cabeceo, así como la rigidez equivalente de traslación y cabeceo en las direcciones T y L. En cuanto a la torsión, se obtiene la frecuencia de la estructura con base empotrada, además de la del sistema si su base, sólo pudiera girar en su plano, así como la rigidez equivalente.

#### Modelo simplificado de traslación de Luco

Relaciona la frecuencia fundamental  $\bar{f}_1$  del sistema suelo-estructura, determinada experimentalmente, con la frecuencia fundamental  $f_1$  con base empotrada de la estructura, a través de la ecuación:

$$\frac{1}{\bar{f}_1^2} = \frac{1}{f_1^2} + \frac{1}{f_c^2} + \frac{1}{f_w^2} \quad (1)$$

donde:

- $\bar{f}_1$  frecuencia del sistema determinada experimentalmente
- $f_1$  frecuencia de la estructura con base empotrada

- $f_c$  frecuencia natural suponiendo que su base únicamente puede girar, y con una estructura infinitamente rígida.
- $f_H$  frecuencia natural suponiendo que su base únicamente puede trasladarse y con una estructura infinitamente rígida.

La frecuencia de cabeceo  $f_c$  y la frecuencia de traslación  $f_H$ , dependen de la rigidez de la cimentación, de la flexibilidad del suelo, y de la masa de la estructura, mismas que se calculan con las siguientes relaciones aproximadas.

$$f_c = \bar{f}_1 \left( \gamma_1 \frac{H\phi}{X_T} \right)^{-1/2} \quad (2)$$

$$f_H = \bar{f}_1 \left( \beta_1 \frac{X_o}{X_T} \right)^{-1/2} \quad (3)$$

Siendo  $X_T$  la respuesta total media en el nivel azotea,  $X_o$  la respuesta de traslación horizontal media de la base,  $\phi$  la respuesta rotacional media de cabeceo de la base, y  $H$  la altura de la estructura; siendo  $\gamma_1$  y  $\beta_1$  parámetros modales asociados al modo fundamental de vibrar de la estructura con base empotrada, los cuales se obtienen con las expresiones siguientes:

$$M_1 = \{ \phi^1 \}^T [M] \{ \phi^1 \} \quad (4)$$

$$\beta_1 = \frac{1}{M_1} \{ \phi^1 \}^T [M] \{ 1 \} \quad (5)$$

$$\gamma_1 = \frac{1}{HM_1} \{ \phi^1 \}^T [M] \{ h \} \quad (6)$$

donde:

$[M]$  matriz de masas de la estructura

- $M_1$  Masa modal del primer modo de vibrar de la estructura suponiendo base empotrada
- $\{\phi^1\}$  Forma modal asociada a la frecuencia fundamental de vibrar de la estructura suponiendo base empotrada. Por conveniencia las formas modales están normalizada de tal manera que en el nivel de azotea sea igual a uno
- $\{h\}$  Altura de cada nivel con respecto a la base

Los valores de  $\gamma_1$  en dirección T resultaron de 0.93, y  $\beta_1$  de 1.35, y de 1.36, en tanto que en dirección L,  $\gamma_1$  resultó de 1.01, y  $\beta_1$  de 1.41 y 1.43 sin reestructurar y reestructurado, respectivamente.

Sustituyendo las ecs 2 y 3 en la ec 1, y despejando  $f_1$ , se obtiene la frecuencia de la estructura con base empotrada, como:

$$f_1 = \bar{f}_1 \left( 1 - \gamma_1 \frac{H\phi}{X_T} - \beta_1 \frac{X_o}{X_T} \right)^{-1/2} \quad (7)$$

Las rigideces equivalentes de traslación  $K_H$ , y de cabeceo  $K_c$ , asociadas a los efectos ISE, son definidas por:

$$K_H = \beta_1^2 M_1 (2\pi f_H)^2 \quad (8)$$

$$K_c = \gamma_1^2 M_1 H^2 (2\pi f_c)^2 \quad (9)$$

Siendo  $M_1$  la masa modal con base empotrada, el cual resultó para la dirección T de 317.5 y 375.7 t-s<sup>2</sup>/m, y en dirección L de 272 y 320.9 t-s<sup>2</sup>/m, para el edificio sin reestructurar, y reestructurado, respectivamente.

En las tablas 21 y 22 se presentan las relaciones entre el cabeceo ( $H\phi$ ), y traslación de la base ( $X_o$ ) con respecto al movimiento total de la azotea, así como las características dinámicas de traslación en la dirección T y L del edificio, estimadas con el modelo simplificado de Luco para las pruebas de vibración ambiental y registros sísmicos.

En dichas tablas se aprecia que la contribución del movimiento como cuerpo rígido, es decir, cabeceo y traslación de la base, en la respuesta total de la estructura resultó ser para las etapas 3, 4 y 5 de vibración ambiental, de 13 a 22 por ciento para la dirección T, y de 23 a 30 por ciento para la dirección L. Para la etapa 7, cuando el edificio ya se encontraba prácticamente restructurado, se obtuvieron los siguientes valores: para la dirección T, de 48 por ciento, y para la L de 36 por ciento, apreciándose un incremento en la contribución, con respecto a la etapa 5, de aproximadamente 2.15 veces para la dirección T, y de 1.30 veces en la dirección L.

Asimismo, la contribución por traslación para las etapas 3, 4 y 5 de vibración ambiental resultó de 3 a 5 por ciento, y por cabeceo de 8 a 18 por ciento para la dirección T, por su parte para la dirección L la contribución por traslación fue de 5 a 8 por ciento, y por cabeceo de 18 a 24 por ciento. Para la etapa 7 de vibración ambiental, resultó de 6 y 7 por ciento para traslación, y de 42 y 29 por ciento para cabeceo en las direcciones T y L, respectivamente, estos cálculos indican que la mayor contribución, como cuerpo rígido es por cabeceo.

Para las etapas 3, 4 y 5 de vibración ambiental en dirección T, se observan cambios en los efectos ISE, ya que la frecuencia y la rigidez de cabeceo disminuyen en un 27 y 47 por ciento al pasar de la etapa 3 a la 4, y de un 8.5 y 16 por ciento al pasar de la etapa 4 a la 5. Esta disminución, aparentemente se debe a efectos de contacto entre la cimentación y el suelo, pues la frecuencia fundamental de la estructura es similar; asimismo la relación entre las frecuencias del sistema y la estructura son de 1.07, 1.11 y 1.14, para las tres etapas, respectivamente.

En la dirección L, los cambios de los efectos ISE se aprecian en la etapa 5, y se deben a la disminución de la frecuencia fundamental de la estructura, la que se encuentra relacionada con los daños que sufrió el edificio durante el evento 94-3, así como cambios en la rigidez de traslación y cabeceo de la base, que resultaron menores en 1.94 y 1.24 veces con respecto a la etapa 4.

Comparando la etapa 5 con la 7 se aprecia un incremento de 2.17 y 2.10 veces la rigidez de traslación para la dirección T y L, respectivamente. La relación entre la frecuencia fundamental del sistema con la de la estructura es de 1.40 y 1.28, por lo que los efectos ISE resultan más significativos en la respuesta del edificio restructurado, y aún más en la dirección reforzada.

Para los eventos sísmicos en estudio, excepto el 97-1, la contribución del movimiento como cuerpo rígido en la respuesta total de la estructura resultó de 13 a 20 por ciento para la dirección T, y de 13 a 21 por ciento para dirección L. En cambio, para el evento 97-1 fue de 34 y 15 por ciento para la dirección T y L, respectivamente, observándose un incremento con respecto al evento 96-1, de aproximadamente 2 veces en la dirección T, y de 1.3 veces en la dirección L. Respecto a la contribución por traslación de la base para todos los eventos, excepto el 97-1, resultó de 1.3 a 11, y de 2 a 8 por ciento, y por cabeceo de 8 a 12, y de 9 a 14 por ciento para la dirección T y L, respectivamente. En lo que se refiere al evento 97-1, cuando el edificio se encontraba prácticamente restructurado, la contribución por traslación fue de 11 y 5.5 por ciento, y de 23 y 9 por ciento por cabeceo para la dirección T y L, respectivamente. Se aprecia que la mayor contribución en la respuesta total de la estructura es por cabeceo de la base.

En cuanto a los eventos sísmicos en dirección T y L, en estudio, se observa que para los eventos 93-3 y 93-4 no hay cambios en los efectos de interacción; no así, para el evento 93-11, en dirección T, en que se evidencian en la disminución de la rigidez de traslación y cabeceo de la base, disminución que fue de 27 y 40 por ciento con respecto al evento 93-4. Esto se debe aparentemente a efectos de contacto entre la cimentación y el suelo, ya que la frecuencia fundamental de la estructura es prácticamente igual; en tanto que en dirección L los cambios observados se deben a la pérdida de rigidez de la estructura al disminuir la frecuencia fundamental en 11 por ciento con respecto al evento 93-4.

Los cambios en los efectos ISE durante el evento 94-3 en dirección T y L, se deben a la disminución de la frecuencia fundamental de la estructura, como producto de la pérdida de rigidez, la cual está relacionada con los daños que sufrió el edificio cuando ocurrió el evento. Así como a la disminución de la frecuencia de traslación y cabeceo de la base, por lo que las rigideces de traslación y cabeceo en dirección T disminuyen en un 51 y 92 por ciento; y en dirección L disminuyó la rigidez de cabeceo en 64 por ciento con respecto al evento 94-1 en el que no se aprecian cambios en los efectos de interacción. La disminución de la rigidez en traslación y cabeceo de la base, se debe aparentemente a efectos de contacto entre la cimentación y el suelo.

Durante el evento 95-1, el más intenso registrado en el edificio, los cambios en los efectos de interacción en dirección T se deben a la pérdida de rigidez de la estructura, y a la disminución de la frecuencia de traslación de la base cuya rigidez en traslación disminuyó en 10 por ciento, con respecto al 94-3, dicha disminución aparentemente se debe a efectos de contacto entre la cimentación y el suelo. No observándose cambios significativos durante el evento 95-2.

Para el 96-1, se observa un incremento con respecto al 95-2, de 1.7 veces en la rigidez de traslación de la base en dirección T; y en dirección L, 1.35 veces en la rigidez de cabeceo de la base del edificio; aparentemente se debe a que el edificio se encontraba en proceso de restructuración.

Finalmente, cuando ocurrió el evento 97-1, y el edificio se encontraba prácticamente restructurado, las rigideces de traslación y cabeceo en dirección T se incrementaron con respecto al 96-1 en 2 y 1.6 veces; en dirección L la rigidez de cabeceo se incrementó en 1.35 veces; asimismo, la relación entre la frecuencia del sistema y la de la estructura, al ser de 1.25 y 1.09 en dirección T y L, respectivamente. Los efectos de interacción son más significativos en la respuesta del edificio rehabilitado, siendo más evidente en dirección T.

Al comparar las rigideces obtenidas a partir de registros sísmicos y pruebas de vibración ambiental en dirección T, se aprecia que las rigideces de traslación calculadas de vibración ambiental, son mayores que la de los registros sísmicos, y disminuyen en función de la intensidad del sismo; en cuanto a la rigidez de cabeceo de la prueba de vibración (VA3), es mayor a la de los eventos sísmicos y a las siguientes pruebas de vibración, en tanto que, las rigideces de las etapas 4, 5 y 7, son mayores a los eventos 93-11, 94-3, 95-1 y 96-1, siendo estos los más intensos, excepto el 96-1; y menores a los 93-3, 93-4, 94-1 95-2 y 97-1, los cuales son sismos de intensidad pequeña, excepto el 97-1.

Respecto a la rigidez de traslación en dirección L, la de las etapas de vibración ambiental, son superiores a la mayoría de los eventos sísmicos, excepto a la de los 93-11 y 95-2, donde la rigidez del primero es mayor a la de las 4 pruebas de vibración ambiental, en tanto, que la del 95-2, es mayor que la rigidez de las etapas 3, 4 y 5, y menor que la de la etapa 7.



Las rigideces de cabeceo obtenidas de pruebas de vibración ambiental son muy similares a las rigideces calculadas de registros sísmicos, de la mayoría de los eventos sísmicos, excepto para los 94-3, 95-1 y 97-1, siendo estos los de mayor intensidad, observando una disminución de la rigidez para los dos primeros, y una recuperación para el último.

En la tabla 23 se presentan las frecuencias de la estructura, calculadas experimentalmente y con base en el método simplificado de Luco, observando que para la dirección T, las frecuencias calculadas en los eventos 93-3, 94-3, 95-1; 96-1, son prácticamente iguales; para el resto de los eventos existe una variación de 5 a 20 por ciento. Por su parte, en dirección L las frecuencias resultan ser similares para los eventos 95-2, 96-1 y 97-1, y para el resto de los eventos una diferencia que va de 4 a 20 por ciento.

#### Modelo simplificado de torsión de Luco

La frecuencia fundamental de vibrar  $\bar{f}_{11}$  del modo de torsión del sistema suelo-estructura determinada experimentalmente, se relaciona con la frecuencia de la estructura con base empotrada  $f_{11}$ , a través de la ecuación:

$$\frac{1}{\bar{f}_{11}^2} = \frac{1}{f_{11}^2} + \frac{1}{f_R^2} \quad (10)$$

donde :

- $\bar{f}_{11}$  frecuencia fundamental de torsión del sistema suelo-estructura
- $f_{11}$  frecuencia de la estructura con base empotrada
- $f_R$  frecuencia del sistema, si la estructura fuera infinitamente rígida, y su base únicamente pudiera girar en su plano.

Las frecuencias  $f_{11}$  y  $f_R$  se obtienen de las siguientes expresiones:

$$f_{11} = \bar{f}_{11} \left( 1 - \beta_1 \frac{\phi_M}{\phi_R} \right)^{-1/2} \quad (11)$$

donde:

$\phi_M$  respuesta rotacional media de la losa de la base en su plano

$\phi_R$  respuesta rotacional media de la losa de la azotea en su plano

$$f_R = \bar{f}_n \left( \beta_1 \frac{\phi_M}{\phi_R} \right)^{-1/2} \quad (12)$$

Las respuestas rotacionales  $\phi_M$  y  $\phi_R$  se obtienen de la diferencia de los registros de las esquinas este y oeste de los niveles de sótano (SE Y SO) y azotea (AE Y AO) en dirección T, y se divide por la distancia entre estos puntos.

La rigidez equivalente de torsión ( $K_R$ ), se calcula de acuerdo con:

$$K_R = \beta_1^2 I_1 \left( 2\pi\bar{f}_n \right)^2 \quad (13)$$

Para este caso el parámetro  $\beta_1$  está definido por:

$$\beta_1 = \frac{1}{I_1} \sum_{j=1}^N I_{zj} \phi_1^j \quad (14)$$

$$I_1 = \sum_{j=1}^N I_{zj} \left( \phi_1^j \right)^2 \quad (15)$$

Siendo  $I_1$  el momento de inercia de la masa modal de la estructura, la cual resultó de 33900 y 56211 t-m/s<sup>2</sup>, para el edificio sin restructurar y restructurado, respectivamente,  $I_{zj}$  el momento de inercia de la masa del nivel J; obteniéndose un valor de  $\beta_1$  igual a 1.49 y 1.43 para los dos estados del inmueble, respectivamente.

En la tabla 24 se presenta la relación entre la rotación de la base con respecto a la rotación total de la azotea, así como las características dinámicas de torsión del edificio, estimadas con el modelo simplificado de Luco para la pruebas de vibración ambiental y registros sísmicos.

La contribución de rotación de la base en la respuesta total de la estructura para las etapas 3, 4 y 5, fueron de 3 a 4 por ciento, y para la etapa 7, cuando el edificio se encontraba prácticamente restructurado, de 5 por ciento.

Los cambios de los efectos ISE en torsión para las etapas 3 y 4, se deben a la disminución de la frecuencia fundamental de la estructura, de 21 por ciento, siendo producto de la pérdida de rigidez en torsión de la estructura. Los cambios de los efectos entre la etapa 4 y la 5 se deben aparentemente a efectos de contacto entre la cimentación y el suelo, ya que la frecuencia fundamental es la misma, y la frecuencia del sistema considerando que la estructura fuera infinitamente rígida y únicamente pudiera girar en su plano, dicha frecuencia ( $f_R$ ), disminuye en un 20 por ciento.

En la etapa 7 hay una diferencia en los efectos ISE con respecto a la etapa 5, apreciándose un incremento en la rigidez a torsión, de 3.28 veces. Asimismo, la relación entre la frecuencia fundamental del sistema y la de la estructura para todas las etapas es de 1.02, a 1.03, de ahí que los efectos de interacción en torsión no son significativos en la respuesta del edificio restructurado.

Respecto a los eventos sísmicos en estudio para los eventos 93-3 y 93-4, no se observan cambios significativos en los efectos de interacción; sin embargo, para el 93-11, dichos efectos se manifiestan al incrementarse la rigidez a torsión en 1.90 veces, con respecto al evento 93-4.

Finalmente, en los eventos sísmicos 94-1, 94-3, 95-1, 95-2 y 96-1, no se aprecian cambios significativos de interacción; asimismo, para el 97-1 los efectos de interacción tampoco son significativos en la respuesta del edificio, al encontrarse este prácticamente restructurado.

La rigidez de torsión obtenidas de pruebas de vibración ambiental, son mayores que la rigidez calculada de los registros sísmicos, observando que la rigidez obtenida de la etapa 7 (prueba realizada cuando el edificio se encontraba prácticamente restructurado), es mayor en aproximadamente 2 veces que la rigidez calculada de las etapas anteriores.

## 7.2 Algunas evidencias de la no linealidad entre la cimentación y el suelo

Debido a que en los registros de aceleración vertical de las estaciones de esquina del edificio correspondientes a los eventos más intensos, se aprecia que las amplitudes positivas son mayores que las negativas, esto puede ser una posible respuesta a los efectos de contacto entre la cimentación y el suelo por el cabeceo de la estructura. Lo que induce a pensar en un comportamiento no lineal entre la cimentación y el suelo, además de que los cambios más significativos en la interacción suelo-estructura obtenidas por el método simplificado de Luco es por cabeceo.

Cabe señalar que la diferencia en amplitudes, también puede deberse al acortamiento de los elementos verticales de la estructura, dichas diferencias se logran apreciar en el evento 94-3; sobre todo en niveles superiores, en tanto que para el evento 97-1 con intensidad similar al anterior, y estando el edificio prácticamente reestructurado, estas diferencias no aparecen; lo mismo sucede para sismos de poca intensidad, como el 93-4, en las figs 82 a 84, se presentan las historias de aceleraciones corregidas del componente vertical de la esquina este.

Para establecer la no linealidad entre la cimentación y el suelo se procedió a identificar las frecuencias de cabeceo. Estas se obtuvieron del cociente espectral del componente vertical del sótano este (SE) y del oeste (SO) entre sótano centro (SC), así como de las de sótano este (SE) entre sótano oeste (SO). Además, para identificar las frecuencias de traslación vertical del sistema y de la estructura, se obtuvieron los cocientes espectrales de registros completos, de azotea y sótano centro entre terreno (AC/S, SC/S), y azotea centro entre sótano centro (AC/SC), respectivamente.

Las frecuencias identificadas de traslación vertical del sistema y de la estructura, se presentan en la tabla 25, y en la fig 85 sus espectros de Fourier y funciones de transferencia. Apreciándose en los cocientes espectrales de azotea y sótano centro entre terreno, una deamplificación entre las frecuencias de 1 a 1.65 Hz, característica de la interacción suelo-estructura, dicha deamplificación se debe probablemente, al gran incremento en la rigidez dinámica vertical de la cimentación, la cual está en función de la velocidad de ondas de cortante (dependiente del nivel freático), rigidez y amortiguamiento vertical del suelo, módulo de cortante del estrato superior del suelo, y ancho medio de la cimentación (Zhao, 1996). Además, se tiene una amplificación

del cociente espectral entre azotea centro y sótano centro, cuya frecuencia representa la primera de la estructura ( $f_{1vE}$ ), observándose poca variación de esta frecuencia; aunque la amplitud disminuye con la intensidad del sismo, por lo que la amplitud en los 94-3, 95-1, 95-2 y 97-1, es menor que la del resto de los eventos.

En dicha tabla se aprecia que en el evento 93-11, la primera frecuencia de traslación vertical del sistema ( $f_{1v}$ ), tiene una reducción de 13 por ciento, con respecto al 93-4. Asimismo, esta frecuencia tiene una recuperación de 8 por ciento en el evento 94-1 con respecto al 93-11, y una reducción en el 94-3 de 13 por ciento con respecto al 94-1, no apreciándose variaciones significativas en los eventos 95-1 y 95-2, presentándose una ligera recuperación en el evento 96-1. En cuanto al 97-1, la frecuencia del sistema se incrementa en 42 por ciento con respecto al 96-1.

Para la mayoría de los eventos, excepto el 97-1, se aprecia que los cocientes espectrales de azotea centro entre terreno, y azotea centro entre sótano centro, en la primera frecuencia vertical del sistema ( $f_{1v}$ ) son poco diferentes en amplitud; en tanto que en frecuencia, la primera de la estructura ( $f_{1vE}$ ), es mayor que la primera frecuencia vertical del sistema, en 2.5 veces aproximadamente. No así, para el evento 97-1 en el que los cocientes espectrales de azotea y sótano centro entre terreno son semejantes en la primera frecuencia del sistema, lo que indica que el edificio se comporta parecido a un cuerpo rígido sobre una cimentación rígida en suelo blando en esta frecuencia. Asimismo, la frecuencia vertical de la estructura para este evento, no se identifica bien.

Además, para los eventos 94-3, 95-1 y 95-2, se aprecia un segundo intervalo de frecuencias del sistema ( $f_{2v}$ ), así como una amplificación en este mismo intervalo de frecuencias, del cociente espectral entre azotea centro y sótano centro.

Para detectar las variaciones espectrales tanto en amplitud como en frecuencia, de las de traslación vertical del sistema ( $f_{1v}$ ), así como las generadas por los efectos de contacto entre la cimentación y el suelo, y acortamientos de la estructura; durante un evento, se dividieron los registros de sótano este (SE), oeste (SO) y centro (SC), en ventanas de 20.48 s de duración para todos los eventos en estudio.

En las tablas 26 y 27 se presenta un resumen de dichas frecuencias, correspondiendo la frecuencia  $f_{1v}$  a la de traslación vertical del sistema, y  $f_1$  y  $f_2$  a las de cabeceo (debido a efectos de contacto cimentación-suelo, y acortamientos de la estructura). En la fig 86, los espectros de Fourier y funciones de transferencia, considerando la señal completa; las figs 87 a 95 corresponden a las historias de aceleraciones, a espectros de Fourier del componente vertical de sótano este y oeste, así como los cocientes espectrales de dichos componentes entre sótano centro.

En la tabla 26 y 28, se presentan las frecuencias identificadas del cociente espectral entre sótano este (SE) y oeste (SO), obtenidas de registros completos y por ventanas, en la fig 96, los espectros de Fourier y cocientes espectrales considerando la señal completa, y de la fig 97 a 106, los espectros y cocientes espectrales, así como los ángulos de fase. Además, en la tabla 26, se muestran las frecuencias identificadas de los cocientes espectrales de azotea este (AE) y oeste (AO) entre azotea centro (AC), así como las del cociente de azotea este (AE) entre azotea oeste (AO).

Se aprecia en las figs 87 a 95, y en las 97 a 106, que las frecuencias durante un sismo no permanecen constantes, lo cual refleja un comportamiento no lineal entre la cimentación y el suelo, y acortamientos de la estructura. En algunos casos, al no identificarse una frecuencia predominante, se presentan intervalos de valores, donde las amplitudes máximas son similares; dicho intervalo durante una misma ventana, se debe a un comportamiento no lineal entre la cimentación y el suelo.

La evolución de las frecuencias de traslación vertical del sistema ( $f_{1v}$ ), y de cabeceo ( $f_1$  y  $f_2$ ) identificadas, es similar en la mayoría de los eventos sísmicos estudiados. Observándose que al inicio del movimiento, donde las amplitudes son pequeñas, las frecuencias son altas, y donde las amplitudes de aceleración son máximas se presentan variaciones de las frecuencias con tendencia a la disminución; y en la parte final del movimiento, cuando disminuyen las amplitudes se aprecia una ligera recuperación de las frecuencias.

Las mayores variaciones, tanto en frecuencias de traslación vertical del sistema, como de cabeceo se presentan durante los eventos 93-11, 94-3, 95-1 y 97-1, siendo las verticales las que tienen mayor variación.

Dado que en los eventos sísmicos de poca intensidad, la variación de las frecuencias no son tan evidentes, y que en los sismos de mayor intensidad, las variaciones son muy similares; se describirá la evolución de las frecuencias para el evento 94-3, en donde las variaciones son apreciables.

Para las frecuencias de traslación vertical del sistema ( $f_{1v}$ ), identificadas del cociente espectral entre SE/SC y SO/SC, se aprecia en la tabla 27, que en las ventanas 2, 3 y 4 hay una disminución de la frecuencia  $f_{1v}$  de 18, 41 y 15 por ciento con respecto a la frecuencia identificada en la primera ventana, siendo en estas ventanas donde se tienen las máximas aceleraciones. En tanto que en la 6, se observa una recuperación de la frecuencia de 13 por ciento con respecto a la ventana 4, y una disminución de 6 por ciento, de la 6 a la 7. En cambio, para las frecuencias  $f_1$  y  $f_2$ , su variación no es significativa.

Las grandes variaciones de la frecuencia se presentan, en las ventanas donde se tienen las máximas aceleraciones, siendo las frecuencias de traslación vertical ( $f_{1v}$ ), las que experimentan mayor variación.

## 8. CONCLUSIONES

Del análisis de los registros sísmicos de 1993 a 1997 del edificio Jal, construido en la zona blanda de la ciudad de México e instrumentado en 1992, se llegó a las conclusiones siguientes:

Las historias de aceleración corregidas, velocidades y desplazamientos, mostraron amplificación de las ondas sísmicas desde los depósitos firmes (P2) hacia la superficie (S), la cual fue de 2.75 veces en sus tres componentes (L,T y V). Se apreciaron modulaciones por efectos de pulsación, lo que sucede cuando hay cercanía entre dos o más frecuencias de vibrar del sistema suelo-estructura.

Con respecto a los movimientos que contribuyen a la respuesta del edificio en azotea centro (AC), y azotea oeste (AO), se observó que:

- La contribución por torsión para la mayoría de los eventos, excepto los 93-3, 94-1 y 97-1, son apreciables en razón de la cercanía de la frecuencia fundamental de torsión con la frecuencia dominante del terreno, así como del acoplamiento entre la frecuencia fundamental en dirección L con la de torsión, como consecuencia del comportamiento no lineal de la estructura.
- La contribución en la respuesta del edificio por efectos de interacción suelo-estructura, no resultó significativa para la mayoría de los eventos en estudio.
- La contribución por cabeceo en la respuesta de la estructura en la dirección reforzada (T), resultó más evidente para el evento 97-1.

Las formas de las animaciones en aceleración y desplazamiento mostraron que:

- En la respuesta del edificio rige prácticamente el modo fundamental, aunque en aceleración, los tramos iniciales del movimiento contribuyeron segundos y terceros modos, por el alto contenido de frecuencias.



En lo que respecta a las animaciones de desplazamiento vertical del sótano, se apreciaron movimientos relativos entre las estaciones de esquina y centro, lo que determina que el cajón de cimentación no es infinitamente rígido, en contraposición del análisis estructural, donde normalmente se considera a la losa de cimentación infinitamente rígida.

- Las trayectorias del movimiento en los diferentes niveles instrumentados del edificio, están relacionados con el rumbo del epicentro del sismo en estudio.
- En la mayoría de los eventos (excepto el 93-4), las distorsiones máximas se presentaron en el entrepiso del N11-N8, y resultaron menores a lo propuesto por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.
- En los sismos de mayor intensidad, las distorsiones resultaron mayores a la máxima distorsión de muros de mampostería confinados, por lo que estos sufrieron agrietamientos.

Del análisis de los registros en el dominio de la frecuencia mostró que:

- Los corrimientos de las amplitudes máximas hacia frecuencias menores, en las dos direcciones ortogonales y torsión, reflejan un comportamiento no lineal del edificio, debiéndose a la pérdida de rigidez del edificio y a efectos de interacción suelo-estructura, la cual está relacionada con la no linealidad entre la cimentación y el suelo.

Algunos factores que influyen en la pérdida de rigidez del edificio son: propiedades de los materiales, discontinuidad de los paneles de concreto (no hay continuidad entre los muros construidos en la primera rehabilitación con los elementos estructurales que los confinan), y nivel de daño en elementos estructurales y no estructurales.

De la identificación de frecuencias de traslación vertical, se observó que la frecuencia de traslación vertical del sistema, varía con la intensidad del sismo, y que para la mayoría de los eventos, los cocientes espectrales de azotea centro entre terreno, y azotea centro entre sótano centro, en la primera frecuencia vertical del sistema ( $f_{1v}$ ), son poco diferentes en amplitud, en tanto que en frecuencia, la primera de la estructura ( $f_{1vE}$ ), es mayor en 2.5 veces aproximadamente que la primera del sistema.

Para los sismos más intensos, se apreció un segundo intervalo de frecuencias del sistema, así como una amplificación en este intervalo del cociente espectral entre azotea centro y sótano centro. Asimismo, se apreció una deamplificación entre las frecuencias de 1 a 1.65 Hz, del cociente espectral entre sótano centro y terreno, indicando que ocurre una significativa interacción suelo-cimentación, debido al incremento de la rigidez dinámica de la cimentación. Además, se tiene una amplificación del cociente espectral entre azotea centro y sótano centro, cuya frecuencia representa la primera de la estructura, apreciando que su amplitud disminuye con la intensidad del sismo.

La no linealidad entre la cimentación y el suelo, se apreció de la evolución de las frecuencias de traslación vertical del sistema ( $f_{1v}$ ) y de cabeceo ( $f_1$  y  $f_2$ ) (debidas a efectos de contacto cimentación-suelo, y a efectos de acortamiento de la estructura), de cada uno de los sismos en estudio. Se apreció que al inicio del movimiento donde las amplitudes son pequeñas, las frecuencias son altas, y donde las amplitudes de aceleración son máximas se presentan variaciones de las frecuencias con tendencia a la disminución. En tanto que en la parte final del movimiento, cuando disminuyen las amplitudes se aprecia una ligera recuperación de las frecuencias; siendo las frecuencias de traslación vertical, las que presentan mayor variación.

Dichas variaciones en la frecuencia son un reflejo del comportamiento no lineal entre la cimentación y el suelo, por lo que las frecuencias del sistema dependen de la rigidez suelo-cimentación.

La importancia de la interacción suelo-estructura tiene como consecuencia principal en el comportamiento dinámico de la estructura, que alarga el periodo fundamental de oscilación. Por lo que tomar en cuenta la interacción suelo estructura será deseable ya que, en edificios cuyo periodo, calculado considerando base rígida, sea similar al periodo característico del suelo en el que será desplantado, podrá permitir diseños más económicos debido al efecto de alargamiento del periodo fundamental.

## 9. REFERENCIAS

**Almora D. y Quaas R. (1997)** "Instrumentación sísmica del edificio Jal. Operación y registros de datos", Informe interno, Proyecto 7526, Instituto de Ingeniería, UNAM.

**Arias A. (1970)** "A Measure of Earthquake Intensity", en *Seismic Design for Nuclear Power Plants.*, Editor R. J. Hansen, MIT Press.

**Aire Untiveros, C. y Murià Vila D. (1993)** "Evaluación de las propiedades mecánicas de un edificio de 14 niveles", Informe interno, Proyecto 2561, Instituto de Ingeniería, UNAM, enero.

**Bendat J.S. y Piersol A.G. (1989)**, *Random Data: Analysis and Measurement Procedures*, Wiley Interscience, New York.

**Díaz J. A. (1996)** "Proyecto de investigación de la microestructura del subsuelo de la ciudad de México", Coloquio de investigaciones de la Facultad de Ingeniería, UNAM.

**Flores L.E. y Alcocer S. M. (1996)** "Calculated response of confined masonry structures", Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, paper No. 1830, Acapulco, México, junio.

**Li, Yi y Mau S. T. (1997)** "Learning from recorded earthquake motion of buildings", *Journal of structural engineering*, ASCE, Vol 123, N° 1, p 62-69.

**Lin Y. K. (1967)**, *Probabilistic theory of structural dynamics*, Robert E. Krieger Publishing Company, New York.

**Luco J.E. (1980)** "Soil-structure interaction and identification of structural models", *Proc. 2nd ASCE Speciality Conference in Civil Engineering and Nuclear Power*, Knoxville, Tennessee, vol II, paper N° 10-1, p 10.1.1-10.1.31.

**Luco J.E., Trifunac M.D. y Wong H.L. (1987)** "On the apparent change in dynamic behavior of a nine-story reinforced concrete building", *BSSA*, v 77, N° 6, p 1961-1983, diciembre.

**Meli R., Faccioli E., Murià Vila D., Quas R. y Paolucci R. (1997)** "A study of site effects and seismic response of an instrumented building in México city", *Journal of Earthquake Engineering*, (aceptado para publicarse).

**Murià Vila, D. y Moreno Rubín de Celis S. (1994)** "Monitoreo de propiedades dinámicas de un edificio de 14 niveles", Proyecto 4521, Instituto de Ingeniería, UNAM, octubre.

**Murià Vila, D., Hernández Díaz J. L., Peña Pedroza I. y Toro Jaramillo A. M. (1997)** "Monitoreo del Edificio Jal", Informe interno, Proyecto 7518, Instituto de Ingeniería, UNAM, octubre.

**Paolucci R. (1993)** "Soil-structure effects on an instrumented building in México city", *Journal of European Earthquake Engineering*, 3, p 33-44.

**Ramírez Ledezma R. (1995)** "Procesamiento y análisis de registros sísmicos obtenidos en un edificio alto, Tesis de Licenciatura, Universidad Nacional Autónoma de México.

**RCDF (1993)**, Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

**RCDF (1993)**, Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

**RCDF (1993)**, Normas Técnicas complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

**Singh S. K. y Pacheco J.F. (1994)** "Magnitude determination of mexican earthquakes", *Geofísica Internacional*, v 33, N° 2, p 189-198.

**Zhao J. X. (1996)** "Effects of frequency dependent foundation-soil compliance on building vertical responses identified from earthquake records", *Soil Dynamics and Earthquake engineering*, N° 16, p 273-284.