

122
20je.



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA

**"ANALISIS DE LA RESPUESTA SISMICA DEL EDIFICIO
JUAREZ MEDIANTE TECNICAS DE IDENTIFICACION
DE SISTEMAS"**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE :
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
JAIME JOSE TORRES LOPEZ

DIRECTOR DE TESIS: M.I. RICARDO GONZALEZ ALCORTA

MEXICO, D.F.

1994

**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 está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-048/94

Señor
JAIME JOSE TORRES LOPEZ
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **M.I. RICARDO GONZALEZ ALCORTA**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

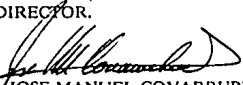
"ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SISMICA DEL EDIFICIO JUAREZ MEDIANTE TECNICAS DE IDENTIFICACION DE SISTEMAS"

- I. INTRODUCCION
 - II. IDENTIFICACION DE SISTEMAS APLICADA A LA INGENIERIA ESTRUCTURAL
 - III. DESCRIPCION DEL EDIFICIO
 - III. CARACTERISTICAS DINAMICAS OBTENIDAS ANTES Y DESPUES DE LA RIGIDIZACION
 - IV. INSTRUMENTACION SISMICA DEL EDIFICIO JUAREZ
 - V. REGISTROS SISMICOS DEL EVENTO DEL 24 DE OCTUBRE DE 1993
 - VI. ESTIMACION DE PARAMETROS DEL EDIFICIO
 - VII. CONCLUSIONES
- REFERENCIAS
TABLAS
FIGURAS

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, a 21 de abril de 1994.
EL DIRECTOR.


ING/JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/RCR*nl

A mis padres

Maria Elena López Baños

Ing. Evelio Torres Amador

Por la oportunidad que me dieron de superarme y la confianza proporcionada durante mucho tiempo

A mis hermanos

Lupita y Evelio

A mis abuelos

A quienes siempre llevo en mi corazón

A mis tíos y primos

En especial a la familia *Sollís López y López Mac manus*

A mis amigos

AGRADECIMIENTOS

Al M.I. Ricardo González Alcorta por su apoyo e invaluable consejos durante el desarrollo de este trabajo.

Mi sincero agradecimiento a todas las personas que de una u otra manera brindaron su apoyo para la realización de esta tesis.

A la Facultad de Ingeniería y al Instituto de Ingeniería por abrirme las puertas hacia una formación profesional.

ÍNDICE GENERAL

INTRODUCCIÓN	1
Objetivos	3
1. EL MÉTODO DE IDENTIFICACIÓN DE SISTEMAS	4
1.1 Generalidades	4
1.2 La estimación de parámetros como un problema de minimización	7
1.3 Identificación de sistemas en la Ingeniería Estructural	12
2. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO	16
2.1 Características generales	16
2.2 Descripción de la estructura	16
3. CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS DE LA ESTRUCTURA	19
3.1 Pruebas para obtener las características dinámicas en estructuras	19
3.2 Metodología experimental	20
3.3 Programa de pruebas	21
3.4 Resultados	22
4. INSTRUMENTACIÓN SÍSMICA DEL EDIFICIO JUÁREZ	23
4.1 Objetivo de la instrumentación	23
4.2 Instrumentación del edificio	24
4.3 Motivos de la instrumentación al edificio	25
4.4 Operación y mantenimiento	26
5. REGISTROS SÍSMICOS DEL EVENTO DEL 24 DE OCTUBRE DE 1993	28
5.1 Programa de pruebas	28
5.2 Funciones de transferencia	29

5.3	Identificación no paramétrica	31
6.	ESTIMACIÓN DE PARAMETROS DEL EDIFICIO	33
6.1	Descripción del programa de computadora utilizado	34
6.2	El método β de Newmark	36
6.3	Modelo de un grado de libertad	40
6.4	Estimación de parámetros	42
6.4.1	Modelo AA y AP	42
6.4.2	Correlación de respuestas	44
6.4.3	Comentarios	45
7.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	46
7.1	Conclusiones y recomendaciones	46
7.2	Referencias	47
	Tablas y figuras	

INTRODUCCIÓN

El territorio nacional está sujeto a diversos fenómenos naturales que pueden ocasionar una situación de catástrofe. Durante décadas, los diversos temblores que soportaron las construcciones de la ciudad de México no ocasionaron daños significativos. Los fuertes sismos de septiembre de 1985, que sacudieron gran parte de la república mexicana ocasionaron, como todos sabemos, fuerte destrucción en la ciudad de México. Sus efectos motivaron investigaciones enfocadas al análisis tanto del comportamiento del suelo como el de las estructuras, así como a procedimientos y materiales de construcción.

En el análisis del comportamiento de las estructuras, se emprendieron campañas de medición de vibraciones ambientales en edificios, con la finalidad de poder determinar sus características dinámicas. Si bien este tipo de mediciones proporciona información muy valiosa, ésta se asocia exclusivamente a desplazamientos muy pequeños, con un comportamiento estructural que se ubica generalmente en el intervalo lineal.

Esta bien determinado que las características dinámicas de una estructura sufren variaciones importantes durante un movimiento sísmico severo, por lo que en México se han iniciado programas de instrumentación con aparatos de registro sísmico de tipo permanente, para registrar la respuesta ante futuros sismos; en la actualidad existen un poco más de una decena de edificios instrumentados en la ciudad de México.

La finalidad de instrumentar un edificio radica en poder tener un seguimiento de su comportamiento ante la acción de movimientos sísmicos, así como establecer si los cambios en los parámetros llegan a ser permanentes. Este tipo de instrumentación ofrece la oportunidad de estudiar el comportamiento estructural para diferentes niveles de deformación, lo que es verdaderamente relevante al establecer criterios de diseño para estructuras sismo resistentes.

A principios de 1989, el Instituto de Ingeniería inició los trabajos de instrumentación de tres edificios de la ciudad de México con el apoyo del Departamento del Distrito Federal, el Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología y la Comunidad Económica Europea. El edificio Metro Juárez es uno de ellos, y destaca por estar localizado en una zona de alto riesgo sísmico de la ciudad y por tener una estructura rígida que se apoya sobre una cimentación profunda.

El objetivo de esta tesis es evaluar el comportamiento dinámico del edificio durante el evento sísmico registrado el 24 de octubre de 1993, aplicando técnicas de identificación de sistemas para estimar los parámetros estructurales. Los parámetros evaluados son los asociados a la rigidez y amortiguamiento de la estructura, analizándose exclusivamente en el intervalo lineal.

Este estudio está formado por siete capítulos. En el capítulo uno se menciona una descripción general del método de estimación de parámetros utilizado y se da a conocer el campo de aplicación del método de identificación de sistemas en la ingeniería estructural. En el capítulo dos se hace una descripción detallada del edificio. El capítulo tres muestra las pruebas realizadas de vibración ambiental antes y después de la restructuración, así como las características dinámicas obtenidas con dichas pruebas. En el capítulo cuatro se hace una descripción de la instrumentación sísmica del edificio y se mencionan los objetivos de dicha instrumentación. En el capítulo cinco se hace un análisis no paramétrico a partir de los registros sísmicos del 24 de octubre de 1993, a fin de obtener información necesaria que permita conocer una aproximación de los parámetros de rigidez y amortiguamiento del edificio. En el capítulo seis se presenta la aplicación de los algoritmos desarrollados para los modelos utilizados, así como los resultados obtenidos de la estimación de parámetros y en el capítulo siete se hacen diversos comentarios sobre los resultados obtenidos con los modelos propuestos y se mencionan las principales conclusiones de este estudio.

CAPÍTULO 1

EL MÉTODO DE IDENTIFICACIÓN DE SISTEMAS

1.1 Generalidades

La identificación de sistemas se puede definir como el procedimiento para seleccionar un modelo matemático, usando información experimental medida, en donde se realice una corrección sistemática de sus parámetros de tal manera que establezca la mejor correlación posible entre las respuestas predichas por el modelo matemático y las obtenidas experimentalmente. En el proceso de identificación se pueden distinguir tres etapas (Bekey, 1970):

- a) La determinación de la forma del modelo matemático, partiendo del modelo conceptual sobre la física del problema.

- b) La selección de una función donde se establezca un criterio de error entre las respuestas del modelo y el sistema real. Generalmente, esta función recibe el nombre de Función Criterio.

- c) La selección de un algoritmo o estrategia para el ajuste de los parámetros de tal forma que las diferencias entre las respuestas del modelo y el sistema real, medidas por la función criterio mencionada, se minimicen.

En el método de identificación de sistemas la elección de la forma del modelo matemático es la parte más importante del proceso. Si se hace una selección pobre del tipo del modelo, por más sistemático que sea el ajuste desarrollado, no se alcanzará una correlación aceptable de las respuestas. Un modelo adecuado es aquel que no únicamente produce una buena correlación con la respuesta medida, sino aquel que contenga términos que se puedan relacionar directamente con propiedades físicas definidas. En la ingeniería estructural, afortunadamente, están relativamente bien establecidas las leyes que gobiernan el comportamiento físico de los sistemas y los términos que deben ser incluidos en el planteamiento matemático. Una vez que se define el tipo de modelo, con el grado de refinamiento adoptado (comportamiento histerético, degradación de rigidez y/o resistencia, etc.), el paso final de esta etapa es el aislar los parámetros desconocidos a evaluar, generalmente asociados a la rigidez y amortiguamiento del sistema, así como a parámetros que definen las leyes constitutivas del mismo.

La siguiente etapa en el proceso de identificación es el establecimiento de una función para evaluar el error entre la respuesta del sistema real y la estimada del modelo matemático. La tercera y última etapa del proceso de identificación es la selección de un algoritmo que sistemáticamente ajuste los parámetros en el modelo matemático de tal forma que la función criterio (J) se minimice. En la teoría de optimización matemática existe un gran número de métodos que se pueden usar como estrategia para el ajuste de los parámetros; sin embargo, en

algunos de ellos no se encuentra una convergencia incondicional. Los métodos para la estimación de parámetros se pueden dividir en (Lung, 1987):

- a) **Métodos Iterativos;** en los cuales se asignan valores a los parámetros y se evalúa la función criterio para todo el intervalo de muestreo, de tal forma que iterativamente se busca el mínimo de la función. Los métodos comúnmente usados para evaluar la función criterio son los de mínimos cuadrados y los de máxima verosimilitud. Para la estrategia de minimización se utilizan métodos como el de Newton, Newton-Raphson y Gauss-Newton, entre otros

- b) **Métodos Recursivos;** con los cuales es posible realizar el ajuste de los parámetros en cada intervalo de tiempo. Estos métodos también son conocidos como "en línea" y "en tiempo real". Dentro de las principales estrategias destaca la del filtro de Kalman (Kalman, 1960), la cual ha sido aplicada ampliamente para el estudio de sistemas con parámetros variantes en el tiempo.

Existen en la literatura varios artículos que llevan a cabo una revisión del estado del arte sobre el tema, en los que destacan, cronológicamente, los de Bekey (1970), Sage (1972), Hart and Yao (1977), Kozin y Natke (1986) y Natke (1990). En general, estos estudios concluyen que existe una gran variedad de aplicaciones y alcances del método, la gran mayoría de ellos asociados con la respuesta lineal de estructuras.

1.2 La estimación de parámetros como un problema de minimización

Un modelo matemático realista debe ser capaz de reproducir una respuesta que se ajuste a la respuesta de una estructura real, cuando ambos se someten a la misma excitación. La función criterio (J) indica qué tan bien está hecho el ajuste entre las respuestas mencionadas.

La función criterio utilizada en esta tesis es una función integral que evalúa el error cuadrático de desplazamiento y velocidad. Si β es el vector de parámetros y T es el intervalo de integración, la función criterio se puede escribir como:

$$J(\beta, T) = \int_0^T \left\{ [\dot{x}(\beta, t) - \dot{y}(t)]^2 + [x(\beta, t) - y(t)]^2 \right\} dt$$

donde $\dot{x}(\beta, t)$ y $x(\beta, t)$ son las velocidades y desplazamientos, respectivamente, calculados en el modelo matemático utilizando parámetros β y excitación $\ddot{x}_g(t)$; y $\dot{y}(t)$ y $y(t)$ son las velocidades y desplazamientos de la estructura real cuando se le somete a la misma excitación. El límite inferior en la integración corresponde a las condiciones iniciales en el modelo matemático.

La respuesta del modelo para una excitación específica se encuentra proporcionando al mismo los valores de los parámetros e integrando paso a paso el modelo matemático. Se eligió en este trabajo el modelo β de Newmark para realizar la integración numérica (Newmark, 1959).

El siguiente paso en la estimación de parámetros es la selección de un algoritmo que sistemáticamente ajuste los parámetros en el modelo matemático hasta que la función que evalúa el error se minimice. Conviene pensar que la función que evalúa el error queda

descrita por una superficie n-dimensional dentro de un espacio de n+1 dimensiones. Esto es, que cada conjunto de n parámetros proporciona un punto (error) en la superficie. Desde este punto de vista, el objetivo consiste en encontrar las coordenadas (parámetros) del punto mínimo de la superficie.

Existen muchas técnicas para resolver el problema de minimización, donde la gran mayoría de ellas caen dentro de lo que se conoce como métodos iterativos de minimización. Los algoritmos iterativos se pueden describir de la siguiente forma: Se selecciona un vector de parámetros iniciales β_0 y el algoritmo selecciona un vector mejorado β_1 . El proceso se repite, en donde se encuentra un mejor vector β_2 . Si de esta manera se continúa el proceso, se cuenta entonces con una secuencia de vectores $\beta_0, \beta_1, \beta_2, \dots, \beta_k, \dots$, hasta que se encuentra el vector solución β . En problemas reales, la secuencia nunca encuentra realmente el vector solución dado que el proceso se termina cuando se encuentra un vector suficientemente cercano a la solución. Este vector final se denomina "vector minimizado", y se designa como β_{\min} .

La eficiencia del esquema iterativo depende en gran medida de la primera estimación β_0 . Una mala elección de este vector trae como consecuencia, en el mejor de los casos, un incremento significativo del número de iteraciones requeridas, aunque normalmente provoca que la solución converja a un mínimo local de la superficie n-dimensional.

Generalmente los parámetros pueden estimarse relativamente bien a partir de propiedades geométricas y de los materiales (como el caso del parámetro de masa), así como datos provenientes de pruebas experimentales. Sin embargo, es generalmente difícil establecer una

buena estimación en otro tipo de parámetros, especialmente aquellos asociados a términos no lineales.

Asimismo, debe tenerse mucho cuidado al moverse de un punto a otro en el proceso iterativo, de tal forma que ninguno de los parámetros de ese nuevo punto viole las restricciones físicas conocidas del comportamiento estructural. Todos los parámetros considerados en este trabajo presentan restricciones: los parámetros de amortiguamiento (c) y de rigidez (k) deben ser positivos.

La ecuación fundamental del método iterativo que se consideró es

$$\beta_i = \beta_{i-1} + \alpha \bar{d}_{i-1}$$

donde \bar{d}_{i-1} es un vector de dirección; y

α es el tamaño del paso

El método de descenso acelerado es uno de los más simples para resolver problemas de minimización no restringida, el cual usa para \bar{d}_{i-1} el gradiente negativo, $\nabla \bar{J}(\beta_{i-1}, T)$, el cual es por definición la dirección del máximo decremento en la superficie. El tamaño del paso se encuentra al establecer una búsqueda unidimensional que minimice o al menos disminuya la función en esa dirección. Este método, aunque apropiado para muchas aplicaciones, tiene algunas desventajas: la búsqueda para un valor apropiado de α es tediosa; la convergencia se afecta por la transformación de variables (escala); y, tal vez la más importante, la lentitud en la convergencia cerca del mínimo. Para eliminar estas desventajas se decidió utilizar en este

trabajo el método de Gauss-Newton modificado, que es más sofisticado que el método descrito anteriormente.

El método de Gauss-Newton. El método de Gauss-Newton se deriva al desarrollar la función que evalúa el error en una serie de Taylor para un punto previo β_{i-1} (suponiendo que todas las derivadas existen), y considerando exclusivamente los primeros tres términos de la serie. En notación matricial:

$$J(\beta_i, T) = J(\beta_{i-1}, T) + \overline{\nabla J}^T(\beta_{i-1}, T)(\beta_i - \beta_{i-1}) + \frac{1}{2}(\beta_i - \beta_{i-1})^T \overline{\nabla^2 J}(\beta_{i-1}, T)(\beta_i - \beta_{i-1})$$

donde $\overline{\nabla J}(\beta_{i-1}, T)$ es el vector gradiente; y

$\overline{\nabla^2 J}(\beta_{i-1}, T)$ es la matriz Hessiana

Para minimizar $J(\beta_i, T)$, el gradiente con respecto a β_i se iguala al vector cero:

$$\nabla J(\beta_{i-1}, T) + \overline{\nabla^2 J}(\beta_{i-1}, T)(\beta_i - \beta_{i-1}) = \vec{0}$$

o, si la matriz Hessiana es invertible:

$$\beta_i = \beta_{i-1} - \overline{\nabla^2 J}^{-1}(\beta_{i-1}, T) \overline{\nabla J}(\beta_{i-1}, T)$$

Esta ecuación, en la cual la inversa de la matriz Hessiana modifica tanto la magnitud como la dirección, define el método de Newton.

Para asegurar que el error decrezca en cada dirección, se inserta un escalar positivo α , de tal forma que el tamaño del paso se pueda ajustar separadamente. La ecuación resultante:

$$\beta_i = \beta_{i-1} - \alpha \overline{\nabla^2 J}^{-1}(\beta_{i-1}, T) \overline{\nabla J}(\beta_{i-1}, T)$$

define el método de Newton modificado.

Las componentes del vector gradiente y de la matriz Hessiana se encuentran al tomar las derivadas apropiadas de la función que evalúa el error. Por ejemplo, el j -ésimo componente del vector gradiente es:

$$\frac{\partial}{\partial \beta_j} J(\beta, T) = \nabla_j J(\beta, T) = 2 \int_0^T \left\{ [\dot{x}(\beta, t) - \dot{y}(t)] \frac{\partial \dot{x}(\beta, t)}{\partial \beta_j} + [x(\beta, t) - y(t)] \frac{\partial x(\beta, t)}{\partial \beta_j} \right\} dt$$

donde β_j se refiere al j -ésimo parámetro. El jk -ésimo componente de la Hessiana es

$$\begin{aligned} \frac{\partial^2}{\partial \beta_j \partial \beta_k} J(\beta, T) &= \nabla^2_{jk} J(\beta, T) \\ &= 2 \int_0^T \left[\frac{\partial \dot{x}(\beta, t)}{\partial \beta_j} \frac{\partial \dot{x}(\beta, t)}{\partial \beta_k} + \frac{\partial x(\beta, t)}{\partial \beta_j} \frac{\partial x(\beta, t)}{\partial \beta_k} \right] dt + 2 \int_0^T \left\{ [\dot{x}(\beta, t) - \dot{y}(t)] \frac{\partial^2 \dot{x}(\beta, t)}{\partial \beta_j \partial \beta_k} + [x(\beta, t) - y(t)] \frac{\partial^2 x(\beta, t)}{\partial \beta_j \partial \beta_k} \right\} dt \end{aligned}$$

En el método de Gauss-Newton se elimina la segunda integral de la matriz Hessiana. El jk -ésimo término de la matriz resultante está dado por:

$$AH_{jk}(\beta, T) = 2 \int_0^T \left[\frac{\partial \dot{x}(\beta, t)}{\partial \beta_j} \frac{\partial \dot{x}(\beta, t)}{\partial \beta_k} + \frac{\partial x(\beta, t)}{\partial \beta_j} \frac{\partial x(\beta, t)}{\partial \beta_k} \right] dt$$

Esta matriz simétrica, que comúnmente se le conoce como matriz Hessiana aproximada, se acerca a la Hessiana conforme en el proceso iterativo los errores tiendan a cero y las segundas derivadas parciales no se incrementen más rápido que el decremento en los errores. El método de minimización resultante, llamado método de Gauss-Newton modificado debido a la presencia de α , se define como:

$$\beta_i = \beta_{i-1} - \alpha \overline{AH}^{-1}(\beta_{i-1}, T) \overline{VJ}(\beta_{i-1}, T)$$

Esta ecuación, la cual se aplica en los algoritmos utilizados en este trabajo, es ampliamente usada en optimización y tiene las ventajas de una rápida convergencia cerca del mínimo sin tener la desventaja de calcular las segundas derivadas parciales.

1.3 Identificación de sistemas en la Ingeniería Estructural

Existe un gran número de aplicaciones del método de identificación de sistemas a la ingeniería estructural, motivados fundamentalmente por el deseo de tener una descripción más adecuada de las estructuras y sus características dinámicas. Los procedimientos de identificación se pueden dividir en técnicas en el dominio del tiempo y técnicas en el dominio de la frecuencia. Las técnicas en el dominio del tiempo se basan en la estimación de parámetros utilizando la historia de la respuesta estructural, con base ya sea en métodos iterativos o recursivos. Las técnicas en el dominio de la frecuencia se relacionan con estimaciones espectrales e identificación de características dinámicas a partir de la respuesta en frecuencia del sistema.

Las aplicaciones en la ingeniería estructural de las técnicas en el dominio del tiempo reportadas en la literatura se pueden agrupar dentro de tres líneas de investigación :

- a) Ensayes en prototipos experimentales en pruebas de laboratorio
- b) Edificios instrumentados con aparatos de registro sísmico
- c) Criterios para la estimación del nivel de daño en edificios

Aplicación a prototipos experimentales. El uso de técnicas de identificación paramétrica en prototipos experimentales es motivada por el hecho de que en este tipo de sistemas estructurales se tiene un mayor control tanto del tipo de excitación a la que se somete el prototipo como de la respuesta del mismo, gracias a los avances recientes en los equipos de adquisición de datos experimentales.

Al tener el control del tipo de excitación en la base del prototipo, caracterizado principalmente por el nivel de aceleración y el contenido de frecuencias de la señal de excitación, es posible ajustar el mismo para que el prototipo presente ya sea un comportamiento lineal o bien francamente no lineal, por lo que se pueden realizar estudios para estos tipos de comportamiento en un mismo prototipo experimental. Dentro de los estudios mas relevantes en esta línea de investigación destacan los de Matzen y McNiven (1976), Kaya y McNiven (1978), Jurukovski (1987) y Jurukovski y Jovanovic (1990).

Aplicación a edificios instrumentados. La aplicación de las técnicas de identificación de sistemas a edificios instrumentados se ha incrementado en los últimos años gracias a los programas de instrumentación de tipo permanente en edificios en la gran mayoría de países con riesgo sísmico severo.

Uno de los trabajos pioneros en esta línea de investigación fue el desarrollado por Beck y Jennings (1980), en donde se propone un método para la estimación de parámetros modales, en lugar de la estimación explícita de valores de coeficientes de rigidez y amortiguamiento. En esa investigación se propone un método llamado minimización modal, por medio del cual es posible definir secuencialmente las características modales de frecuencias y amortiguamiento para los diferentes modos de vibrar de los sistemas. Dado que este método toma ventaja de la linealidad de las ecuaciones del modelo, sólo es aplicable para comportamiento lineal de los sistemas estudiados. La estrategia de minimización es iterativa. El método de minimización modal ha sido aplicado en un gran número de investigaciones reportadas en la literatura. Dentro de los trabajos más trascendentes y recientes destacan los desarrollados en una estructura de 5 niveles con aislamiento sísmico en la base (Papageorgiu y Lin, 1989), en un edificio de 14 niveles con un efecto pronunciado de interacción suelo-estructura (Papageorgiu y Lin, 1990), en una estructura de mampostería con presencia de cuerpos anexos (Gentile, 1990) y un edificio de 14 niveles de concreto reforzado desplantado en suelo blando (González Alcorta et al., 1993).

Aplicación en la estimación del nivel de daño en edificios. Los sistemas estructurales de los edificios presentan acumulación de daño cada vez que son sometidos a excitaciones sísmicas e inclusive bajo cargas de servicio. Si este daño no es detectado y corregido puede causar potencialmente el colapso de una estructura. Lo anterior ha motivado el desarrollo de un gran número de investigaciones encaminadas a establecer criterios para la estimación de daño en sistemas estructurales; en gran parte de estas investigaciones se ha aplicado la metodología de identificación de sistemas para cumplir dicho objetivo.

Dado que los métodos y procedimientos deben contemplar el comportamiento histerético de las estructuras, la identificación de tales sistemas es por consiguiente un problema no lineal. El primer intento que se desarrolló fue el de aplicar las técnicas lineales pero segmentando la respuesta en n segmentos lineales y estimando los parámetros para cada segmento (Iemura y Jennings, 1974). Sin embargo, estos métodos presentan la desventaja de que ignoran condiciones iniciales de segmento a segmento y que son una caracterización promedio de los parámetros por segmento. Dipasquale y Cakmak, 1990, utilizan este método para evaluar el daño sísmico en edificios.

Las aplicaciones más importantes relacionadas con modelos no lineales se basan en el uso de estrategias recursivas, para evaluar la variación de los parámetros en cada instante de tiempo. Dada la complejidad de los modelos matemáticos, en general el proceso de identificación se lleva a cabo en modelos equivalentes de un grado de libertad (Distefano y Rath, 1974; Udwardia y Jerath, 1980; Iwan y Cifuentes, 1986; Loh y Tsaur, 1988), en donde se proponen modelos histeréticos para caracterizar el comportamiento no lineal de los sistemas. Existen investigaciones recientes donde se estudia el comportamiento no lineal de sistemas de n grados de libertad (Lin, Soon y Natke, 1990); (Agabian et al, 1991).

Técnicas en el dominio de la frecuencia. Se han establecido métodos para identificar los parámetros estructurales con base en el análisis en el dominio de la frecuencia de los registros sísmicos registrados en edificios (McVerry, 1980). La identificación paramétrica se realiza iterativamente con base en los espectros de Fourier de la respuesta registrada con los correspondientes del modelo matemático.

CAPÍTULO 2

DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

2.1 Características generales

El Instituto de Ingeniería de la UNAM instaló en el año de 1990 una red de 5 acelerógrafos en el edificio ubicado en la estación Juárez de la Línea 3 del Sistema de Transporte Colectivo Metro (figura 1).

Este edificio fué instrumentado porque su estructura es típica de los edificios de la ciudad de México, ubicado en la zona que sufrió los daños de mayor consideración, además se cuenta con la información estructural necesaria y, por que siendo profunda su cimentación es de interés conocer su comportamiento.

2.2 Descripción de la estructura

El edificio consiste en una estructura de concreto reforzado que consta de dos sótanos, planta baja y seis niveles, el cual está localizado en la zona de suelo blando del valle de la ciudad de México (figura 2). Su edificación se realizó en 1969 y se diseñó con el Reglamento del Distrito Federal de 1966 (RDF-66).

La estructura del edificio está formada por cinco marcos en sentido transversal (este-oeste) y cuatro en sentido longitudinal (norte-sur), unidos por una losa monolítica de 8 cm de espesor. Existen muros de mampostería en las dos fachadas laterales, desligados de la estructura, y en el cubo de elevadores y de escaleras, unidos a los marcos que los confinan (figura 3).

Las plantas del tercero al último nivel son idénticas, mientras que las plantas de cimentación y de acceso presentan una mayor área debido a un ensanchamiento en su parte posterior (figuras 3 a 5). A partir del sismo de septiembre de 1985, el edificio fue reestructurado con el fin de darle mayor rigidez y resistencia. Dicha reestructuración consistió en el encamisado con placas de acero de algunas columnas de las plantas de acceso y planta baja, en la colocación de contravientos de acero a partir del cuarto nivel, los cuales se anclaron a la estructura en las crujeñas extremas de las fachadas principal y posterior; se construyeron muros de concreto reforzado en las crujeñas extremas de las fachadas laterales y se anclaron al cajón de cimentación.

Se incorporó en la fachada lateral Norte, una escalera metálica de emergencia que va desde el nivel de banqueta hasta la azotea, la cual se encuentra unida a las dos columnas centrales y en cada uno de los niveles por medio de dos articulaciones. La escalera ocupa una área en planta de 3.60 por 6.00 m (figura 3 a 5).

En la azotea del edificio se encuentra un anexo que constituye el cuarto de máquinas, ubicado sobre el cubo de elevadores y escaleras, cuyas dimensiones en planta son de 6.00 por 6.30 m (figura 5).

La estructura se apoya sobre un cajón de cimentación desplantado a 9 m de profundidad. El cajón de cimentación y el cajón correspondiente al Metro se encuentran separados por una junta constructiva (figura 6 y 7).

Las dimensiones del edificio en planta en los niveles de sótano son de 28.60 por 22.40 m y las dimensiones de la planta tipo y de azotea son de 28.60 por 18.00 m. Las alturas de entepiso en los niveles superiores son de 3.45 m, en la planta de acceso es de 3.95 m, en tanto que en la planta del sótano del mezzanine es de 3.55 m y en la correspondiente al andén de la estación es de 3.60 m, sobresaliendo así la estructura, una altura de 21.20 m sobre el nivel del terreno.

En los niveles de sótano de la estructura, se cuenta con muros "millan" de espesores de 60 cm y de 80 cm, según se hace constar en los planos estructurales del edificio, ubicados perimetralmente, excepto la cara que coincide con el cajón del Metro (figura 4). El comportamiento de este muro es estructural ya que se liga a la estructura con el acero de refuerzo de las contratraves y traves de dichos niveles perpendiculares a ellos.

Con el fin de determinar algunas propiedades mecánicas de los materiales y así garantizar los datos disponibles en planos, se practicarán pruebas destructivas y no destructivas en el edificio. Se observó que existe uniformidad en el concreto empleado en los elementos estructurales. Las resistencias nominales de los materiales con los cuales se construyó el edificio son: acero de refuerzo de 4200 kg/cm², en las diagonales se utilizó acero A-36, el concreto es de 210 kg/cm², excepto el de los muros "millan" que es de 175 kg/cm².

CAPÍTULO 3

CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS DE LA ESTRUCTURA

3.1 Pruebas para obtener las características dinámicas en estructuras

Para determinar las características dinámicas en estructuras existentes se utilizan pruebas experimentales, entre las cuales se destacan las de: vibración ambiental, sollicitación armónica que se logra con un vibrador de masas excéntricas, sollicitación transitoria debida a sismos o a impulsos generados por pruebas de tracción. Los resultados obtenidos con cualquiera de estas técnicas difieren, debido al nivel de esfuerzo al que pueden llegar a trabajar las estructuras. Así, en el caso de sismos puede detectarse cuando una estructura llega a trabajar en el intervalo no lineal.

La técnica de medición empleada para los diferentes tipos de excitación es la misma y consiste en captar las vibraciones empleando servóacelerómetros, en particular para las técnicas de vibración ambiental, normalmente la instrumentación es muy extensa, pero ésta es solo temporal.

En este tipo de pruebas, como primer paso, se evalúa la transformada finita de Fourier de la señal, que descompone la señal irregular en el dominio del tiempo, en una serie trigonométrica compleja, en función de la frecuencia.

El algoritmo conocido como transformada rápida de Fourier es una técnica numérica eficiente que permite hacer la evaluación de la transformada de Fourier por medio de un sistema de cómputo a partir de definir el número de eventos de que consta el registro, de tal manera que el número de puntos de cada evento sea 512, 1024, 2048, 4096, etc. De esta forma se obtienen los espectros de potencia de la señal.

Se comparan los espectros de potencia entre pares de señales registradas simultáneamente para obtener de esta forma las correspondientes funciones de transferencia.

3.2 Metodología experimental

El método consistió en la aplicación de un análisis convencional de señales aleatorias (Bendat, 1989) a partir de registros obtenidos de mediciones de vibración ambiental. Para la realización de este trabajo se utilizó un dispositivo experimental que permite medir simultáneamente las vibraciones en ocho puntos de la estructura (Murià-Vila et al., 1993). En cada punto de medición elegido se coloca un servo-acelerómetro de alta resolución con el fin de lograr captar las señales de muy pequeña amplitud de dichas vibraciones.

Estas señales son transmitidas, a través de cables blindados, a unos acondicionadores donde se amplifican; se filtran las frecuencias mayores de 30 Hz. Las señales acondicionadas se envían a una microcomputadora tipo PC-486 de 8Mb de memoria RAM y provista de un convertidor

analógico-digital de 16 canales. Este equipo captura y almacena temporalmente toda la información en la expansión de memoria RAM, para ello debe indicarse al programa la frecuencia de muestreo y la duración del registro.

Al finalizar la adquisición, los datos se transfieren automáticamente al disco duro y posteriormente se respaldan en un disco bernoulli de 45 Mb. El procesamiento de la información consiste en aplicar un análisis de señales aleatorias estacionarias (Murià-Vila et al., 1993) para obtener los espectros de potencia promedio, así como las correspondientes funciones de transferencia (en fase y amplitud) y de coherencia entre pares de señales.

3.3 Programa de pruebas

En 1989 se llevó a cabo la primera etapa de pruebas de vibración ambiental, cuando el edificio aún estaba sin reestructurar. Las mediciones de vibración ambiental después de la reestructuración en el edificio fueron realizadas en junio de 1993; los resultados de estas pruebas se discuten y comparan en este capítulo. Para las pruebas realizadas se eligieron 26 puntos en la estructura, tres en los andenes del Metro y uno en el terreno.

Se realizaron doce pruebas con diferentes arreglos de ocho puntos, cambiando la posición y la orientación de los sensores y en cada una de ellas se registró durante siete minutos las vibraciones. El procesamiento de la información se llevó a cabo seleccionando para cada prueba, uno a seis puntos de referencia, a fin de calcular la correlación de estos con los demás puntos de medición.

Se lograron obtener espectros estables de las mediciones de vibración ambiental, es decir, que las configuraciones espectrales no cambian después de un cierto número de eventos promediados.

3.4 Resultados

Con el análisis de la información fue posible identificar los tres primeros modos de vibrar en las direcciones T y L (figura 23), así como los tres primeros modos de torsión (D. Murià Vila et al., 1994). Las frecuencias fundamentales en los componentes transversal, longitudinal y rotacional son de 2.28, 1.88 y 3.52 Hz, respectivamente; estas frecuencias son entre 0.9 y 2.2 veces las medidas antes de la restructuración, como se muestra en la tabla 1 y de la figura 20 a 22, lo cual indica un significativo incremento en la rigidez del edificio. Las fracciones de amortiguamiento crítico de los modos fundamentales de traslación del edificio obtenidas con los datos de las pruebas varían entre 0.04 y 0.05.

En las pruebas ambientales se evidenció una interacción entre el cajón de cimentación del edificio y el cajón del Metro, lo cual aparentemente se reflejó en un aumento del amortiguamiento equivalente y una pequeña fluctuación de las frecuencias fundamentales de traslación del sistema.

CAPÍTULO 4

INSTRUMENTACIÓN SÍSMICA DEL EDIFICIO JUÁREZ

4.1 Objetivo de la instrumentación

Debido a los efectos de los sismos de septiembre de 1985 en los diferentes sistemas estructurales de edificios estudiados en la ciudad de México, puso de manifiesto problemas derivados de las incertidumbres sobre el comportamiento dinámico de los edificios ante acciones sísmicas. Hasta antes de 1985 en la ciudad de México no se contaba con edificios con instrumentos de medición de movimientos sísmicos. Por ello, al carecer de medidas cuantitativas de la excitación impuesta a los edificios y de la respuesta de los mismos, las conclusiones con respecto al desempeño de las construcciones son necesariamente subjetivas y, por tanto, sujetas a controversia.

En años recientes se ha extendido la instrumentación sísmica en una gran cantidad de edificios y del terreno, lo que ha permitido avanzar en el conocimiento del movimiento que experimenta el terreno durante un sismo; las grandes diferencias que tiene este movimiento por las condiciones locales de topografía y la identificación de las principales características estructurales, así como las propiedades dinámicas de los edificios esto es, las frecuencias naturales y los amortiguamientos. De la misma forma, es posible determinar en qué medida

influyen los parámetros tales como el tipo de suelo, el sistema estructural empleado, los elementos no estructurales y el tipo de cimentación.

Esta instrumentación ha dado ya frutos extraordinarios, en cuanto a la comprensión de la amplificación de las ondas sísmicas en el valle de México y de las diferencias de los movimientos que se presentan en los diferentes sitios por efecto de las condiciones del subsuelo.

También ha sido posible con la instrumentación de edificios, poder calibrar los modelos analíticos comúnmente utilizados, pues de poco servirían los análisis más refinados si el modelo analítico utilizado para llevarlo a cabo no representa adecuadamente el edificio real, y el problema se agudiza si se toma en cuenta que el interés de conocer su comportamiento, no es cuando está recién construido, sino cuando, en un futuro incierto, tenga que resistir los efectos de un sismo de gran intensidad.

4.2 Instrumentación del edificio

En el edificio Metro Juárez la instrumentación sísmica de las redes está constituida de cinco acelerógrafos digitales DCA-333 de alta resolución con velocidad de captura de 100 muestras por segundo. En la figura 1 se muestra la ubicación de los aparatos: uno se localiza en el sótano de la estructura a nivel del andén del metro (MA), dos en planta baja a nivel de acceso (BE, BO) y dos en azotea (AE, AC); además se tiene previsto la instalación de un acelerógrafo en el terreno circundante (S). Los instrumentos registran la aceleración de la estructura en tres direcciones ortogonales (dos horizontales y una vertical). El rango dinámico de los sensores verticales es de ± 0.25 g, los horizontales en planta baja y sótano tienen \pm

0.25 g también, en el caso de aparatos en azotea es de ± 1.0 g y en los niveles intermedios es de ± 0.5 g .

En las redes acelerográficas los instrumentos se encuentran interconectados y tienen una señal común de tiempo con la finalidad de obtener un registro síncrono, que permita conocer con precisión el movimiento relativo de los puntos de medición en la estructura. La interconexión se basa en una configuración maestro-esclavo en la cual, al rebasar el movimiento del umbral de disparo del aparato maestro, se activa la operación simultánea de todos los acelerógrafos (L. Alcántara et al., 1993). A su vez cada instrumento está programado para iniciar su funcionamiento en forma autónoma cuando su sistema detecta un valor de aceleración mayor al nivel programado. En este caso el aparato maestro es el localizado en la azotea (AC); la selección del lugar dependió de las pruebas de sensibilidad realizadas en cada sitio.

4.3 Motivos de la instrumentación al edificio

La finalidad de instrumentar una estructura radica en poder tener un seguimiento de su comportamiento ante la acción de movimientos sísmicos. El edificio Metro Juárez fue seleccionado, entre una serie de edificios, para ser instrumentado debido a que reúne las siguientes características:

- a) Esta localizado en la zona del valle de la ciudad de México considerada como la de mayor riesgo sísmico
- b) Tiene características comunes a otros edificios urbanos de la ciudad de México

- c) Es una estructura que cuenta con una cimentación profunda de interés de estudio
- d) Es un tipo de construcción sencilla, regular y simétrica para poder entender su respuesta estructural con la mínima incertidumbre
- e) Se cuenta con información en planos, memoria de cálculo, bitácora de construcción y propiedades de sus materiales, para generar un modelo matemático representativo de su comportamiento
- f) Existe la aprobación de los propietarios para instalar y mantener en operación el sistema de medición

4.4 Operación y mantenimiento

Es fundamental conservar los equipos en óptimas condiciones de trabajo para garantizar que operen confiablemente durante la ocurrencia de un temblor. Esto sólo se logra mediante un riguroso programa de visitas periódicas de inspección y mantenimiento

Evidentemente si se genera un evento importante se realizan visitas extraordinarias para recolectar los registros de réplicas. Desde 1992 se han realizado 13 visitas por año de operación y mantenimiento realizando en cada estación las actividades siguientes:

- Inspección general de la estación
- Examen al sistema de suministro de energía (medición de voltajes y consumos de corriente)

- Revisión del indicador de eventos (para verificar si hubo registro)
- Confirmación del correcto funcionamiento del arrancador y reajuste del nivel de disparo
- Reposición de cassettes
- Verificación de la operación de los sensores
- Control del despliegue de datos en el visualizador numérico; lectura del reloj de tiempo real, niveles de offset, glitches, umbrales de disparo, etc.
- Corrección del corrimiento del reloj interno y resincronización con una base de tiempo de referencia externa
- Grabación del código de tiempo
- Comprobación del funcionamiento del sistema de registro mediante un disparo manual y almacenamiento de los datos
- Reposición de módulos o del instrumento y reparación en el laboratorio
- Limpieza general de la estación

CAPÍTULO 5

REGISTROS SÍSMICOS DEL EVENTO DEL 24 DE OCTUBRE DE 1993

5.1 Registro sísmico

El 24 de octubre de 1993 fue sentido notoriamente en el Distrito Federal un movimiento sísmico, originado en las costas de Guerrero, cerca de Copala, con una magnitud de $M_s = 6.7$ y distancia epicentral de 310 km aproximadamente. Aunque el movimiento fue de poca intensidad, produjo suficiente amplitud de aceleración para poner en operación los cinco acelerógrafos instalados en la estructura del edificio (figura 1). En las figuras 8, 9 y 10 se pueden apreciar las historias de aceleración, velocidad y desplazamiento registradas en el evento, la duración máxima de los acelerogramas fue de 160 s (Alcántara y Almora, 1993b).

En las figuras 11 y 12 se muestran los acelerogramas registrados en los diferentes niveles de la estructura donde se cuenta con aparatos de registro, para las direcciones T y L, respectivamente, así como su dirección y clave de ubicación de la estación. En estas señales se observa que los registros de planta baja (BE, BO) son prácticamente iguales a los de andén (SE) y su aceleración máxima registrada es de aproximadamente 9 cm/s²; mientras que al analizar los movimientos registrados en la azotea (AC Y AE) se encuentra que existen

pequeñas diferencias entre ellos, lo cual revela que los efectos de torsión son despreciables. La aceleración máxima registrada en la azotea (AC) fue de 24.43 cm/s² en la dirección L.

En la figuras 13 y 14 se muestran los acelerogramas registrados durante el evento y los espectros de Fourier asociados a los mismos, para azotea, planta baja y andén. En las figuras se detecta una amplificación de la aceleración conforme al nivel de ubicación del aparato. En los espectros de Fourier de las señales de planta baja y andén se aprecia una cresta alrededor de 0.5 Hz, que es la frecuencia dominante del sitio donde se ubica el edificio; en el espectro de Fourier de la señal de azotea para ambas direcciones se observa un gran contenido de frecuencias entre 1.5 a 2 Hz, que es el intervalo donde se ubica la frecuencia propia del sistema estudiado.

La identificación de las frecuencias naturales de vibrar del edificio en las dos direcciones de análisis quedan más claramente definidas al calcular las funciones de transferencia entre la azotea y terreno.

5.2. Funciones de transferencia

Se calcularon las funciones de transferencia entre los espectros de Fourier de las señales de azotea y los considerados como campo libre, a fin de establecer las frecuencias naturales de vibrar del edificio en las dos direcciones de análisis.

Con las funciones de transferencia entre los espectros de Fourier de la señal de aceleración absoluta en azotea y el espectro de Fourier de la señales de aceleración consideradas como campo libre, se obtuvo las frecuencias de vibrar de la estructura; se presenta una cresta

máxima para azotea y andén (modelo AA) de 1.86 Hz para la dirección L y 1.92 Hz para la dirección T, y para azotea y planta baja (modelo AP) de 1.88 Hz en la dirección L y 2.17 Hz en la dirección T; como se puede apreciar en la figura 16.

Dado que no existe un registro en campo libre cercano al edificio, se consideró el de andén (MA) como tal y se comparó con los registros de planta baja (BE) y los de una estación acelerográfica del CIRES, ajena a la red de aparatos del edificio, ubicada en la Alameda Central, aproximadamente a 500 m hacia el Norte del edificio y con una frecuencia dominante del sitio similar al del lugar en estudio.

En la figura 17 se muestran los acelerogramas y sus correspondientes espectros de Fourier del sismo del 24 de octubre registrado en la Alameda Central y se comparan con los obtenidos en Metro Andén. Con estos registros se calcularon las funciones de transferencia con respecto a planta baja (BE) y azotea centro (AC) que aparecen en las figuras 18 y 19. En ellas se aprecian diferencias significativas, ya que las ordenadas asociadas a las frecuencias fundamentales en las funciones entre azotea y andén son mayores a las correspondientes entre azotea y Alameda. Esto se explica probablemente por un efecto de interacción cinemática suelo-estructura, dadas las dimensiones en planta que abarca los cajones del Metro y de cimentación del edificio (figura 7) y la relación con las longitudes de onda de las vibraciones asociadas a frecuencias superiores a 1 Hz, razón por la cual, las ordenadas de los espectros de Fourier de los acelerogramas del Metro andén se atenúan, a partir de 1 Hz en función creciente de frecuencia, con respecto a las ordenadas del espectro de los acelerogramas de Alameda (figura 17). Este efecto de interacción cinemática provoca que aparentemente el amortiguamiento equivalente del sistema aumente significativamente.

En la figura 23 se comparan las formas modales obtenidas a partir de las pruebas de vibración ambiental y el registro sísmico, donde se observa una adecuada concordancia entre ellas.

5.3 Identificación no paramétrica

Con el fin de determinar las frecuencias naturales de vibrar y los porcentajes de amortiguamiento crítico del sistema, se realizó la identificación no paramétrica a partir de las funciones de transferencia entre los espectros de Fourier de aceleraciones absolutas registradas del modelo AA y AP.

En la figura 16 se presenta una comparación entre las funciones de transferencia de vibración ambiental (línea punteada) y las de registro sísmico modelo AA (línea continua), donde se aprecia que las frecuencias fundamentales fluctúan en el mismo intervalo de frecuencias; ahora bien, para vibración ambiental las ordenadas máximas se ubican en un intervalo de frecuencias mayores a las del registro sísmico.

La estimación del porcentaje de amortiguamiento crítico se realizó mediante los métodos de amplitud máxima (método 1) y por el de ancho de banda (método 2):

$$\text{Método 1:} \quad \xi = \frac{1}{2A} \quad (5.2)$$

$$\text{Método 2:} \quad \xi = \frac{\Delta f}{2f} \quad (5.3)$$

En el cual ξ es la fracción de amortiguamiento crítico, f la frecuencia de resonancia, A la amplitud en resonancia y Δf la diferencia en frecuencia de dos puntos en la función de transferencia con amplitudes $\frac{1}{\sqrt{2}}$ veces la amplitud A . En la tabla 2 se presentan las características dinámicas identificadas, en las direcciones T y L.

CAPÍTULO 6

ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS DEL EDIFICIO

En sistemas estructurales, un modelo matemático se puede elaborar a partir de condiciones de equilibrio, cinemática de las deformaciones y configuración constitutivas de los materiales. El modelo matemático puede procesarse con herramientas numéricas como el método de las rigideces, el método de elemento finito, el método de diferencias finitas, etc.. Haciendo uso de datos experimentales, las técnicas de estimación de parámetros pueden ajustar los parámetros del modelo a fin de que éste represente de la mejor forma el comportamiento real de la estructura durante el evento evaluado. Dentro de los parámetros se pueden incluir las propiedades constitutivas, caracterizadas principalmente por la rigidez, la masa y el amortiguamiento.

En este trabajo se propone una estrategia para la estimación de parámetros en sistemas estructurales. Se formula un problema de estimación de parámetros como uno de minimización restringida de la diferencia entre la respuesta medida y la respuesta estimada a partir del modelo matemático.

Se consideró un planteamiento de estado de las ecuaciones que gobiernan el comportamiento dinámico de los sistemas, considerando como invariantes en el tiempo a los parámetros de los modelos.

6.1 Descripción del programa de computadora utilizado

La identificación de los modelos a partir de los resultados obtenidos de éstos, involucra un criterio para la toma de decisiones por parte de las personas que tratan de encontrar el modelo apropiado, así como un soporte apropiado de programas de computadora para apoyar dichas decisiones. El usuario comúnmente tiene que realizar una gran cantidad de iteraciones en el proceso de obtener el modelo definitivo, en el cual, a cada momento, se revisa este criterio. Así, los programas interactivos constituyen una herramienta práctica para llevar a cabo la identificación de parámetros, además de que engloban en una forma conveniente la extensa teoría matemática, haciéndola más accesible al usuario.

En esta identificación de parámetros se eligió como ambiente el paquete de computadora denominado MATLAB (Matlab, 1985), el cual desarrolla esta hipótesis con la profundidad requerida. Este programa es de uso común y tiene una lista de librerías especializadas para solucionar problemas de control (control toolbox) y de identificación de sistemas (system identification toolbox). Se desarrollaron una serie de subrutinas para cada uno de los diferentes modelos matemáticos propuestos, en las cuales se especifican los vínculos que presentan los parámetros con base en el planteamiento de las ecuaciones de equilibrio de los sistemas. De esta forma se aprovechó la simetría en las matrices de rigidez y amortiguamiento disminuyendo significativamente el número de parámetros a evaluar. La

subrutina de minimización que utiliza el programa se basa en el método de Gauss-Newton modificado.

El programa que se utilizó requiere de un planteamiento de estado de las ecuaciones de equilibrio, el cual es una forma común de describir sistemas lineales. Una descripción amplia del planteamiento de estado se puede encontrar en Decarlo, 1989 y Ljung, 1989. En el planteamiento de estado las relaciones entre las señales de entrada, ruido y salida se definen como un sistema de ecuaciones diferenciales de primer orden o ecuaciones en diferencias, usando un vector auxiliar de estado (Ljung, 1989). Para la mayoría de los sistemas físicos es más simple construir los modelos matemáticos con un planteamiento continuo en el tiempo, simplemente porque la mayoría de las leyes físicas (leyes del movimiento de Newton, relaciones en circuitos eléctricos, etc.) se expresan de esta forma. Esto significa que el modelo adquiere una representación

$$\dot{x}(t) = F(\beta)x(t) + G(\beta)u(t) \quad (6.1)$$

Donde F y G son matrices con dimensiones apropiadas ($n \times n$ y $n \times m$, respectivamente, para un estado n -dimensional y una entrada m -dimensional); $x(t)$ es el vector de estado y $u(t)$ es la variable de entrada en el tiempo t . En este planteamiento β es un vector de parámetros que típicamente corresponde a coeficientes físicos de valores desconocidos (en nuestra investigación, valores de rigidez y amortiguamiento). Dentro del planteamiento de estado, las variables del vector de estado tienen un significado físico (desplazamiento, velocidad, etc.), de tal forma que la información experimental proporcione los valores reales de las variables.

En nuestra investigación, la información experimental consiste fundamentalmente en registros de aceleración absoluta, por lo que fue necesario utilizar programas que realizaran integración numérica a fin de obtener velocidades y desplazamientos del sistema real.

6.2 El método β de Newmark

Una vez que se han identificado los parámetros de rigidez y amortiguamiento, lo siguiente consiste en calcular la respuesta teórica en desplazamiento, velocidad y aceleración; para ello, se usó un programa de análisis paso a paso con el algoritmo β de Newmark (Newmark, 1959).

El algoritmo β de Newmark es un método de integración directa, la cual se logra usando un procedimiento numérico paso a paso, y se llama directa porque no se hace una transformación de las ecuaciones de equilibrio a una forma distinta. En los métodos de integración directa se aplica una función excitadora que depende del tiempo y se calcula la historia de respuesta de la estructura durante el tiempo que dura la excitación.

Los métodos de integración directa se fundamentan en dos ideas: primero, en vez de tratar de satisfacer las ecuaciones de equilibrio en cualquier tiempo t , se busca satisfacerlas únicamente a intervalos de tiempo discretos Δt ; esto es, se busca el equilibrio, involucrando el efecto de las fuerzas de inercia, de amortiguamiento y elásticas, en puntos discretos de tiempo, dentro del intervalo de solución. La segunda idea, es que se supone que ocurre una variación de desplazamientos, velocidades y aceleraciones en cada intervalo de tiempo Δt .

En el método β de Newmark los vectores de desplazamiento, velocidad y aceleración al inicio del intervalo de solución ($t=0$) son conocidos. La solución se requiere para un intervalo de tiempo que va desde cero hasta T . Este intervalo se subdivide en n intervalos de tiempo iguales ($\Delta t=T/n$), y el método proporcionará una solución para los tiempos $0, \Delta t, 2\Delta t, 3\Delta t, \dots, t, t+\Delta t, \dots, T$. El algoritmo calcula la solución correspondiente al siguiente intervalo en base a las soluciones precedentes.

El método se basa en las siguientes expresiones para la velocidad y el desplazamiento final de cada intervalo

$$\{\dot{x}_{t+\Delta t}\} = \{\dot{x}_t\} + [(1 - \delta)\{\ddot{x}_{t+\Delta t}\}]\Delta t \quad (6.2)$$

$$\{x_{t+\Delta t}\} = \{x_t\} + \{\dot{x}_t\}\Delta t + \left[\left(\frac{1}{2} - \alpha\right)\{\ddot{x}_t\} + \alpha\{\ddot{x}_{t+\Delta t}\}\right]\Delta t^2 \quad (6.3)$$

donde α y δ son parámetros que pueden ser ajustados para determinar la precisión de la integración. Originalmente, Newmark propuso que los valores de estos parámetros fueran $\alpha = 1/4$ y $\delta = 1/2$, con lo cual se supone que la aceleración varía en forma constante.

Asimismo, se satisfacen las ecuaciones de equilibrio de movimiento a un tiempo $t+\Delta t$, esto es

$$[M]\{\ddot{x}_{t+\Delta t}\} + [C]\{\dot{x}_{t+\Delta t}\} + [K]\{x_{t+\Delta t}\} = \{P_{t+\Delta t}\} \quad (6.4)$$

De las ecuaciones 6.2 y 6.3, se conocen las variables asociadas a un tiempo t , y las incógnitas son aquellas correspondientes a un tiempo $t+\Delta t$. De la ecuación 6.3 se puede obtener $\dot{x}_{t+\Delta t}$ en función de $x_{t+\Delta t}$, y sustituirla en la ecuación 6.2; de tal forma, considerando la ecuación resultante de esta sustitución y la ecuación 6.3, se tendrán ecuaciones para la aceleración y para la velocidad en función de los desplazamientos desconocidos únicamente.

Para obtener los desplazamientos, se sustituyen las dos relaciones anteriores en la ecuación de equilibrio 6.4; conociendo dichos desplazamientos sólo resta sustituirlos en las ecuaciones 6.2 y 6.3 para obtener las soluciones para la aceleración y la velocidad.

Los valores de las incógnitas así obtenidas pasan a ser los datos para resolver las aceleraciones, velocidades y desplazamientos para el paso siguiente, y así se prosigue con la sucesión de cálculos hasta completar el intervalo total de tiempo.

Para iniciar los cálculos del método β de Newmark, se requieren los siguientes datos:

- a) Las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez de la estructura
- b) Los valores iniciales de los vectores de aceleración, velocidad y desplazamiento
- c) El intervalo de tiempo a lo largo del cual se calcularán las soluciones, así como el valor de los incrementos de tiempo Δt
- d) Los valores de los parámetros α y δ , que deben satisfacer lo siguiente:

$$\delta \geq 0.5$$

$$\alpha \geq 0.25 (0.5 + \delta)^2$$

e) Calcular las constantes de integración:

$$\begin{aligned}a_0 &= \frac{1}{\alpha \Delta t^2} \\a_1 &= \frac{\delta}{\alpha \Delta t} \\a_2 &= \frac{1}{\alpha \Delta t} \\a_3 &= \frac{1}{2\alpha} - 1\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}a_4 &= \frac{\delta}{\alpha} - 1 \\a_5 &= \frac{\Delta t}{2} \left[\frac{\delta}{\alpha} - 2 \right] \\a_6 &= \Delta t(1 - \delta) \\a_7 &= \delta \Delta t\end{aligned}$$

f) Formar la matriz de rigidez efectiva \hat{K}

$$[\hat{K}] = [K] + a_0[M] + a_1[C]$$

g) Triangularizar la matriz \hat{K}

Con estos datos se procede a hacer el análisis paso a paso; para cada incremento de tiempo se calcula:

1. El vector de cargas efectivas

$$\{\hat{P}_{i,\Delta t}\} = \{P_{i,n}\} + [M](a_0\{x_i\} + a_2\{\dot{x}_i\} + a_3\{\ddot{x}_i\}) + [C](a_1\{x_i\} + a_4\{\dot{x}_i\} + a_5\{\ddot{x}_i\})$$

2. Los desplazamientos

$$[\hat{K}]\{x_{i,\Delta t}\} = \{\hat{P}\}$$

3. Las aceleraciones y velocidades

$$\{\ddot{x}_{i,\Delta t}\} = a_0(\{x_{i,\Delta t}\} - \{x_i\}) - a_2\{\dot{x}_i\} - a_3\{\ddot{x}_i\}$$

$$\{\dot{x}_{i,\Delta t}\} = \{\dot{x}_i\} + a_6\{\ddot{x}_i\} + a_7\{\ddot{x}_{i,\Delta t}\}$$

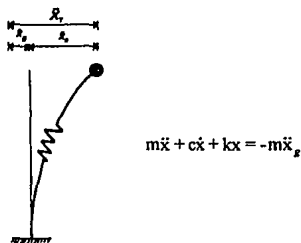
6.3 Modelo de un grado de libertad

Para el cálculo de los parámetros de rigidez y amortiguamiento del sistema estructural se utilizó un modelo matemático de un grado de libertad, por medio del cual es posible obtener coeficientes equivalentes de rigidez (k_e) y amortiguamiento (c_e) del sistema.

Se realizó un modelo de un grado de libertad, por que como se aprecia en la figura 24 y 25, el movimiento torsional del edificio es muy pequeño comparado con el movimiento traslacional en las direcciones transversal y longitudinal, por lo que se utilizaron modelos matemáticos planos para idealizar al sistema estructural estudiado.

No fue posible considerar en el modelo matemático los efectos ISE (interacción suelo estructura), por que la instrumentación del edificio no permite separar los efectos de cabeceo de la base en las direcciones T y L. Se considera importante contar con acelerógrafos en tres esquinas de la base de la cimentación, para poder incluir en el modelo los grados de libertad asociados a los efectos ISE y así estimar los parámetros correspondientes.

En este modelo se da por conocido el valor de la masa (m), la cual se calculó con la geometría y cargas de la estructura y la cimentación, la excitación \ddot{x}_g (entrada del sistema) y la respuesta del modelo en desplazamiento, velocidad \dot{y} y aceleración \ddot{y} . La ecuación de equilibrio se define como:



Si se plantea la ecuación mediante un planteamiento de estado con variables

$$\begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} x \\ \dot{x}_1 \end{bmatrix}$$

La ecuación de equilibrio en función de las variables de estado queda descrita como

$$m\ddot{x}_2 + cx_2 + kx_1 = -m\ddot{x}_g$$

o en la forma matricial

$$\begin{bmatrix} \dot{x}_1 \\ \dot{x}_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 1 \\ -\frac{k}{m} & -\frac{c}{m} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ -1 \end{bmatrix} \ddot{x}_g$$

$$\begin{bmatrix} \dot{x} \\ \ddot{x} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{bmatrix}$$

6.4 Estimación de parámetros

Con el modelo propuesto se realizó la estimación de los parámetros del sistema utilizando las historias de desplazamiento y velocidad de la azotea como respuesta del sistema y, a falta de un registro de campo libre próximo al sitio del edificio, se consideró al andén (caso AA) y a la planta baja (caso AP) como las señales de excitación del mismo. Con el acelerograma de Alameda el modelo no logra converger a valores razonables por lo cual no se utilizó como señal de excitación.

6.4.1 Modelo AA y AP

Se procedió a aplicar en el edificio las estrategias propuestas para la estimación de parámetros para un modelo de un grado de libertad, con un valor de masa propuesto. Dada la importancia de proponer valores iniciales en los parámetros de rigidez y amortiguamiento lo más cercanos posibles a los valores reales, los valores iniciales se estimaron a partir de las frecuencias naturales de vibrar identificadas con las funciones de transferencia de la figura 16. Los valores iniciales considerados tanto para la dirección longitudinal como la transversal fueron:

$$\begin{bmatrix} \beta_1 \\ \beta_2 \end{bmatrix}_0 = \begin{bmatrix} k_s \\ c_s \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 15800 \\ 42.74 \end{bmatrix}$$

Se calcularon los parámetros en las dos direcciones, considerando un registro de 80 s, es decir, 8000 puntos de señal de análisis con un incremento en tiempo de 0.01 s. Los valores obtenidos para el tramo completo fueron:

$$\text{Dirección T: } \begin{bmatrix} \beta_1 \\ \beta_2 \end{bmatrix}_0 = \begin{bmatrix} k_s \\ c_s \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 14830.50 \\ 90.76 \end{bmatrix}$$

$$\text{Dirección L: } \begin{bmatrix} \beta_1 \\ \beta_2 \end{bmatrix}_0 = \begin{bmatrix} k_s \\ c_s \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 10574.10 \\ 82.13 \end{bmatrix}$$

En la tabla 3 se muestran los resultados obtenidos con análisis en ventanas de 5 y 10 segundos para el modelo AA, identificando los parámetros tramo por tramo para observar la variación durante el sismo. En la tabla 3 aparecen, asimismo, las características dinámicas de frecuencia natural (f) y porcentaje de amortiguamiento crítico (ξ), calculados a partir de los parámetros identificados. En la tabla 3 se aprecia que la variación que presenta la frecuencia fundamental en la dirección T del sistema no es muy significativa, pues sufre variaciones máximas del 12 por ciento con respecto a la frecuencia que se presenta en los primeros 20 s de la respuesta; se detecta que el amortiguamiento se incrementa notablemente en los segmentos intermedios de la respuesta (del s 45 al 65), alcanzando valores hasta del cinco por ciento del amortiguamiento crítico, mientras que en los segmentos iniciales presenta un valor cercano al dos por ciento. Los valores de frecuencia y amortiguamiento obtenidos con la señal completa presentan valores similares a los obtenidos en la estimación no paramétrica.

En la tabla 4 se muestran los valores de los parámetros estimados para el modelo AP, donde tampoco se detecta una variación significativa de los mismos; los valores de las frecuencias obtenidas para la dirección T y L son ligeramente mayores a las calculadas en el modelo AA.

6.4.2 Correlación de respuestas

De la figura 26 a la 29 se presenta la comparación de la respuesta experimental y la calculada con los parámetros estimados por segmentos y por el tramo completo para la dirección T del sistema para el modelo AA, donde se aprecia una buena concordancia entre las señales y se logra apreciar en los espectros de Fourier (figura 26) que la señal del modelo (línea punteada) no logra representar totalmente la respuesta experimental (línea continua), ya que hay diferencias pequeñas en las amplitudes y se aprecia mayores diferencias significativas en las

amplitudes para la dirección L (Figura 30). De la figura 30 a la 33 aparecen la comparación de las respuestas experimentales y las del modelo matemático en aceleración, velocidad y desplazamientos para la dirección L del sistema, donde se aprecian diferencias en las amplitudes, presentando el modelo matemático aparentemente un nivel de amortiguamiento mayor que el presente en el sistema real.

Para el modelo AP de la figura 34 a la 41 se muestran las comparaciones de la respuesta experimental y la del modelo con los parámetros estimados tanto para el tramo completo como para segmento a segmento en las direcciones T y L del sistema, donde se detecta que existe una mejor correlación entre las respuestas de este modelo que con el del modelo AA; esto puede explicarse por el hecho de que el sistema ahora analizado (azotea- planta baja) está mejor definido. En general, para la dirección L se aprecian de nuevo discrepancias en las ordenadas de la respuesta aunque un poco menor que las apreciadas para el modelo AA.

6.4.3 Comentarios

Con los modelos AA y AP fue posible reproducir la respuesta de azotea del edificio, además de obtener los parámetros de rigidez y amortiguamiento que caracterizan el sistema del edificio estudiado; se detectan diferencias apreciables en las amplitudes de movimiento del componente en la dirección longitudinal. Por tanto, se considera necesario contar con registros del movimiento del terreno circundante, con el fin de poder evaluar los efectos de interacción suelo-estructura, así como los de las estructuras del Metro y el edificio, a partir de técnicas de identificación de sistema como la aplicada en este estudio.

CAPÍTULO 7

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 Conclusiones y recomendaciones

Con el análisis de los datos obtenidos por la instrumentación del edificio Metro Juárez, se estableció una metodología para evaluar los parámetros que caracterizan el comportamiento lineal de la estructura, evidenciándose un probable efecto de interacción cinemática y un efecto de interacción del edificio con estructuras colindantes a él.

Los datos de los registros sísmicos y de vibración ambiental mostraron que las características dinámicas son parecidas; sin embargo, revelan un comportamiento no lineal que se atribuye principalmente a una interacción entre el cajón de cimentación del edificio y el cajón del Metro.

En la identificación de los parámetros estructurales por segmentos se detectó una disminución de las frecuencias fundamentales de vibrar de hasta 12 por ciento con respecto a las detectadas en las pruebas de vibración ambiental. Estas variaciones son inferiores a las que se han encontrado en otros edificios instrumentados y se atribuyen a diversas fuentes no asociadas a daños permanentes en elementos estructurales.

Es importante destacar que una limitación importante de la instrumentación fue la de carecer de una señal en campo libre, la cual es básica si se pretende evaluar parámetros equivalentes del sistema suelo-estructura; esta condición resulta difícil de encontrar en el sitio en estudio, dado que se encuentra rodeado de edificios.

Es recomendable ubicar un acelerógrafo en una estación de pozo junto al edificio, con el fin de evaluar los efectos de interacción suelo-estructura, como también la estructura del Metro y el edificio.

7.2 Referencias

Alcántara L., Almora D., Castro G., Ylizaliturri J., Macías M. (1993) " El sismo del 24 de octubre de 1993 en el edificio Metro Juárez"

Alcántara L., Almora D., Macías M. (1992) "operación de las redes sísmicas en los edificios Plaza Cordoba Y Metro Juárez"

Agbabian M. S., Masri S. F., Miller R. K., Caughey T. K. (1991), "System Identification Approach to Detection of Structural Changes", Journal of Engineering Mechanics, 117, 2, febrero

Beck J. y Jennings P. (1980), "Structural Identification using Linear Models and Earthquake Records", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol 8, pags 145-160

Bekey, G. A. (1970), "System Identificación - An Introduction and a Survey", Simulation, Vol. 5, No. 4, octubre, págs 151-166

DeCarlo R. (1989), "Linear System - A State Variable Approach with Numerical Implementation ". Prentice Hall

Loh C. y Tsaur Y. (1988), "Time Domain Estimation of Structural Parameters", Engr. Struct., 10, enero, 95-105

Lung L. (1987), "System Identification - Theory for the User", Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey

MATLAB (1985), "High-Performance Numeric Computation Software"

Matzen V. y McNiven H. (1976), "Investigation of the Inelastic Characteristics of a Single Steel Structure using Systems Identification and Shaking Table Experiments", reporte EERC 76/20, agosto

McVerry G. H. (1980), "Structural Identification in the Frequency Domain from Earthquake Records", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol 8, págs 161-180

Murià Vila D., Pérez J. H., Moreno S., (1993), "Identificación de las características dinámicas de un edificio restructurado", Instituto de Ingeniería, UNAM, proyecto 3538, patrocinado por el DDF

Murià Vila D., Pérez J. H., Moreno S., (1994), "Efectos de interacción suelo-estructura en un edificio con cimentación profunda", Memoria IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, SMIE, Zacatecas

Murià Vila D., González Alcorta R., Moreno Rubén de Celis S.M., Quant Rodríguez R. (1993), "Análisis preliminar de la respuesta estructural de un edificio instrumentado", Instituto de Ingeniería, UNAM, proyecto 2561, patrocinado por la Comunidad Económica Europea, abril

Murià Vila D., González Alcorta R., Sánchez Ramírez R. (1991), "Propiedades dinámicas de una estructura masiva desplantada en suelo blando", Instituto de Ingeniería, UNAM, proyecto 9759, septiembre

Natke H.G. (1990), "Recent trends in system identification", Structural Dynamics, Kratzig et al, pags 283-289

Newmark N. M. (1959), "A Method of Computation for Structural Dynamics", J. Eng. Mech. Div., ASCE 85, julio

Papageorgiou A. y Lin B. (1989), "Study of the Earthquake Response of the Base-Isolated Law and Justice Center in Rancho Cucamonga", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol 8, pags 1189-1200

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

Papageorgiou A. y Lin B. (1990), "Analysis of Recorded Earthquake Response and Identification of a multi-storey structure accounting for Foundation interaction effects", Computational Mechanics Publications, pages 55-64

Quaas W. R. y Almora M. D. (1993a), "Instrumentación sísmica del edificio Jalapa", Memorias X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puerto Vallarta, Jal. , octubre

Sage, A. P. (1972), "System Identification - History, Methodology, Future Prospects", System Identification of Vibrating Structures; Mathematical Models from Tests Data, D. Pilkey and R. Cohen, eds., Winter Annual Meeting of ASME, pages 1-22

Söderström T. and Stoica P. (1989), "System Identification", Prentice Hall International, London

Udwadia F.E. y Jertah N. (1980), "Time Variations of Structural Properties During Strong Ground Motions, Journal of Engineering Mechanical Division, ASCE, 106, enero, pages 111-121

DiPasquale E. y Cakmak A. S. (1990), "Seismic damage Assessment using Linear Models", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol 9, No. 4, pages 194-215

Distefano N. y Rath A. (1974), "Modelling and Identification in Nonlinear Structural Dynamics-I. One Degree of Freedom Models", reporte EERC/74-15, diciembre

Eykhoff P. (1974), "System Identification", North-Holland, Amsterdam.

Gentile C. (1990), "Parametric Identification of Equivalent Models for Masonry Structures", *Structural Dynamics*, Kratzig et al, pags 457-464

Goodwin G. C. and Payne R. L. (1977), "Dynamic System Identification: Experiment Design and Data Analysis", Academic Press, New York

González R., Esteva L., Murià Vila D., Noguez F. y Hernández L.E. (1993), "Identificación de parámetros estructurales en edificios instrumentados", Instituto de Ingeniería, UNAM, proyecto 3524, patrocinado por el DDF

Hart G. C. y Yao J. (1977), "System Identification in Structural Dynamics", *Journal of Engineering Mechanics of ASCE*, diciembre, pags 1089-1104

Iemura H. y Jennings P. C. (1974), "Histeretic Response of a Nine-Storey Reinforced Concrete Building", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 3, marzo, pags 183-201

Iwan W. D. y Cifuentes A. O. (1986), "A model for System Identification of Degrading Structures", *Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, 14, 19-33

Jurukovsky D. (1987), "Mathematical Modelling by System Identification Technics", *Engineering Aspects of Earthquakes Phenomen*, Edit. A. Koridle, pags 137-150

Jurukovsky D. y Jovanovic O. (1990), "System Identification as a Tool for Mathematical Modelling in Earthquake Engineering", Structural Dynamics, Kratzig et al, pags 413-418

Kalman R. E. (1960), A New Approach to Linear Filtering And Prediction Problems", Journal of Basic Engineering, marzo

Kaya I. y McNiven H. (1978), "Investigation of the Elastic Characteristics of a Three Storey Steel Frame using System Identification", reporte UCB/EERC-78/24, noviembre

Kozin F. y Natke H. G. (1986), "System Identification Technics", Structural Safety, No. 3, pags 269-316

Lin C. C., Soong T. T. y Natke H. G. (1990), " Real Time System Identification of Degrading Structures", Journal of Engineering

ETAPA	DIRECCIÓN	MODOS			
		1	2	3	4
1	T	1.12	4.00	6.88	-----
	L	1.00	3.50	5.70	-----
	R	1.60	5.36	8.87	-----
2	T	2.20-2.35	7.54	11.57	15.30-15.60*
	L	1.83-1.93	5.52-5.62	8.59	14.70
	R	3.52	10.16	16.90	-----

*- Frecuencia probable

T- Transversal L- Longitudinal R- Rotacional.

Tabla 1. Frecuencias naturales de vibración en Hz, identificadas antes (etapa 1) y después (etapa 2) de la restructuración del edificio.

MODELO	DIRECCIÓN	f (Hz)	ξ (%)	
			MÉTODO 1	MÉTODO 2
AP	T	2.17	2.70	4.90
	L	1.88	1.49	2.93
AA	T	1.92	2.44	7.69
	L	1.86	1.54	6.12

Método 1: Amplitud máxima, Método 2: Ancho de banda

Tabla 2. Parámetros identificados con base en las funciones de transferencia

(a)

TRAMO	DIRECCIÓN T			
	k	c	f	ξ (%)
0-10	16776.00	27.00	2.06	1.04
10-20	16364.00	49.00	2.04	1.92
20-30	14670.00	49.00	1.93	2.02
30-40	14096.30	94.39	1.89	3.97
40-45	10911.50	60.79	1.66	2.91
45-50	13727.12	118.33	1.86	5.05
50-55	13727.12	118.33	1.86	5.05
55-60	13727.12	118.33	1.86	5.05
60-65	13727.12	118.33	1.86	5.05
65-70	14514.00	97.45	1.92	4.04
70-75	14115.20	95.62	1.89	4.02
75-80	10835.20	137.48	1.67	6.60
0-80	14830.50	90.76	1.94	3.73

UNIDADES: k en t/cm ; c en t/s/cm ; f en Hz; ξ en %

(b)

TRAMO	DIRECCIÓN L			
	k	c	f	ξ (%)
0-10	10600.00	10.10	1.64	0.49
10-20	10143.10	11.11	1.60	0.55
20-25	11425.00	10.58	1.70	0.49
25-30	11425.00	10.58	1.70	0.49
30-40	11864.10	20.04	1.73	0.92
40-50	11994.10	54.65	1.74	2.50
50-60	11994.10	54.65	1.74	2.50
60-70	10639.70	80.49	1.64	3.90
70-80	8629.70	25.49	1.48	1.37
0-80	10574.10	82.13	1.64	1.95

Tabla 3. Parámetros identificados utilizando un modelo de un grado de libertad para azotea-andén (modelo AA)

(a)

TRAMO	DIRECCIÓN T			
	k	c	f	ξ (%)
0-10	18569.90	102.12	2.17	3.75
10-20	16968.60	40.29	2.07	1.55
20-30	16407.30	56.97	2.04	2.22
30-40	14394.10	137.57	1.91	5.73
40-50	14719.80	21.46	1.93	0.88
50-60	18511.20	111.72	2.17	4.11
60-65	14082.60	176.01	1.89	7.42
65-70	16193.50	20.03	2.03	0.79
70-75	15063.40	73.01	1.95	2.97
75-80	12085.60	140.00	1.75	6.38
0-80	16908.70	74.86	2.07	2.88

UNIDADES: k en t/cm ; c en t/s/cm ; f en Hz; ξ en %

(b)

TRAMO	DIRECCIÓN L			
	k	c	f	ξ (%)
0-10	14523.10	15.27	1.92	0.63
10-20	14592.00	23.40	1.92	0.97
20-30	14442.90	109.94	1.91	4.57
30-40	14019.30	18.32	1.88	0.77
40-50	12781.60	51.38	1.80	2.27
50-60	13572.80	34.72	1.85	1.49
60-65	12390.00	84.78	1.77	3.81
65-70	10634.20	56.92	1.64	2.76
70-80	11841.50	78.44	1.73	3.60
0-80	13349.00	76.10	1.84	3.29

Tabla 4. Parámetros identificados utilizando un modelo de un grado de libertad para azotea-planta baja (modelo AP)

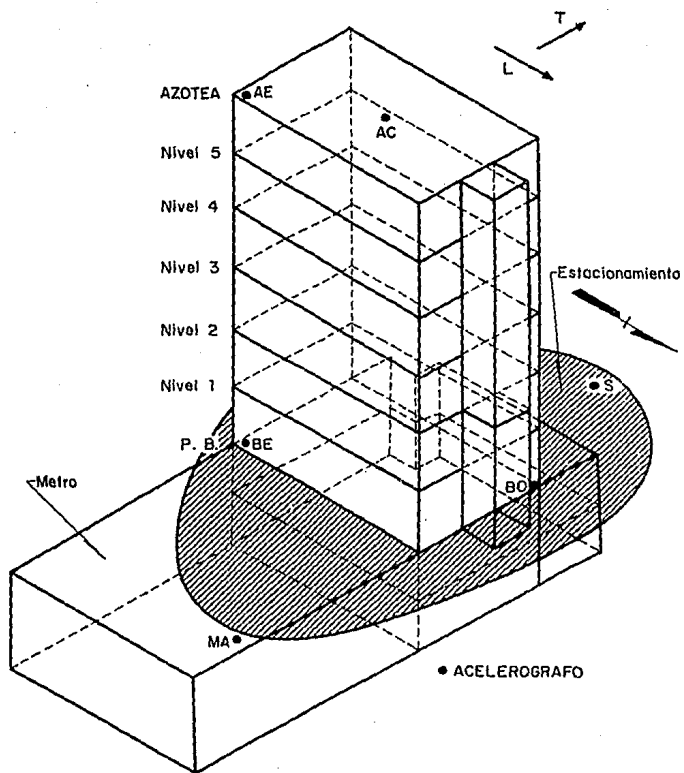


Figura 1. Ubicación de los acelerógrafos en el edificio

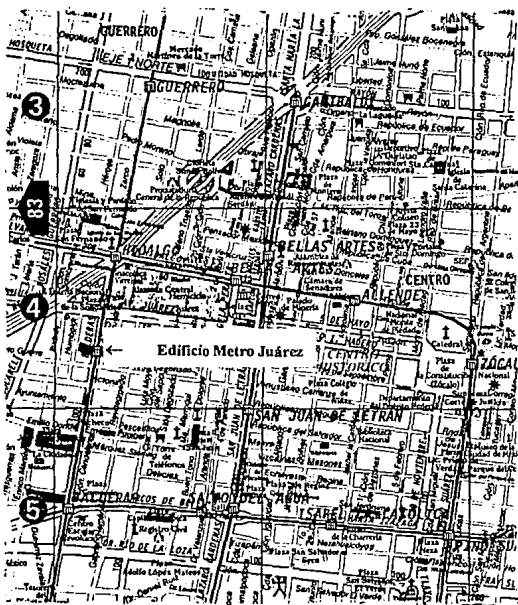


Figura 2. Plano de ubicación del edificio

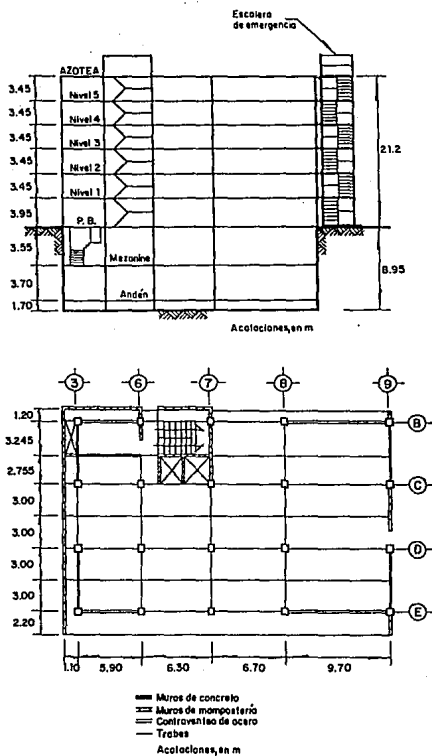


Figura 3. Elevación y planta tipo del edificio Juárez.

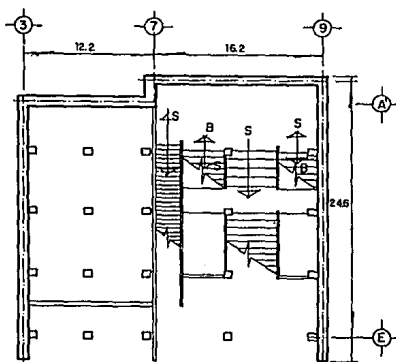
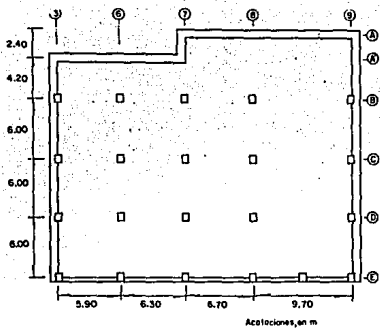


Figura 4. Planta de los dos niveles de cajón de cimentación

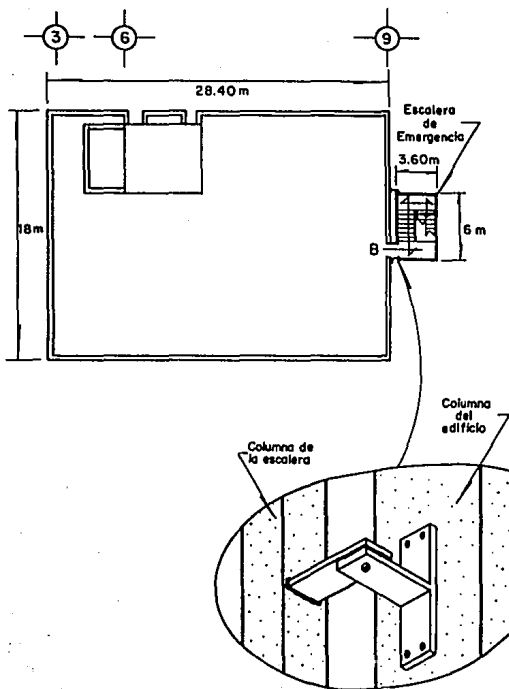
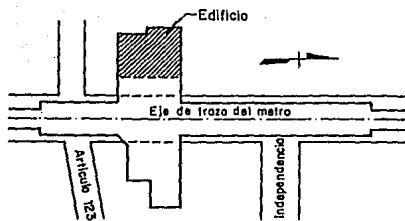


Figura 5. Planta de la azotea y detalle de la conexión de la escalera de emergencia



Planta de localización

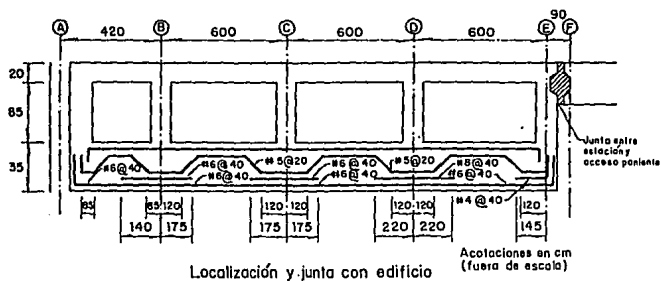


Figura 6. Planta de localización del cajón de cimentación

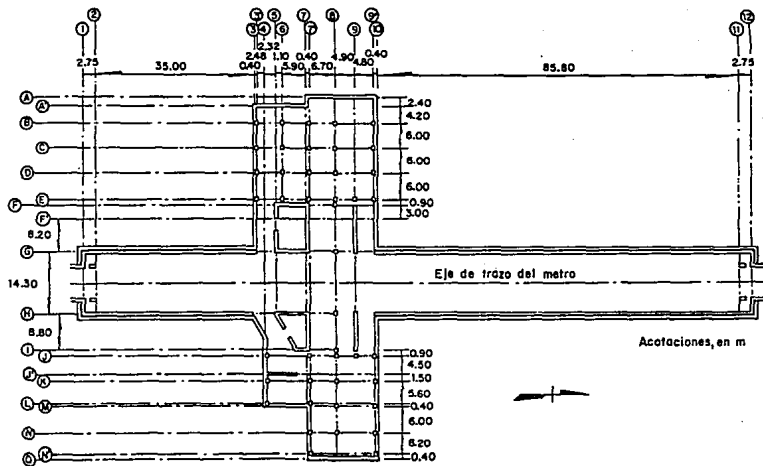


Figura 7. Planta de los cajones del Metro y de cimentación del edificio

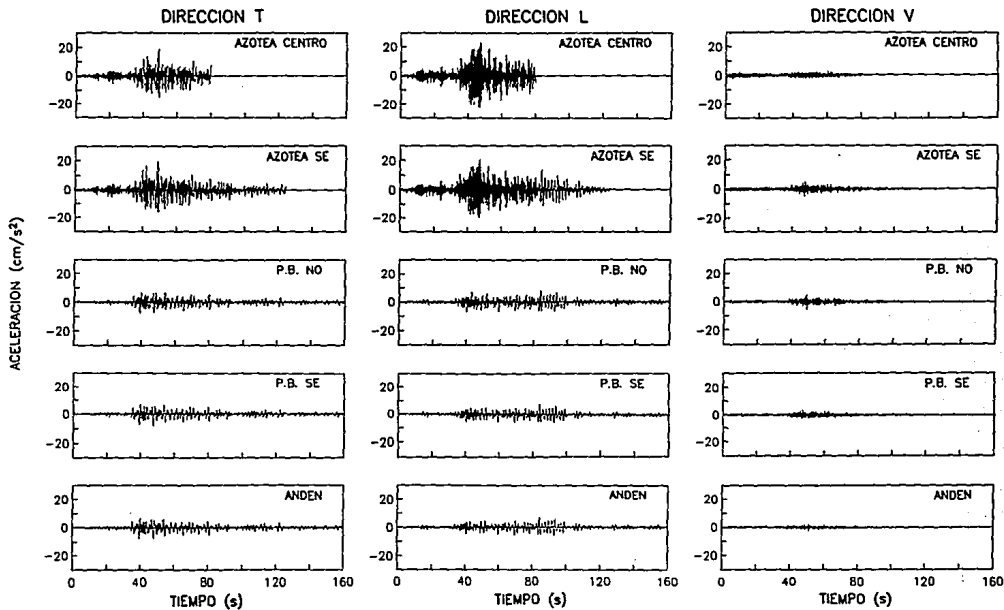


Figura 8. Historias de aceleración del sismo

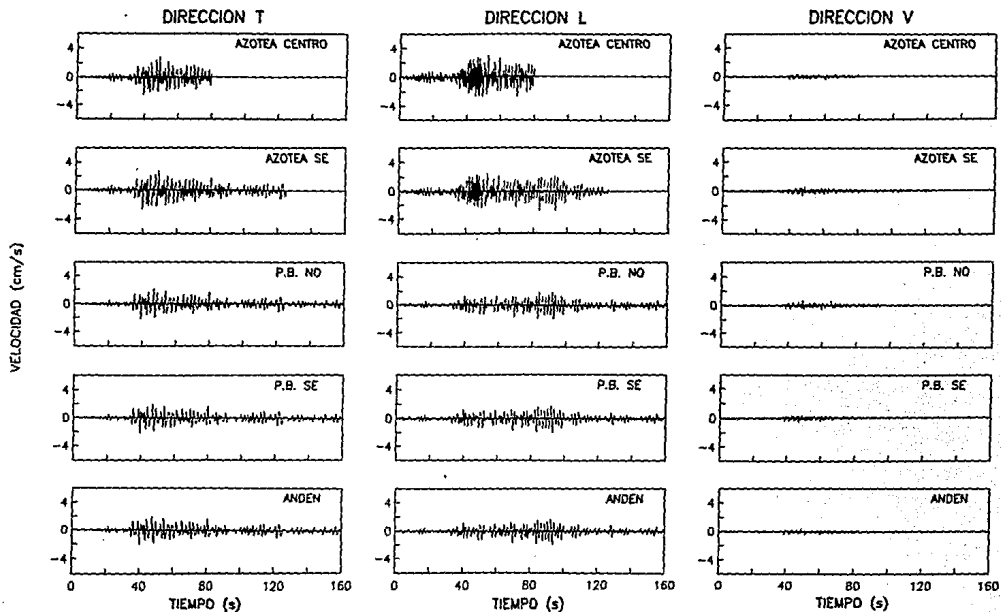


Figura 9. Historias de velocidad del sismo

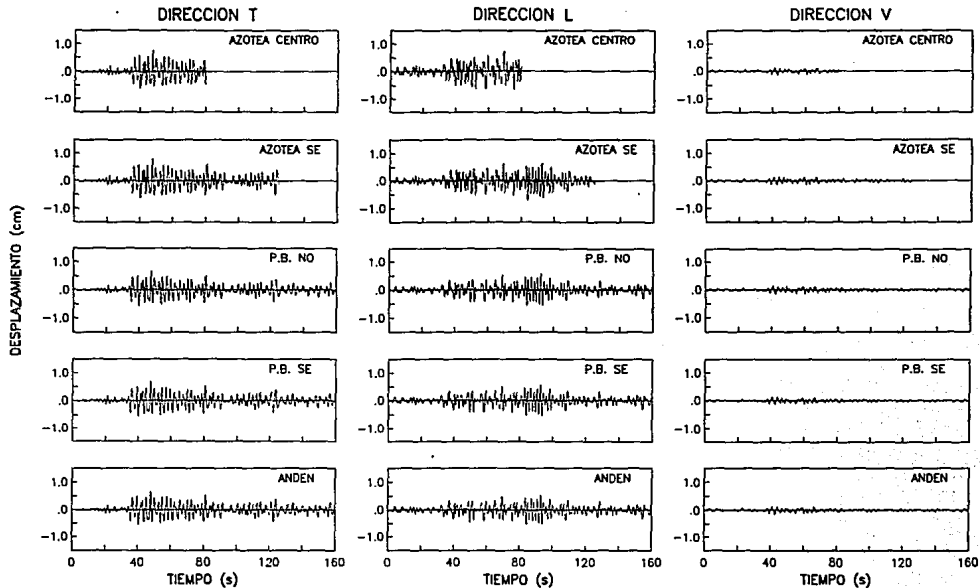


Figura 10. Historias de desplazamiento del sismo

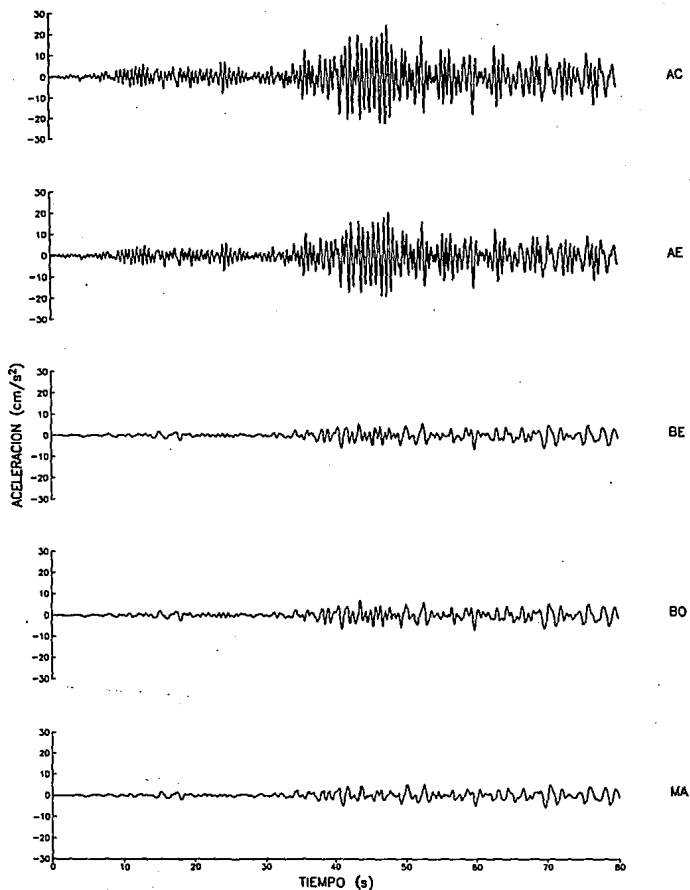


Figura 11. Acelerogramas registrados en el edificio en la dirección L

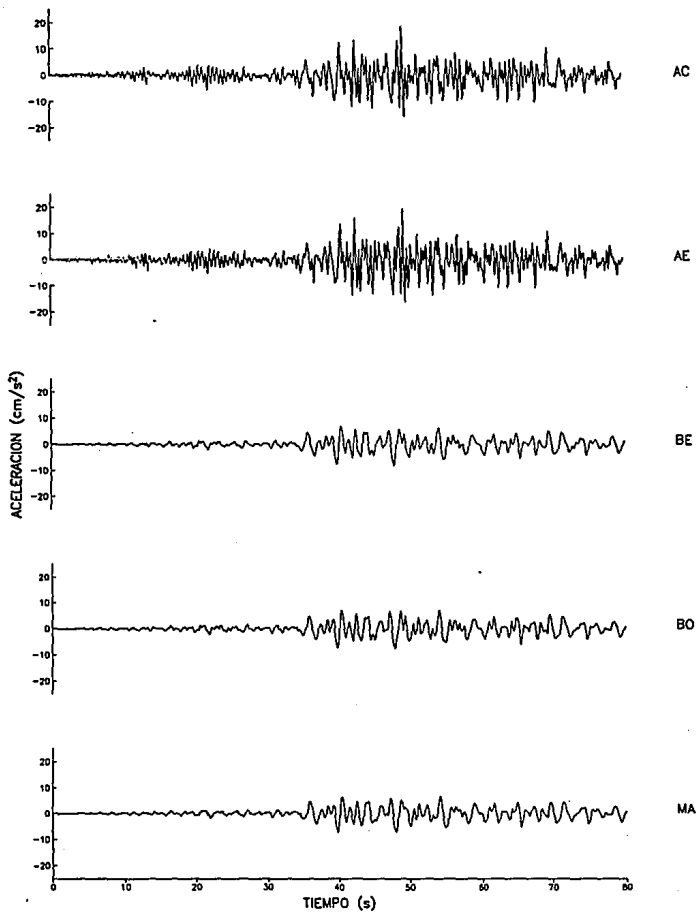


Figura 12. Acelerogramas registrados en el edificio en la dirección T

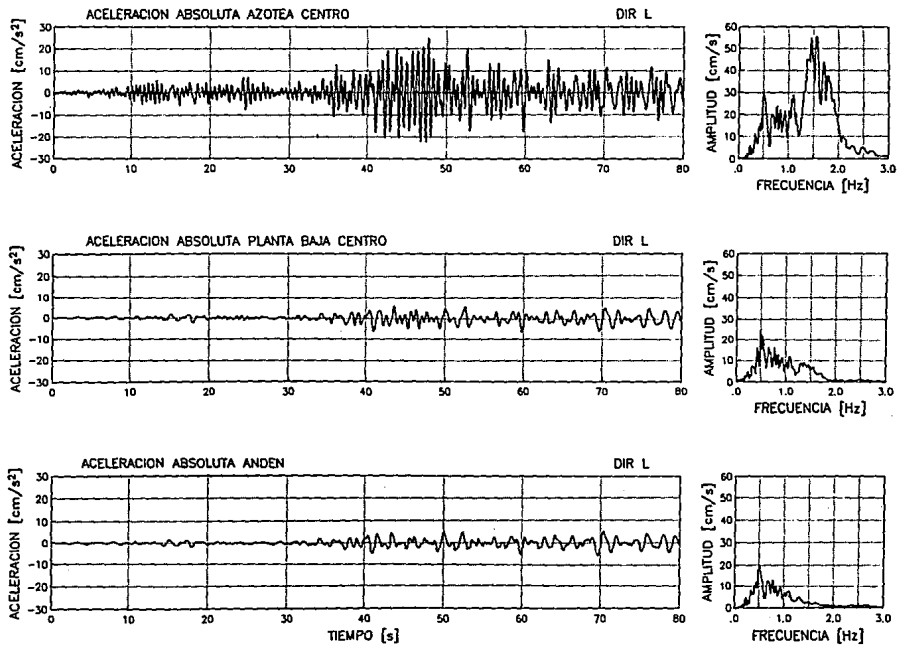


Figura 13. Aceleraciones absolutas y espectros de Fourier obtenidos en el edificio Metro Juárez

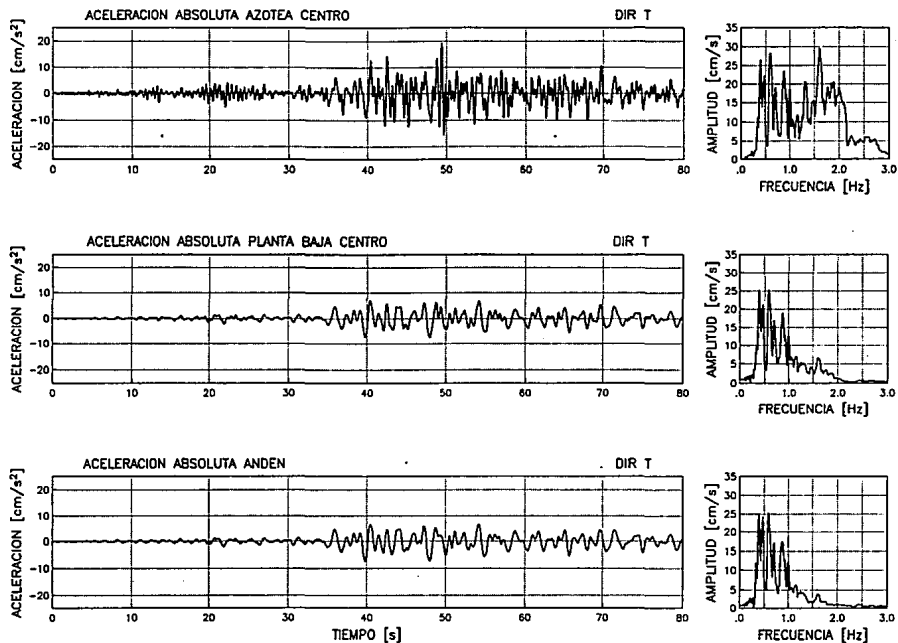


Figura 14. Aceleraciones absolutas y espectros de Fourier obtenidos en el edificio Metro Juárez

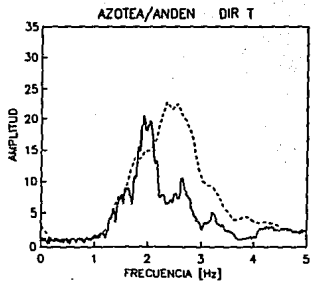
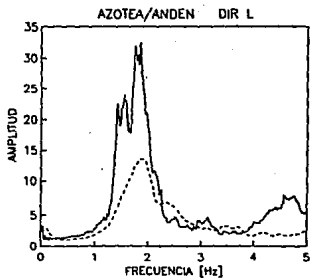
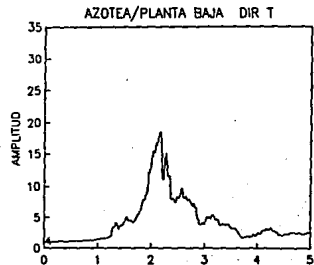
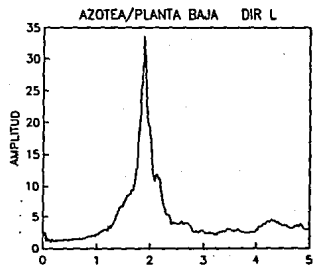


Figura 16. Funciones de transferencia de los modelos AA y AP en el edificio Metro Juárez

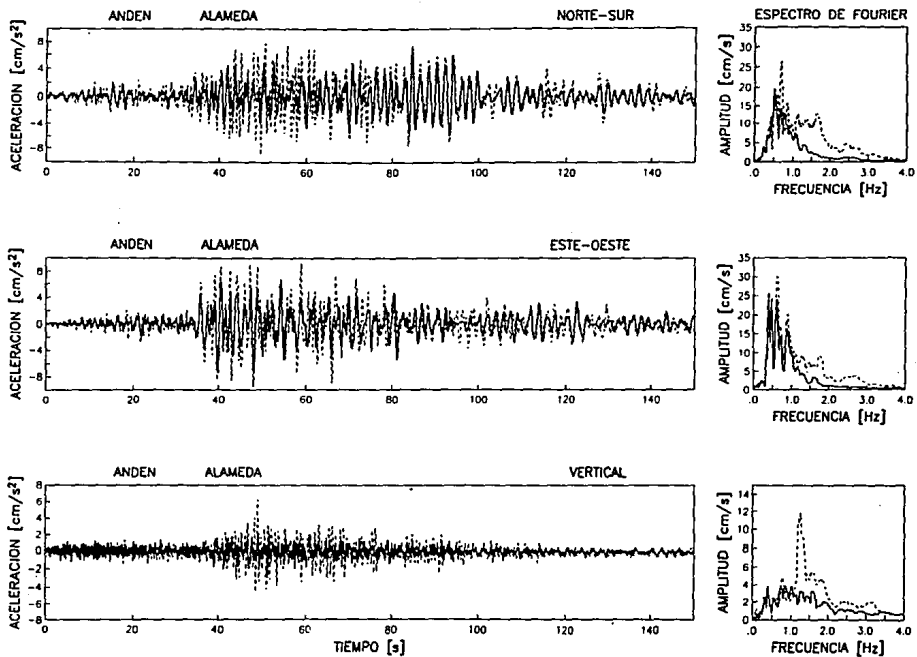


Figura 17. Comparación entre los acelerogramas en Metro andén y Alameda

Central

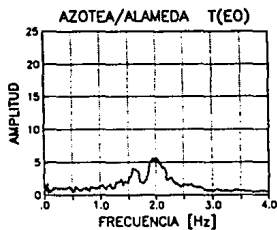
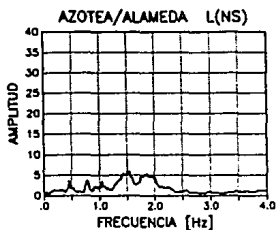
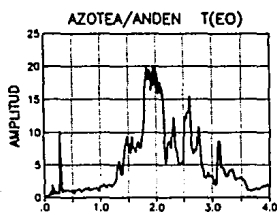
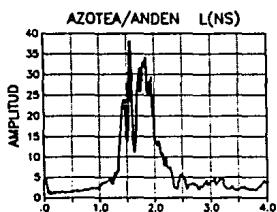
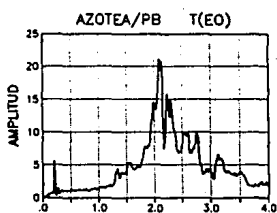
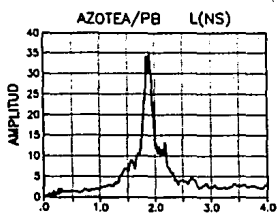


Figura 18. Funciones de trasferencia de azotea con planta baja, Metro andén y Alameda, para las direcciones L y T, obtenidas a partir de los registros sísmicos del 24 de octubre de 1993

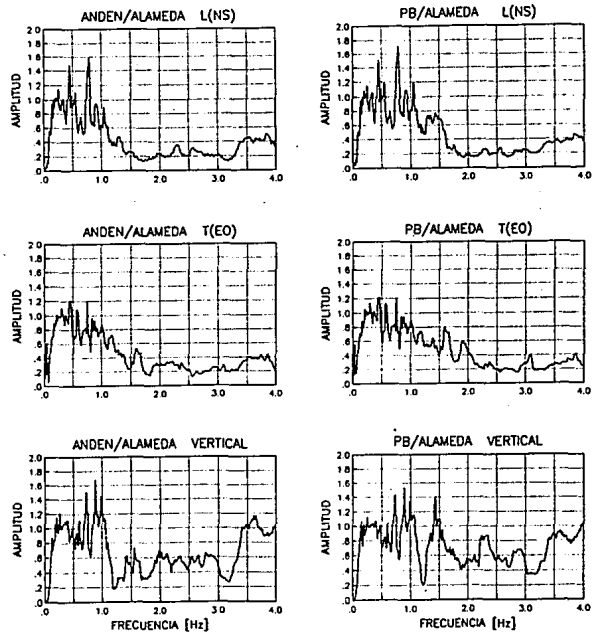


Figura 19. Funciones de transferencia de Metro andén y Alameda, y planta baja y Alameda, obtenidas a partir de los registros sísmicos del 24 de octubre de 1993

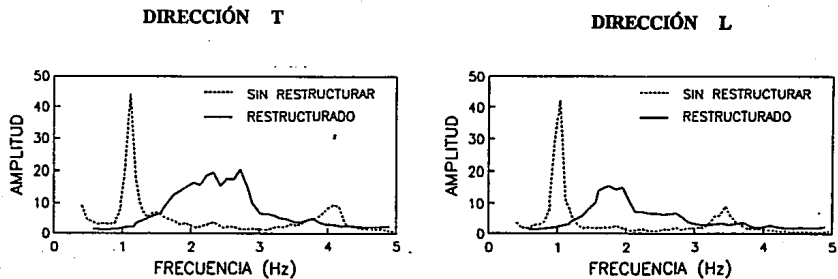


Figura 20. Comparación de las funciones de transferencia obtenidas de las pruebas de vibración ambiental, antes y después de la restructuración, (AC- azotea centro, S2-sótano nivel andén)

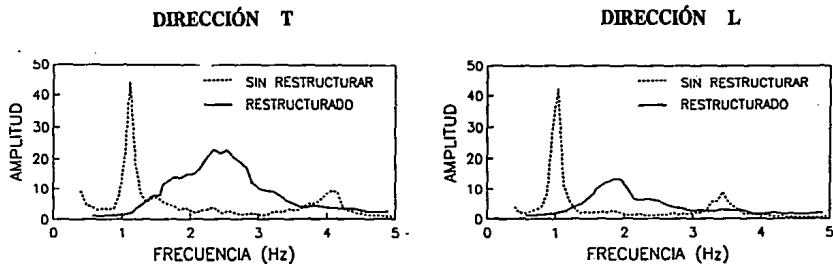


Figura 21. Comparación de las funciones de transferencia obtenidas de las pruebas de vibración ambiental, antes y después de la restructuración, (AC- azotea centro, S2-sótano nivel andén). Pruebas diferentes a las de la figura 20

DIRECCIÓN T

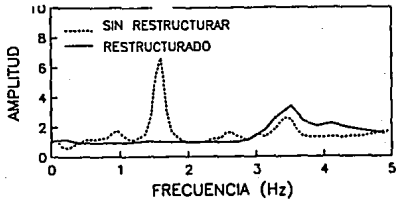


Figura 22. Funciones de transferencia entre azotea este (AE) y azotea centro (AC) obtenidas de las pruebas de vibración ambiental, antes y después de la reestructuración

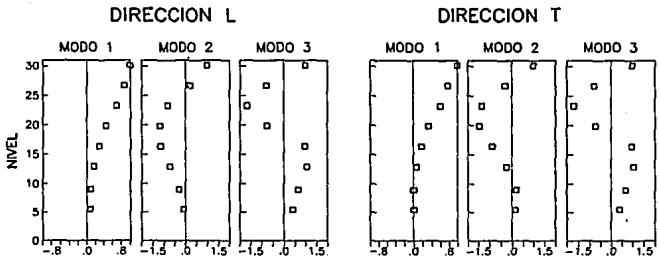


Figura 23. Formas modales obtenidas por pruebas de vibración ambiental

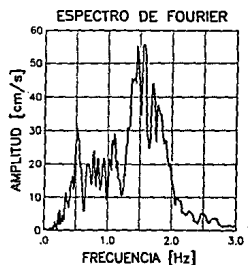
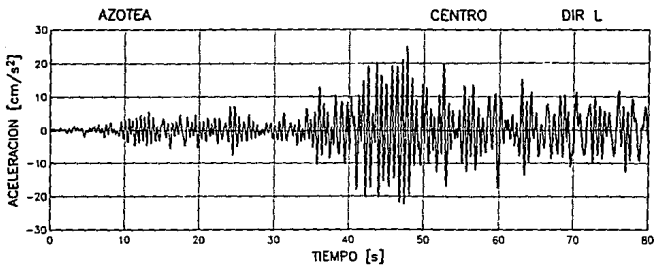
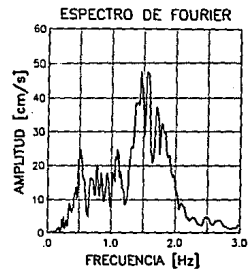
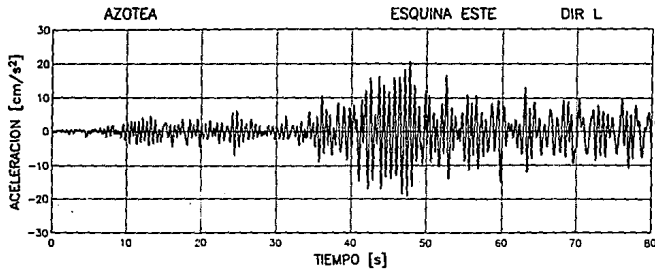


Figura 24. Aceleraciones de azotea este (AE) y azotea centro (AC) en dirección L

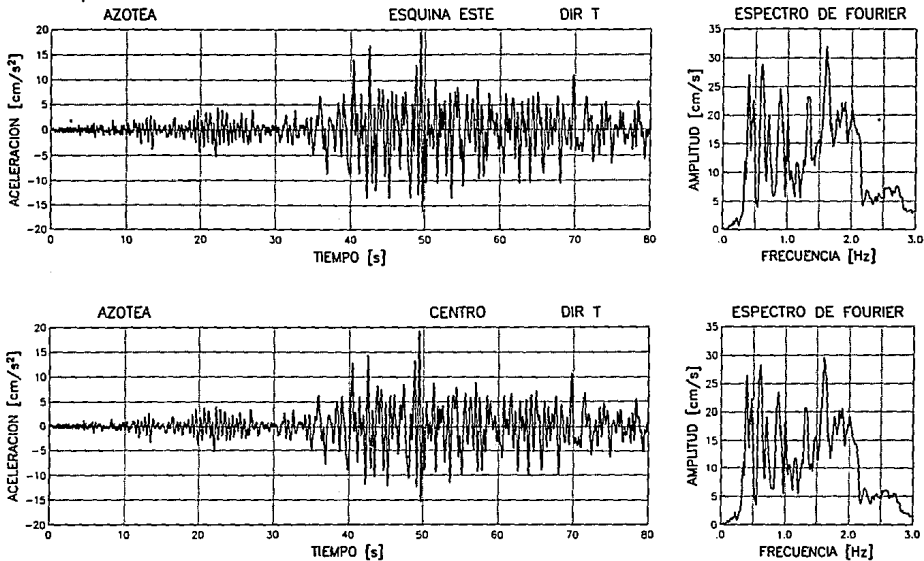


Figura 25. Aceleraciones de azotea este (AE) y azotea centro (AC) en dirección T

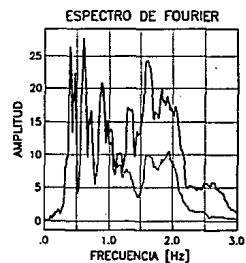
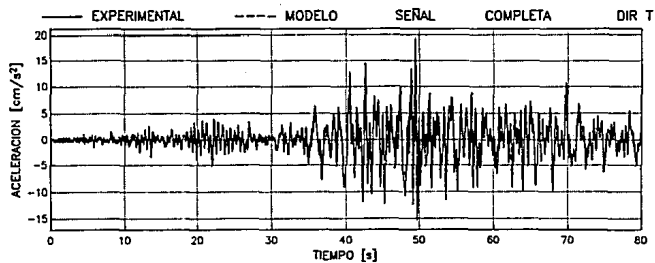
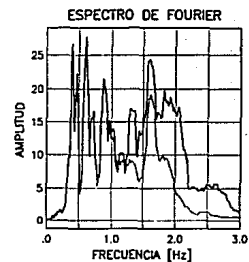
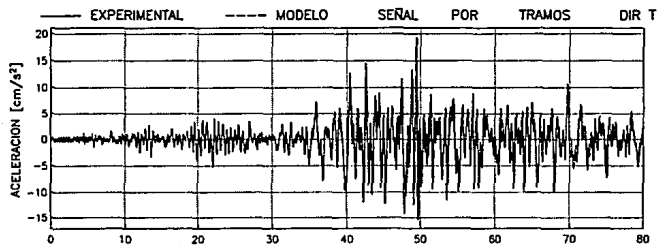


Figura 26. Comparación de las aceleraciones absolutas entre la respuesta experimental (línea continua) y teórica (línea punteada), para el modelo AA

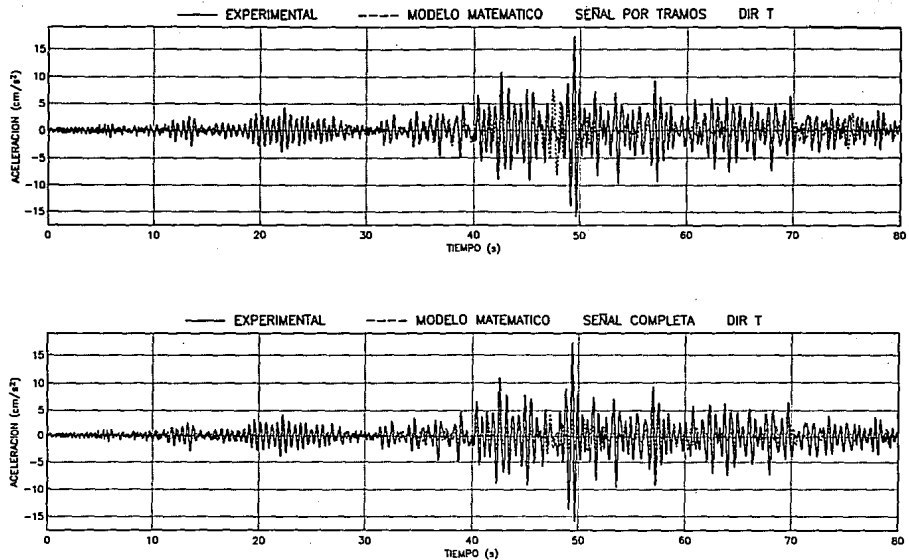


Figura 27. Comparación de las aceleraciones relativas entre la respuesta experimental (línea continua) y teórica (línea punteada), para el modelo AA

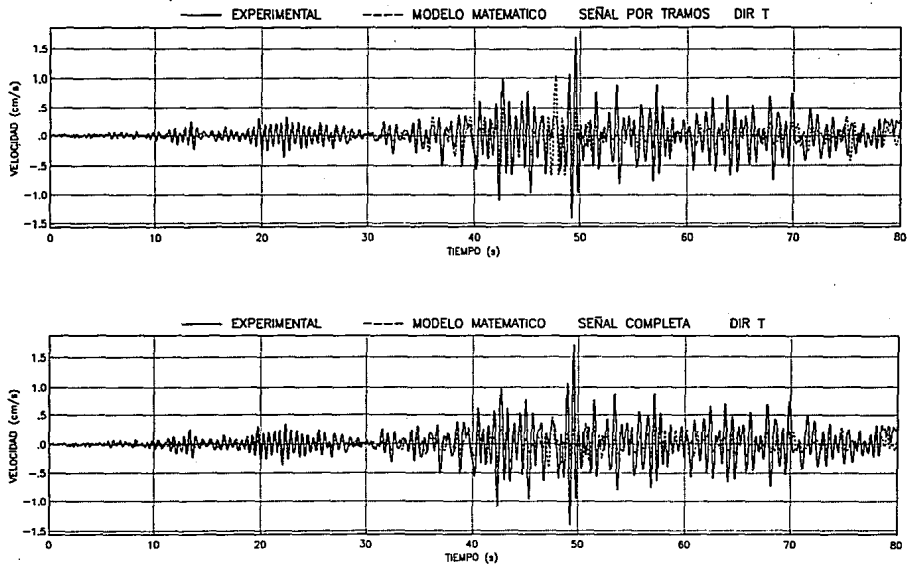


Figura 28. Comparación de las velocidades relativas entre la respuesta experimental (línea continua) y teórica (línea punteada), para el modelo AA

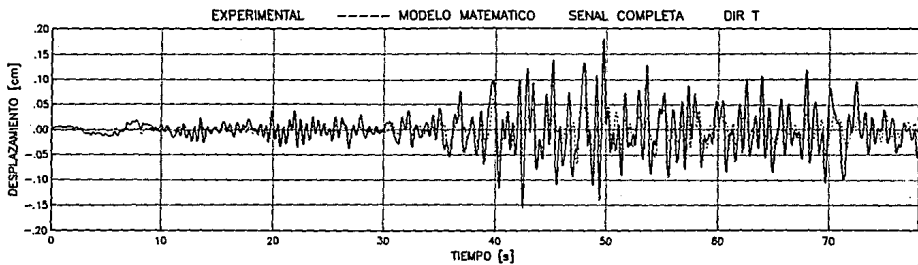
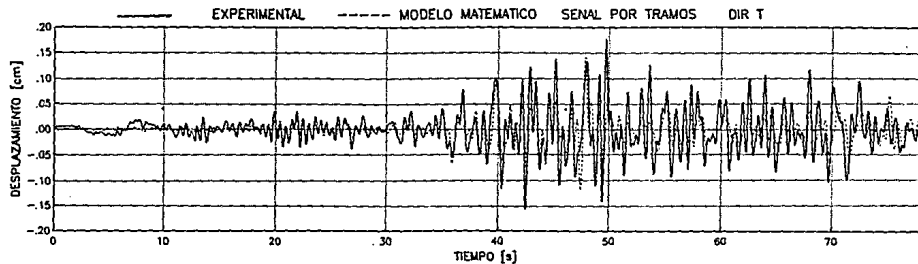


Figura 29. Comparación de los desplazamientos relativos entre la respuesta experimental (línea continua) y teórica (línea punteada), para el modelo AA

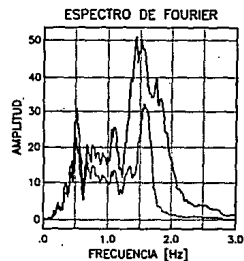
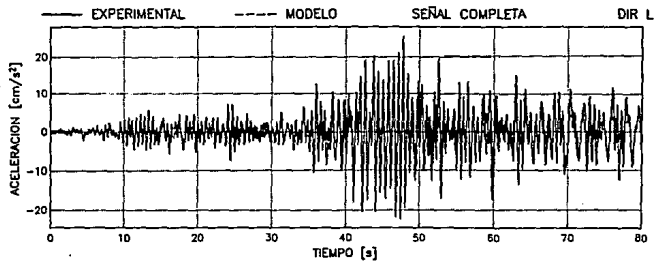
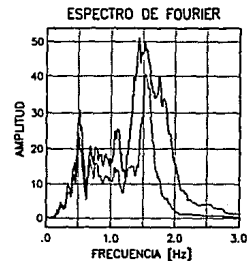
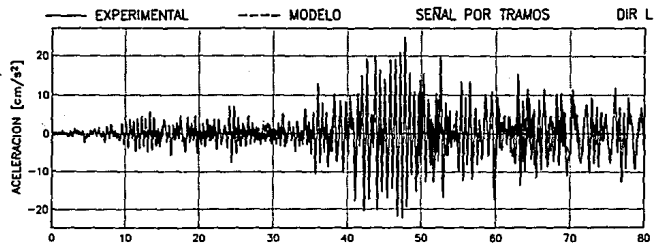


Figura 30. Comparación de las aceleraciones absolutas entre la respuesta experimental (línea continua) y teórica (línea punteada), para el modelo AA

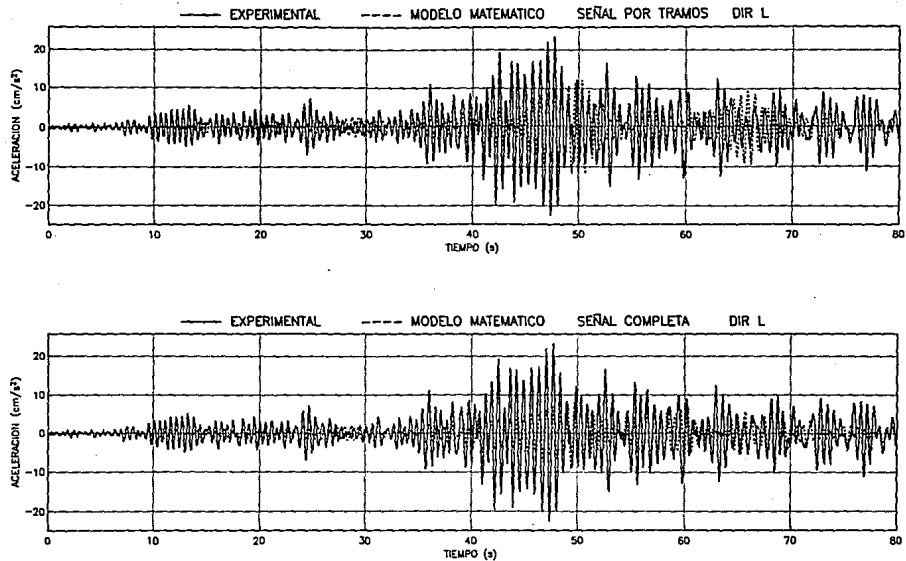


Figura 31. Comparación de las aceleraciones relativas entre la respuesta experimental (línea continua) y teórica (línea punteada), para el modelo AA

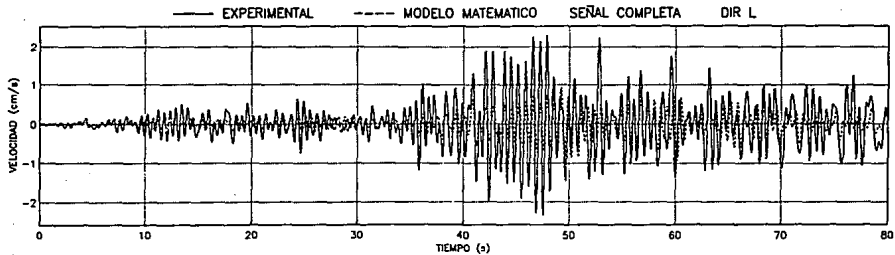
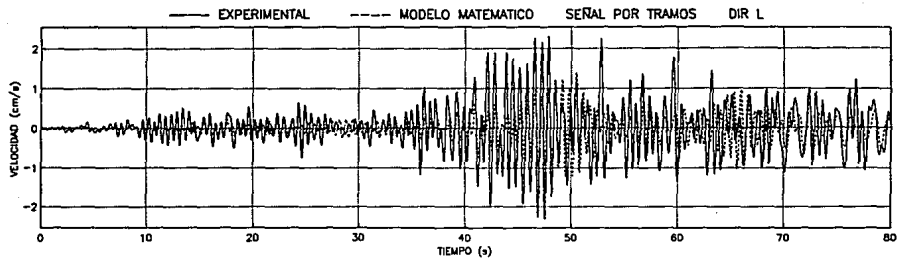


Figura 32. Comparación de las velocidades relativas entre la respuesta experimental (línea continua) y teórica (línea punteada), para el modelo AA

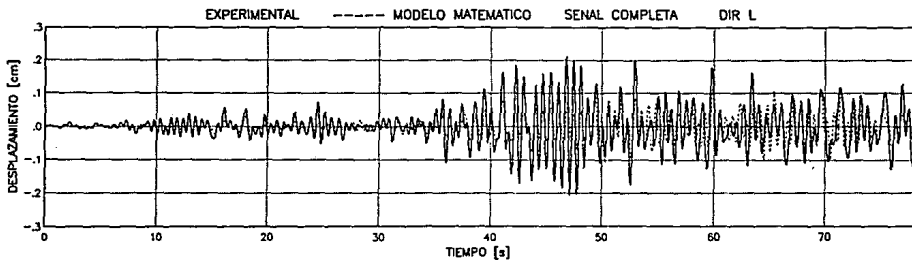
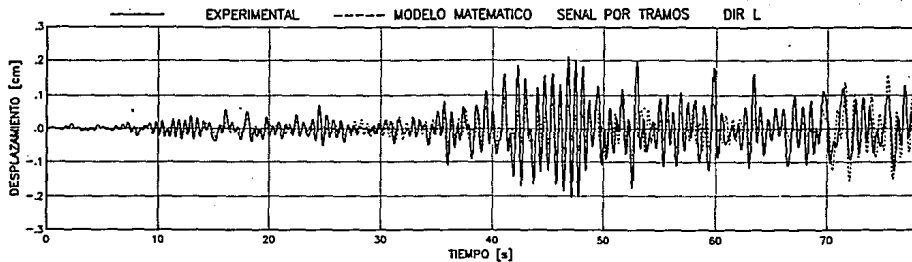


Figura 33. Comparación de los desplazamientos relativos entre la respuesta experimental (línea continua) y teórica (línea punteada), para el modelo AA

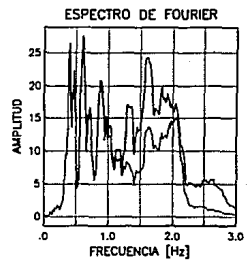
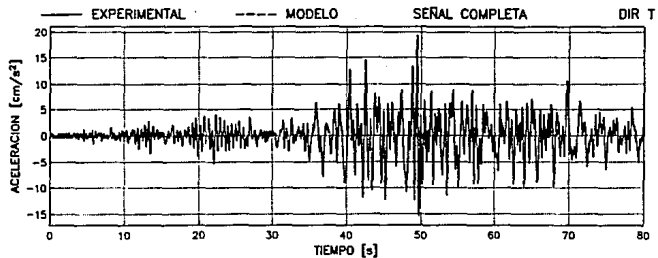
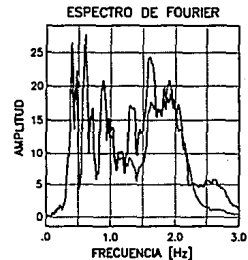
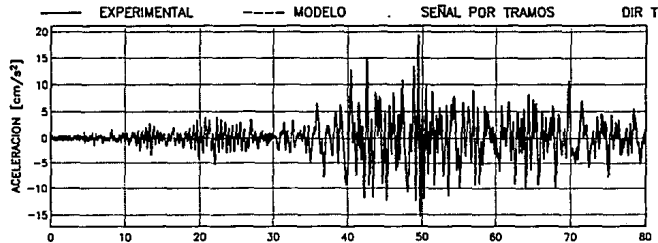


Figura 34. Comparación de las aceleraciones absolutas entre la respuesta experimental (línea continua) y teórica (línea punteada), para el modelo AP

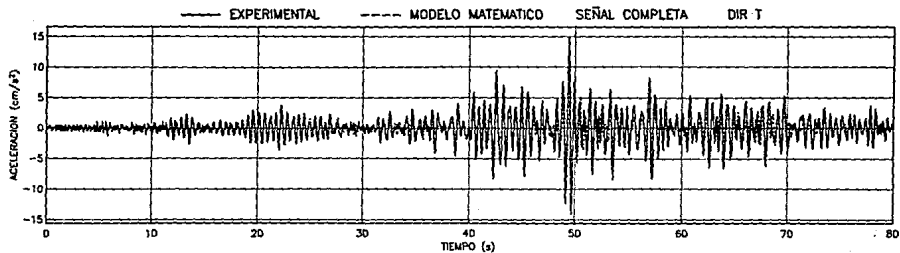
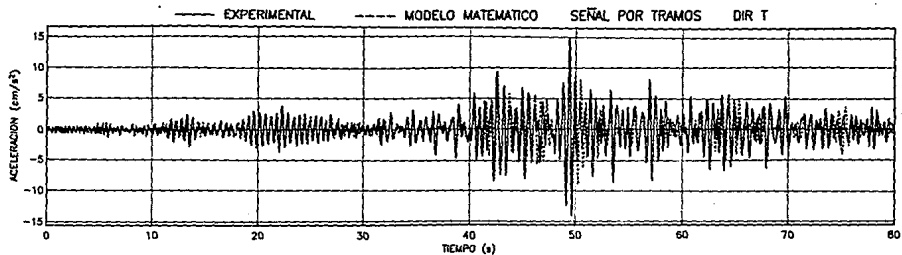


Figura 35. Comparación de las aceleraciones relativas entre la respuesta experimental (línea continua) y teórica (línea punteada), para el modelo AP

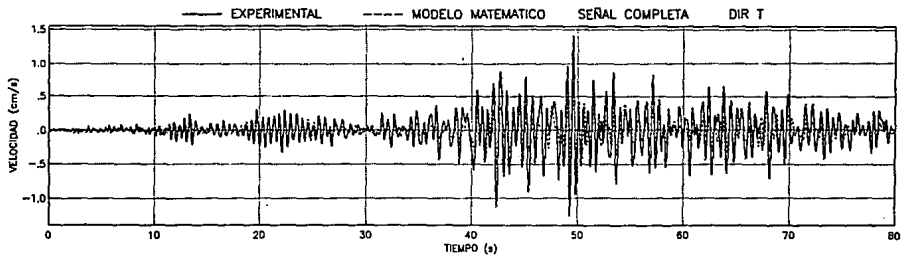
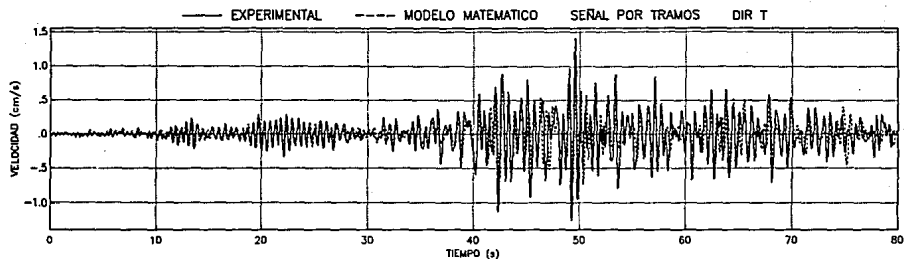


Figura 36. Comparación de las velocidades relativas entre la respuesta experimental (línea continua) y teórica (línea punteada), para el modelo AP

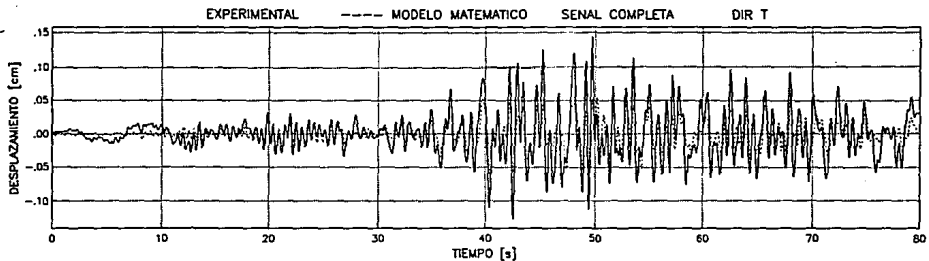
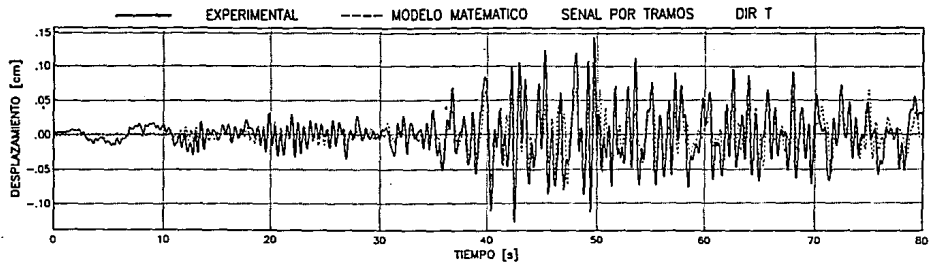


Figura 37. Comparación de los desplazamientos relativos entre la respuesta experimental (línea continua) y teórica (línea punteada), para el modelo AP

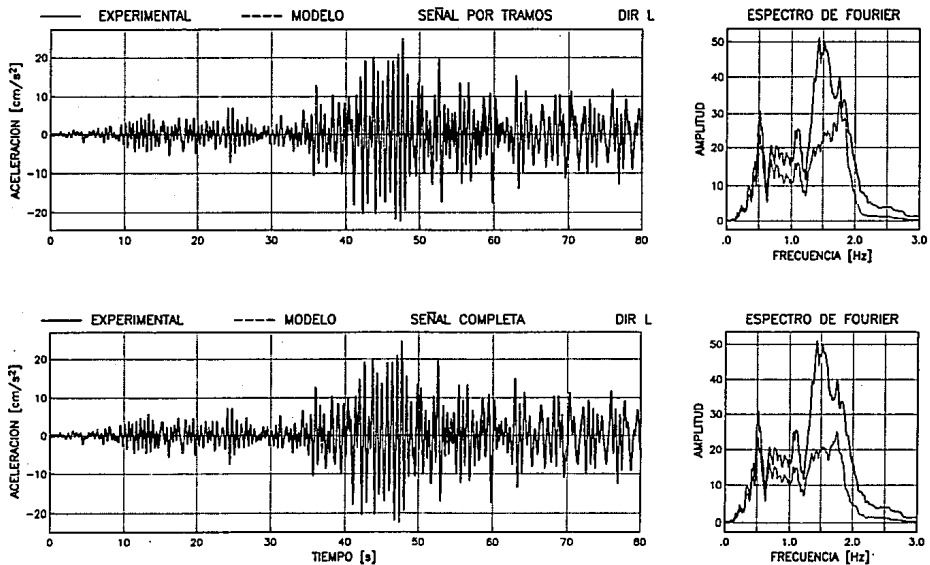


Figura 38. Comparación de las aceleraciones absolutas entre la respuesta experimental (línea continua) y teórica (línea punteada), para el modelo AP

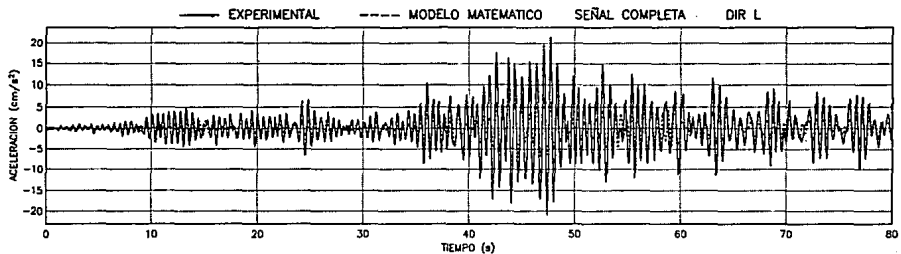
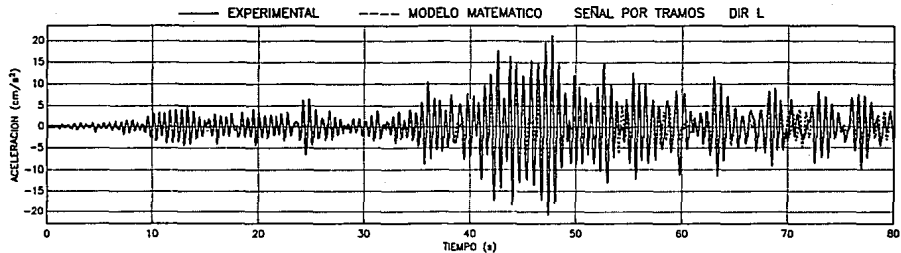


Figura 39. Comparación de las aceleraciones relativas entre la respuesta experimental (línea continua) y teórica (línea punteada), para el modelo AP

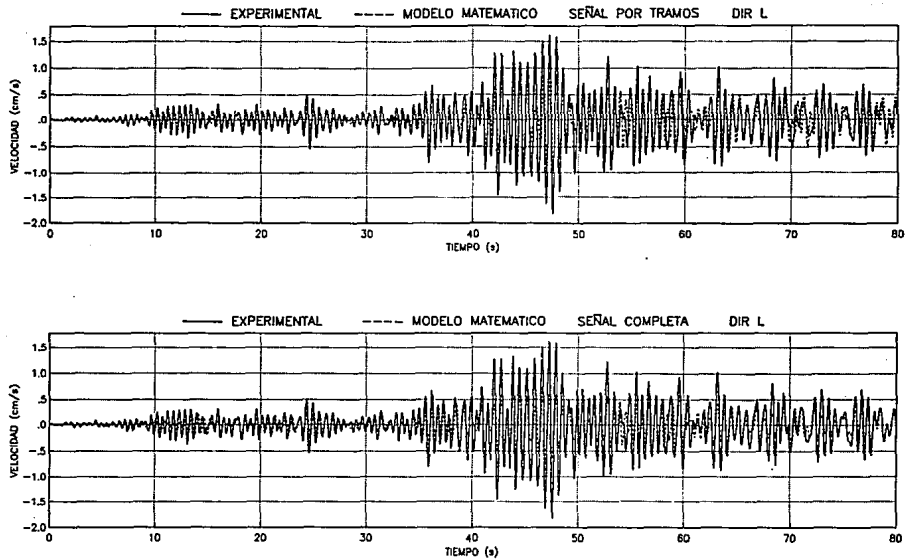


Figura 40. Comparación de las velocidades relativas entre la respuesta experimental (línea continua) y teórica (línea punteada), para el modelo AP

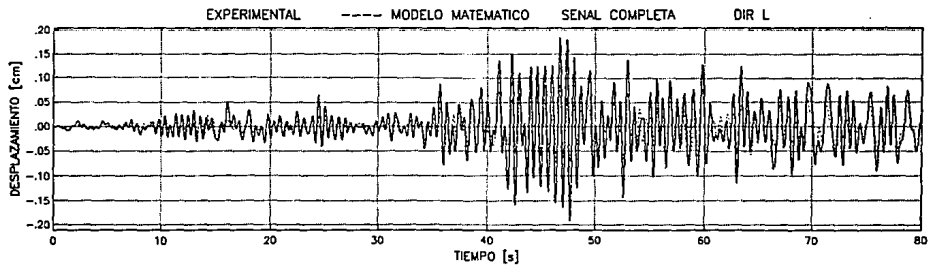
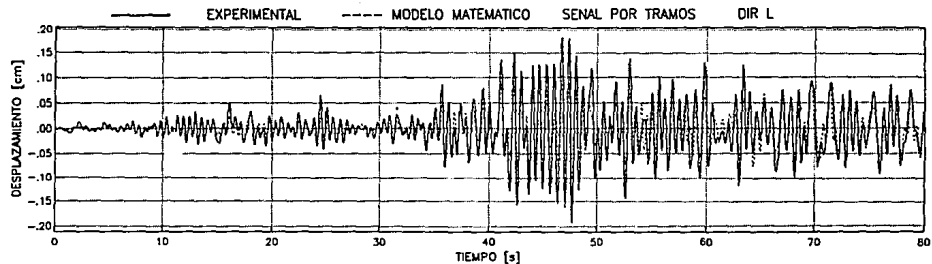


Figura 41. Comparación de los desplazamientos relativos entre la respuesta experimental (línea continua) y teórica (línea punteada), para el modelo AP