

159
2EJ



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE MEXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA

**“ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO DINAMICO DEL
EDIFICIO CORDOBA A PARTIR DE REGISTROS
SISMICOS”**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

DANIEL VIEITEZ MARTINEZ



FALLA DE ORIGEN

MEXICO, D. F.

1995



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-158/94

Señor
DANIEL VIEITEZ MARTINEZ
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**.

"ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO DINAMICO DEL EDIFICIO CORDOBA A PARTIR DE REGISTROS SISMICOS"

INTRODUCCION

- I. EL METODO DE IDENTIFICACION DE SISTEMAS**
 - II. DESCRIPCION E INSTRUMENTACION DEL EDIFICIO**
 - III. SIMULACION MATEMATICA**
 - IV. REGISTROS SISMICOS**
 - V. MODELAJE MATEMATICO**
 - VI. IDENTIFICACION DE PARAMETROS**
 - VII. INSTRUMENTACION PROPUESTA**
- CONCLUSIONES**

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 29 de marzo de 1995.
EL DIRECTOR.


ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

pl. JMCS/RCR*nl

A mis padres y hermanos por el apoyo de toda la vida.

A mi querido abuelo Daniel por su ejemplo y enseñanzas.

A la memoria de mis queridos abuelos Luisa, Lola y Ubaldo que llenaron mi vida de recuerdos felices.

A mi querido tío Santiago.

A la memoria de mi querido tío Antonio.

A mis queridos tíos Pilar, María Rosa, Paty, Marija, Pepe, Mario y Jaime por su cariño.

A Ricky, Bego y Rikichu.

A todos mis primos.

A mis amigos.

AGRADECIMIENTOS

Al M.I. Ricardo González Alcorta por sus enseñanzas y tiempo dedicado en la dirección de esta tesis y al que sobre todo considero un gran amigo. Muchas gracias Ricardo.

Al Ing. Francisco José Noguez López por su amistad, colaboración y valiosos consejos en la realización de esta tesis.

Al Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. por las facilidades que me brindaron en la realización de esta tesis.

INDICE GENERAL

INTRODUCCION	1
1 EL METODO DE IDENTIFICACION DE SISTEMAS	3
1.1 Aspectos generales	3
1.2 La estimación de parámetros como un problema de minimización	5
1.3 Identificación de sistemas en la Ingeniería Estructural	9
2 DESCRIPCION E INSTRUMENTACION DEL EDIFICIO	12
2.1 El objetivo de la instrumentación sísmica	12
2.2 Descripción del edificio	13
2.3 Instrumentación del edificio	14
3 SIMULACION MATEMATICA	17
3.1 Descripción del programa utilizado	17
3.2 Representaciones de estado	18
3.3 El método β de Newmark	19
4 REGISTROS SISMICOS	22
4.1 Interpretación de los registros sísmicos	22
4.2 Funciones de transferencia	22
4.3 Procesamiento de señales	23
4.4 Señal de campo libre	24

4.5 Cabeceo de la cimentación	24
5 MODELAJE MATEMATICO	26
5.1 Sistema de un grado de libertad	27
5.2 Sistema de tres grados de libertad plano	27
5.3 Sistema de tres grados de libertad torsional	30
6 IDENTIFICACION DE PARAMETROS	31
6.1 Modelo 1GLT	32
6.2 Modelo 3GLP	33
6.3 Modelo 3GLT	34
7 INSTRUMENTACION PROPUESTA	35
8 CONCLUSIONES	36
REFERENCIAS	37
TABLAS Y FIGURAS	

INTRODUCCION

El alto porcentaje de fallas en edificaciones, después de los sismos de 1985, evidenció la necesidad de tener un mejor conocimiento de la respuesta dinámica de estas estructuras ante sollicitaciones sísmicas. Para ello, se han realizado investigaciones en las cuales se incluye el empleo de modelos analíticos, aunque existen muy pocos sistemas que pueden modelarse a partir de un planteamiento exclusivamente teórico, ya que existen parámetros constitutivos que deben proponerse empíricamente.

Para la determinación experimental de las propiedades dinámicas de los edificios se ha utilizado el método de vibración ambiental, una prueba sencilla basada en medir los pequeños movimientos que presenta cualquier estructura debida al viento, microtemblores, paso de vehículos y demás actividades humanas. Es una prueba relativamente sencilla que se puede realizar sin suspender la operación del edificio.

Por otro lado, la instrumentación de edificios mediante acelerógrafos puede proporcionar información experimental muy valiosa acerca de su comportamiento ante excitaciones sísmicas, sin embargo, esta información resulta poco digerible sin la ayuda de un marco teórico que permita la reducción de datos.

El estudio comparativo de los resultados analíticos obtenidos a partir de los modelos y los resultados experimentales obtenidos a partir de acelerogramas, permitirán establecer criterios que conduzcan a un mejor diseño de estructuras resistentes a sismo.

La identificación de sistemas y la estimación de parámetros son herramientas que vinculan el modelo analítico con los datos experimentales en una forma racional. La aplicación de estas técnicas en la ingeniería estructural se ha incrementado significativamente en años recientes, motivada fundamentalmente por el deseo de tener una descripción más adecuada de las estructuras y sus características dinámicas, a fin de apreciar la variación de sus propiedades bajo excitación sísmica así como evaluar los daños que pudiese sufrir.

Actualmente en la Ciudad de México, existen alrededor de 10 edificios instrumentados, entre los cuales destaca el edificio Plaza Córdoba, localizado en la zona de terreno compresible de la ciudad. En este trabajo se estudia su comportamiento dinámico a partir de los registros sísmicos obtenidos durante el sismo del 24 de octubre de 1993. Se realiza una identificación paramétrica con el fin de obtener las propiedades equivalentes de rigidez y amortiguamiento.

Objetivos

En este estudio se utiliza la metodología de identificación de parámetros estructurales en el edificio instrumentado Plaza Córdoba, a partir de un evento sísmico escogido por sus características de magnitud y aceleración máxima producida en azotea. Se destaca el uso de un modelo que contempla el comportamiento tridimensional de la estructura.

Con el fin de obtener la variación de sus parámetros estructurales durante la excitación, se emplea la metodología mencionada segmentando las señales (análisis por ventanas). En un futuro se intentará enriquecer el modelo tridimensional con la introducción del efecto de interacción suelo-estructura.

Este trabajo se compone de ocho capítulos. En el capítulo uno se proporciona una descripción general del método de estimación de parámetros utilizado y se comenta la aplicación del método de identificación de sistemas en la ingeniería estructural. En el capítulo dos se proporciona la descripción e instrumentación del edificio analizado. El capítulo tres describe el programa de computadora utilizado. En el capítulo cuatro se hace un análisis de los registros sísmicos, a fin de obtener la información necesaria que nos permita dar una aproximación de los parámetros a evaluar (rigidez y amortiguamiento). El capítulo cinco presenta una breve descripción del método de identificación paramétrica, así como de los modelos a ajustar. En el capítulo seis se discuten los resultados obtenidos de la aplicación de cada modelo. En el capítulo siete se plantea una posible reubicación de los aparatos de registro en el edificio y finalmente en el capítulo ocho se enumeran las conclusiones obtenidas de este estudio, respectivamente.

CAPITULO 1

EL METODO DE IDENTIFICACION DE SISTEMAS

1.1 Aspectos generales

La identificación de sistemas se puede definir como el proceso para seleccionar un modelo matemático, usando información experimental medida. En él se realiza un ajuste sistemático de los parámetros, de tal manera que se establezca la mejor correlación posible entre las respuestas predichas por el modelo matemático y las obtenidas experimentalmente. En el proceso de identificación, se pueden definir tres etapas:

- a) la determinación del modelo y sus parámetros
- b) la selección de una función que establezca un criterio de error entre las respuestas del modelo y del 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 del sistema real, medidas por la función criterio, se minimicen.

En el método de identificación de sistemas, la selección del modelo matemático es una parte muy importante del proceso. Si se hace una selección pobre del tipo de 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 contiene términos que se puedan relacionar directamente con propiedades físicas bien definidas. En la ingeniería estructural, están relativamente bien definidas 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), el paso final de esta etapa es el aislar los parámetros desconocidos a evaluar, generalmente

asociados a la rigidez y al 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, de tal forma que dicha función, se minimice. En la teoría de optimización matemática existe un gran número de métodos que se pueden usar 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:

- 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, la cual ha sido aplicada ampliamente para el estudio de sistemas con parámetros variantes en el tiempo.

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:

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

donde $\dot{x}(\beta, t)$ y $x(\beta, t)$ son las velocidades y los desplazamientos, respectivamente, calculados en el modelo matemático utilizando parámetros β y la excitación $\ddot{x}_s(t)$; $\dot{y}(t)$ y $y(t)$ son las velocidades y desplazamientos de la estructura real, cuando se somete a la misma excitación. El límite inferior de 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 β de Newmark para realizar la integración numérica.

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, 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 se mejora seleccionando β_1 . El proceso se repite, de modo que en cada iteración se encuentre un mejor vector. 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 encuentre 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 lo más 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 valor 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, con frecuencia es 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 la siguiente restricción: los parámetros de amortiguamiento (c) y de rigidez (k) deben ser positivos.

La ecuación fundamental del método iterativo que se considera es:

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

donde: $\bar{\delta}_{i-1}$ 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 $\bar{\delta}_{i-1}$ el gradiente negativo, $\nabla \bar{J}(\beta_{i-1}, T)$, que es por definición, la dirección del máximo decremento de 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 que son: 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.

Método de Gauss-Newton

El método de Gauss-Newton se deriva de 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), considerando exclusivamente los primeros tres términos de la serie. En notación matricial se tiene:

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

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

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

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, donde 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 es:

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

la cual 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 matriz Hessiana es:

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

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, comúnmente conocida 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 de los errores. El método de minimización resultante, llamado método de Gauss-Newton modificado debido a la presencia de α , se define como:

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

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

1.3.1 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.

1.3.2 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 riesgo sísmico severo.

Uno de los métodos pioneros en esta línea de investigación fue el desarrollado por Beck y Jennings (1980), en donde se propone la estimación de parámetros modales, en lugar de la estimación explícita de valores de coeficientes de rigidez y amortiguamiento. Es 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 aplicable en un gran número de investigaciones reportadas en la literatura.

1.3.3 Aplicación en la estimación del nivel de daño en edificios

Los sistemas estructurales de los edificios suelen presentar acumulación de daños cada vez que son sometidos a excitaciones sísmicas e inclusive bajo cargas de servicio. Si el daño no es detectado y corregido su acumulación 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, presenta la desventaja de que ignoran condiciones iniciales de segmento a segmento y que hace una caracterización promedio de los parámetros por segmento. Dipasquale y Cakmark, (1990), utilizan este método para evaluar el daño sísmico en edificios.

1.3.4 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.

CAPITULO 2

DESCRIPCION E INSTRUMENTACION DEL EDIFICIO

2.1 El objetivo de la instrumentación sísmica

Los métodos de análisis y diseño sísmico de edificios incluyen algunos parámetros cuyos valores no pueden justificarse por deducciones racionales inobjectables, sino que se han fijado de manera de producir resultados que concuerden con el desempeño observado de las construcciones sometidas a sismos severos. Por 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. Este proceso de calibración de los métodos analíticos de diseño sólo podrá ser plenamente convincente cuando se base en una amplia comprobación cuantitativa de las acciones que realmente se imponen a los edificios y de la respuesta que estos experimentan, o sea, en el análisis de registros obtenidos de la instrumentación sísmica de una vasta gama de edificios. En años recientes se ha extendido enormemente la instrumentación sísmica del terreno, lo que ha permitido grandes avances en el conocimiento del movimiento que experimenta el terreno durante un sismo y de las grandes diferencias que tiene este movimiento por las condiciones locales de topografía y propiedades del subsuelo. Muy limitados han sido, por el contrario, los frutos que se han tenido de la instrumentación sísmica de edificios. En parte porque el esfuerzo dedicado a este aspecto ha sido mucho más limitado que el que se ha puesto en la medición del movimiento del terreno, y en parte porque la mayoría de los registros obtenidos son de movimientos de poca amplitud.

Otros factores importantes son que en muchos casos no se contaba con información suficientemente detallada de las propiedades del edificio, como para elaborar modelos refinados de su respuesta, y que la instrumentación era muy limitada para que pudiera describir en forma completa la respuesta estructural. La instrumentación sísmica de edificios y la interpretación de los registros de la respuesta ante sismos severos constituyen, probablemente, la línea más productiva de investigación para mejorar los métodos de diseño sismorresistentes de edificios. Los movimientos sísmicos en la

ciudad de México presentan características particulares que requieren ser estudiadas directamente en el sitio. El movimiento que experimenta el terreno durante un sismo es diferente del que se tiene en la mayoría de los otros sitios, por su gran duración y por su contenido de vibraciones de baja frecuencia. Por otra parte, la respuesta de edificios sobre los estratos de terreno compresible está fuertemente influida por la interacción del suelo y la estructura. Lamentablemente, en 1985 no pudo contarse con ningún registro de la respuesta sísmica de edificios, así que la interpretación del comportamiento de los sismos tuvo que basarse exclusivamente en la evaluación de los daños. A partir de esta fecha los esfuerzos de instrumentación se han enfocado principalmente al registro del movimiento del terreno. 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. Mucho más limitada ha sido la atención prestada a la instrumentación sísmica de edificios. Existe actualmente una decena de edificios instrumentados, lo cual es insuficiente, si se piensa en la gran variedad de tipos de estructuras y de condiciones de subsuelo y de cimentación para las cuales se requiere conocer el comportamiento.

2.2 Descripción del edificio

El edificio Plaza Córdoba es una estructura de concreto reforzado de 17 niveles destinado a oficinas cimentado sobre 266 pilotes de fricción de sección triangular que penetran 27 m dentro del subsuelo. Se localiza en la colonia Roma, que corresponde a la zona de lago de la zonificación de la ciudad de México (o zona III). El edificio se diseñó con las normas de 1977, se empezó a construir en 1980 e inició operaciones en 1983.

Con una altura de 50 m, la estructura ocupa un espacio de 53 x 32 m en planta, con un área total construida de 20,000 m² aproximadamente.

Los primeros 14 m del edificio, así como el sótano, son utilizados para estacionamiento. En esta zona las losas están a medio nivel unidas por rampas. En el resto del edificio (36 m por encima de la zona de estacionamientos) se reduce el área y se utiliza para alojar oficinas.

La estructura se forma con losas reticulares de 45 cm de peralte, con un firme de 5 cm, apoyadas directamente en columnas rectangulares. Existen además muros de concreto con espesores entre 20 y 25 cm, para proporcionar rigidez lateral adicional a la estructura. La altura de entrepisos es de 2.60 m, excepto en la zona de estacionamientos en la cual se tienen losas desfasadas con 1.3 m de distancia entre losas.

El edificio se encuentra ubicado en una de las zonas del Valle de México que ha experimentado los mayores niveles de aceleración superficial, con una frecuencia fundamental del sitio de aproximadamente 0.42 Hz (Rodríguez y Quaas, 1990).

La estratigrafía de esta zona se compone en forma ascendente de la formación arcillosa inferior con 10 m de espesor, sobre el cual se encuentra un estrato de 2 m de arena y 3 m de limo; formación arcillosa superior de 30 m y finalmente un relleno superficial de 2 m.

En el edificio se realizó una restructuración luego de haber sufrido daños durante los sismos de 1985. Dicha restructuración consistió en colocar muros de concreto en toda su altura. Posterior a su reconstrucción, se realizó una medición de vibración ambiental obteniéndose frecuencias fundamentales de 0.56 Hz en ambas direcciones de traslación (T y L) y 0.80 Hz en torsión. Durante el sismo del 25 de abril de 1989 ocurrieron daños menores en muros y acabados, observándose un cambio en las propiedades dinámicas (Rodríguez y Quaas, 1990). Las frecuencias fundamentales en ambas direcciones en traslación calculadas a partir de los registros grabados durante el sismo del 11 de mayo de 1990 (Quaas et al; 1990) son de 0.38 Hz, lo que muestra una disminución significativa de las frecuencias propias de vibrar.

2.3 Instrumentación del edificio

El edificio Plaza Córdoba fue seleccionado, entre una serie de edificios, para ser instrumentado debido a las siguientes características:

- a) está localizado en zona del valle con evidencia de movimientos importantes
- b) tiene características comunes a otros edificios urbanos de la ciudad de México

c) cuenta con información en planos, memoria de cálculos, bitácora de construcción y propiedades de sus materiales, para generar un modelo matemático representativo de su comportamiento

d) seguridad para los sistemas de medición

e) aprobación de los propietarios para instalar y mantener en operación el sistema de medición

La estructura fue instrumentada con una red de 11 acelerógrafos, por el Instituto de Ingeniería de la UNAM (Mena y Quaas, 1989).

El número y lugar para la colocación de los instrumentos se hizo con base en las características estructurales del edificio. Se colocaron 11 instrumentos digitales DCA-333 de tres componentes ortogonales cada uno. La ubicación en planta de los aparatos se muestra en la figura 1. Tres instrumentos, el PCSO, PCSE y PCSC fueron instalados en el sótano, los dos primeros se situaron en las columnas extremas, y el último en la parte central del sótano.

En el entrepiso E7-E8 se colocaron cuatro acelerógrafos, el PCEC, PCEO, PCE7, y PCE8, éstos dos últimos localizados en los extremos de la misma columna. Dos en el nivel 6, PC6C y PC6E, y dos en la azotea PCAC y PCAE. De esta forma los instrumentos PCSE, PCE7, PCE8, PC6E y PCAE se encuentran en una línea vertical sobre un mismo eje de columna al suroeste del edificio, que inicia en el sótano y termina en la azotea. Lo mismo ocurre con los aparatos PCSC, PCEC, PC6C y PCAC, colocados en la esquina noroeste del cubo de elevadores.

Todos los instrumentos se encuentran interconectados con una señal codificada común de tiempo a fin de obtener un registro síncrono de todos los equipos, que permite conocer con precisión el movimiento relativo de la estructura en sus distintos puntos de medición. La interconexión se basa en una configuración maestro-esclavo en la cual, al rebasar el movimiento el umbral de disparo del aparato maestro, pone en operación simultáneamente a todos los acelerógrafos. El aparato maestro es el PC6C ubicado en el nivel seis.

A su vez, cada instrumento es capaz de iniciar su operación en forma autónoma cuando su propio sistema detecte un valor de aceleración mayor al umbral programado.

Todos los aparatos se instalaron verticalmente y se fijaron a elementos estructurales, excepto el aparato PCAE instalado horizontalmente en la azotea.

Los aparatos digitales DCA-33 de alta resolución de que consta la red poseen una velocidad de captura de 100 muestras por segundo. El rango dinámico de los sensores horizontales en sótano es de ± 0.25 g, en azotea es de ± 1.0 g, y en los niveles intermedios es de ± 0.5 g; en el caso de los sensores verticales es de ± 0.25 g.

CAPITULO 3

SIMULACION MATEMATICA

3.1 Descripción del programa 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.

3.2 Representaciones de estado

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 Lung, 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 (Lung, 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 de movimiento de Newton, relaciones en circuitos eléctricos, etc.) se expresan de esta forma. Esto significa que el modelo adquiere una representación

$$\dot{x}(t) = F(\beta)x(t) + G(\beta)u(t) \quad (3.1)$$

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.

3.3 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

$$\{\dot{x}_{t+\Delta t}\} = \{\dot{x}_t\} + [(1 - \delta)\{\ddot{x}_{t+\Delta t}\}] \Delta t \quad (3.2)$$

$$\{x_{t+\Delta t}\} = \{x_t\} + \{\dot{x}_t\} \Delta t + [(\frac{1}{2} - \alpha)\{\ddot{x}_t\} + \alpha\{\ddot{x}_{t+\Delta t}\}] \Delta t^2 \quad (3.3)$$

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

$$[M]\{\ddot{x}_{t+\Delta t}\} + [C]\{\dot{x}_{t+\Delta t}\} + [K]\{x_{t+\Delta t}\} = \{P_{t+\Delta t}\} \quad (3.4)$$

De las ecuaciones 3.2 y 3.3, se conocen las variables asociadas a un tiempo t , y las incógnitas son aquellas correspondientes a un tiempo $t+\Delta t$. De la ecuación 3.3 se puede obtener $\dot{x}_{t+\Delta t}$ en función de $x_{t+\Delta t}$, y sustituirla en la ecuación 3.2; de tal forma, considerando la ecuación resultante de esta sustitución y la ecuación 3.3, 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 3.4; conociendo dichos desplazamientos sólo resta sustituirlos en las ecuaciones 3.2 y 3.3 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:

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

e) Calcular las constantes de integración:

$$a_0 = \frac{1}{\alpha \Delta t^2}$$

$$a_1 = \frac{\delta}{\alpha \Delta t}$$

$$a_2 = \frac{1}{\alpha \Delta t}$$

$$a_3 = \frac{1}{2\alpha} - 1$$

$$a_4 = \frac{\delta}{\alpha} - 1$$

$$a_5 = \frac{\Delta t}{2} \left[\frac{\delta}{\alpha} - 2 \right]$$

$$a_6 = \Delta t(1 - \delta)$$

$$a_7 = \delta \Delta t$$

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

$$\{\hat{P}_{t+\Delta t}\} = \{P_{t+\Delta t}\} + [M](a_0\{x_t\} + a_2\{\dot{x}_t\} + a_3\{\ddot{x}_t\}) + [C](a_1\{x_t\} + a_4\{\dot{x}_t\} + a_5\{\ddot{x}_t\})$$

2. Los desplazamientos

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

3. Las aceleraciones y velocidades

$$\{\ddot{x}_{t+\Delta t}\} = a_0(\{x_{t+\Delta t}\} - \{x_t\}) - a_2\{\dot{x}_t\} - a_3\{\ddot{x}_t\}$$

$$\{\dot{x}_{t+\Delta t}\} = \{\dot{x}_t\} + a_6\{\ddot{x}_t\} + a_7\{\ddot{x}_{t+\Delta t}\}$$

CAPITULO 4

REGISTROS SISMICOS

4.1 Interpretación de los registros sísmicos

En el edificio se han registrado una serie de eventos, de los cuales se estudia el ocurrido el 24 de octubre de 1993. En las figuras 2 y 3 se muestran las aceleraciones horizontales sincronizadas registradas en cada aparato. Este sismo, ocurrido frente a las costas de Guerrero ($M_s=6.7$), ocasionó los niveles de aceleración más altos registrados en el edificio hasta la fecha, con un máximo de 90 cm/s^2 en la dirección norte-sur en la estación PCAE.

Comparada con las aceleraciones registradas el 31 de mayo de 1990 ($M_s=6.0$) y el 15 de mayo de 1993 ($M_s=5.7$), resulta ser mayor en un 154.1 por ciento y 69.77 por ciento respectivamente, aún cuando estos últimos tuvieron mayor duración.

Si se observan los registros de las estaciones en azotea PCAC y PCAE (figuras 2 y 3), se aprecia que en la dirección L el movimiento es prácticamente el mismo, mientras que en la dirección T se detectan diferencias significativas en los acelerogramas, lo que indica que existe un movimiento torsional significativo de la estructura. Lo anterior puede observarse en la figura 4 en donde se superponen las historias de desplazamiento en cada estación, apreciándose que el movimiento torsional aparece acoplado con el movimiento traslacional en la dirección T básicamente a partir del segundo 60 del registro.

4.2 Funciones de transferencia

Se obtuvieron las frecuencias fundamentales de vibrar de la estructura asociadas a movimientos traslacionales y torsionales a partir de sus funciones de transferencia. Es importante mencionar que las frecuencias para los modos de traslación se calcularon con las funciones de transferencia entre el espectro de Fourier de la señal de aceleración absoluta en azotea y el espectro de Fourier de la señal de aceleración en el sótano, debido a que no se cuenta con el registro de las aceleraciones en campo libre; ésta es

una limitación significativa como se mencionará más adelante. La función de transferencia del movimiento torsional fue obtenida a partir del cociente de los espectros de Fourier calculados de las aceleraciones horizontales registradas en la azotea, esquina este (PCAE) y centro (PCAC).

En la figura 5 se muestran las funciones de transferencia calculadas, donde se aprecian claramente máximos relacionados con las frecuencias naturales de vibrar de la estructura. Las frecuencias traslacionales identificadas presentan valores alrededor de 0.38 Hz, por lo que no se han presentado cambios en las propiedades dinámicas del edificio después del sismo del 11 de mayo de 1990. Las amplitudes de las funciones de transferencia para las direcciones T y L tienen un valor cercano a 15, por lo que se estima que el amortiguamiento del sistema fluctúa alrededor del 3 por ciento, si se considera que la función de transferencia representa la curva de resonancia del sistema.

4.3 Procesamiento de señales

A partir de los acelerogramas registrados en los aparatos y después de la sincronización, se integraron los acelerogramas calculados en el centro geométrico del edificio con el objeto de obtener las señales de velocidad y desplazamiento necesarias para el proceso de la identificación. Cabe señalar que, debido a la forma del planteamiento matricial de los modelos, resulta necesario obtener las señales relativas de velocidad y desplazamiento. En las figuras 7 y 8 se muestra el proceso de integración de las señales calculadas en el centro geométrico de la torre para cada dirección, en cada uno de los niveles en estudio (Azotea, N6, E8, Sótano). La figura 9 corrobora la sincronización de todas las señales y muestra un movimiento básicamente en fase del edificio.

Las señales de torsión fueron calculadas a partir de las aceleraciones horizontales del centro y esquina de la azotea. Los registros obtenidos de esta forma en ambas direcciones T y L resultaron muy similares, sin embargo se escogieron para el proceso de identificación aquellos obtenidos de la dirección T, ya que ésta cuenta con la distancia entre sensores más grande.

4.4 Señal de campo libre

Debido a que no se contó con una estación de campo libre específica para esta estructura, y cuya orientación fuera la misma que la de sus sensores, se estudiaron las siguientes opciones:

- a) Campo libre del edificio Jalapa, ubicado a dos calles del edificio y con orientación similar al mismo
- b) Campo libre Estación 58, ubicado a 500 m, con orientación conocida
- c) Sótano del edificio Plaza Córdoba

En las figuras 10 y 11 donde se comparan las historias sincronizadas de aceleración registradas en cada estación en ambas direcciones; se observan diferencias importantes entre cada una, así como en sus contenidos de frecuencia reflejados en los espectros de Fourier.

Se aplicó la técnica de identificación de parámetros en un modelo de un grado de libertad con cada acelerograma como señal de entrada, encontrándose la mejor convergencia para las aceleraciones del sótano de la estructura.

4.5 Cabeceo de la cimentación

Con el fin de contar con una señal de giro en la base (cabeceo), partiendo de las aceleraciones verticales registradas en los tres sensores del sótano y de sus ubicaciones en planta, se obtuvieron las historias de giro considerando a la cimentación como una superficie que no se deforma fuera de su plano. Sin embargo, debido a que los acelerógrafos se encuentran ubicados casi en línea recta, las historias de cabeceo calculadas de esta forma reflejan grandes giros alrededor precisamente de este eje imaginario.

En la figura 12, donde se compara la historia de aceleraciones verticales calculada en la esquina Noreste con las registradas en las tres estaciones del sótano, se observa el

efecto anteriormente descrito. Se propone, por lo tanto, una reubicación de los sensores con el fin de obtener registros más confiables del cabeceo de la cimentación.

CAPITULO 5

MODELAJE MATEMATICO

La identificación de sistemas se puede definir como el proceso para seleccionar un modelo matemático, usando información experimental medida, en donde se realice un ajuste sistemático de sus parámetros de tal manera que se establezca la mejor correlación posible entre las respuestas predichas por el modelo matemático y las obtenidas experimentalmente.

En esta investigación se utilizó una metodología para la estimación de parámetros estructurales en edificios instrumentados (González et al,1993), la cual se basa en la minimización de una función que evalúa el error cuadrático entre la respuesta experimental y la analítica, mediante el método de optimación de Gauss-Newton modificado. Se idealizó el sistema estructural con tres modelos matemáticos:

- a) *Sistema de un grado de libertad (1GL)*, por medio del cual se obtienen coeficientes equivalentes de rigidez y amortiguamiento del sistema.
- b) *Sistema de tres grados de libertad plano (3GL)*, con el que se obtienen coeficientes equivalentes de rigidez y amortiguamiento asociados a cada subsistema.
- c) *Sistema de tres grados de libertad torsional (3GLT)*, que contempla un comportamiento tridimensional, estimando coeficientes de rigidez y amortiguamiento en ambas direcciones de traslación y en torsión.

En estos modelos se da por conocido el valor de la masa, el cual se calculó con las características geométricas del edificio.

5.1 Sistema de un grado de libertad (IGL)

Mediante este modelo es posible obtener los coeficientes equivalentes de rigidez (k) y amortiguamiento (c) de la estructura, utilizando como señal de entrada la registrada en el sótano y como señal de salida la registrada en azotea. La ecuación de equilibrio de este modelo es la siguiente:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{x}_g$$

5.2 Sistema de tres grados de libertad plano (3GLP)

Una estructura discretizada a tres grados de libertad puede ser representada a través de modelos de cortante o bien de flexión.

Un edificio de cortante se puede definir como una estructura en la cual no se produce rotación de los elementos horizontales que componen el sistema de piso. Las hipótesis inherentes a este tipo de modelo son: las trabes de piso son infinitamente rígidas en comparación con las columnas, las deformaciones son independientes de las fuerzas axiales en columnas. En su ecuación de equilibrio, mostrada a continuación, puede observarse que el número de parámetros de rigidez y amortiguamiento se reducen a uno de cada tipo por subsistema, es decir, seis en total.

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \\ \ddot{x}_3 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1 & -c_1 & 0 \\ -c_1 & c_1 + c_2 & -c_2 \\ 0 & -c_2 & c_2 + c_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{x}_1 \\ \dot{x}_2 \\ \dot{x}_3 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 & -k_1 & 0 \\ -k_1 & k_1 + k_2 & -k_2 \\ 0 & -k_2 & k_2 + k_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} m_1 \\ m_2 \\ m_3 \end{bmatrix} \ddot{x}_g$$

Si bien, en algunos casos el modelo de cortante proporciona una aproximación aceptable, no todas las estructuras pueden ser representadas adecuadamente mediante este modelo. En particular, en estructuras cuya respuesta tenga participaciones importantes de modos de vibrar superiores, este modelo deja de representar adecuadamente la respuesta de dichas estructuras.

El modelo de flexión, cuyas matrices de rigidez y amortiguamiento dejan de ser tridiagonales, puede representar de una mejor forma la respuesta de estructuras en las

condiciones mencionadas. Sin embargo, debido a la forma de sus matrices y a que no pueden asociarse términos de rigidez y amortiguamiento para cada subsistema en forma independiente, este modelo ve notablemente incrementado el número de sus parámetros. En la ecuación de equilibrio de este modelo que se presenta a continuación, se observa que el número de parámetros de rigidez y amortiguamiento es de 12 en total.

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \\ \ddot{x}_3 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1 & c_2 & c_3 \\ c_2 & c_4 & c_5 \\ c_3 & c_5 & c_6 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{x}_1 \\ \dot{x}_2 \\ \dot{x}_3 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 & k_2 & k_3 \\ k_2 & k_4 & k_5 \\ k_3 & k_5 & k_6 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} m_1 \\ m_2 \\ m_3 \end{bmatrix} \ddot{x}_g$$

Debido a que un modelo de esta naturaleza supone un elevado número de parámetros a evaluar, se propone una forma alternativa de las matrices con el objeto de conservar la convergencia del método de identificación. Con este fin, en las matrices de rigidez y amortiguamiento se establece una proporción entre los valores de cada renglón con su respectivo parámetro en la diagonal principal a través de constantes (C1 a C6).

El modelo de cortante será un caso particular de éste, en la medida en que las constantes C2 y C5 tiendan a cero. La forma matricial de este modelo se representa con la siguiente ecuación:

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \\ \ddot{x}_3 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1 & C1c_1 & C2c_1 \\ C1c_1 & c_2 & C3c_2 \\ C2c_1 & C3c_2 & c_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{x}_1 \\ \dot{x}_2 \\ \dot{x}_3 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 & C4k_1 & C5k_1 \\ C4k_1 & k_2 & C6k_2 \\ C5k_1 & C6k_2 & k_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} m_1 \\ m_2 \\ m_3 \end{bmatrix} \ddot{x}_g$$

Con este modelo se pueden obtener coeficientes equivalentes de rigidez (k_1 , k_2 , k_3) y amortiguamiento (c_1 , c_2 , c_3) mediante los cuales, conociendo las constantes C1 a C6, es posible construir las matrices de rigidez y amortiguamiento.

Estas constantes se evalúan tomando como base a las matrices de rigidez y amortiguamiento calculadas a partir de las frecuencias de cada modo (ω_1 a ω_3) y de sus respectivas formas modales, obtenidas de las funciones de transferencia y espectros de Fourier, respectivamente.

Se supone, además, que se cuenta con las masas del sistema (m_1 a m_3) así como con una estimación de sus amortiguamientos modales (ξ_1 a ξ_3).

De esta forma, si se acepta que la matriz de amortiguamiento posee las mismas propiedades de ortogonalidad que la matriz de masa $[m]$ y de rigidez $[k]$, es posible escribir:

$$[MM] = [\Phi]^T [m] [\Phi] = \begin{bmatrix} M_1^* & 0 & 0 \\ 0 & M_2^* & 0 \\ 0 & 0 & M_3^* \end{bmatrix}$$

$$[KM] = [\Phi]^T [k] [\Phi] = \begin{bmatrix} k_1^* & 0 & 0 \\ 0 & k_2^* & 0 \\ 0 & 0 & k_3^* \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \omega_1^2 M_1^* & 0 & 0 \\ 0 & \omega_2^2 M_2^* & 0 \\ 0 & 0 & \omega_3^2 M_3^* \end{bmatrix}$$

$$[CM] = [\Phi]^T [c] [\Phi] = \begin{bmatrix} C_1^* & 0 & 0 \\ 0 & C_2^* & 0 \\ 0 & 0 & C_3^* \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2\xi_1 \omega_1 M_1^* & 0 & 0 \\ 0 & 2\xi_2 \omega_2 M_2^* & 0 \\ 0 & 0 & 2\xi_3 \omega_3 M_3^* \end{bmatrix}$$

donde $[\Phi]$ es la matriz de formas modales, y las matrices $[MM]$, $[KM]$ y $[CM]$ son las matrices de masa, rigidez y amortiguamiento modales, respectivamente.

Una vez calculadas las matrices de amortiguamiento y rigidez modales, es posible obtener las matrices buscadas $[c]$ y $[k]$

$$[K] = \{[\Phi]^T\}^{-1} [KM] \{[\Phi]\}^{-1}$$

$$[C] = \{[\Phi]^T\}^{-1} [CM] \{[\Phi]\}^{-1}$$

En la aplicación de este modelo se emplea como señal de entrada la registrada en el sótano y como señales de salida las registradas en los niveles 8, nivel 6 y azotea.

5.3 Sistema de tres grados de libertad torsional (3GLT)

Este modelo, que considera un comportamiento tridimensional del sistema, estima coeficientes de rigidez y amortiguamiento en las dos direcciones de traslación (k_x, k_y, c_x , y c_y) y en torsión (k_θ y c_θ), así como la excentricidad del centro de rigidez respecto al centro de masa (e_x y e_y).

Las señales de entrada son las registradas en el sótano en ambas direcciones y las de salida son las obtenidas de la azotea en traslación y torsión. La ecuación de movimiento queda descrita por:

$$\begin{bmatrix} m & 0 & 0 \\ 0 & m & 0 \\ 0 & 0 & J \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{x} \\ \ddot{y} \\ \ddot{\theta} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} c_x & 0 & c_x e_y \\ 0 & c_y & c_y e_x \\ c_x e_y & c_y e_x & c_\theta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{x} \\ \dot{y} \\ \dot{\theta} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_x & 0 & k_x e_y \\ 0 & k_y & k_y e_x \\ k_x e_y & k_y e_x & k_\theta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x \\ y \\ \theta \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} m\ddot{x}_g \\ m\ddot{y}_g \\ 0 \end{bmatrix}$$

Los parámetros de esta ecuación son masa traslacional (m), momento polar de masa (J), coeficientes de amortiguamiento viscoso en las direcciones x e y (c_x, c_y), coeficientes de rigidez en las direcciones mencionadas (k_x, k_y), coeficiente de amortiguamiento y rigidez torsionales (c_θ, k_θ) y excentricidades entre los centros de rigidez CR y masa CM del sistema (e_x, e_y). La figura 6 muestra la representación conceptual del modelo matemático.

CAPITULO 6

IDENTIFICACION DE PARAMETROS

En los métodos convencionales de análisis y diseño estructural no se considera que existan variaciones de las propiedades dinámicas de los sistemas estructurales, ya que se utilizan para ese propósito programas de computadora que toman en cuenta exclusivamente un comportamiento lineal de la estructura, por lo que los modelos matemáticos tienen propiedades dinámicas invariantes en el tiempo. Sin embargo, evidencias experimentales muestran que los edificios presentan variaciones importantes de sus características dinámicas durante movimientos sísmicos, inclusive en eventos de intensidad moderada [González et al (1994)]. Cuando las variaciones de las características dinámicas son permanentes, es un indicativo de que el sistema estructural presenta un deterioro de su rigidez, el cual puede ir acumulándose conforme el sistema se somete a excitaciones sísmicas durante su vida útil. Si este deterioro no es corregido oportunamente, se corre un alto riesgo en la seguridad del sistema estructural.

Existe un gran número de investigaciones enfocadas a establecer modelos matemáticos representativos del comportamiento no lineal de estructuras instrumentadas con aparatos de registro sísmico, utilizando técnicas de identificación de sistemas. Dada la complejidad del problema, la mayoría de las investigaciones considera que el sistema estructural puede ser representado por un modelo matemático de un solo grado de libertad, en el cual se establece una ley constitutiva para tomar en cuenta el comportamiento histerético del sistema.

La estimación de parámetros en sistemas físicos reales se convierte en un problema más complejo e incierto que el ofrecido por simulaciones derivadas de sistemas teóricos, debido a que necesariamente los modelos paramétricos empleados introducen simplificaciones importantes que pueden no cumplirse en todos los casos. Estos modelos, además, consideran hipótesis de tipo estructural que no siempre corresponden con las condiciones reales del sistema. La supuesta rigidez infinita de los diafragmas de piso y del cajón de cimentación, el comportamiento histerético simplificado de los elementos estructurales y del suelo sobre el cual se desplanta la estructura, y la suposición de que se cuenta con registros de aceleraciones de campo libre, son algunas

de las hipótesis más comunes. Estos factores contribuyen a que la estimación de la respuesta, calculada mediante modelos identificados, difiera del comportamiento del sistema físico real; el error en la precisión de la identificación asociado con este fenómeno suele llamarse *error del modelo*. Inclusive, puede ocurrir que estas divergencias entre el modelo y el sistema real deterioren seriamente, además, la convergencia y estabilidad del proceso de identificación.

La técnica de identificación denominada por "ventanas" consiste en obtener los parámetros del modelo, analizando la señal segmentada, con la finalidad de conocer la variación de éstos en el tiempo. Para todos los modelos se efectúa la técnica de identificación con las señales completas, con el objeto de proporcionar parámetros iniciales a la identificación por ventanas.

En investigaciones recientes se ha encontrado que la variación de los parámetros durante un evento sísmico puede ser significativa (González et al, 1994), por lo que en este trabajo se da énfasis a los resultados obtenidos de las señales segmentadas.

6.1 Modelo IGLT

Las frecuencias obtenidas tanto en el tramo completo como por segmentos para la dirección L (Tabla 1) son muy cercanas a las que se obtuvieron de la función de transferencia, lo cual valida los resultados de rigidez obtenidos. En el análisis de la señal por ventanas, excepto por los tramos iniciales, no se aprecia una variación importante en los valores de frecuencia, manteniéndose cercanas al valor obtenido mediante la función de transferencia (figura 5). La dirección T presentó cierta dispersión en sus parámetros identificados debido al fuerte acoplamiento que tiene esta dirección con el movimiento torsional. Las frecuencias obtenidas de este modelo difieren de las que se obtuvieron con la función de transferencia, tanto en la señal segmentada como en la completa. En ambas direcciones se aprecia cierta dispersión en los valores de amortiguamiento, debido probablemente a la carencia de una señal de entrada al sistema que se ubique en campo libre.

En las figuras 13 y 14 se compara la respuesta del modelo analizado por ventanas con la respuesta experimental registrada en el edificio; se observa que el modelo en la dirección L presenta una buena correlación respecto a la respuesta real. La respuesta del modelo en la dirección T, sin embargo, guarda diferencias importantes respecto a la

experimental, en especial a partir del segundo 60 del registro hacia el final de éste, donde el acoplamiento torsional se hace más pronunciado. Además, el modelo evaluado a partir de la señal completa en esta dirección tiene diferencias muy importantes en frecuencia respecto a la obtenida de la función de transferencia, así como un valor de amortiguamiento que no representa la tendencia del análisis por ventanas. Esto lleva a considerar al modelo tridimensional como una mejor alternativa en la reproducción de la respuesta del edificio.

6.2 Modelo 3GLP

Las constantes que dan forma a las matrices de rigidez y amortiguamiento en este modelo se reproducen a continuación:

	Dirección L	Dirección T
C1	-1.85612	-2.0099
C2	1.47395	1.9186
C3	-1.08334	-1.2938
C4	-1.6955	-1.7790
C5	1.0704	1.2033
C6	-1.0941	-1.1884

En este trabajo se considera que dicha proporción se mantiene constante durante toda la excitación.

Se observa nuevamente (Tablas 2 y 3), así como en el modelo anterior, que existe una menor dispersión en los valores de la frecuencia fundamental en la dirección L en comparación con la dirección T. Aunque se observa una tendencia menos clara de estas frecuencias respecto al modelo de un grado de libertad, la media de éstas para ambas direcciones en el análisis por ventanas es muy cercana a las que se obtuvieron mediante las funciones de transferencia, 0.37 y 0.38 Hz respectivamente. Es notable, sin embargo, la amplia dispersión tanto en los valores de rigidez como de amortiguamiento, llegando incluso a adoptar valores negativos de amortiguamiento en la dirección T, los cuales no tienen explicación física.

En las figuras 15 a 22 donde se muestra la comparación entre la respuesta en ambas direcciones de este modelo respecto a la experimental, se observa que ambas señales tienen muy buena correlación, sobre todo en la dirección L. Se refleja el sobreamortiguamiento de modos superiores en las historias de aceleración para la dirección L (figuras 17 y 18), donde las señales que aparecen montadas sobre la vibración principal no son reproducidas por el modelo.

A pesar de que la dirección T muestra menor correlación que la dirección L, reproduce de una mejor forma la señal en azotea que el modelo de un grado de libertad en la misma dirección.

6.3 Modelo 3GLT

En este modelo, a comparación de los modelos de uno y tres grados de libertad que consideran comportamiento plano, se aprecia una mejor correlación en las frecuencias calculadas. En la identificación paramétrica por ventanas, los valores de frecuencia no variaron significativamente, y se mantuvieron muy cercanos a aquellos obtenidos mediante las funciones de transferencia (Tabla 4). Las frecuencias obtenidas con la señal completa resultaron también muy similares a las de las funciones de transferencia, y sus valores representan la tendencia general observada en el análisis por ventanas.

En las figuras 23 a 26 se compara la respuesta del modelo tridimensional analizado por ventanas con la respuesta experimental, donde se aprecia que la dirección L presenta una mejor correlación con la respuesta real que la dirección T. La respuesta torsional se reproduce satisfactoriamente mediante el modelo propuesto. La pequeña dispersión observada en la respuesta y en los valores identificados de amortiguamiento se debe probablemente a la carencia de señal de campo libre. En investigaciones efectuadas con estructuras donde la componente torsional es importante se ha validado el modelo utilizado, obteniéndose correlaciones más altas que las observadas en este trabajo (González et al, 1994).

CAPITULO 7

INSTRUMENTACION PROPUESTA

La instrumentación sísmica de edificios y la interpretación de los registros de la respuesta ante sismos severos constituyen, probablemente, la línea más productiva de investigación para mejorar los métodos de diseño sismorresistente de edificios. El movimiento que experimenta el terreno compresible de la Ciudad de México durante un sismo es diferente del que se tiene en la mayoría de los otros sitios, por su gran duración y por su contenido de vibraciones de baja frecuencia. Por otra parte, la respuesta de edificios sobre estratos de terreno compresible está fuertemente influida por la interacción suelo-estructura.

En el caso del edificio estudiado, para poder enriquecer la información experimental y tipos de modelos a utilizar se propone llevar a cabo una reubicación de algunos de los sensores con que cuenta el edificio. Esta reubicación consistirá básicamente en colocar un sensor en campo libre para este edificio, a fin de obtener una señal de entrada para el sistema que no esté viciada por el movimiento de éste. Esto ayudará, además, a conocer la influencia de la interacción suelo-estructura sobre el edificio.

Resultaría provechoso reubicar la estación PCEC en el nivel E7, donde sólo hay una estación, ya que bastan dos sensores en cada planta para reproducir su movimiento en el plano, dada la alta rigidez que presentan los diafragmas de piso.

Se encontró además una disposición poco conveniente de los tres sensores ubicados en el sótano (figura 1), dado que se encuentran colocados colinealmente, por lo que no es posible discriminar las historias de giro alrededor de ejes horizontales (cabeceo), a partir de sus registros de aceleración vertical. La reubicación de éstos, cada uno en una esquina, ayudaría a este propósito.

CAPITULO 8

CONCLUSIONES

Con el objeto de reproducir la respuesta del edificio Plaza Córdoba ante la excitación ocurrida el 24 de octubre de 1993, fueron ajustados tres modelos mediante una técnica para la estimación de parámetros estructurales en edificios instrumentados. Además de aplicarse con las señales completas, se efectuó un análisis por ventanas para obtener la variación en el tiempo de los parámetros estimados.

Las frecuencias traslacionales identificadas mediante las funciones de transferencia presentaron valores máximos alrededor de 0.38 Hz, por lo que no han habido cambios en las propiedades dinámicas de la estructura después del sismo del 11 de mayo de 1990.

Se detectaron diferencias significativas en los acelerogramas en la dirección T, lo que indicó la existencia de un movimiento torsional acoplado con el movimiento traslacional en esta dirección, básicamente a partir del segundo 60 de registro.

Debido a la carencia de una señal de campo libre, y después de observar las diferencias notables entre las tres opciones más factibles, se optó por considerar las aceleraciones en el sótano como señal de excitación del sistema, no obstante la pérdida de confiabilidad que esto significa al descartar el efecto de la interacción suelo-estructura.

Las frecuencias obtenidas, tanto en el tramo completo como por segmentos, del modelo de un grado de libertad en la dirección L fueron muy cercanas a las que se obtuvieron de la función de transferencia, lo cual validó los resultados de rigidez obtenidos. Se observó, además, que el modelo en esta dirección presentó una buena correlación respecto a la respuesta real. El modelo de la dirección T presentó cierta dispersión en sus parámetros identificados además de reflejar diferencias importantes en su respuesta respecto a la experimental, en especial a partir del segundo 60 del registro hacia el final de éste, donde el acoplamiento torsional se hizo más pronunciado.

En el modelo 3GLT se apreció una mejor correlación en las frecuencias calculadas, así como la reproducción satisfactoria de la respuesta torsional. Se observó que la dirección L presentó una mejor correlación con la respuesta real que la dirección T. La pequeña dispersión observada en la respuesta y en los valores identificados de amortiguamiento se debió probablemente a la carencia de señal de campo libre.

Resulta, por tanto, necesaria la aplicación para este edificio de un modelo que considere el efecto tridimensional, así como el contar con una señal de excitación proveniente de campo libre.

Se consideró muy importante la reubicación de los aparatos de medición para enriquecer la información experimental. Esta reubicación consistirá básicamente en colocar un sensor en campo libre para este edificio, a fin de conocer la influencia de la interacción suelo-estructura sobre éste. Colocar la estación PCEC en el nivel E7, donde sólo hay una estación, con el fin de contar con la respuesta del nivel donde finaliza el estacionamiento e inicia la torre.

Finalmente, colocar cada uno de los sensores del sótano en una esquina, a fin de poder calcular el cabeceo experimentado por la cimentación a partir de los registros de aceleración vertical.

Referencias

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 Identificacion - An Introduction and a Survey", Simulation, Vol. 5, No. 4, octubre, pags 151-166hanics, Vol 116, 10

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

DiPasquale E. y Cakmak A. S. (1990), Seismic damage Assesment using Linear Models", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol 9, No. 4, pags 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

González R; Hernández L. y Muriá D; (1994); Análisis de la variación de parámetros estructurales con métodos de estimación paramétrica en un edificio instrumentado, Memorias del IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Zacatecas Zac.

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 Techniques", 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 Techniques", Structural Safety, No. 3, pags 269-316

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

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

Mena E. y Quaas R; 1989, Instrumentación para registros de sismos en edificios del Distrito Federal, Informe final a CONACYT, Instituto de Ingeniería, UNAM, México DF

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

Murià Vila D., González Alcorta R., Moreno Rubín 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

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, pags 55-64

Quaas R. et al, 1990, Instrumentación sísmica del Edificio Plaza Córdoba. Registros obtenidos del temblor de Mayo 11, 1990, Ms=5.7, Instituto de Ingeniería, Informe IPS-13

Rodríguez N. y Quaas R. 1990, Respuesta estructural de un edificio instrumentado en la Cd. de México, durante sismos recientes, Seminario Internacional: Instrumentación sísmica y uso de elementos disipadores de energía en el comportamiento estructural, SMIS, México DF

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, pags 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, pags 111-121

TESIS SIN PAGINACION

COMPLETA LA INFORMACION

Segmento s	DIRECCION L				DIRECCION T			
	k_L T/cm	c_L T s/cm	f_L Hz	ξ_L %	k_T T/cm	c_T T s/cm	f_T Hz	ξ_T %
0-10	117.86	0.01	0.49	0.01	113.01	0.01	0.48	0.01
10-20	100.58	0.01	0.45	0.01	95.39	0.94	0.44	1.35
20-30	96.16	3.16	0.44	4.54	101.70	4.43	0.45	6.19
30-40	93.82	0.47	0.43	0.68	98.63	0.01	0.45	0.01
40-50	81.79	0.01	0.41	0.01	74.27	0.01	0.39	0.01
50-55	83.28	0.01	0.41	0.01	75.66	0.01	0.39	0.01
55-60	76.06	2.77	0.39	4.47				
60-70	71.20	6.81	0.38	11.37	110.33	8.00	0.47	10.73
70-80	89.71	0.01	0.42	0.01	88.17	0.01	0.42	0.01
80-90	87.22	2.93	0.42	4.42	122.83	6.06	0.50	7.73
90-100	80.76	1.34	0.40	2.10	122.49	11.82	0.50	15.05
100-110	74.46	1.78	0.39	2.91	74.68	6.65	0.39	10.84
110-120	84.25	1.71	0.41	2.62	75.08	6.70	0.39	10.90
120-130	78.05	10.04	0.40	16.01	74.11	0.72	0.39	1.17
130-140	77.96	0.01	0.40	0.01	90.26	1.82	0.43	2.69
completo	79.78	2.96	0.40	4.66	123.50	6.15	0.50	7.79

Tabla 1. Valores identificados con los modelos de un grado de libertad

Segmento s	DIRECCION L											
	k_1 T/cm	c_1 T s/cm	k_2 T/cm	c_2 T s/cm	k_3 T/cm	c_3 T s/cm	f_1 Hz	ξ_1 %	f_2 Hz	ξ_2 %	f_3 Hz	ξ_3 %
0-20	316.27	22.50	1376.56	47.50	2668.54	212.24	0.42	3.42	1.70	52.62	3.91	70.06
20-30	301.14	21.62	1284.31	45.98	2504.02	226.34	0.39	9.60	1.65	57.20	3.79	73.89
30-40	297.50	13.86	1283.27	10.94	2510.50	168.88	0.40	6.98	1.65	47.36	3.78	43.13
40-50	275.54	14.82	1211.76	17.29	2313.12	144.10	0.39	3.82	1.57	42.32	3.66	43.23
50-60	155.53	26.48	766.30	81.54	1408.70	194.80	0.36	6.27	1.19	60.67	2.87	114.02
60-70	152.37	38.20	729.86	143.49	1363.12	323.13	0.35	22.21	1.18	92.35	2.81	194.98
70-80	200.36	38.75	957.59	129.66	1721.41	294.22	0.37	13.96	1.32	78.28	3.20	157.65
80-90	255.98	41.60	1164.25	142.09	2143.46	325.48	0.38	13.00	1.50	75.95	3.55	156.14
90-100	230.50	21.78	1023.44	47.52	1931.54	200.37	0.37	9.20	1.43	58.20	3.35	78.57
100-110	208.40	29.53	944.83	86.66	1771.81	227.18	0.36	5.11	1.36	62.91	3.21	113.91
110-120	203.04	21.65	922.81	51.39	1745.32	203.99	0.36	11.59	1.35	61.26	3.18	85.64
120-130	161.54	50.25	791.47	173.89	1338.21	379.61	0.29	35.55	1.15	111.74	2.88	230.23
130-140	219.14	12.27	998.05	15.43	1898.49	110.14	0.38	2.06	1.41	36.09	3.31	38.16
completo	225.60	29.68	1020.61	77.92	1854.94	251.95	0.34	15.81	1.39	70.92	3.32	110.40

Tabla 2. Valores identificados con el modelo de tres grados de libertad (plano). Dir L.

Segmento s	DIRECCION T											
	k_1	c_1	k_2	c_2	k_3	c_3	f_1	ξ_1	f_2	ξ_2	f_3	ξ_3
	T/cm	T s/cm	T/cm	T s/cm	T/cm	T s/cm	Hz	%	Hz	%	Hz	%
0-20	199.33	5.51	1000.03	8.54	2515.32	108.56	0.44	2.98	1.52	24.76	3.57	31.53
20-30	294.16	-0.96	1348.44	-19.98	3396.30	88.96	0.42	9.15	1.81	21.01	4.16	7.78
30-50	691.68	9.00	2929.59	47.09	7133.32	102.66	0.40	1.53	2.67	7.46	6.11	30.45
50-60	342.90	31.15	1496.27	117.83	3766.05	414.12	0.38	1.71	1.93	59.01	4.39	137.90
60-70	170.16	8.29	799.68	21.08	2014.51	132.42	0.35	1.78	1.38	30.95	3.20	49.92
70-80	304.50	19.74	1328.30	79.07	3277.62	263.81	0.34	3.76	1.80	39.07	4.12	95.33
80-90	151.52	3.78	810.77	9.55	1971.09	296.74	0.42	35.98	1.32	71.50	3.18	81.90
90-100	96.35	-2.23	636.35	-10.49	1388.82	101.87	0.40	25.60	1.04	34.45	2.74	19.77
100-110	89.05	-6.00	546.35	-13.79	1299.84	50.21	0.38	18.13	1.03	13.77	2.59	2.00
110-120	112.69	9.06	683.56	1.05	1349.08	112.77	0.32	26.12	1.03	46.12	2.78	35.32
120-140	281.58	25.61	12.30	92.27	3171.44	388.22	0.36	4.63	1.77	62.67	4.00	132.16
completo	453.53	0.39	1926.75	-27.83	4898.35	108.75	0.38	5.02	2.22	23.20	5.00	7.21

Tabla 3. Valores identificados con el modelo de tres grados de libertad (plano). Dir T.

Segmento s	k_T	c_T	e_L	k_L	c_L	e_T	k_θ	c_θ	f_T	ξ_T	f_L	ξ_L	f_θ	ξ_θ
	T/cm	T s/cm	cm	T/cm	T s/cm	cm	$\cdot 10^8$ T/rad	$\cdot 10^6$ T s/rad	Hz	%	Hz	%	Hz	%
0-40	105.50	2.17	281	99.50	2.73	71	2.29	3.80	0.43	2.80	0.45	3.70	0.56	3.12
40-70	104.90	2.86	238	84.83	2.33	41	1.71	7.26	0.42	4.49	0.41	4.07	0.51	5.50
70-100	80.20	2.96	321	79.65	1.15	117	1.69	7.51	0.37	4.41	0.40	2.16	0.49	6.40
100-110	79.70	3.95	207	73.04	1.96	74	1.69	10.37	0.39	5.54	0.38	4.04	0.48	8.87
110-120	92.96	2.36	94	88.00	1.17	73	1.89	0.14	0.43	3.18	0.42	1.74	0.50	0.40
120-130	86.77	0.98	295	80.26	6.75	103	1.80	12.81	0.39	5.70	0.40	8.49	0.50	8.79
130-140	80.38	3.81	241	78.79	1.28	116	1.76	2.97	0.38	4.07	0.40	2.98	0.49	3.41
completo	89.18	8.65	226	79.99	3.24	44	1.72	0.71	0.40	4.65	0.40	6.02	0.49	7.71

Tabla 4. Valores identificados con el modelo de tres grados de libertad (torsión)

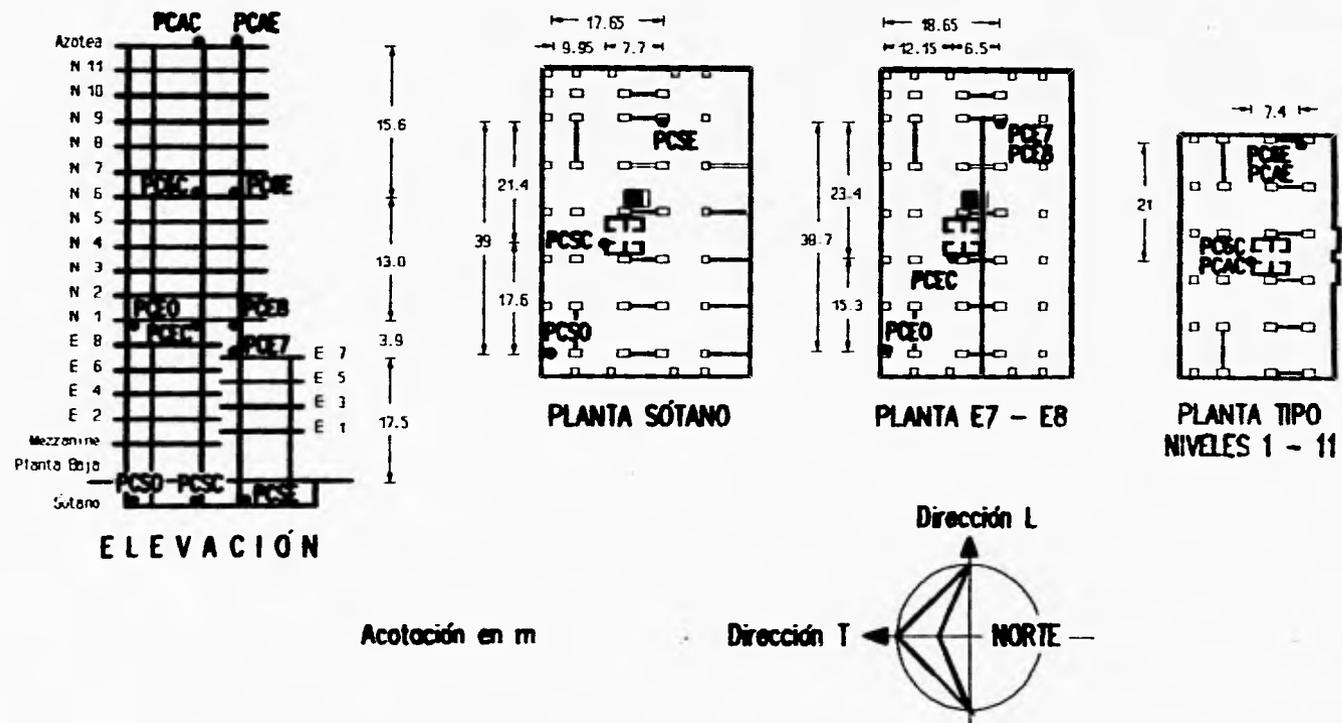


Figura 1. Croquis de la estructura y ubicación de los acelerógrafos en el edificio

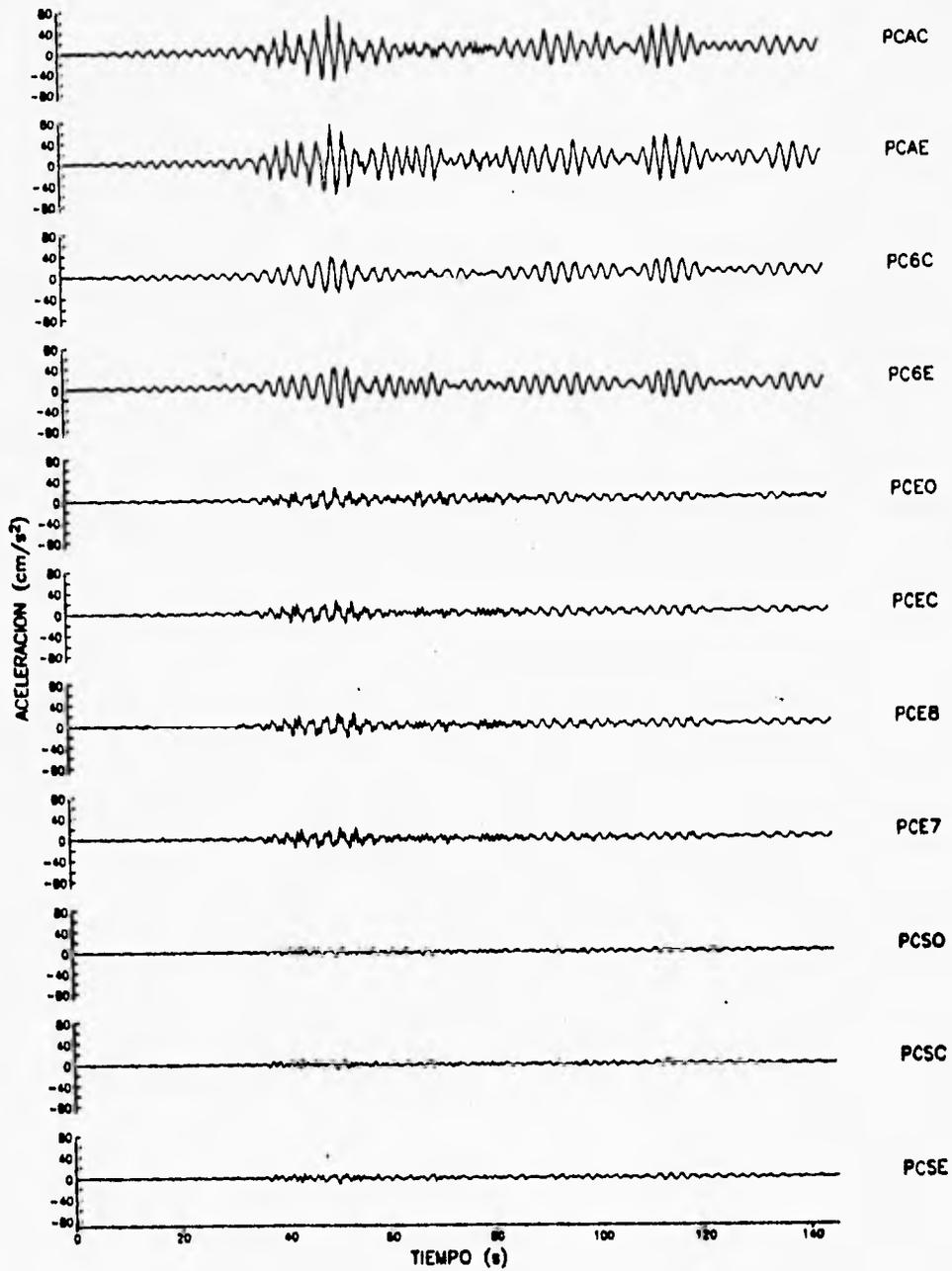


Figura 2. Historias sincronizadas de aceleración absoluta registradas en cada acelerógrafo de la red. DIRECCIÓN L

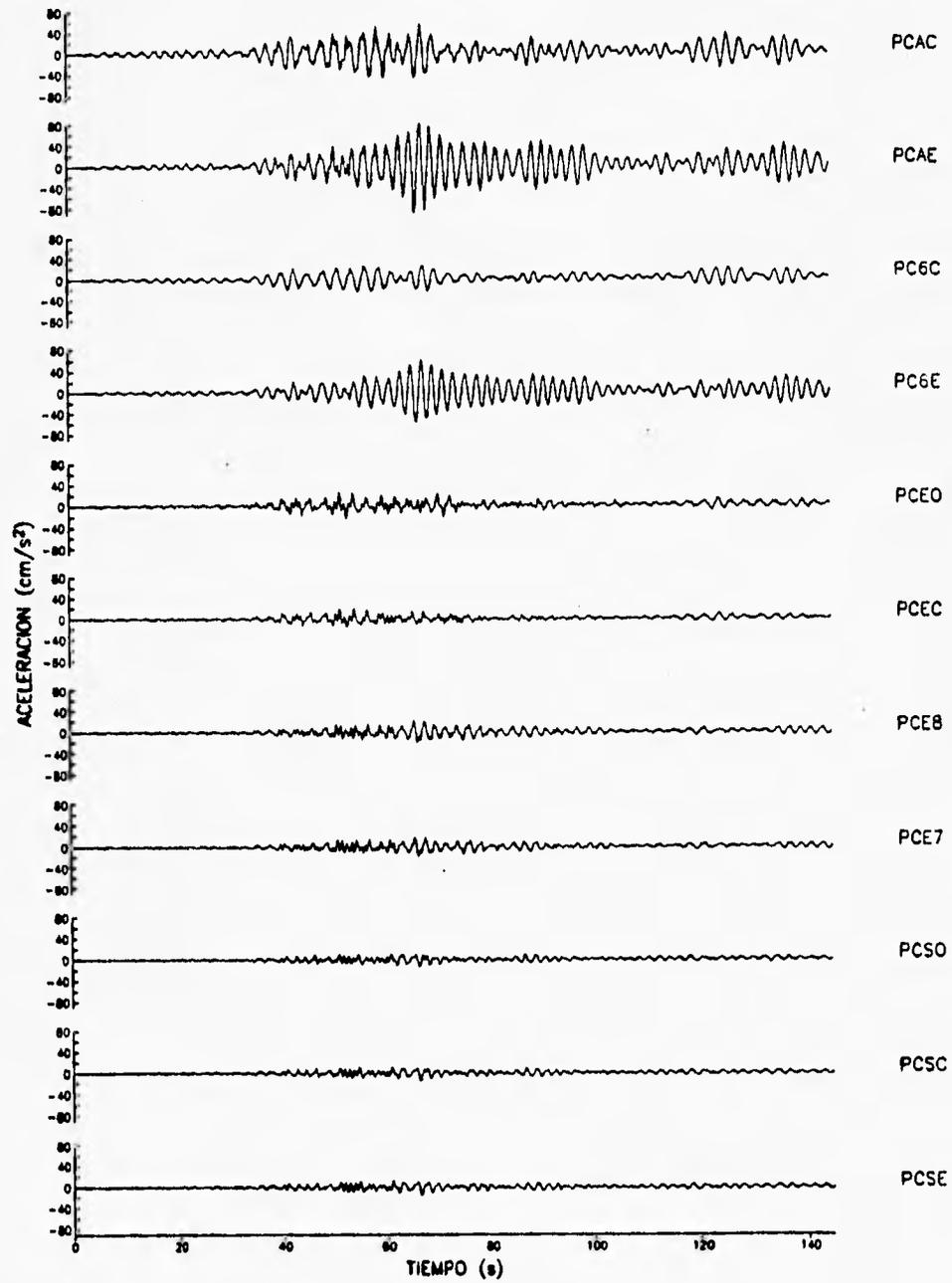


Figura 3. Historias sincronizadas de aceleración absoluta registradas en cada acelerógrafo de la red. DIRECCIÓN T

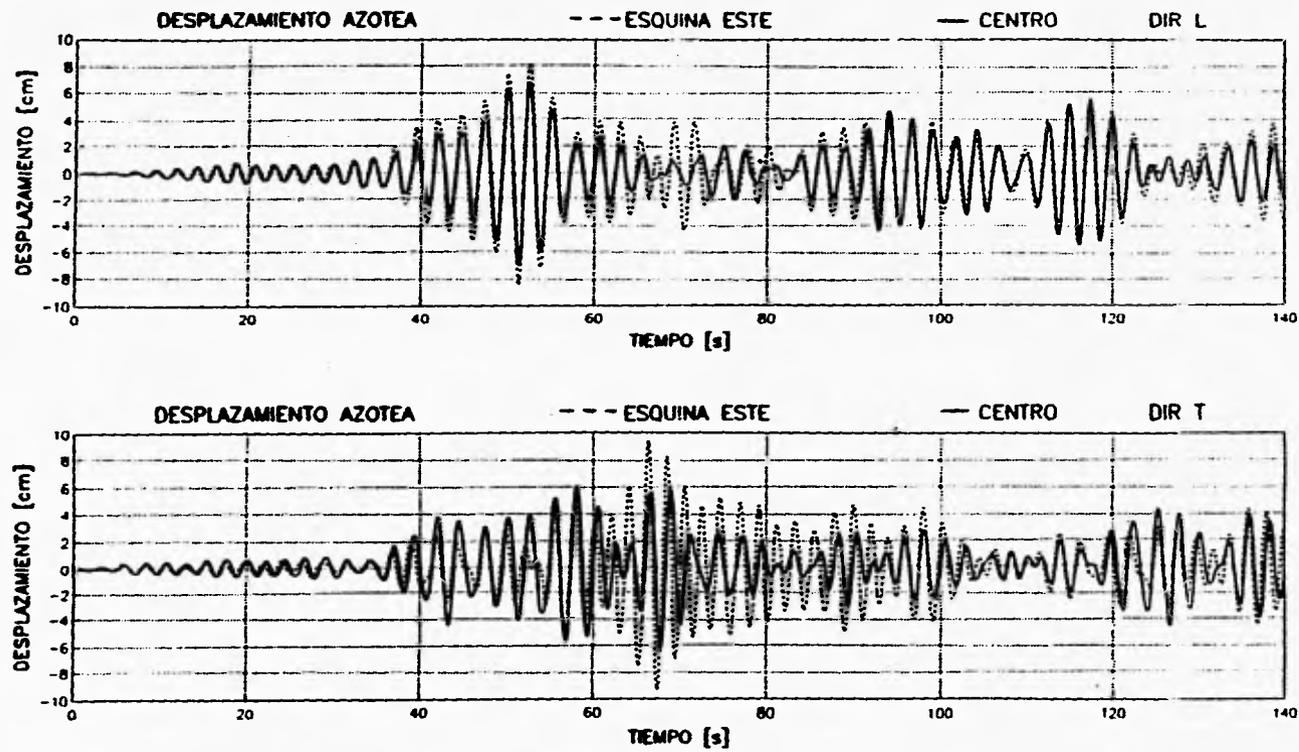


Figura 4. Superposición de los desplazamientos producidos en cada estación del nivel Azotea

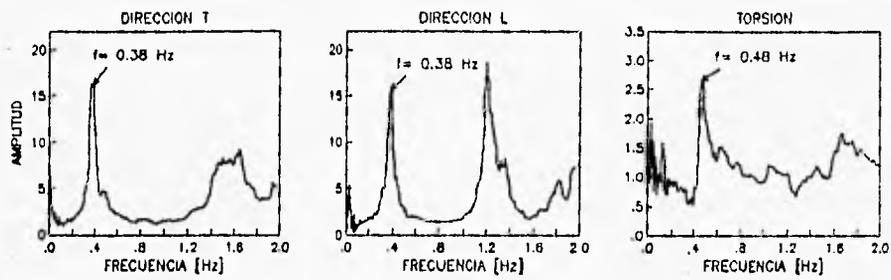


Figura 5. Funciones de transferencia traslacionales y torsional

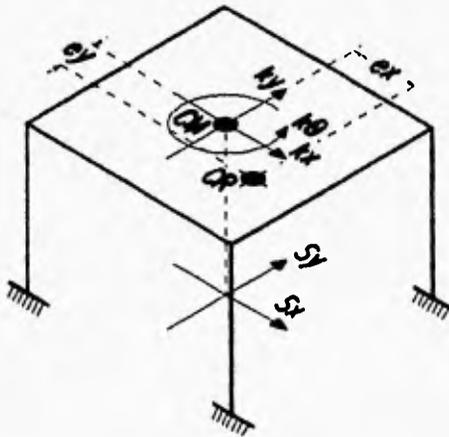


Figura 6. Modelo de tres grados de libertad (torsión). 3GLT

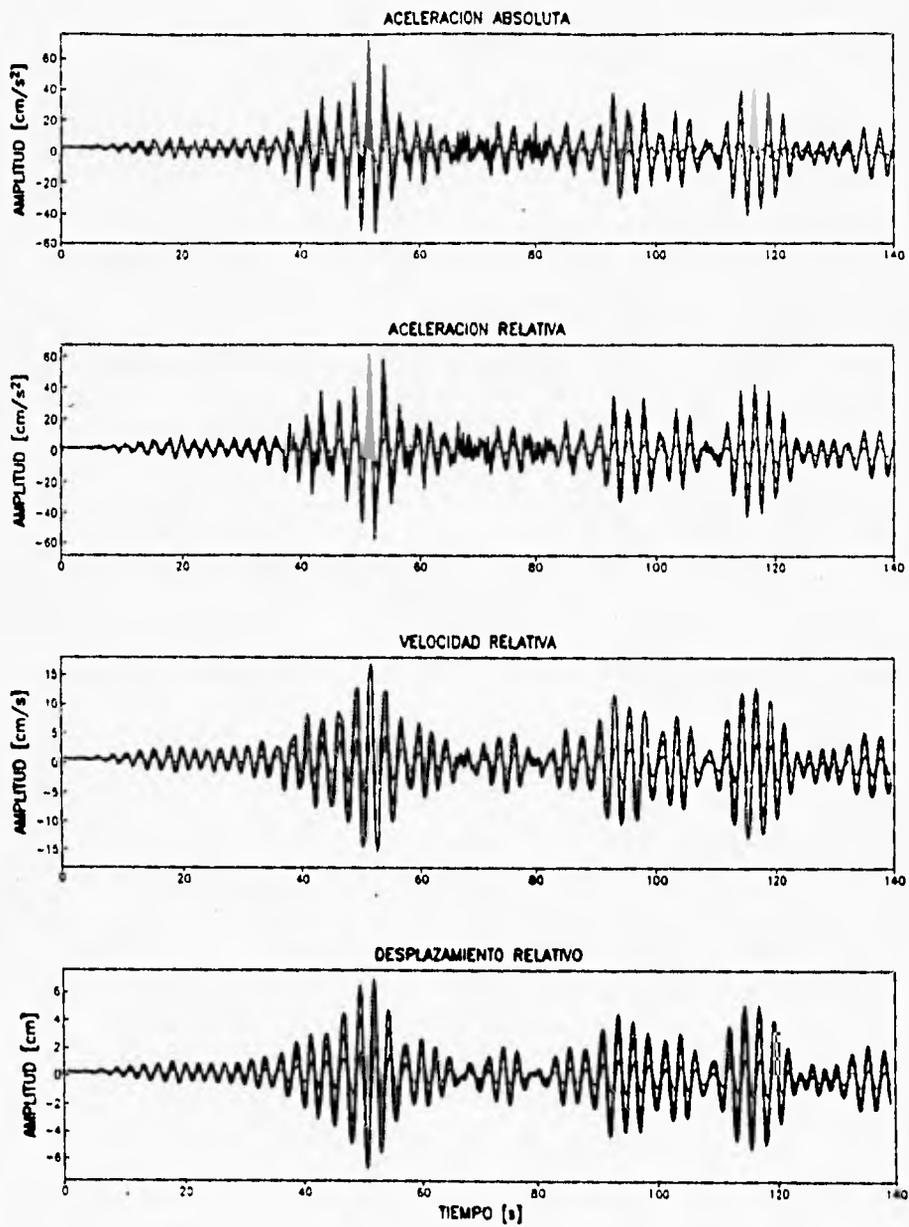


Figura 7. Sincronización e integración de las señales experimentales calculadas al centro geométrico de la torre. DIRECCIÓN L

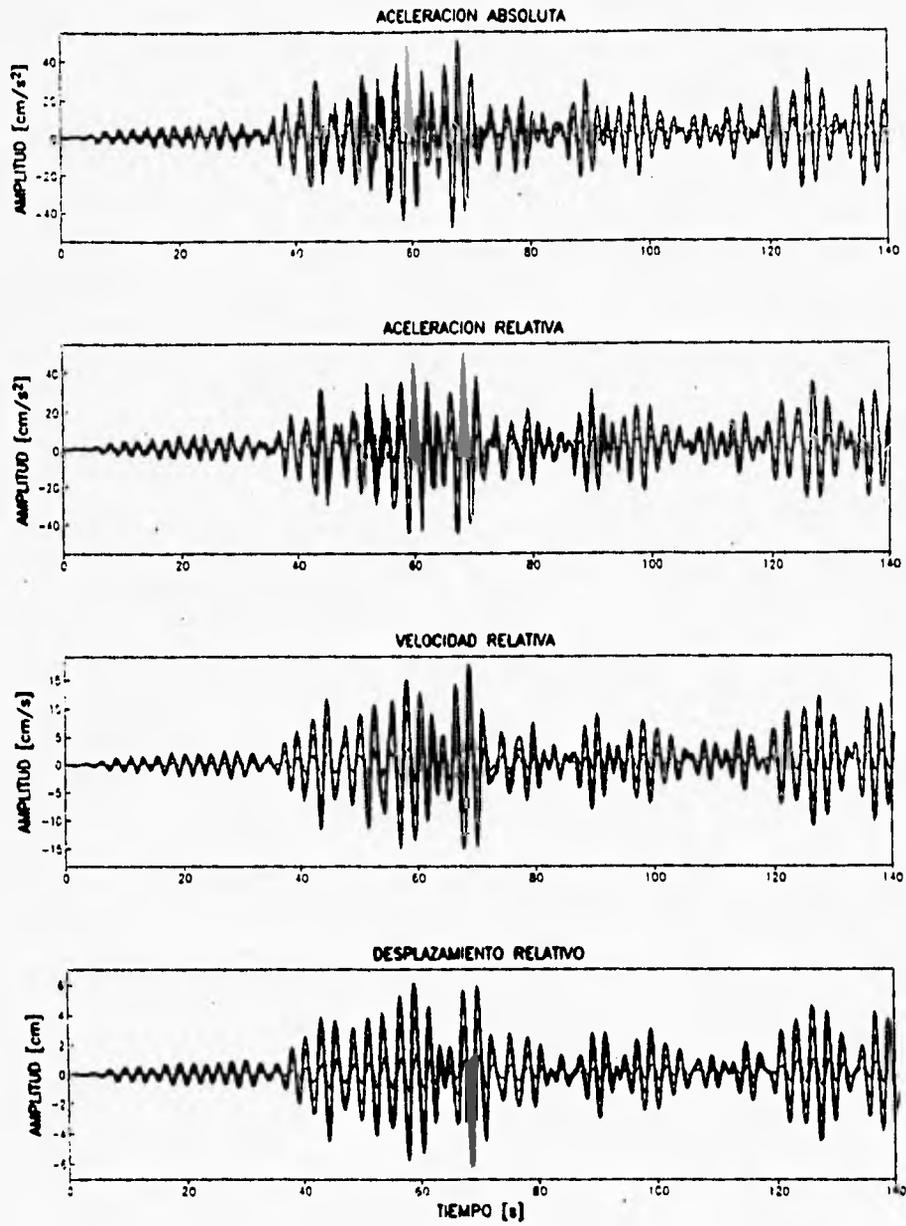


Figura 8. Sincronización e integración de las señales experimentales calculadas al centro geométrico de la torre. DIRECCIÓN T

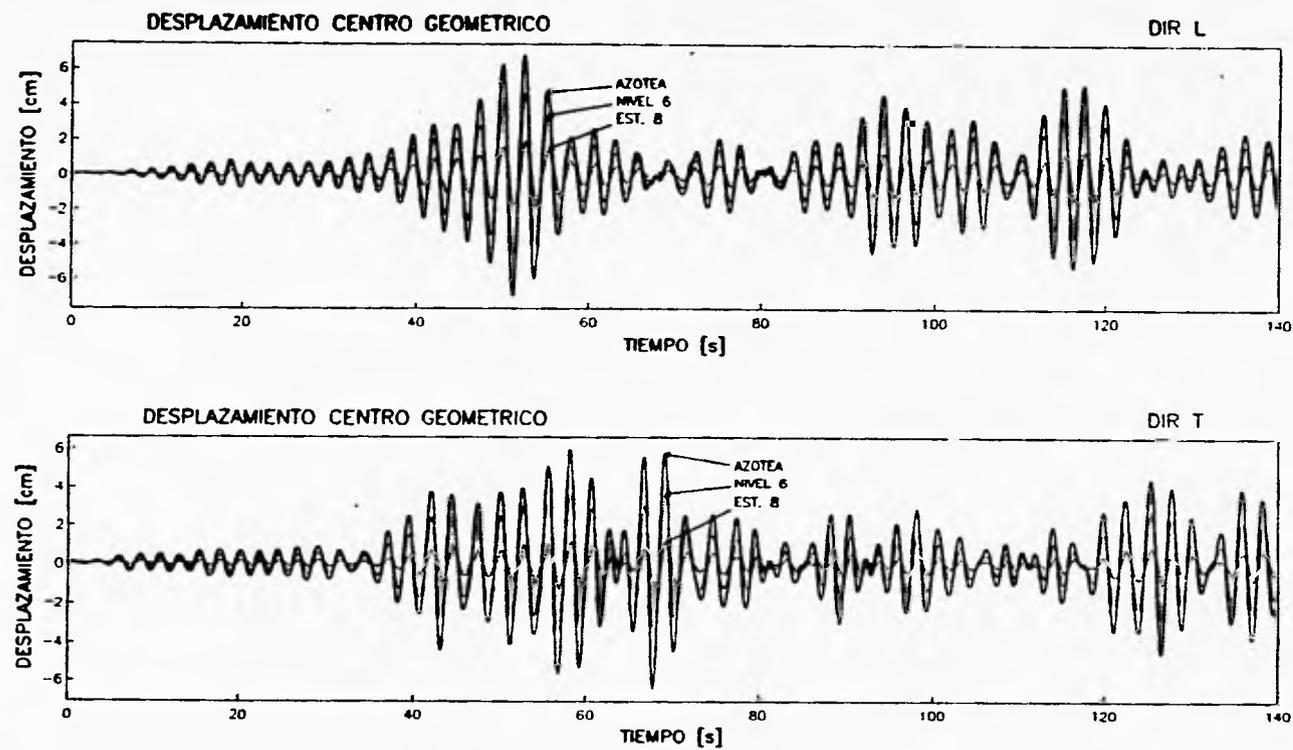


Figura 9. Desplazamientos registrados en cada nivel en estudio, obtenidos al centro geométrico de la torre

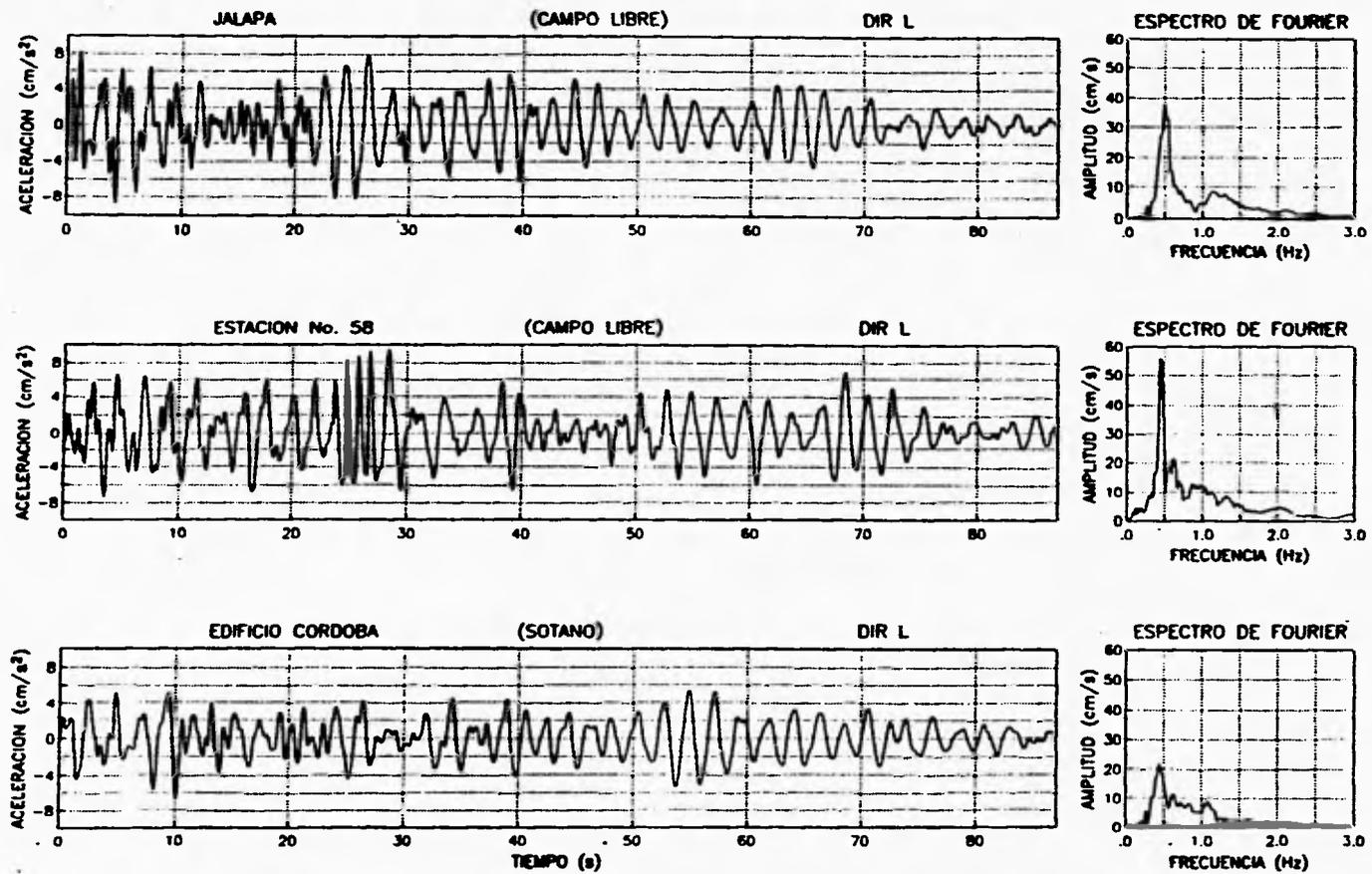


Figura 10. Aceleraciones en tres diferentes estaciones de campo libre cercanas a edificio, para el sismo del 24 de octubre. DIRECCIÓN L

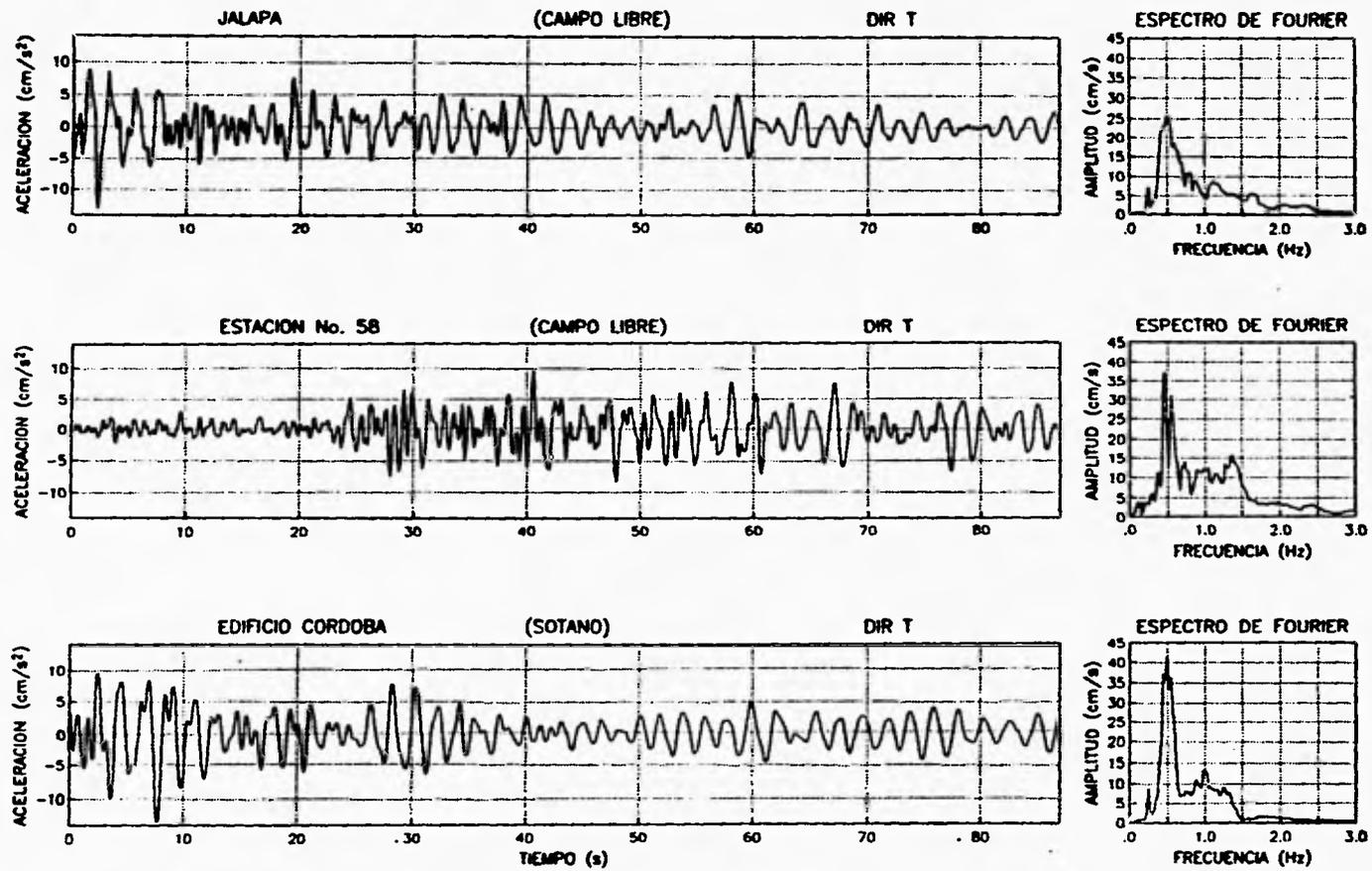


Figura 11. Aceleraciones en tres diferentes estaciones de campo libre cercanas al edificio, para el sismo del 24 de octubre. DIRECCIÓN T

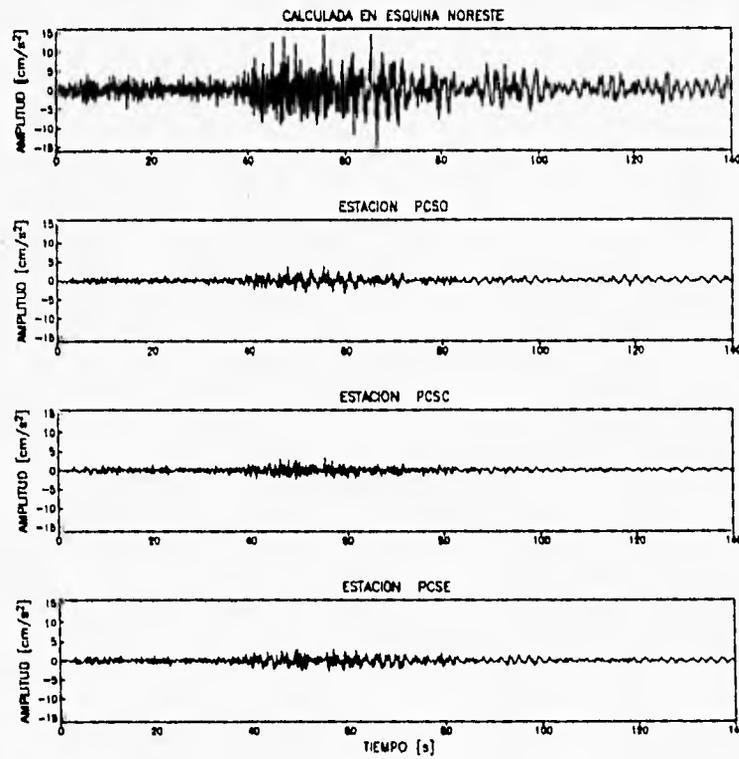
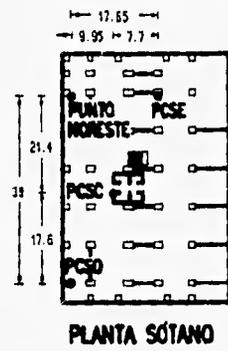


Figura 12. Aceleraciones verticales en sótano, incluida la calculada en la esquina Noreste

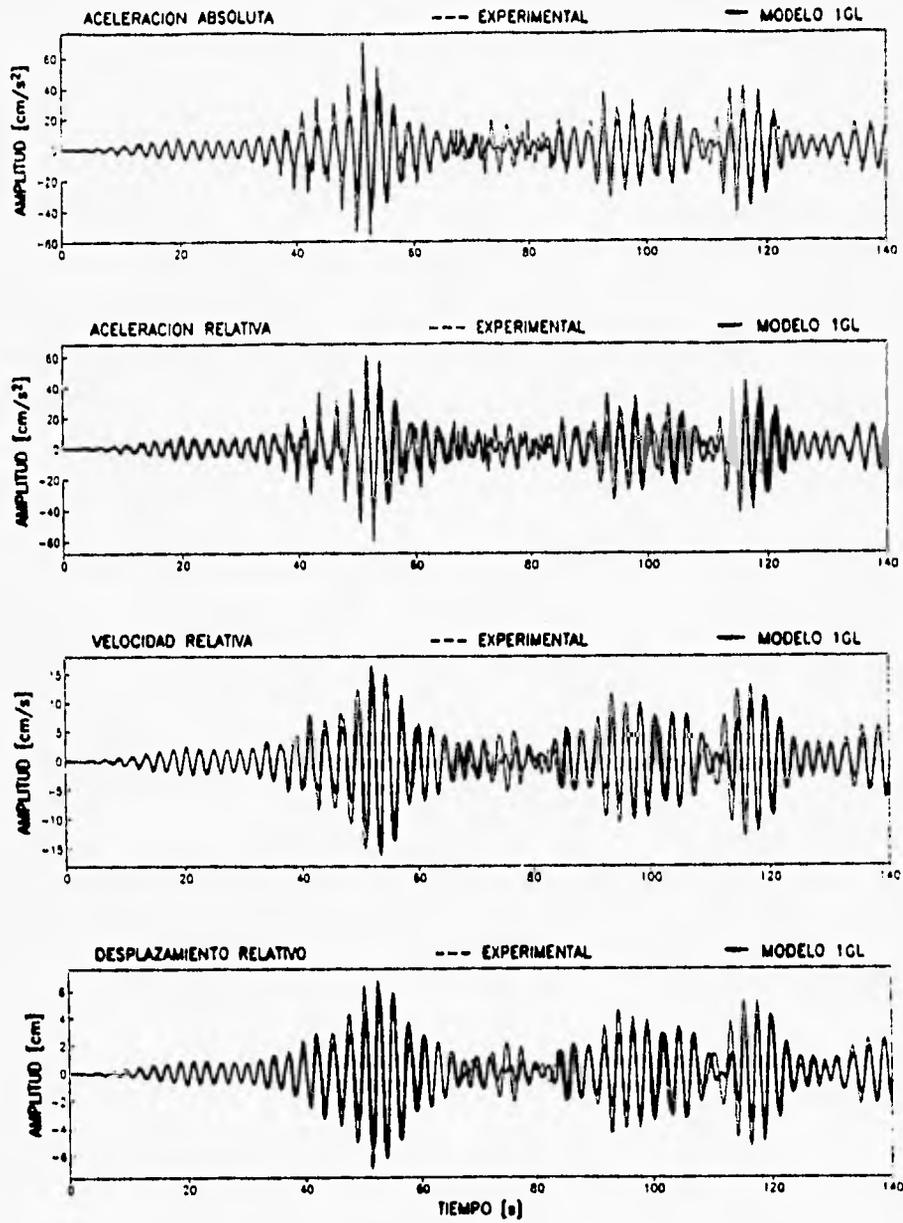


Figura 13. Respuesta del modelo IGL analizado por segmentos. DIRECCIÓN L

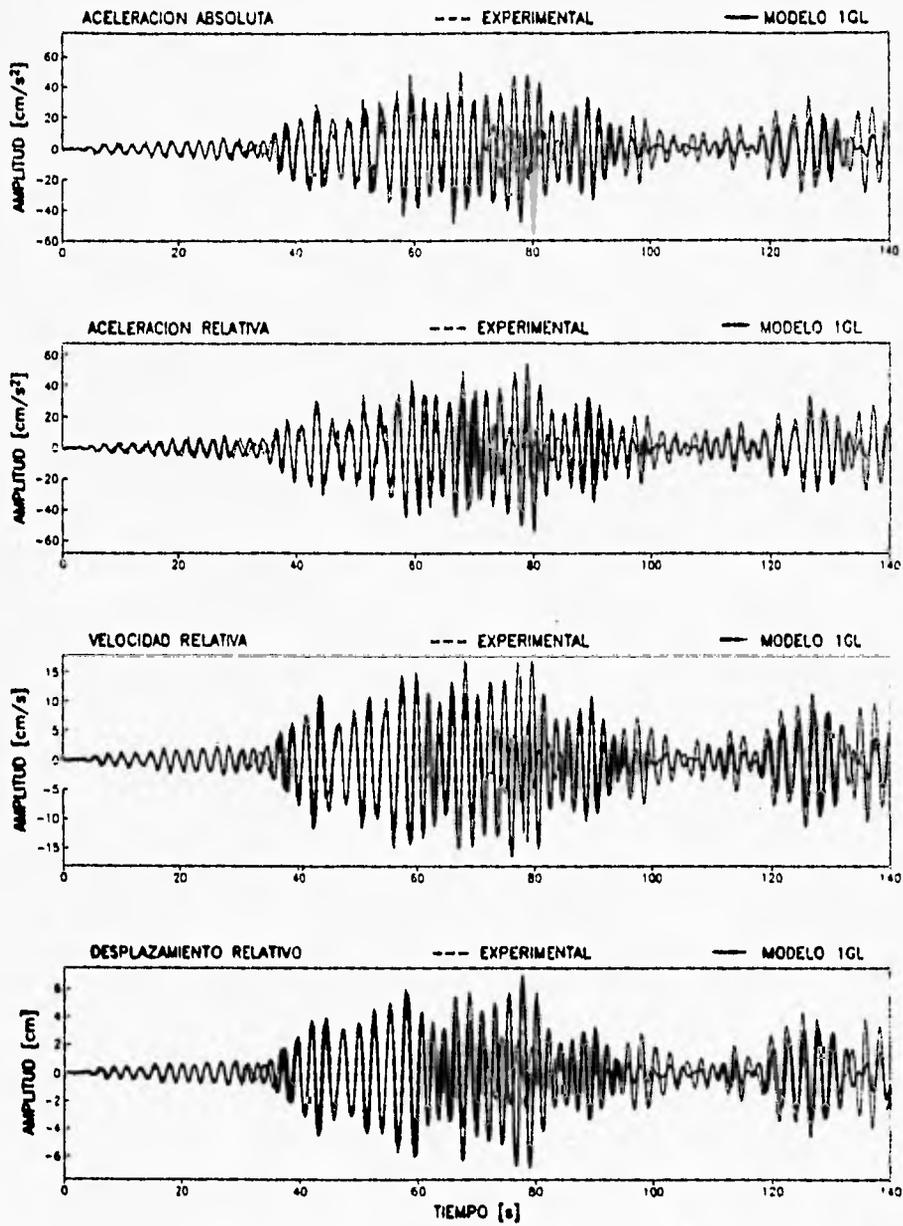


Figura 14. Respuesta del modelo 1GL analizado por segmentos. DIRECCIÓN T

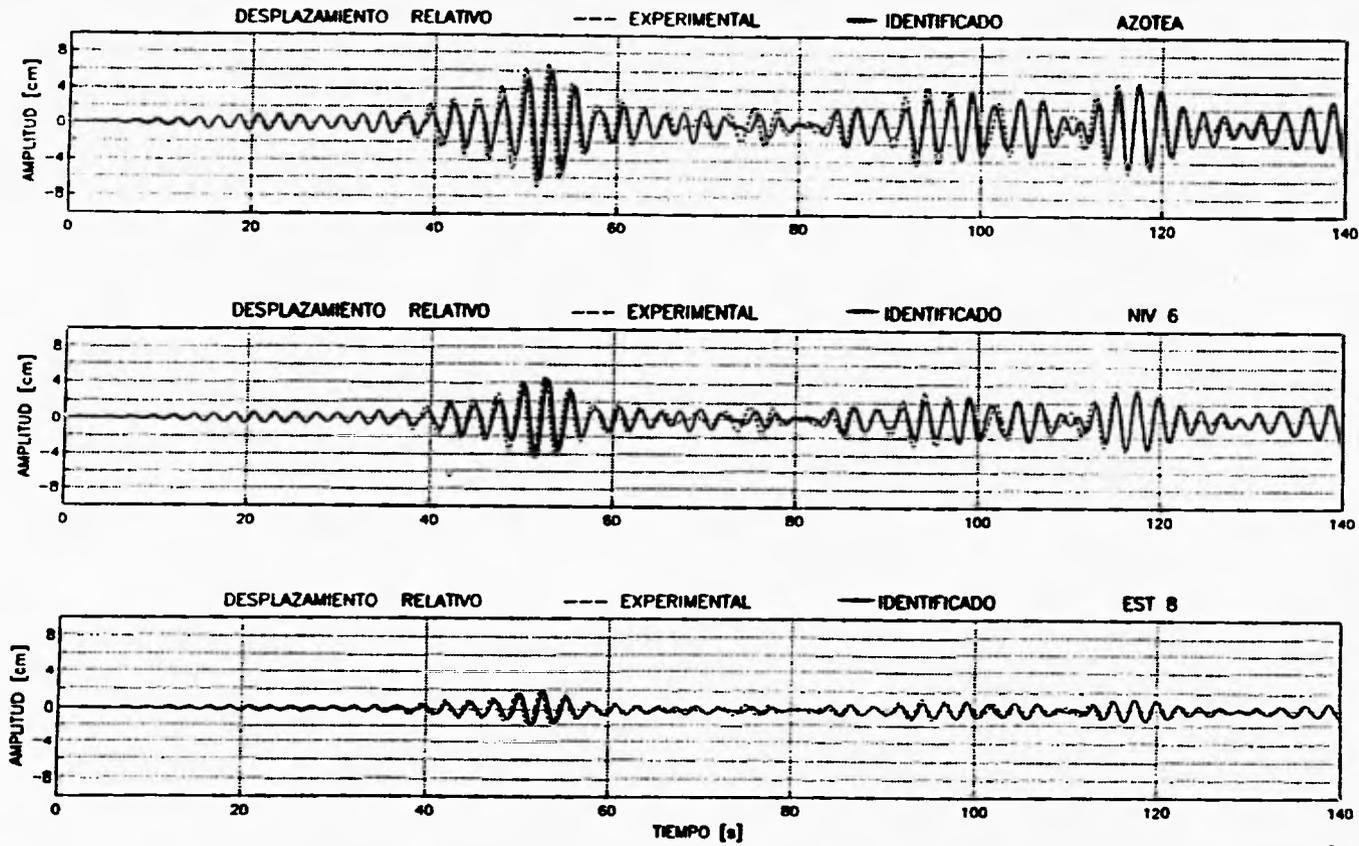


Figura 15. Respuesta en desplazamientos relativos del modelo 3GLP analizado por segmentos. DIRECCIÓN L

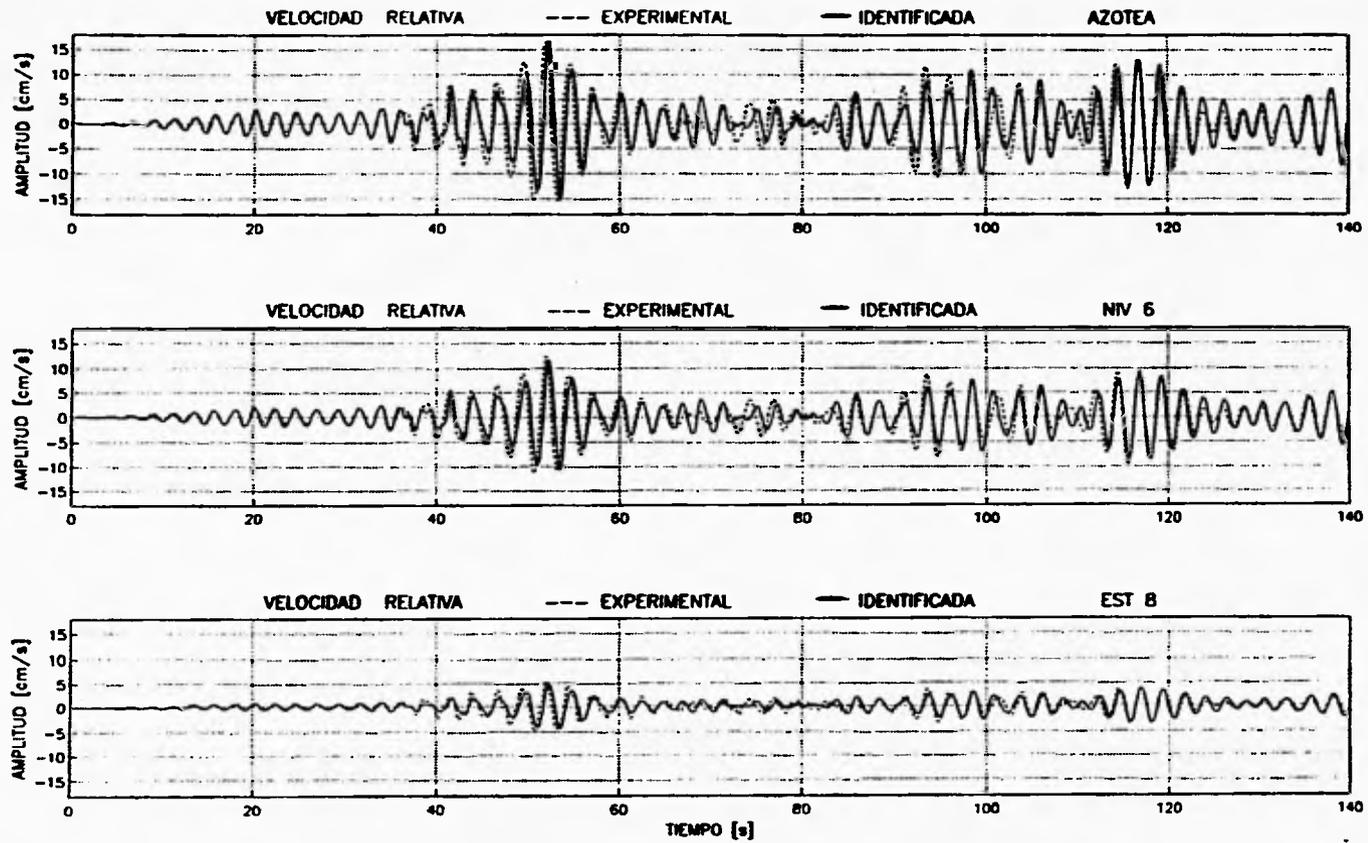


Figura 16. Respuesta en velocidades relativas del modelo 3GLP analizado por segmentos. DIRECCIÓN L.

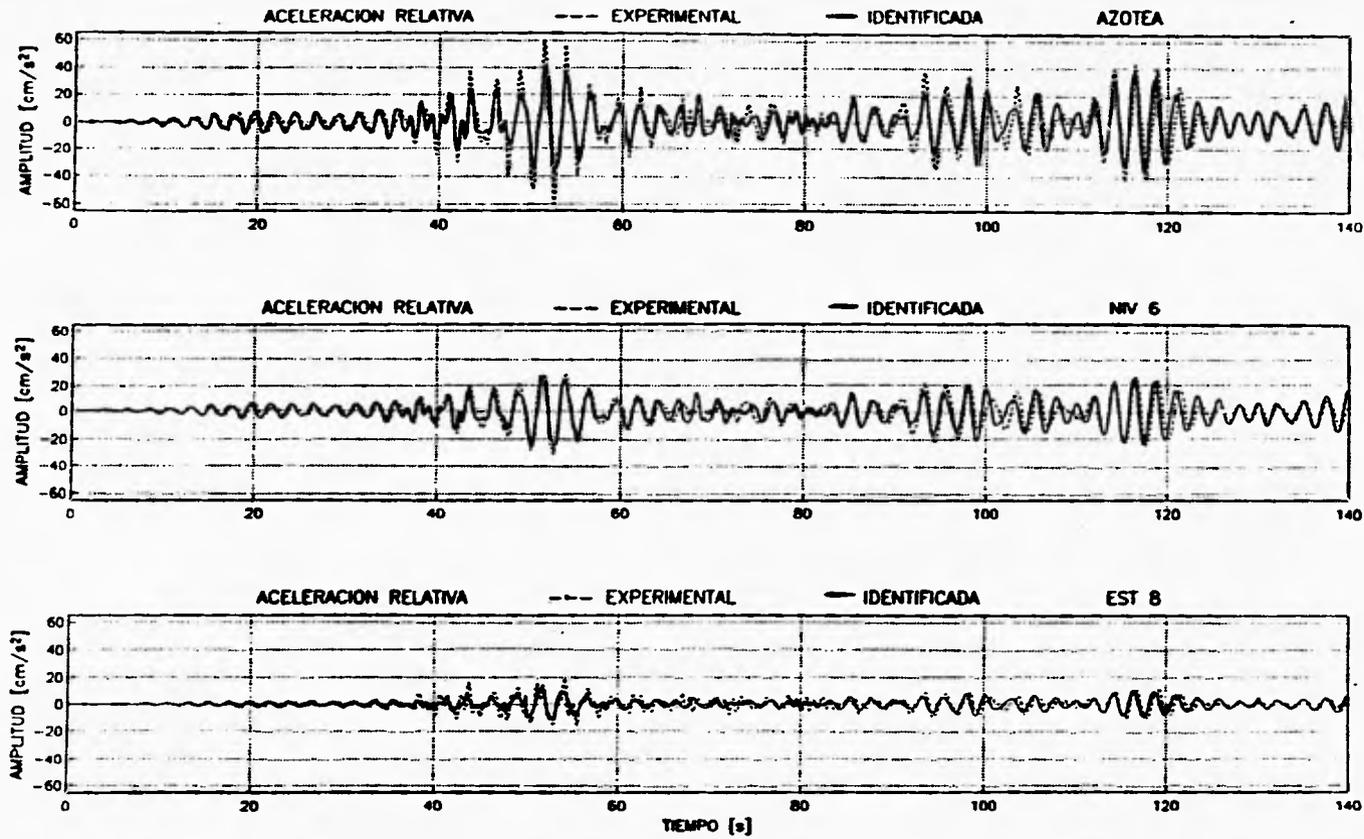


Figura 17. Respuesta en aceleraciones relativas del modelo 3GLP analizado por segmentos. DIRECCIÓN L

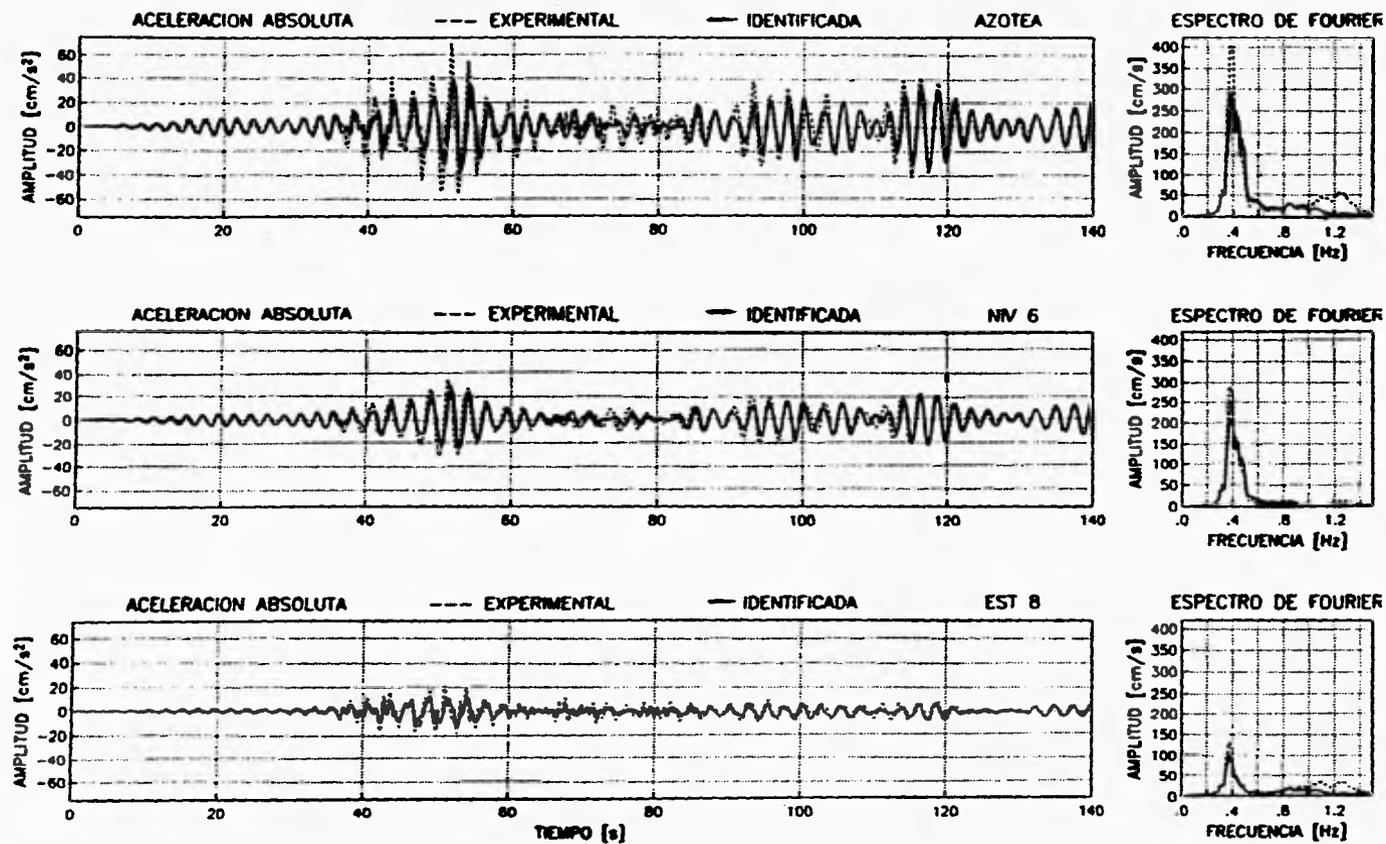


Figura 18. Respuesta en aceleraciones absolutas del modelo 3GLP analizado por segmentos. DIRECCIÓN L

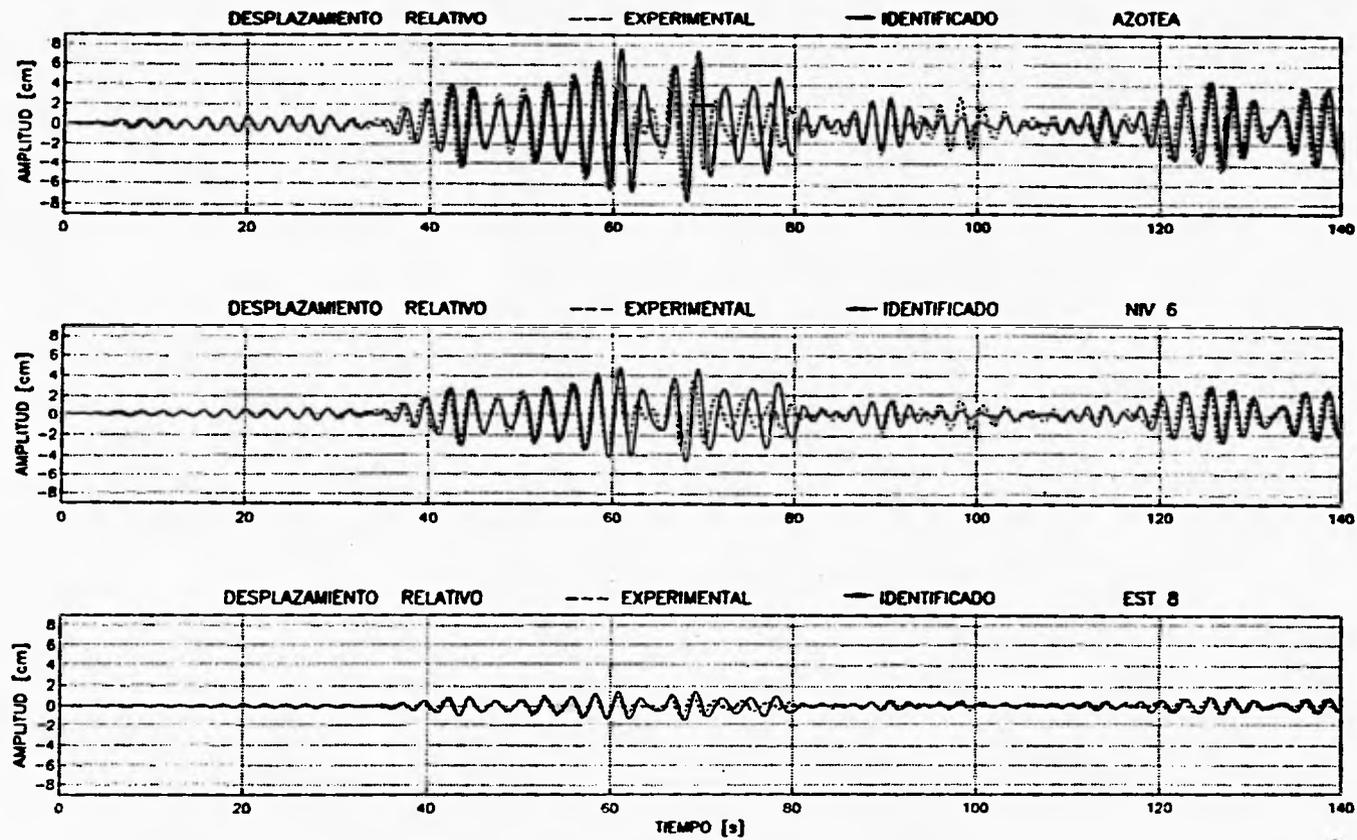


Figura 19. Respuesta en desplazamientos relativos del modelo 3GLP analizado por segmentos. DIRECCIÓN T

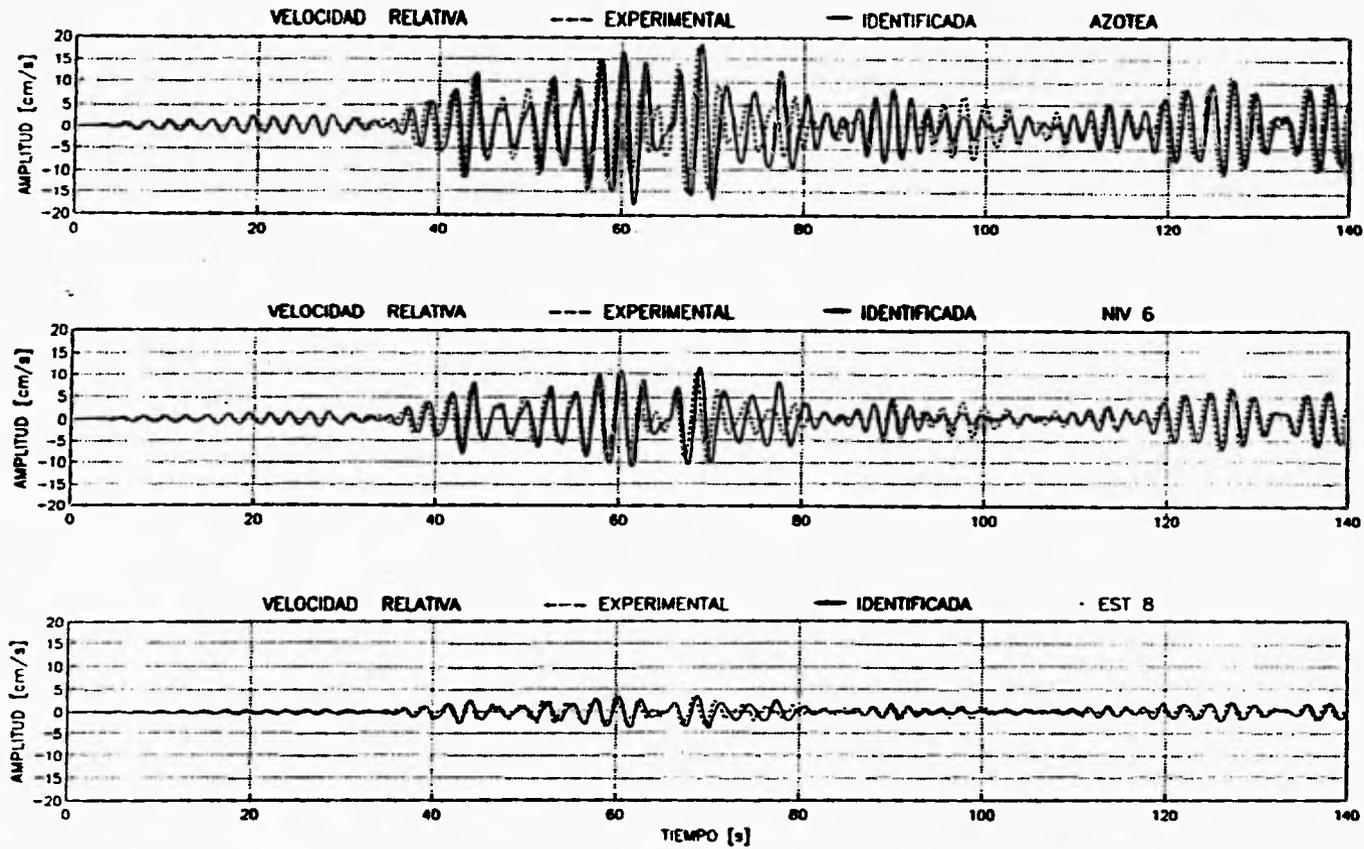


Figura 20. Respuesta en velocidades relativas del modelo 3GLP analizado por segmentos. DIRECCIÓN T

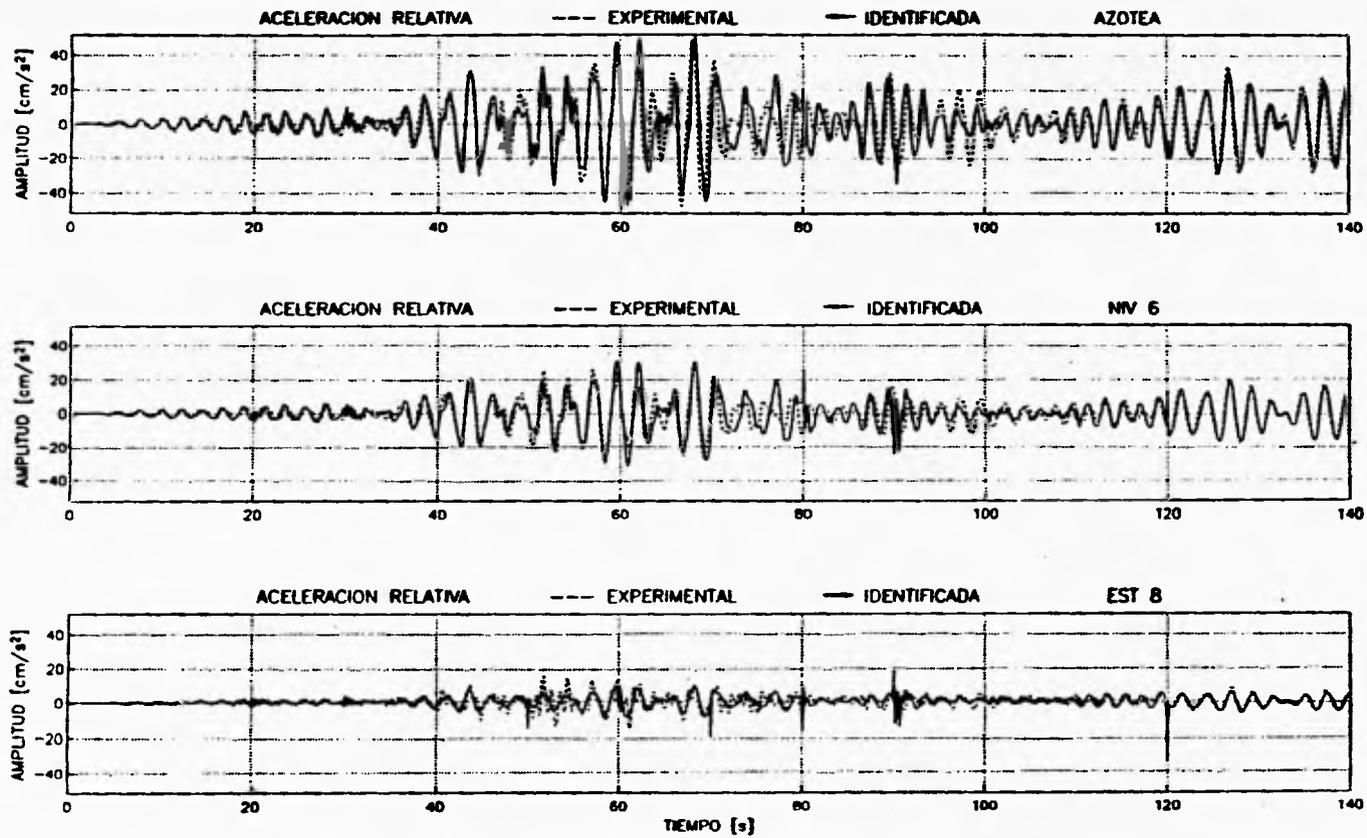


Figura 21. Respuesta en aceleraciones relativas del modelo 3GLP analizado por segmentos. DIRECCIÓN T

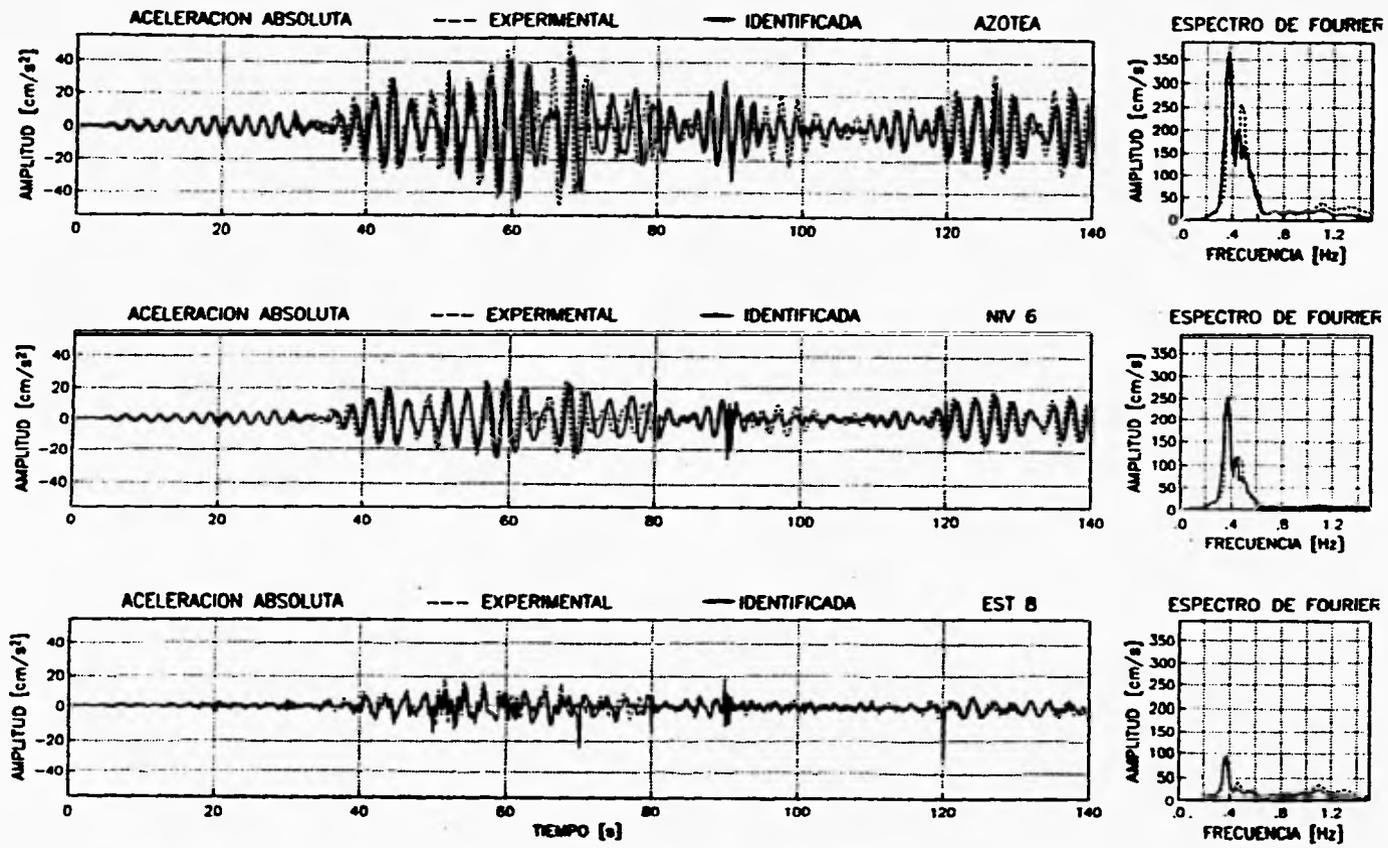


Figura 22. Respuesta en aceleraciones absolutas del modelo 3GLP analizado por segmentos. DIRECCIÓN T

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS
 IACI
 CALLES 2182 y 2184
 LA SABANA, CAROLINA DE LA GUAYANA
 VENEZUELA
 TELÉFONO (0281) 823.1000
 FAX (0281) 823.1001
 WWW.IACI.VU

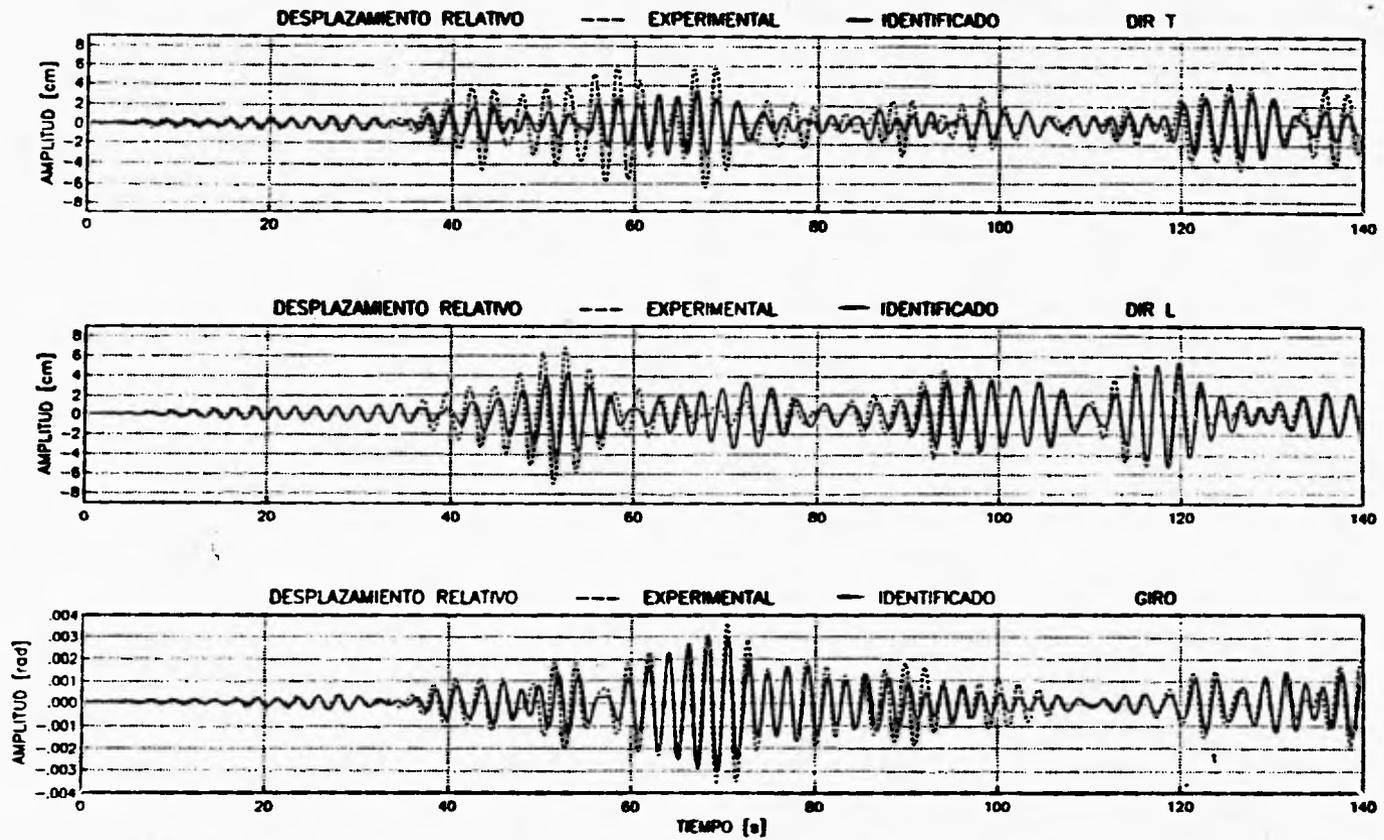


Figura 23. Respuesta en desplazamientos relativos del modelo 3GLT analizado por segmentos

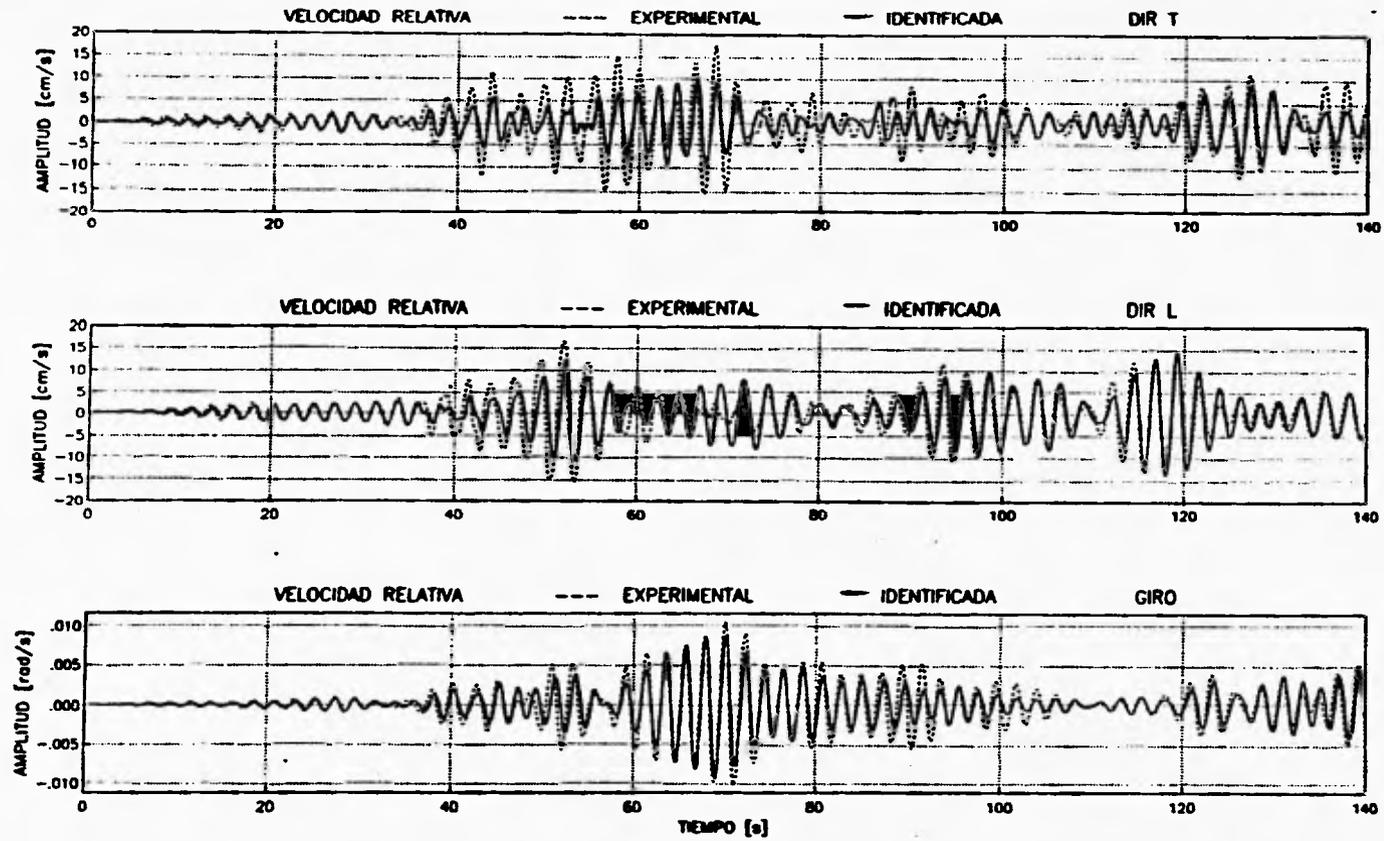


Figura 24. Respuesta en velocidades relativas del modelo 3GLT analizado por segmentos

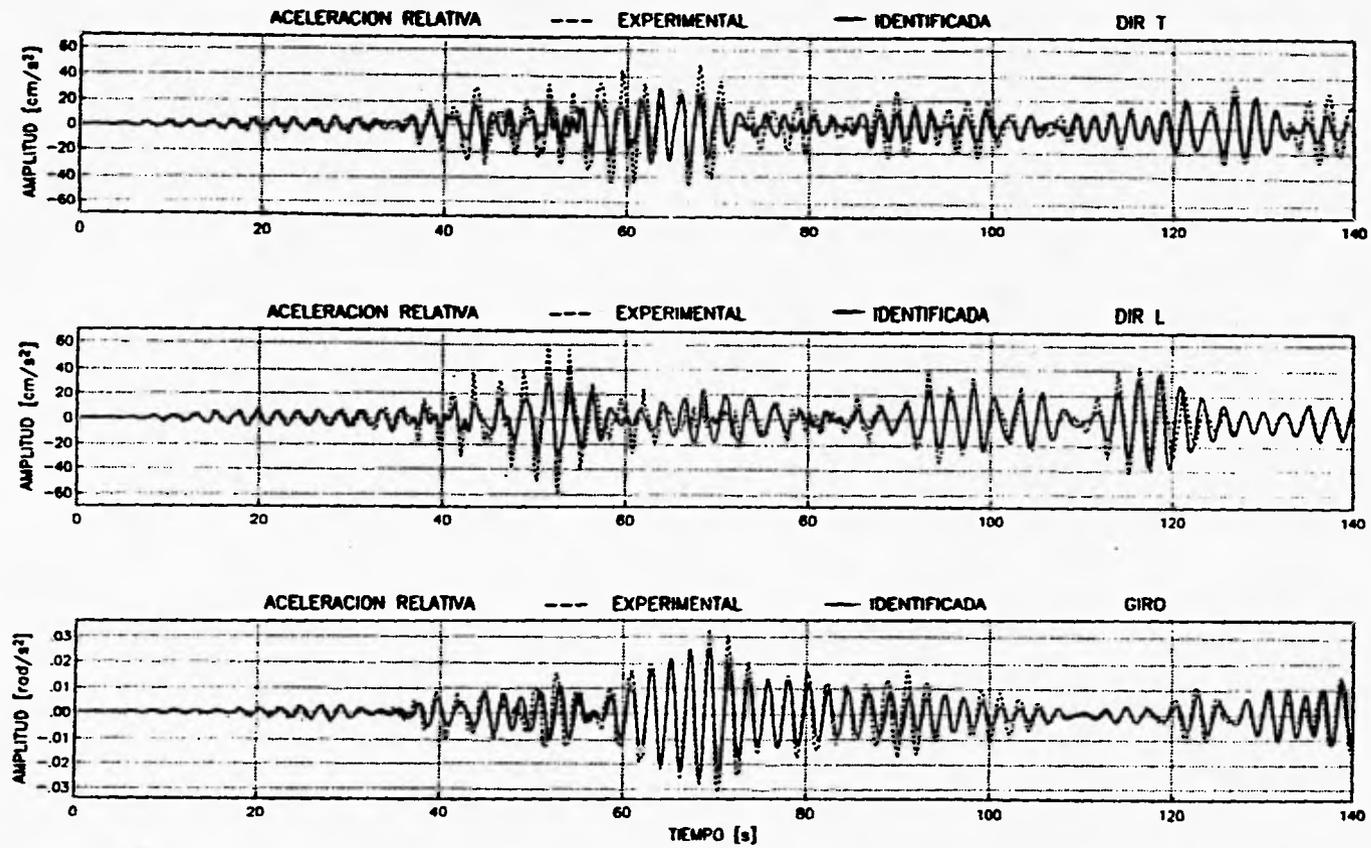


Figura 25. Respuesta en aceleraciones relativas del modelo 3GLT analizado por segmentos

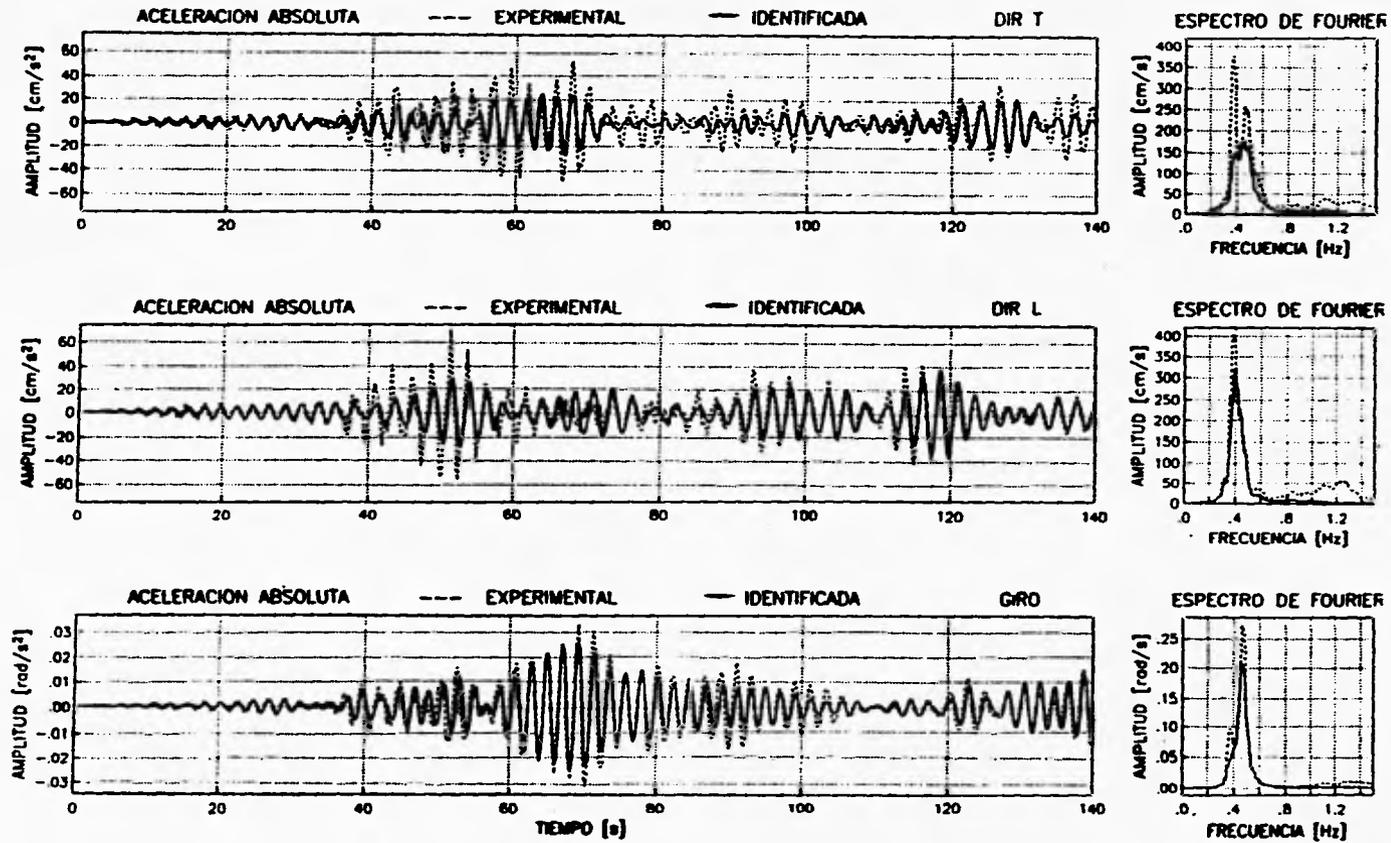


Figura 26. Respuesta en aceleraciones absolutas del modelo 3GI.T analizado por segmentos