



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA  
DE MÉXICO

34  
2EJ

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
"ACATLAN"

PREDICCIÓN DE LA RESPUESTA SISMICA DE  
SISTEMAS ESTRUCTURALES NO LINEALES  
UTILIZANDO METODOS DE IDENTIFICACION  
DE SISTEMAS

FALLA DE ORIGEN

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A  
RAUL PINEDA OLMEDO



ACATLAN, MEXICO



1995



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

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN"  
PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

SR. RAUL PINEDA OLMEDO  
ALUMNO DE LA CARRERA DE INGENIERIA CIVIL.  
P R E S E N T E :

DE ACUERDO A SU SOLICITUD PRESENTADA CON FECHA 30 DE AGOSTO DE 1995, ME COMPLACE NOTIFICARLE QUE ESTA JEFATURA DEL PROGRAMA TUVO A BIEN ASIGNARLE EL SIGUIENTE TEMA DE TESIS: "PREDICCIÓN DE LA RESPUESTA SISMICA DE SISTEMAS ESTRUCTURALES NO LINEALES UTILIZANDO METODOS DE IDENTIFICACION DE SISTEMAS". EL CUAL SE DESARROLLARA COMO SIGUE:

INTRODUCCION

- I.- EL METODO DE IDENTIFICACION DE SISTEMAS.
- II.- SIMULACIONES MATEMATICAS.
- III.- ESTIMACION DE PARAMETROS.
- IV.- PREDICCIÓN DE LA RESPUESTA.
- V.- APLICACION A UN EDIFICIO REAL INSTRUMENTADO.
- VI.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

- APENDICE 1.
- APENDICE 2.

ASI MISMO FUE DESIGNADO COMO ASESOR DE TESIS EL SR. M. EN I. RICARDO GONZALEZ ALCORTA.

PIDO A USTED TOMAR NOTA QUE EN CUMPLIMIENTO DE LO ESPECIFICADO EN LA LEY DE PROFESIONES, DEBERA PRESTAR SERVICIO SOCIAL DURANTE UN TIEMPO MINIMO DE SEIS MESES COMO REQUISITO BASICO PARA SUSTENTAR EXAMEN PROFESIONAL, ASI COMO DE LA DISPOSICION DE LA DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS ESCOLARES EN EL SENTIDO DE QUE SE IMPRIMA EN LUGAR VISIBLE DE LOS EJEMPLARES DE LA TESIS, EL TITULO DE TRABAJO REALIZADO. ESTA COMUNICACION DEBERA IMPRIMIRSE EN EL INTERIOR DE LA TESIS.

SIN MAS POR EL MOMENTO, RECIBA UN CORDIAL SALUDO.

A T E N T A M E N T E .

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
ACATLAN, EDD. DE MEX.. A 4 DE DICIEMBRE DE 1995



ENEP-ACATLAN  
JEFATURA DEL  
PROGRAMA DE INGENIERIA

ING. CARLOS ROSALES AGUILAR  
JEFE DEL PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

## ***Dedicatorias***

**A mis padres: por que profesan  
con el ejemplo.**

**A mis hermanos *Arturo* y *Olimpia*  
por ser un ejemplo un apoyo  
constante.**

**A *Arturo*, *Anita* y *Arturito* por  
seguir formando una familia junto  
con nosotros.**

**A mí *Mamá Licha* por todo.**

**A mis familiares**

## ***Agradecimientos***

Hago manifiesto mi agradecimiento al Dr. Ricardo González Alcorta, primeramente por brindarme la oportunidad de trabajar con una persona tan capaz y valiosa, por compartir sus conocimientos, por la amistad profesada, pero sobre todo por su confianza.

A los miembros de mi sínodo por sus valiosos comentarios para enriquecer este trabajo.

A la Universidad Nacional Autónoma de México, y en especial a la Escuela Nacional de Estudios Profesionales "Acatlán" y a sus profesores por los conocimientos compartidos durante estos años.

Al Instituto de Ingeniería por las facilidades otorgadas para la realización de este trabajo.

A todas las personas de la E.N.E.P. quienes me apoyaron.

<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>1</b>
<b>1. EL MÉTODO DE IDENTIFICACIÓN DE SISTEMAS</b>	<b>5</b>
1.1 Antecedentes	5
1.2 Método de identificación de sistemas	6
1.3 Aplicación a la respuesta de estructuras	10
<b>2. SIMULACIONES MATEMÁTICAS</b>	<b>14</b>
2.1 Descripción de simulaciones	16
2.1.1 Descripción del programa de respuesta no lineal	18
2.2 Respuesta no lineal	21
<b>3. ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS</b>	<b>23</b>
3.1 Descripción del programa para la identificación de parámetros	23
3.2 Representaciones de estado	24
3.3 Descripción de modelos	24
3.3.1 Modelo de un grado de libertad	25
3.3.2 Modelo de tres grados de libertad con torsión	25
3.4 Método $\beta$ de Newmark	26
3.5 Análisis de la variación de parámetros	29
3.5.1 Comentarios	30
<b>4. PREDICCIÓN DE LA RESPUESTA</b>	<b>31</b>
4.1 Conceptos generales	31
4.2 Variación de los parámetros con el nivel de respuesta	33
4.3 Modelo de deterioro	36
4.4 Metodología de predicción	37
4.4.1 Descripción del programa de predicción	38
4.5 Aplicación del modelo de predicción a los modelos estructurales	39
4.5.1 Metodología de simulación	39
4.6 Simulación modelo A	40
4.7 Simulación modelo B	43
4.8 Comentarios	45

<b>5. APLICACIÓN A UN EDIFICIO REAL INSTRUMENTADO</b>	<b>46</b>
5.1 Antecedentes	46
5.2 Descripción del edificio	46
5.2.1 Descripción de la instrumentación sísmica	47
5.3 Respuesta sísmica registrada	48
5.4 Estimación paramétrica	49
5.4.1 Análisis de la variación de los parámetros	49
5.5 Predicción de la respuesta	50
5.5.1 Comentarios	53
<b>6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	<b>54</b>
6.1 Conclusiones	54
6.2 Recomendaciones	55
<b>REFERENCIAS</b>	<b>56</b>
<b>TABLAS</b>	<b>62</b>
<b>FIGURAS</b>	<b>63</b>
<b>APÉNDICE 1. ÍNDICES ESTADÍSTICOS</b>	<b>65</b>
Desviación típica	65
Varianza	65
<b>APÉNDICE 2. AJUSTE DE CURVAS EXPONENCIALES DE MÍNIMOS CUADRADOS</b>	<b>66</b>
Ajuste de curvas	66
Método de mínimos cuadrados	67
Regresión	68
Curva exponencial de mínimos cuadrados	68

## INTRODUCCIÓN

---

Los métodos de análisis y diseño sísmico incluyen algunos parámetros cuyos valores no pueden justificarse por deducciones racionales inobjetables, sino que se han fijado de manera que produzcan 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 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 resultados que se han obtenido de la instrumentación sísmica de edificios. En parte porque el esfuerzo dedicado a este aspecto ha sido mucho más limitado que el puesto en la medición del movimiento del terreno, y por otro lado la mayoría de los registros obtenidos son movimientos de poca amplitud. Otros factores importantes son que en muchos casos no se contaba con información lo 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 sísmorresistente 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 su terreno durante un sismo es diferente del que se tiene en la mayoría de otros sitios, por su gran duración y por su contenido de vibraciones de baja frecuencia. Por otra parte, la respuesta de edificios

situados 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 respuesta sísmica de los edificios, así que la interpretación de su comportamiento ante 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 importantes, 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 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, de condiciones del subsuelo y de cimentación de las cuales se requiere conocer el comportamiento<sup>(1)</sup>.

La finalidad de instrumentar una estructura 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 hacer un estudio cuantitativo del comportamiento estructural para diferentes niveles de esfuerzo y deformación, lo que es verdaderamente relevante para establecer criterios de diseño para estructuras sismorresistentes. Además, la instrumentación de edificios puede aportar información experimental muy valiosa que la teoría por sí misma no puede proporcionar. Sin embargo, los datos experimentales frecuentemente son incomprensibles sin un marco teórico que permita la reducción de datos. La identificación de sistemas es una herramienta matemática que puede ser el enlace entre el modelo matemático y los datos experimentales.

La evaluación de la seguridad de estructuras existentes se ha convertido en un reto importante para la profesión. La importancia de este problema aumenta en la medida en que escasean los recursos para la construcción de nuevos edificios y que las estructuras existentes se acercan al final de su vida útil. Además, existen muchas estructuras importantes en operación, las cuales han sido diseñadas con especificaciones menos rigurosas que las actuales, edificaciones antiguas cuyas propiedades han cambiado a través del tiempo y finalmente, edificios que involucran grandes riesgos debido a su uso o al costo de los equipos que albergan. Además, los cálculos realizados para el diseño de una

situados 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 respuesta sísmica de los edificios, así que la interpretación de su comportamiento ante 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 importantes, 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 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, de condiciones del subsuelo y de cimentación de las cuales se requiere conocer el comportamiento<sup>(1)</sup>.

La finalidad de instrumentar una estructura 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 hacer un estudio cuantitativo del comportamiento estructural para diferentes niveles de esfuerzo y deformación, lo que es verdaderamente relevante para establecer criterios de diseño para estructuras sísmorresistentes. Además, la instrumentación de edificios puede aportar información experimental muy valiosa que la teoría por sí misma no puede proporcionar. Sin embargo, los datos experimentales frecuentemente son incomprensibles sin un marco teórico que permita la reducción de datos. La identificación de sistemas es una herramienta matemática que puede ser el enlace entre el modelo matemático y los datos experimentales.

La evaluación de la seguridad de estructuras existentes se ha convertido en un reto importante para la profesión. La importancia de este problema aumenta en la medida en que escasean los recursos para la construcción de nuevos edificios y que las estructuras existentes se acercan al final de su vida útil. Además, existen muchas estructuras importantes en operación, las cuales han sido diseñadas con especificaciones menos rigurosas que las actuales, edificaciones antiguas cuyas propiedades han cambiado a través del tiempo y finalmente, edificios que involucran grandes riesgos debido a su uso o al costo de los equipos que albergan. Además, los cálculos realizados para el diseño de una

estructura pueden resultar insuficientes al tratar de considerar el deterioro y degradación de ésta con el paso del tiempo.

El caso de la ciudad de México es un ejemplo ilustrativo de un terreno poco recomendable para construir. Debido a las propiedades de su subsuelo, es decir, a la existencia de grandes depósitos de arcilla altamente compresible, los trenes de onda que llegan a la ciudad de México se amplifican, provocando grandes daños en las estructuras desplantadas en esta zona.

A raíz de las catástrofes provocadas por los sismos, y dadas las incertidumbres que se tienen a cerca del comportamiento dinámico de los edificios en la ciudad de México se ha llevado a cabo la instrumentación de edificios con aparatos de registro para conocer su respuesta estructural, siendo la identificación de sistemas una herramienta matemática que puede vincular el modelo matemático y los datos experimentales. La aplicación de técnicas de identificación de sistemas se ha convertido en un importante tópico de investigación en relación con la evaluación de la seguridad y de los niveles de daño en las construcciones, ya que los cambios en los parámetros de los modelos matemáticos que resultan de la aplicación de estas técnicas pueden reflejar la variaciones en el estado físico de la estructura real.

La totalidad de las construcciones realizadas hasta la fecha han sido diseñadas de tal forma que se supone que las propiedades de la estructura (rigidez y amortiguamiento) son las mismas durante toda su vida. Sin embargo, si planteamos que una estructura se encuentra en un estado cercano a su falla, esta es capaz de disipar, mediante deformaciones importantes, una buena parte de la energía que le transmite el terreno; de lo anterior se deduce que al presentarse deformaciones en la estructura existe variación de sus propiedades durante un sismo y al terminar la acción de este la estructura ya no tendrá los parámetros que inicialmente presentaba. Por lo tanto cada vez que una estructura esté sujeta a un evento sísmico severo se dañará, daño que al acumularse producirá el colapso de ésta.

En el presente trabajo se propone una metodología para predecir la respuesta estructural de edificios a partir del análisis de la variación de los parámetros estructurales durante eventos sísmicos, con base en la identificación de sistemas. La metodología aquí propuesta se compone de las siguientes etapas:

- 1) Identificación de sistemas, en la cual se establece un modelo matemático del sistema y se estiman sus parámetros globales equivalentes. Se utiliza una técnica de estimación

paramétrica con base en métodos iterativos, obteniéndose así la variación que presentan los parámetros durante el evento al efectuar un análisis por ventanas de tiempo.

- 2) Estimación del modelo de daño, a partir de un parámetro de deterioro, el cual indica el daño que presenta la estructura como disminución de rigidez, que considera la deformación inelástica cíclica, este parámetro se relaciona directamente con la disminución de la rigidez global del sistema. Los parámetros del modelo de daño se ajustan con los datos obtenidos de la variación que sufren los parámetros estructurales en el tiempo.
- 3) Predicción, en donde se establece un modelo predictivo que considera la variación que tienen los parámetros globales equivalentes con respecto a la varianza del desplazamiento (respuesta) y el daño acumulado del sistema.

Se llevaron a cabo aplicaciones de la metodología aquí propuesta con el fin de analizar su eficiencia, capacidad y limitaciones. Estas aplicaciones son:

- 1) Simulación matemática a un modelo de un sistema de un grado de libertad con comportamiento no lineal y degradación de rigidez, sometido a varias excitaciones sísmicas.
- 2) Simulación matemática del modelo del edificio Jalapa con comportamiento no lineal, interacción suelo-estructura, degradación de rigidez y discretizado como un modelo de un grado de libertad, sometido a diferentes excitaciones sísmicas.
- 3) Predicción de la respuesta sísmica de un edificio de 14 niveles situado en la zona de suelo compresible de la Ciudad de México, instrumentado con aparatos de registro sísmico, sometido a cuatro eventos sísmicos registrados en el edificio.

En las aplicaciones fue posible evaluar el daño acumulado y predecir satisfactoriamente la respuesta de los sistemas analizados.

# CAPÍTULO 1

## EL MÉTODO DE IDENTIFICACIÓN DE SISTEMAS

---

### 1.1 Antecedentes

La identificación de sistemas se puede definir como el proceso para seleccionar un modelo matemático, usando información experimental medida, 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 el proceso de identificación, se pueden definir 3 etapas<sup>2)</sup>:

- a) la determinación de la *forma del modelo* y sus parámetros.
- b) la selección de una función donde se 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 de la forma 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 contenga 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 la función criterio ( $J$ ) se minimice. En la teoría de optimización matemática existen 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<sup>(3)</sup>:

- 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<sup>(4)</sup>, la cual ha sido aplicada ampliamente para el estudio de sistemas con parámetros variantes en el tiempo.

## 1.2 Método de identificación de sistemas

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 que 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  $\beta$  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 los desplazamientos, respectivamente, calculados en el modelo matemático utilizando parámetros  $\beta$  y la excitación  $\dot{x}_e(t)$ ;  $\dot{y}(t)$  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.

Se eligió en este trabajo el modelo  $\beta$  de Newmark<sup>(3)</sup> 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  $\beta_0$  y el algoritmo se mejora seleccionando  $\beta_1$ . El proceso se repite, en donde se encuentre un mejor vector  $\beta_2$ . 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 encuentre el vector solución  $\beta^*$ . 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  $\beta_{min}$ .

La eficiencia del esquema iterativo, depende en gran medida de la primera estimación  $\beta_0$ . 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  
 $\alpha$  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,  $\nabla \bar{J}(\beta_{i-1}, T)$ , el 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  $\alpha$ , 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 eficiente que el método descrito anteriormente.

### 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  $\beta_{i-1}$  (suponiendo que todas las derivadas existen), considerando exclusivamente los primeros términos de la serie. En notación matricial se tiene:

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

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

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

Para minimizar  $J(\beta, T)$ , el gradiente con respecto a  $\beta_1$  se iguala al vector cero:

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

o, si la matriz Hessiana es invertible:

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

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  $\alpha$ , de tal forma que el tamaño del paso se pueda ajustar separadamente. La ecuación resultante es:

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

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:

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

donde  $\beta$  se refiere al  $j$ -ésimo parámetro.

El  $jk$ -ésimo componente de la matriz Hessiana es:

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

En el método de Gauss-Newton se desprecia 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  $\alpha$ , 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 Aplicación a la respuesta de estructuras

Existen un gran número de aplicaciones de los métodos de identificación de sistemas en la ingeniería estructural, motivados fundamentalmente por el deseo de tener una descripción más adecuada de las estructuras y sus características dinámicas. Los procesos 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) ensayos 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 registro 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 juzgar 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 más relevantes en esta línea de investigación, destacan los de Matzen y McNiven<sup>(9)</sup>, Kaya y McNiven<sup>(7)</sup>, Jurukovski<sup>(8)</sup> y Jurukovski y Juvanovic<sup>(9)</sup>.

### **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 su gran mayoría en países con riesgo sísmico severo.

Uno de los trabajos pioneros de esta línea de investigación fue el desarrollado por Beck y Jennings<sup>(10)</sup>, 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 funciones 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 para una estructura de 5 niveles con aislamiento sísmico en la base, Papageorgiu y Lin<sup>(11)</sup>, y en una estructura de mampostería con presencia de cuerpos anexos, Gentile<sup>(12)</sup>. Actualmente en México, el Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. lleva a cabo varios trabajos de identificación de parámetros, entre los cuales destacan los aplicados a los edificios Córdoba<sup>(13)</sup> y Juárez<sup>(14)</sup>, de 17 y 7 niveles, respectivamente, ubicados ambos en la zona de suelo compresible de la Ciudad de México.

### **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, existe el riesgo del colapso de la 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 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, por consiguiente, consiste en un problema no lineal. El primer intento que se desarrolló consistió en aplicar las técnicas lineales pero segmentando la respuesta en  $n$  segmentos lineales y estimando los parámetros para cada segmento<sup>(15)</sup>. 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. Algunos autores utilizan este método para evaluar el daño sísmico en edificios<sup>(16)</sup>.

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 al cabo en modelos equivalentes de un grado de libertad<sup>(17, 18, 19, 20)</sup>, en los cuales se proponen modelos histeréticos para caracterizar el comportamiento no lineal de los sistemas. Existen investigaciones recientes, donde se estudia el comportamiento no lineal de los sistemas de  $n$  grados de libertad<sup>(21, 22)</sup>.

Existen métodos para identificar los parámetros estructurales con base en el análisis en el dominio de la frecuencia de los registros sísmicos registrados en edificios<sup>(27)</sup>. 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**

### **SIMULACIONES MATEMÁTICAS**

---

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, 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<sup>(24)</sup>. Cuando se aprecian cambios permanentes en las características dinámicas de una estructura, es un indicativo de que se 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 detectado y corregido oportunamente, se corre un alto riesgo en la seguridad del sistema estructural.

Existen 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 consideran 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. Dentro de los modelos matemáticos más utilizados para este fin destacan:

1. *Modelo bilineal*, que caracteriza el comportamiento mediante una rigidez inicial y una rigidez postfluencia, la cual puede ser nula en caso de un sistema elastoplástico puro, o bien, tener una cierta proporción (ya sea positiva o negativa) con respecto a la rigidez inicial<sup>(25)</sup>. Este tipo de modelo ha sido ampliamente utilizado para caracterizar el comportamiento de estructuras; sin embargo, la degradación de rigidez de un sistema físico real es progresiva, por lo que un modelo bilineal es una aproximación muy burda.
2. *Modelo de Takeda*, que es utilizado ampliamente para idealizar el comportamiento histerético de estructuras y elementos estructurales, presentando el atractivo de que considera el deterioro de la rigidez del sistema<sup>(26)</sup>. Este modelo ha sido utilizado para

representar el comportamiento histerético de elementos en programas de análisis no lineal de estructuras, como es el caso del programa DRAIN-2D<sup>(27)</sup>.

3. *Modelo de Ramberg-Osgood*, el cual ha sido empleado sobre todo para idealizar el comportamiento no lineal de estructuras metálicas<sup>(28, 29)</sup>. Este modelo es atractivo matemáticamente dado que posee muchas propiedades que simplifican la integración de las ecuaciones diferenciales de los sistemas<sup>(30)</sup>.
4. *Modelo de Wang y Shah*, que es un modelo que considera el deterioro de rigidez de la estructura basado en el concepto de daño acumulado por fatiga<sup>(31)</sup>. Este modelo ha sido aplicado con éxito para conexiones viga-columna, pero puede ser aplicado a diferentes tipos de fenómenos asociados a fatiga.
5. *Modelo de Wen*, el cual es, sin lugar a duda, el modelo histerético más utilizado recientemente en problemas de identificación de parámetros de sistemas estructurales no lineales<sup>(32)</sup>, sobre todo cuando se utilizan estrategias recursivas de estimación como la del Filtro de Kalman Extendido. Este modelo es muy atractivo matemáticamente porque es posible representar fácilmente diferentes formas histeréticas del sistema, con base en cambios en las constantes que caracterizan el modelo. Este modelo también ha sido fuertemente criticado, ya que su atractivo es puramente matemático, sin contar con ninguna justificación de tipo físico, además de presentar inestabilidades matemáticas bajo ciertas condiciones de cargas<sup>(33)</sup>.
6. *Modelo de Iwan*, el cual es un modelo que guarda una mayor relación con el fenómeno físico<sup>(33)</sup> y es mucho más estable matemáticamente que el modelo de Wen.

Los modelos matemáticos que se utilizan generalmente para representar sistemas estructurales no lineales consideran exclusivamente el comportamiento global del sistema, despreciando efectos que pueden gobernar la respuesta dinámica del sistema, como lo son el efecto de acoplamiento entre el movimiento de traslación y el de torsión del sistema y la participación de modos superiores de vibración. El intentar incorporar las leyes constitutivas en modelos de sistemas de múltiples grados de libertad a fin de considerar los efectos mencionados es un verdadero reto desde el punto de vista matemático, dado que el número de parámetros a identificar en el sistema se incrementa significativamente, acarreando problemas de estabilidad y convergencia en los algoritmos de estimación.

Una alternativa que puede ser válida para estimar la variación de los parámetros de sistemas estructurales no lineales, es realizar la estimación de los parámetros segmentando la respuesta del sistema en un número finito de tramos, considerando que en cada segmento el sistema es lineal e invariante, de tal forma que se utilicen y se aprovechen las bondades de los métodos de estimación desarrollados para este tipo de sistemas. Esta metodología, mejor conocida como *análisis por ventanas*, es la que se utiliza en esta investigación para determinar la variación de parámetros de sistemas no lineales.

Con el fin de juzgar si el análisis por ventanas es una forma adecuada de determinar la variación de los parámetros en sistemas no lineales, se llevaron a cabo una serie de simulaciones matemáticas con el objetivo de justificar su aplicación en sistemas físicos reales, utilizando modelos de diversa complejidad matemática.

## 2.1 Descripción de simulaciones

Antes de aplicar la estrategia a edificios instrumentados, es conveniente elaborar simulaciones matemáticas de tal forma que se comprueben o verifiquen los algoritmos propuestos.

En el presente capítulo se aplican dos sistemas de un grado de libertad a la respuesta obtenida a partir de su modelación matemática, con ayuda de los programas DRAIN-2D<sup>(27)</sup> y DRAINTE<sup>(28)</sup>, los cuales realizan un análisis no lineal de una estructura ante un sismo severo, incluyendo el efecto de degradación de rigidez, tanto en vigas como en columnas. El modelo A, conformado por un marco plano de un nivel y una crujía; y el modelo B, el cual es un sistema de 14 niveles cuya configuración se basa en las dimensiones y propiedades de un marco típico del Edificio Jalapa.

### Modelo A

Esta estructura se idealizó como un modelo de un grado de libertad (figura 1), sin que se consideraran efectos de interacción suelo-estructura ni alguna fuente de sobrerresistencia.

Las hipótesis de análisis que se tomaron en cuenta en este modelo son:

- 1) En el nivel de la estructura se consideró exclusivamente la masa asociada al movimiento traslacional horizontal y se concentró en los nudos que forman dicho nivel.
- 2) Se supuso un comportamiento histerético de los elementos con degradación de rigidez, utilizando un comportamiento de acuerdo al modelo de Takeda.
- 3) Se tomó en cuenta un amortiguamiento estructural de 4.3 por ciento del amortiguamiento crítico.
- 4) Se considera un coeficiente de diseño (Cs) de 0.20.
- 5) Los desplazamientos horizontales de los nodos se suponen iguales.
- 6) Se definen como zonas rígidas las uniones viga-columna.
- 7) El desplazamiento de fluencia del modelo es de 2.76 cm.

#### **Modelo B**

La estructura se idealizó mediante un sistema equivalente de dos marcos planos unidos por medio de un diafragma de piso infinitamente rígido en su plano (figura 2). A fin de que el sistema equivalente represente la respuesta del edificio, se buscó que los periodos fundamentales entre el sistema equivalente y el edificio fueran iguales; para esto la masa asociada al sistema se escogió de manera que, para una rigidez dada, se conservara el periodo del edificio.

Las constantes de rigidez y amortiguamiento asociadas al efecto de interacción suelo-estructura fueron estimadas a partir de una serie de estudios, entre los cuales destacan las mediciones ambientales<sup>(33)</sup>. Las hipótesis de análisis para la construcción del modelo matemático, fueron las siguientes:

- 1) En cada uno de los niveles de la estructura se consideró exclusivamente la masa asociada al movimiento traslacional horizontal y se concentró en los nudos que forman dichos niveles.

- 2) Las propiedades geométricas de los elementos se calcularon a partir de las secciones agrietadas para las vigas y secciones no agrietadas para las columnas. Los anchos efectivos de las vigas se calcularon con las expresiones que recomienda el Reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito Federal en sus Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Estructuras de Concreto<sup>(16)</sup>.
- 3) Se supuso un comportamiento histerético de los elementos con degradación de rigidez.
- 4) Se tomaron tres fuentes de sobrerresistencia para el cálculo de las propiedades mecánicas del concreto: el valor promedio de la resistencia a la compresión del concreto, el incremento en la resistencia a compresión del concreto por confinamiento y los esfuerzos adicionales en el acero. Las dos primeras sobrerresistencias se tomaron con base en el modelo modificado de Kent y Park<sup>(17)</sup>. Con respecto a las resistencias adicionales en el acero de refuerzo, se estimaron a partir de las gráficas esfuerzo-deformación de los aceros laminados en frío.
- 5) Se consideraron dos tipos de concreto<sup>(18)</sup>: uno correspondiente del sótano al séptimo nivel con un  $f'c=314 \text{ kg/cm}^2$  y otro correspondiente a los niveles superiores con  $f'c=272 \text{ kg/cm}^2$ . Los módulos de elasticidad se estimaron con las relaciones propuestas en el RCDF-87.
- 6) Se tomó en cuenta un amortiguamiento estructural de cinco por ciento del crítico para los dos primeros modos de vibrar.
- 7) Se consideró un comportamiento lineal para el efecto de interacción suelo-estructura.
- 8) Los desplazamientos de los nodos de un mismo nivel se suponen iguales.
- 9) Se definen como zonas rígidas las uniones viga-columna.

### 2.1.1 Descripción del programa de respuesta no lineal

Los programas de computadora utilizados para el cálculo de la respuesta estructural inelástica fueron el DRAINER<sup>(14)</sup> y el DRAIN-2D<sup>(27)</sup>.

Cabe señalar que el programa DRAINTEER es una versión modificada del DRAIN-2D, el cual puede incluir el efecto interacción suelo-estructura en el modelo matemático, al considerar dos grados de libertad adicionales en la base de la estructura, caracterizados por:

- 1) Un modo de traslación horizontal representado por una masa, un resorte elástico lineal y un amortiguador viscoso.
- 2) Un modo de cabeceo representado por una inercia rotacional de masa, un resorte elástico lineal y un amortiguador viscoso, referidos a la rotación de la base.

El programa DRAIN-2D idealiza a la estructura como un sistema plano de elementos discretos y se analiza por el método directo de las rigideces con los desplazamientos nodales como incógnitas. Cada nodo posee un total de tres grados de libertad de desplazamiento, como en el análisis típico de marcos planos, con la posibilidad de reducir el número de grados de libertad no restringidos al asignar a algunos el valor fijo de cero y/o desplazamientos idénticos a un grupo específico.

La masa de la estructura se supone concentrada en los nudos, de modo que la matriz de masas es diagonal. La excitación sísmica es definida por historias de aceleraciones en el tiempo, las cuales pueden ser diferentes en las direcciones horizontal y vertical, pero en el presente trabajo, sólo se considera la componente horizontal del sismo. Todos los puntos de apoyo de la estructura en la base se suponen moviéndose en fase. Pueden aplicarse cargas estáticas previamente a las cargas dinámicas, pero no se permite la fluencia bajo la acción de las primeras.

Los elementos estructurales pueden ser virtualmente de cualquiera de los siguientes tipos: 1) barras de armadura, 2) vigas-columna, 3) conexiones semirrígidas y 4) paneles de cortante. En este trabajo se considera que todos los elementos son del tipo viga-columna, los cuales fluyen a través de la formación de articulaciones plásticas concentradas en sus extremos. Para las trabes no se considera la presencia de carga axial, y sus superficies de fluencia quedan definidas por los momentos de fluencia positivo y negativo de cada sección extrema, mientras que para las columnas se toma en consideración la presencia de carga axial, y sus superficies de fluencia quedan definidas por los diagramas de interacción en sus extremos.

En cualquier instante de tiempo, la ecuación de equilibrio dinámico puede escribirse como:

$$\{M\}\{d\ddot{r}\} + [C_T]\{d\dot{r}\} + [K_T]\{dr\} = \{dP\}$$

en la cual  $\{d\ddot{r}\}$ ,  $\{d\dot{r}\}$  y  $\{dr\}$  son los incrementos de aceleración, velocidad y desplazamientos en los nodos, respectivamente;  $\{dP\}$  es el incremento de las cargas aplicadas,  $[M]$  es la matriz de masas,  $[C_T]$  y  $[K_T]$  son valores tangentes de las matrices de amortiguamiento y de rigidez en su estado actual. Para un paso de integración infinito,  $\Delta t$ , la siguiente ecuación se satisface aproximadamente:

$$\{M\}\{\Delta \ddot{r}\} + [C_T]\{\Delta \dot{r}\} + [K_T]\{\Delta r\} = \{\Delta P\}$$

en la cual  $\{\Delta \ddot{r}\}$ ,  $\{\Delta \dot{r}\}$ ,  $\{\Delta r\}$  y  $\{\Delta P\}$  son incrementos finitos de aceleración, velocidad, desplazamiento y carga, respectivamente, y las matrices tangentes de amortiguamiento y rigidez corresponden al estado de la estructura al inicio del paso de integración.

Dado que pueden presentarse cambios en el estado de la estructura durante un paso de integración, el nuevo estado al final del paso obtenido de resolver la ecuación anterior puede que no satisfaga exactamente el equilibrio: para resolver esto, el procedimiento usado en el programa consiste en resolver la ecuación antes mencionada, determinar cualquier error que pueda ser introducido, y compensar estos errores aplicando cargas correctivas durante el paso siguiente.

Se asume que el amortiguamiento viscoso resulta de una combinación de efectos dependientes de la masa y la rigidez, de modo que:

$$[C_T] = \alpha [M] + \beta [K_T]$$

en donde  $\alpha$  y  $\beta$  son constantes a ser especificadas por el usuario. El procedimiento para seleccionar estos coeficientes es el siguiente: si el sistema estuviese desacoplado dentro de los modos normales, cualquier pareja de valores especificados de  $\alpha$  y  $\beta$ , implica amortiguamiento en el modo  $n$  igual a:

$$\lambda_n = \frac{\alpha T_n}{4\pi} + \frac{\beta \pi}{T_n}$$

donde  $\lambda_n$  es la proporción de amortiguamiento crítico en el modo  $n$  y  $T_n$ , es el periodo natural de vibración en el modo  $n$ . La magnitud del paso de integración se elige de tal

manera que no exceda la décima parte del periodo fundamental de las estructuras analizadas.

## 2.2 Respuesta no lineal

Los sismos empleados para obtener la respuesta no lineal de los sistemas fueron una serie de sismos derivados básicamente de tres eventos;

- 1) El sismo El Centro es el registro de aceleraciones obtenidas del sismo del 18 de mayo de 1940 en El Centro de California, en su componente horizontal de norte a sur, aproximadamente a cuatro millas de la falla que lo originó, con una magnitud de 7.1.
- 2) El sismo SCT es el registro de las aceleraciones grabadas en un sitio cercano al edificio de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes en la ciudad de México, el 19 de septiembre de 1985, del sismo Michoacán-Guerrero en su componente horizontal de este a oeste. La duración de la fase intensa es de aproximadamente 60 segundos.
- 3) El sismo 7 es el registro de las aceleraciones grabadas con el aparato de registro de campo libre del edificio Jalapa en la Ciudad de México el 10 de diciembre de 1994, del sismo cuyo epicentro se localizó en Guerrero, con una magnitud de 6.3.

Los sismos derivados de los tres anteriores son:

- El sismo SCT modificado se estructuró colocando tres sismos en serie, colocando entre ellos un intervalo de cinco segundos de amplitud cero con el fin de dar reposo al sistema y emular el efecto de sismos en serie, dichos sismos se hicieron modificando las aceleraciones del sismo SCT en 0.1, 0.2 y 0.5 veces; cabe mencionar que los sismos fueron colocados en orden ascendente con respecto al factor de amplificación. Este sismo se utilizó para obtener la respuesta no lineal del modelo A.
- La familia de sismos derivados del sismo SCT, usados para obtener la respuesta no lineal del modelo A, resultaron de escalarlo 0.1, 0.2, 0.5, 0.75 y 1.0 veces; asimismo, este sismo escalado 1.0, 2.0, 3.0, 4.0 y 5.0 veces fue usado para obtener la respuesta no lineal del modelo B.

- La familia de sismos derivados del sismo El Centro, usados para obtener la respuesta no lineal del modelo A, resultaron de escalarlo 0.2, 0.4, 0.6, 0.8 y 1.0 veces.
- La familia de sismos derivados del sismo 7, usados para obtener la respuesta no lineal de los modelos A y B, resultaron de escalarlo 1.0, 2.0, 5.0, 7.5 y 10.0 veces.

Debido a que una parte fundamental de este trabajo es analizar la variación que sufren los parámetros de rigidez y amortiguamiento en el tiempo durante un evento sísmico en una estructura, se hizo trabajar a los modelos en el rango inelástico al proporcionarles características de acuerdo al modelo histérico de Takeda tanto a vigas como a columnas.

## **CAPÍTULO 3**

### **ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS**

---

En sistemas estructurales, un modelo matemático se puede construir a partir de condiciones de equilibrio, cinemática de las deformaciones y características constitutivas de los materiales. El modelo matemático puede procesarse con herramientas numéricas como el método de las rigideces, el método del elemento finito, el método de las 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 y el amortiguamiento del sistema.

#### **3.1 Descripción del programa para la identificación de parámetros**

La identificación de los modelos a partir de los resultados obtenidos de estos, involucra un criterio para la toma de decisiones por parte de las personas que tratan de encontrar el modelo apropiado. 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 iterativos 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 este trabajo se eligió como ambiente el paquete de computadora denominado MATLAB<sup>®</sup>, el cual sirvió para el desarrollo de las subrutinas que se utilizaron para la estimación de parámetros. Este programa es de uso general y tiene una serie de librerías especializadas para resolver problemas de control y de identificación de sistemas. En este trabajo se desarrollaron una serie de pasos para cada uno de los diferentes modelos matemáticos propuestos, en los cuales se especifican las relaciones que presentan los parámetros con base en el planteamiento de las ecuaciones de equilibrio de los sistemas. La subrutina de minimización que utiliza el programa se basa en el método de Gauss-Newton modificado.

### 3.2 Representaciones de estado

El programa utilizado 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 Lung (1987)<sup>(3)</sup>. En el planteamiento de estado, las relaciones entre las señales de entrada, ruido y salida se definen como sistemas de ecuaciones diferenciales de primer orden o ecuaciones en diferencias, usando un vector auxiliar de estado<sup>(4)</sup>. 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 la representación:

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

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  $\beta$  es un vector de parámetros que típicamente corresponde a coeficientes físicos de valores desconocidos (en nuestro caso, 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 este trabajo, la información experimental consiste fundamentalmente en registros de aceleración absoluta, por lo que fue necesario utilizar programas que realizaran una integración numérica a fin de obtener velocidades y desplazamientos del sistema real.

### 3.3 Descripción de modelos

La instrumentación de un edificio básicamente se diseña para tener registros detallados de su movimiento durante eventos sísmicos. Entre las principales características del movimiento que son considerados para el diseño de una instrumentación destacan los efectos de torsión, interacción suelo-estructura y modos superiores de vibrar. Dependiendo de las características del movimiento que se consideren en el modelo matemático del sistema, se definen los grados de libertad del modelo y por ende el tamaño del mismo. Los modelos matemáticos que se consideraron en las simulaciones son los siguientes:

- a) *Modelo de un grado de libertad (1GL)*, en donde se evalúan los parámetros de rigidez y amortiguamiento del sistema.
- b) *Modelo de tres grados de libertad (3GLT)*, el cual considera el comportamiento tridimensional del sistema, con dos grados de libertad asociados a movimientos de traslación horizontal y un grado de libertad relacionado con el efecto de torsión.

### 3.3.1 Modelo de un grado de libertad

Se realizó la simulación de un modelo de un grado de libertad, donde los parámetros a evaluar son las constantes de rigidez  $k$  y de amortiguamiento  $c$ . En la figura 3 se presenta esquemáticamente el modelo 1GL. La ecuación de equilibrio del sistema se define como:

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

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

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

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

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

o en la forma matricial:

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

### 3.3.2 Modelo de tres grados de libertad con torsión

A fin de analizar la importancia de considerar el comportamiento tridimensional en un sistema estructural, se realizó una simulación de un modelo matemático que considera tres

grados de libertad; dos de ellos relacionados con movimientos de traslación horizontal y otro asociado a un movimiento de torsión del sistema, como se muestra esquemáticamente en la figura 4. El sistema queda definido por la siguiente ecuación de movimiento

$$\begin{bmatrix} m & 0 & 0 \\ 0 & m & 0 \\ 0 & 0 & J \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{x} \\ \ddot{y} \\ \ddot{\phi} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} c_x & 0 & c_x e_y \\ 0 & c_y & c e_{ex} \\ c_x e_y & c_y e_x & c\phi \cdot c_x e_y^2 + c_y e_x^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{x} \\ \dot{y} \\ \dot{\phi} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_x & 0 & k_x e_y \\ 0 & k_y & k_y e_x \\ k_x e_y & k_y e_x & k\phi \cdot k_x e_y^2 + k_y e_x^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x \\ y \\ \phi \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} m\ddot{x}_g \\ m\ddot{y}_g \\ 0 \end{bmatrix}$$

donde:  $m$  es la masa traslacional de la estructura  
 $J$  es el momento polar de inercia  
 $c_x, c_y, c_\phi$  son los coeficientes de amortiguamiento  
 $k_x, k_y, k_\phi$  son los coeficientes de rigidez  
 $e_x, e_y$  son los valores de excentricidad entre los centros de masa y de rigidez

En este sistema es posible considerar simultáneamente dos señales de excitación ( $\ddot{x}_g$  y  $\ddot{y}_g$ ).

### 3.4. Método $\beta$ de Newmark

Una vez que se han identificado los parámetros de rigidez y amortiguamiento, el paso siguiente consiste en calcular la respuesta teórica en desplazamiento, velocidad y aceleración; para ello se utilizó un programa de análisis paso a paso con el algoritmo  $\beta$  de Newmark<sup>(2)</sup>.

El algoritmo  $\beta$  de Newmark es un método de integración directa, la integración se logra usando un procedimiento numérico paso a paso. 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:

- 1) en vez de tratar de satisfacer las ecuaciones de equilibrio en cualquier tiempo  $t$ , se busca satisfacerlas únicamente a intervalos de tiempo discretos  $\Delta t$ ; 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.

- 2) se supone que ocurre una variación de desplazamientos, velocidades y aceleraciones en cada intervalo de tiempo  $\Delta t$ .

En el método  $\beta$  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, con base en las soluciones precedentes.

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

$$\{\dot{x}_{t+\Delta t}\} = \{\dot{x}_t\} + [(1-\delta) \{\ddot{x}_{t+\Delta t}\}] \Delta t \quad (3.1)$$

$$\{x_{t+\Delta t}\} = \{x_t\} + \{\dot{x}_t\} \Delta t + \left[ \left( \frac{1}{2} - \alpha \right) \{\ddot{x}_t\} + \alpha \{\ddot{x}_{t+\Delta t}\} \right] \Delta t^2 \quad (3.2)$$

donde  $\alpha$  y  $\delta$  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:

$$[M] \{\ddot{x}_{t+\Delta t}\} + [C] \{\dot{x}_{t+\Delta t}\} + [K] \{x_{t+\Delta t}\} = \{P_{t+\Delta t}\} \quad (3.3)$$

De las ecuaciones 3.1 y 3.2, se conocen las variables asociadas a un tiempo  $t$ , y las incógnitas son aquellas correspondientes a un tiempo  $t + \Delta t$ . De la ecuación 3.2 se puede obtener  $\dot{x}_{t+\Delta t}$  en función de  $x_{t+\Delta t}$ , y sustituirla en la ecuación 3.1; de tal forma que, considerando la ecuación resultante de esta sustitución y la ecuación 3.2, se tendrán ecuaciones para la aceleración y velocidad, en función de los desplazamientos desconocidos, únicamente.

Para obtener los desplazamientos, se sustituyen las dos relaciones anteriores en la ecuación de equilibrio 3.3, conociendo dichos desplazamientos, sólo resta sustituirlos en las ecuaciones 3.1 y 3.2 para obtener las soluciones para la aceleración y 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  $\beta$  de Newmark, se requieren los siguientes datos:

- Las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez de la estructura
- Los valores iniciales de los vectores de aceleración, velocidad y desplazamiento
- El intervalo de tiempo a lo largo del cual se calcularán las soluciones, así como el valor de los incrementos de tiempo  $\Delta t$
- Los valores de los parámetros  $\alpha$  y  $\delta$ , que deben satisfacer lo siguiente:

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

- Calcular las constantes de integración:

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

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

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

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

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

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

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

$$a_7 = \delta \Delta t$$

- Formar la matriz de rigidez efectiva  $\hat{K}$ :

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

- 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) Vector de cargas efectivas

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

2) Desplazamientos

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

3) Aceleraciones y velocidades

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

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

### 3.5 Análisis de la variación de parámetros

Para obtener la variación de los parámetros, la identificación se hizo segmentando los registros de la respuesta en ventanas de tiempo, identificando los parámetros tramo por tramo para observar su variación durante el sismo. También se realizó la identificación considerando el registro completo. Se calcularon las características dinámicas de frecuencia natural ( $f$ ) y porcentaje de amortiguamiento crítico ( $\xi$ ), calculados a partir de los parámetros identificados.

Por otra parte, para el modelo A los resultados obtenidos con el sismo SCT modificado dan muestra de un evidente comportamiento no lineal del modelo, con variación en el valor de la rigidez de hasta un ochenta por ciento. La identificación se hizo segmentando los registros en ventanas de cinco segundos. En la tabla 1 se presentan los parámetros identificados, utilizando el registro total y el registro segmentado, y las características dinámicas de frecuencia natural ( $f$ ) y porcentaje de amortiguamiento crítico ( $\xi$ ). En la figura 5, se presenta la correlación entre la respuesta real y la respuesta calculada a partir de los

parámetros identificados por ventanas de tiempo, donde se observó una muy buena correlación.

Analizando los resultados obtenidos para el modelo B con el sismo 7 sin escalar, se aprecia que las características dinámicas del modelo sufrieron una variación de alrededor de un seis por ciento, lo que indica un comportamiento prácticamente lineal del modelo. Asimismo para el mismo modelo y con el sismo 7 escalado 10.0 veces es evidente que el modelo se comportó no linealmente, con una variación en el valor de la rigidez de hasta un veinticinco por ciento. La identificación se hizo segmentando los registros en ventanas de 5 segundos. En la tabla 2 se presentan los parámetros identificados, utilizando el registro total y el registro segmentado, así como, las características dinámicas de frecuencia natural ( $f$ ) y porcentaje de amortiguamiento crítico ( $\xi$ ). En las figuras 6 y 7 se presenta la comparación entre la respuesta real del sistema y la estimada con el modelo de estimación paramétrica de un grado de libertad, para el sismo 7 con factores de escala 1 y 10, respectivamente. En donde se observa una buena correlación entre las respuestas y la variación que experimentaron los parámetros de rigidez y amortiguamiento.

### 3.5.1 Comentarios

Podemos observar que en los casos de los modelos A y B existe una clara tendencia en la variación de los parámetros (rigidez y amortiguamiento) en el tiempo, la tendencia es que mientras la rigidez varía en el tiempo con una curvatura cóncava, el amortiguamiento lo hace en forma inversa, es decir, con una curvatura convexa. Cabe señalar la variación del amortiguamiento no es directa o inversamente proporcional a la variación de la rigidez; por esta razón en el capítulo 4 se propondrá una ley de esta variación.

Asimismo, también podemos observar, en ambos modelos, que la rigidez disminuye e inmediatamente después se recuperan los sistemas, pero sin llegar a una recuperación total; esto es, existe una disminución de la rigidez de los sistemas después de un evento sísmico, disminuyendo la capacidad de carga de los sistemas y con un daño permanente de los mismos.

## **CAPÍTULO 4**

### **PREDICCIÓN DE LA RESPUESTA**

---

#### **4.1 Conceptos generales**

La experiencia obtenida a partir del análisis de registros sísmicos en edificios instrumentados ha mostrado que los sistemas estructurales presentan comportamiento no lineal durante movimientos sísmicos intensos. El incursionar en intervalos de respuesta donde el sistema estructural presenta un comportamiento no lineal y el someterse a ciclos reversibles de esfuerzo durante los eventos sísmicos, provoca un deterioro permanente de la rigidez y resistencia del sistema. Si el deterioro de un sistema no se detecta y corrige oportunamente, puede correrse un alto riesgo en la seguridad del sistema estructural.

La filosofía actual para el diseño sismorresistente de edificios de la mayoría de los códigos del mundo, considera la presencia de daño estructural en los edificios cuando se someten a sismos intensos, sin embargo es incompatible respecto a la metodología que comúnmente se utiliza en la práctica profesional para el análisis y diseño de edificios, dado que no se contempla que la estructura presente un comportamiento no lineal ni daño acumulado en el sistema. Se han planteado filosofías alternativas de diseño, con base principalmente en el concepto de diseño por desplazamientos, en las cuales se considera explícitamente que el sistema presenta deterioro de rigidez, con propuestas como la disminución de la rigidez de los elementos estructurales<sup>(40)</sup>, espectros de respuesta para desplazamientos inelásticos<sup>(41)</sup> y análisis por mecanismos de colapso<sup>(42)</sup>. Sin embargo, han sido escasos los intentos para establecer métodos prácticos de predicción de respuesta de sistemas con comportamiento no lineal durante eventos sísmicos, con deterioro acumulado de sus características de rigidez y resistencia.

#### **Métodos para evaluación de daño**

La evaluación del daño estructural es un fenómeno complejo de resolver tanto analítica como experimentalmente. Existen en la literatura una vasta gama de investigaciones relacionadas con este tópico, entre las que destacan las de DiPasquale y Cakmak<sup>(43)</sup>, Park et al.<sup>(44)</sup>, Yao et al.<sup>(45)</sup>, Reinhorn et al.<sup>(46)</sup>. La mayoría de los métodos propuestos para evaluar

daño se basan en la estimación de índices, los cuales sirven para evaluar el nivel de deterioro del sistema. Estos índices pueden ser divididos en dos categorías;

- a) *Índices basados en la respuesta del sistema*, ya sea que se considere la respuesta máxima estructural o con base en la fatiga del mismo. Entre los índices más utilizados destaca el conocido como ductilidad<sup>(47)</sup>, que es la relación entre el desplazamiento máximo del sistema entre el desplazamiento de fluencia, con la particularidad de que se toma en cuenta exclusivamente la respuesta máxima del sistema y no se considera la fatiga por efecto de comportamiento cíclico. Existen índices que toman en cuenta tanto la respuesta máxima del sistema como la fatiga cíclica<sup>(48, 49, 50)</sup>.
- b) *Índices basados en el cambio en los parámetros equivalentes del sistema*, en los cuales se analiza la modificación del periodo de vibrar para tomar en cuenta un índice global de daño<sup>(16)</sup>. Para analizar los cambios en los parámetros equivalentes del sistema se utilizan normalmente modelos matemáticos lineales con parámetros invariantes en el tiempo, llevando a cabo análisis por ventanas. Para caracterizar la variación del periodo fundamental de vibrar se calcula un índice en función del porcentaje de cambio que sufre el periodo fundamental de vibración original del sistema, ya sea con respecto al periodo final que tiene el sistema después del evento sísmico o con el máximo periodo equivalente que tenga el sistema durante el evento sísmico.

En la tabla 3 se presenta un resumen de los principales índices usados para la evaluación de daño en sistemas estructurales.

### **Modelos de predicción de respuesta**

Dentro de los métodos de predicción de respuesta sísmica reportados en la literatura, en los que se considere un comportamiento no lineal y deterioro del sistema, pueden distinguirse dos enfoques

1. *Enfoque directo*, en donde se establecen modelos matemáticos de múltiples grados de libertad, mediante programas de computadora como el *DRAIN-2D* y el *IDARK*<sup>(51)</sup>. Este enfoque presenta la ventaja de tomar en cuenta la configuración del sistema estructural con la participación de prácticamente todos los elementos que la conforman, aunque no toman en cuenta aspectos importantes como lo son el

comportamiento tridimensional del sistema estructural y el comportamiento no lineal del efecto de interacción suelo-estructura.

2. *Enfoque inverso*, en donde se cuenta con información experimental de la respuesta del sistema durante movimientos sísmicos y se aprovecha ésta para elaborar modelos matemáticos representativos de la estructura, ya sea mediante modelos que contemplan leyes constitutivas de los parámetros o con modelos donde se establezcan las leyes de variación que tienen los parámetros estructurales con respecto al nivel de respuesta y se considere el deterioro acumulado del sistema.

Sobre el segundo tipo de modelos es sobre los que descansa la filosofía de predicción utilizada en esta investigación, a fin de establecer modelos relativamente simples con enfoques prácticos de aplicación en el diseño de estructuras sismoresistentes.

#### **4.2 Variación de parámetros con el nivel de respuesta**

Mediante el análisis tanto de simulaciones como del comportamiento real de edificios se ha observado que existe una no linealidad de los parámetros estructurales en función del nivel de respuesta del sistema, presentando una caída de su rigidez efectiva conforme el desplazamiento aumenta. Aunado a este efecto no lineal, aparece un deterioro de la rigidez de tipo permanente, causado principalmente por la fatiga del sistema por comportamiento cíclico. En la figura 8 se muestra la variación que tienen los parámetros equivalentes de rigidez y amortiguamiento del modelo A descrito en el capítulo 2, con respecto al nivel de desplazamiento del sistema, cuando se le somete a una excitación de tres acelerogramas en serie. En la figura se aprecian claramente los efectos de no linealidad y deterioro acumulado en el parámetro de rigidez después de cada evento sísmico.

Existen un gran número de estudios en donde se ha calculado y analizado la respuesta de ciertos tipos de sistemas provistos de un solo grado de libertad ante la acción de sismos reales o simulados, con el fin de analizar la variación de las características equivalentes de rigidez y amortiguamiento con el comportamiento no lineal. Entre los primeros intentos destaca el de Newmark y Rosenblueth<sup>(47)</sup>, en donde se utilizaron los sistemas mencionados para diferentes comportamientos histeréticos. Para un sistema elastoplástico como el que se muestra en la figura 9, sometido a una excitación armónica, los autores demuestran que las

propiedades equivalentes de rigidez  $K_{eq}$  y fracción de amortiguamiento  $\xi_{eq}$  están en función de la ductilidad que se desarrolla y están definidas por

$$K_{eq} = K_0 \left[ \frac{9\mu^2}{(1+2\mu^{3/2})^2} \right]$$

$$\xi_{eq} = \xi_0 + \frac{2(\mu - \ln \mu - 1)}{\pi\mu}$$

en donde  $K_0$  y  $\xi_0$  los parámetros de rigidez y fracción de amortiguamiento asociados al comportamiento lineal y  $\mu$  la ductilidad, definida por la relación del máximo desplazamiento y el desplazamiento de fluencia.

Las expresiones anteriores se ven ligeramente modificadas al incorporar un parámetro de deterioro  $\lambda$ , definido por la relación de la rigidez inicial del sistema sin deterioro  $K_0$  y la rigidez del sistema deteriorado  $K_\lambda$  como se muestra esquemáticamente en la figura 10. Es posible demostrar que las características equivalentes del sistema con deterioro cuando este se somete a excitaciones armónicas quedan definidas por:

$$K' = K_0 \left[ \frac{9\mu^2}{(\lambda^{3/2} + 2\mu^{3/2})^2} \right]$$

$$\xi' = \xi_0 + \frac{2(\mu - \ln \frac{\mu}{\lambda} - \lambda)}{\pi\mu}$$

en donde el parámetro  $\lambda$  siempre toma valores mayores que la unidad. En la figura 11 se muestran la variación de la rigidez y amortiguamiento equivalentes para diferentes niveles de ductilidad y deterioro del sistema. Es interesante observar que en un sistema con deterioro puede tener un menor amortiguamiento equivalente del sistema con respecto al de un sistema sin deterioro, dado que la energía asociada al comportamiento histórico puede disminuir significativamente.

El atractivo de estas expresiones radica en el hecho de que la variación de los parámetros equivalentes queda expresada exclusivamente por la ductilidad desarrollada en el sistema, sobretodo si se piensa en aplicaciones prácticas de diseño. Sin embargo, existe la incertidumbre de que si estas expresiones simplificados puedan representar satisfactoriamente el comportamiento de un sistema de múltiples grados de libertad, ya que la curva histerética de estos sistemas es mucho más suavizada que la de un comportamiento bilineal, debido a la formación progresiva de las articulaciones plásticas en el sistema<sup>(25)</sup>. La incertidumbre se incrementa cuando se utiliza este tipo de sistemas para idealizar el comportamiento de estructuras reales, en donde existen efectos que no son considerados comúnmente en sistemas tan simplificados, como lo son los efectos de torsión y de interacción suelo-estructura.

### Ley de variación de parámetros

En esta investigación se propone utilizar la información proveniente de la estimación de parámetros equivalentes de los sistemas estudiados, para establecer leyes de variación de los mismos con respecto al desplazamiento del sistema. De tal forma, los parámetros equivalentes en un sistema sin deterioro quedan descritos por las siguientes expresiones

$$K_{eq}(x) = K_0 f_1(x)$$

$$C_{eq}(x) = C_0 f_2(x)$$

donde  $K_{eq}$  y  $C_{eq}$  son los parámetros equivalentes del sistema para un desplazamiento  $x$ ,  $K_0$  y  $C_0$  son los parámetros iniciales asociados a desplazamiento nulo y  $f_1(x)$  y  $f_2(x)$  son funciones que consideran la variación de los parámetros con el nivel de respuesta, las cuales se ajustan con los datos provenientes de la estimación paramétrica. De existir deterioro acumulado en el sistema debe considerarse una función adicional para tomar en cuenta dicho efecto, por lo que los parámetros equivalentes quedan definidos por

$$K_{eq}(x) = K_0 f_1(x) g_1(\beta)$$

$$C_{eq}(x) = C_0 f_2(x) g_2(\beta)$$

donde  $g_1(\beta)$  y  $g_2(\beta)$  son funciones que consideran el deterioro acumulado del sistema, asociados a un parámetro de carga cíclica  $\beta$ .

### 4.3 Modelo de deterioro

El modelo utilizado en esta investigación para considerar el deterioro de la rigidez de los sistemas estudiados se basa en el concepto de daño acumulado, el cual es dependiente del comportamiento cíclico del sistema<sup>(31)</sup>. Este modelo ha sido aplicado con éxito para predecir el comportamiento de estructuras de concreto reforzado sujetas a cargas de fatiga<sup>(22, 33)</sup>, para identificar comportamiento histerético de estructuras existentes<sup>(44, 49, 54, 55)</sup> y para analizar el comportamiento por adherencia entre las barras de refuerzo y el concreto para estructuras sujetas a excitaciones sísmicas<sup>(36)</sup>.

En este modelo se supone que el deterioro acumulado en la estructura depende de los máximos desplazamientos que suceden durante cada ciclo. Se establece un parámetro de carga cíclica  $\beta$  que se define como:

$$\beta = C \sum_{i=1}^N \frac{x_i}{x_f}$$

donde  $x_i$  es el máximo desplazamiento en el  $i$ -ésimo ciclo;  $x_f$  es el desplazamiento de falla (en nuestro sistema se considerará como el desplazamiento de fluencia) y  $C$  una constante menor que la unidad. Únicamente los desplazamientos que ocurren en una dirección se acumulan.

Se introduce una variable positiva y adimensional  $FD$ , denominada *factor de deterioro*, cuyo valor varía entre 0 y 1, que son los valores asociados a deterioro nulo y a deterioro total del sistema, respectivamente. Este factor de deterioro es función del parámetro de carga  $\beta$  de tal forma que

$$FD = f(\beta) ; f(0) = 0 ; f(1) = 1$$

En este modelo se considera que la razón de cambio por deterioro ( $d FD/d \beta$ ) varía linealmente con  $FD$ , se puede desarrollar la siguiente relación de deterioro:

donde  $g_1(\beta)$  y  $g_2(\beta)$  son funciones que consideran el deterioro acumulado del sistema, asociados a un parámetro de carga cíclica  $\beta$ .

### 4.3 Modelo de deterioro

El modelo utilizado en esta investigación para considerar el deterioro de la rigidez de los sistemas estudiados se basa en el concepto de daño acumulado, el cual es dependiente del comportamiento cíclico del sistema<sup>(31)</sup>. Este modelo ha sido aplicado con éxito para predecir el comportamiento de estructuras de concreto reforzado sujetas a cargas de fatiga<sup>(32, 33)</sup>, para identificar comportamiento histerético de estructuras existentes<sup>(44, 49, 54, 55)</sup> y para analizar el comportamiento por adherencia entre las barras de refuerzo y el concreto para estructuras sujetas a excitaciones sísmicas<sup>(56)</sup>.

En este modelo se supone que el deterioro acumulado en la estructura depende de los máximos desplazamientos que suceden durante cada ciclo. Se establece un parámetro de carga cíclica  $\beta$  que se define como:

$$\beta = C \sum_{i=1}^N \frac{x_i}{x_f}$$

donde  $x_i$  es el máximo desplazamiento en el  $i$ -ésimo ciclo;  $x_f$  es el desplazamiento de falla (en nuestro sistema se considerará como el desplazamiento de fluencia) y  $C$  una constante menor que la unidad. Únicamente los desplazamientos que ocurren en una dirección se acumulan.

Se introduce una variable positiva y adimensional  $FD$ , denominada *factor de deterioro*, cuyo valor varía entre 0 y 1, que son los valores asociados a deterioro nulo y a deterioro total del sistema, respectivamente. Este factor de deterioro es función del parámetro de carga  $\beta$  de tal forma que

$$FD = f(\beta); f(0) = 0; f(1) = 1$$

En este modelo se considera que la razón de cambio por deterioro ( $dFD/d\beta$ ) varía linealmente con  $FD$ , se puede desarrollar la siguiente relación de deterioro:

$$\frac{d FD}{d \beta} = n FD$$

en donde  $n$  es una constante que se determina experimentalmente y es función del tipo de fenómeno en donde se aplique este modelo de deterioro. La solución de la ecuación diferencial, tomando en cuenta las condiciones iniciales mencionadas, es de la forma

$$FD = f(\beta) = \frac{e^{n\beta} - 1}{e^n - 1}$$

En la figura 12 se muestra la relación que guarda el factor de deterioro  $FD$  con respecto al parámetro  $\beta$ , para diferentes valores de  $n$ .

#### 4.4 Metodología de predicción

La metodología de predicción propuesta tiene como objetivo fundamental el establecer modelos matemáticos simplificados representativos del comportamiento sísmico no lineal de sistemas físicos y que se utilicen para la predicción de su respuesta estructural. El modelo de predicción se calibrará a partir de la información del comportamiento real del sistema ante eventos sísmicos. El modelo de predicción se elabora con base en tres aspectos característicos del sistema:

1. Los parámetros que caracterizan el sistema para un estado inicial.
2. La ley de variación de sus parámetros con respecto al nivel de respuesta del sistema, de tal forma que tome en cuenta su comportamiento no lineal.
3. Establecer una función de deterioro, que considere el daño acumulado del sistema, cuyos parámetros se ajusten con la historia del deterioro del sistema durante los eventos.

Los tres aspectos característicos del sistema son esenciales para definir los parámetros equivalentes  $K_{eq}$  y  $C_{eq}$ , con los cuales es posible obtener la predicción de la respuesta ante diferentes escenarios de excitación.

### Algoritmo de predicción

El algoritmo de predicción que se utiliza en esta investigación consiste básicamente en una subrutina en donde se analiza la respuesta paso a paso de sistema, en el que se resuelve la siguiente ecuación de movimiento:

$$M \ddot{x}_e + [C_{eq}(x)] \dot{x}_e + [K_{eq}(x)] x_e = -M \ddot{x}_g$$

$$K_{eq}(x) = K_0 f_1(x) g_1(\beta)$$

$$C_{eq}(x) = C_0 f_2(x) g_2(\beta)$$

en donde  $M$  es la masa del sistema;  $C_{eq}$  y  $K_{eq}$ , los parámetros equivalentes de amortiguamiento y rigidez;  $f_1$  y  $f_2$ , las funciones que consideran la variación de los parámetros con el nivel de respuesta  $x$ ; y  $g_1$  y  $g_2$ , las funciones que toman en cuenta el deterioro por comportamiento cíclico.

Dado que el sistema es no lineal, el algoritmo resuelve la ecuación de movimiento llevando a cabo un análisis por ventanas, considerando que en cada una el sistema es lineal. Para cada ventana de análisis el algoritmo calcula el valor de los parámetros equivalentes  $C_{eq}$  y  $K_{eq}$ , en función del rms del desplazamiento  $x$  estimado y del factor de deterioro en dicha ventana, mediante un proceso iterativo.

#### 4.4.1 Descripción del programa de predicción

El programa de computadora utilizado para predecir la respuesta y de los parámetros de rigidez y amortiguamiento fue desarrollado expresamente. Este programa idealiza las estructuras como modelos de un grado de libertad, con respuesta no lineal y considera el daño acumulado; para el cálculo de la respuesta no lineal hace uso del método  $\beta$  de Newmark. Asimismo, realiza los cálculos para obtener los parámetros de rigidez y amortiguamiento por ventanas de tiempo.

Este programa realiza los cálculos de forma iterativa, ya que primeramente se calcula la respuesta del sistema y con ella la sumatoria de los desplazamientos máximos y el rms del

desplazamiento, con estos valores calcula los parámetros e itera hasta que converja la solución.

#### **4.5 Aplicación del modelo de predicción a los modelos estructurales**

Se llevaron a cabo simulaciones matemáticas de sistemas con comportamiento no lineal con deterioro de rigidez con el fin de calibrar los modelos y analizar la aplicabilidad y la capacidad de predicción de respuesta de los algoritmos propuestos. Asimismo, se realizaron dichas simulaciones tanto en sistemas de un grado de libertad como en sistemas de múltiples grados de libertad.

En las simulaciones se presenta la estrategia para la calibración de la leyes de variación de los parámetros con respecto al nivel de desplazamiento, así como los coeficientes que definen el modelo de deterioro del sistema.

Los sistemas con los cuales se llevaron a cabo las simulaciones matemáticas son los modelos A y B, los cuales conservan las mismas características que los descritos en el capítulo 2; con los cuales se realizó el análisis no lineal utilizando los programas DRAIN-2D y DRAINER.

##### **4.5.1 Metodología de simulación**

En las simulaciones matemáticas, como ya se mencionó, se obtuvo la respuesta no lineal de los sistemas, así como los parámetros característicos de rigidez y amortiguamiento mediante la identificación de sistemas.

Se calcularon las respuestas de los modelos matemáticos. Ambos, se sometieron a la excitación de 5 acelerogramas, los cuales fueron generados a partir del acelerograma registrado en la dirección transversal del campo durante el sismo 7, amplificando su aceleración con factores de 1, 2, 5, 7.5 y 10, con el fin de contar con diferentes grados de deterioro del sistema.

Se calcularon los exponentes que caracterizan la ley de variación, utilizando un ajuste con una función exponencial, con ayuda del método de mínimos cuadrados. Para cada una de

las respuestas de los sistemas se determinaron los factores de deterioro FD y se calculó el coeficiente C que define el parámetro de carga en el modelo de deterioro.

Una vez definidas las leyes de variación y el modelo de deterioro, se calcularon las respuestas del sistema utilizando el algoritmo de predicción desarrollado, comparándose las respuestas reales con las predichas mediante el modelo de predicción.

A fin de analizar la capacidad de predicción del modelo, se analizaron otros eventos sísmicos con diferentes escalas de aceleración y se compararon las respuestas reales con las respuestas del modelo.

#### 4.6 Simulación modelo A

Se analizó el modelo sometido a los cinco eventos sísmicos mencionados en la metodología de simulación, calculándose para cada uno la variación de los parámetros de rigidez y amortiguamiento. En las figuras 13 y 14 se presenta una comparación entre la respuesta real del sistema y la predicha, para el sismo 7 con factores de escala 1 y 10, respectivamente. En las figuras mencionadas se muestra la variación para cada una de las ventanas analizadas de los parámetros de rigidez y amortiguamiento del sistema.

##### Estimación de la ley de variación

A partir de la relación de los parámetros con respecto al nivel de respuesta, se calcularon los coeficientes de la función exponencial, considerando aquellos valores que definen el límite superior de dicha relación, como se observa en la figura 15. La ecuación que presentó el mejor ajuste con los datos resultó ser:

$$K_i = 135 e^{-0.21754 z}$$

en donde el coeficiente que multiplica la función exponencial es el valor asociado a un desplazamiento nulo ( $K_0$ ). Esta expresión no considera aún que el sistema presenta deterioro de rigidez, toma en cuenta únicamente el comportamiento no lineal del sistema con respecto al nivel de desplazamiento. El ajuste se realizó con los primeros cinco tramos de todos los sismos derivados del sismo 7; el criterio que se aplicó para elegir dichos

tramos, fue que en ellos existe una degradación de rigidez y no se presenta su recuperación. Los valores con los cuales se realizó el ajuste se presentan en la tabla 4.

Como se puede ver en el diagrama de dispersión de amortiguamiento, de la figura 15, los puntos están muy dispersos, por lo que para definir la ley de variación del parámetro de amortiguamiento se exploraron tres alternativas:

- a) Un amortiguamiento constante, independiente del nivel de desplazamiento, por lo que se parte de la hipótesis de que la respuesta del sistema no es muy sensible a este parámetro. De ésta forma:

$$C_{eq} = \bar{C}$$

- b) Una variación del amortiguamiento calculada con las expresiones propuestas por Newmark y Rosenblueth<sup>(47)</sup>, con la modificación de considerar deterioro del sistema

$$C_{eq} = C_0 + \frac{2(\mu - \ln \frac{\mu}{\beta} - \beta)}{\pi \mu}$$

- c) Mediante una expresión empírica, la cual se propone a partir del análisis de la variación en el tiempo del parámetro de amortiguamiento, el cual presenta una curvatura contraria a la que presenta la variación del parámetro de rigidez, es decir, que mientras la rigidez efectiva disminuye con el nivel de respuesta, el amortiguamiento se incrementa. Se propone la siguiente expresión:

$$C_{eq} = C_0 \left( \frac{K_0}{K_{eq}} \right)^\delta$$

en donde  $\delta$  es una constante que tiene un valor inferior a la unidad, y se utiliza para suavizar la curva.

### Aplicación del modelo de predicción

A partir de la relación de los parámetros con respecto al nivel de respuesta, se calcularon los coeficientes de la función exponencial, considerando aquellos valores que definen el límite. Sin embargo, si usamos una curva exponencial para el cálculo de la rigidez de un sistema no lineal no podemos asumir la existencia del daño, puesto que para un mismo desplazamiento siempre se tiene un mismo valor de la rigidez, por lo que fue necesario involucrar un modelo que considere daño, este modelo es el de Wang y Shah<sup>[2]</sup>. Una vez que se modificó la expresión matemática, esta se transformó en:

$$k_t = (1 - FD) k_0 e^{-\alpha_1 X rms_t}$$

en donde  $k_t$  es la rigidez calculada del segmento,  $FD$  es el factor de daño del segmento,  $k_0$  es la rigidez inicial del sistema,  $\alpha_1$  es el coeficiente producto del ajuste exponencial, ya citado, y  $X rms_t$  es la varianza del desplazamiento del segmento

La expresión anterior asume que la rigidez va disminuyendo hasta que al final de la excitación se conoce el daño que se presenta.

Ya se ha establecido la expresión que describe la variación de la rigidez en el tiempo, por lo que es necesario hacer lo propio con el amortiguamiento. Como se expresó anteriormente, para establecer la ley de variación del amortiguamiento se exploraron tres alternativas, siendo la tercera la que se ajustó mejor, teniendo  $\delta$  un valor de 0.33. En esta expresión se puede observar que la variación del amortiguamiento en el tiempo siempre va a describir una curvatura contraria a la que describe la rigidez.

El siguiente paso consistió en que a partir de las respuestas de los modelos se calcularon los factores de deterioro  $FD$  y se calculó el coeficiente  $C$  que define el parámetro de carga en el modelo de deterioro, proponiendo diferentes valores de la constante  $n$ , con el sismo 7 escalado 1.0, 2.0, 5.0, 7.5 y 10.0 veces. Con los datos conocidos se aplicaron las fórmulas propuestas en el modelo de deterioro, el valor de  $n$  usado fue aquel que proporcionó un resultado de  $C$  más estable, y la media de los valores de  $C$  fue su valor para este modelo; lo anterior se puede observar en la tabla 5. Una vez definidos los valores de las constantes  $C$  y  $n$ , cuyos valores son 0.0053 y -2 respectivamente, se calcularon las respuestas del sistema utilizando el algoritmo de predicción desarrollado, comparándose las respuestas reales con

las predichas mediante el modelo de predicción para el sismo 7 con factores de escala 1, 2, 5, 7.5 y 10 (fig 16).

A fin de analizar la capacidad de predicción de este modelo, se analizaron otros eventos sísmicos con diferentes características y se compararon las respuestas reales con las respuesta del modelo. Se compararon las respuestas de predicción y simulación para el sismo El Centro en la figura 17 y para el sismo SCT en la figura 18.

Como podemos observar en las gráficas citadas, las respuestas del modelo de predicción y la obtenida con la respuesta no lineal de la simulación son muy similares; entonces, ahora el reto es comprobar que el modelo de deterioro se puede aplicar para sismos en serie, por lo que se usó como excitación el sismo SCT modificado. En la tabla 6 podemos apreciar la diferencia que existe entre los parámetros encontrados mediante identificación de sistemas y los calculados mediante el modelo de predicción; asimismo, en la figura 19 se puede observar gráficamente su comparación.

#### 4.7 Simulación modelo B

Se analizó el modelo sometido a los dos eventos sísmicos mencionados en el capítulo 2, calculándose para cada uno de los eventos la variación de los parámetros de rigidez y amortiguamiento. En las figuras 6 y 7 se presenta una comparación entre la respuesta real del sistema y al estimada con el modelo de estimación de parámetros de un grado de libertad, para el sismo 7 con factores de escala 1 y 10, respectivamente. En las figuras mencionadas se muestra la variación para cada una de las ventanas analizadas de los parámetros de rigidez y amortiguamiento del sistema.

##### Estimación de la ley de variación

A partir de la relación de los parámetros con respecto al nivel de respuesta, se calcularon los coeficientes de la función exponencial, considerando aquellos valores que definen el límite superior de dicha relación, como se observa en la figura 20. La ecuación que presentó el mejor ajuste con los datos resultó ser:

$$K_i = 900 e^{-0.00711 x}$$

El ajuste se realizó usando los primeros cinco tramos de todos los sismos derivados del sismo 7; el criterio que se siguió para elegir estos valores es el mismo que el usado en el modelo A. Los valores con los cuales se realizó dicho ajuste se presentan en la tabla 7.

### **Aplicación del modelo de predicción**

Como se expresó anteriormente, dado que los puntos del diagrama de dispersión de amortiguamiento de la figura 20 están muy dispersos, para establecer la ley de variación del amortiguamiento se exploraron tres alternativas, siendo la tercera la que se ajustó mejor, teniendo  $\delta$  un valor de 0.33. En esta expresión se puede observar que la variación del amortiguamiento en el tiempo siempre va a describir una curvatura contraria a la que describe la rigidez.

El siguiente paso consistió en que a partir de las respuestas de los modelos se calcularon los factores de deterioro  $FD$  y se calculó el coeficiente  $C$  que define el parámetro de carga en el modelo de deterioro, para determinar el valor de la constante  $n$  nuevamente se propusieron valores para verificar si su valor era consistente. Esto se realizó con la respuesta obtenida para este modelo mediante la aplicación de los factores de amplificación al sismo 7 de 1.0, 2.0, 5.0, 7.5 y 10.0. Con los datos conocidos y aplicando las fórmulas que se proponen en el modelo de deterioro, se propusieron valores de  $n$ , el valor de  $n$  usado fue aquel que arrojó como resultado el valor de  $C$  más estable, y la media de estos valores de  $C$  es su valor para este modelo; lo anterior se puede observar en la tabla 8. Los valores de las constantes  $C$  y  $n$  son 0.000094 y -2 respectivamente, es decir, el valor de  $n$  es constante. Con los valores de las constantes ya establecidos se calcularon las respuestas del sistema utilizando el algoritmo de predicción desarrollado, comparándose las respuestas reales con las calculadas mediante el modelo de predicción.

A fin de analizar la capacidad de predicción de este modelo, se analizó otro evento sísmico con características diferentes y se compararon las respuestas reales con las respuesta del modelo. Se usó el sismo SCT, escalado 1.0, 2.0, 5.0, 7.5 y 10.0, se compararon las respuestas de predicción y simulación en la figura 21 para el sismo 7 y en la figura 22 para el sismo SCT.

Los valores de los parámetros identificados y predichos para el sismo 7 con factor de escala de 10.0 se pueden ver en la tabla 9, así como su comparación esquemática que se presenta

en la figura 23. Es necesario aclarar el motivo por el cual se repite el valor de los parámetros obtenidos mediante la identificación de sistemas en la tabla anterior con respecto a la tabla 2; esto se debió básicamente para tener una rápida convergencia del modelo de predicción.

#### **4.8 Comentarios**

Como se puede observar, en términos generales el método de predicción tiene una buena correlación con lo obtenido mediante identificación de sistemas, con la ventaja que es relativamente más sencilla su aplicación. Una de las desventajas que se puede apreciar es la forma de determinar el valor de los coeficientes  $C$  y  $n$ , así como aplicarlo sin contar con un previo análisis no lineal. Por otro lado, la predicción mejora al aumentar el nivel de daño de la estructura.

Teniendo en consideración que el amortiguamiento es un parámetro estructural muy importante, resulta trascendente hacer la observación de que aún teniendo diferencias importantes entre los valores de amortiguamiento, identificados y predichos, la diferencia entre los desplazamientos obtenidos mediante la simulación y la predicción no sean tan notables, de hecho, en el modelo de predicción se encontró que la respuesta es poco sensible al nivel de amortiguamiento.

## **CAPÍTULO 5**

### **APLICACIÓN A UN EDIFICIO REAL INSTRUMENTADO**

---

#### **5.1 Antecedentes**

El edificio Jalapa fue seleccionado, entre una serie de edificios, para ser instrumentado debido a sus siguientes características: *a)* está localizado en la zona de máxima amplificación de las ondas sísmicas en el valle de México, *b)* tiene características dinámicas que conducen a una respuesta muy elevada, es decir, que el edificio tiene un periodo fundamental de vibración semejante al periodo predominante del terreno, *c)* es una construcción típica en la ciudad de México, con estructura de concreto, losa reticular y con cimentación a base de pilotes de fricción, *d)* es una estructura sencilla, regular y simétrica para poder entender su respuesta estructural con un mínimo de instrumentos, *e)* se cuenta con la documentación completa del proyecto estructural y existe la facilidad de acceso y permiso para colocar instrumentos y operarlos<sup>(7)</sup>.

#### **5.2 Descripción del edificio**

El edificio estudiado está compuesto por una estructura principal de 14 niveles con un apéndice y un cuerpo anexo de tres niveles, los cuales están unidos en la planta del sótano y separados, en los restantes niveles, por una junta constructiva de 15 cm de espesor. Los tres primeros niveles están destinados a estacionamiento y los demás a oficinas. El edificio se localiza en la zona de suelo blando de la ciudad de México, el espesor de la capa arcillosa es de 30 m y los depósitos profundos se encuentran a 38.5 m de profundidad<sup>(7)</sup>.

La estructura del edificio es de concreto reforzado a base de marcos formados por columnas y losa reticular como sistema de piso; además cuenta con muros de concreto y mampostería. La planta tipo del cuarto al décimo cuarto nivel tiene forma rectangular de 20 m de ancho y 32.45 m de largo y las alturas de entrepiso son constantes de 3.15 m. Las plantas de estacionamiento abarcan el cuerpo anexo y sus dimensiones son de 20 por 40 m. Los estacionamientos están escalonados y comunicados entre sí por rampas. En la figura 24 se presentan la elevación y la planta típica del edificio.

Las resistencias nominales de concreto en las columnas y muros se determinaron a partir de pruebas no destructivas y de ensaye de núcleos extraídos de dichos elementos, los valores son: de 314 kg/cm<sup>2</sup> para los primeros siete niveles y de 272 kg/cm<sup>2</sup>, para los restantes.

La cimentación está compuesta por un cajón de concreto reforzado desplantado a una profundidad de 3.30 m, la cual se apoya sobre pilotes de fricción de sección triangular de 60 cm de lado y 28 m de longitud. Además, hay diez pilotes de forma cuadrada de 40 cm de lado y 26 m de longitud, entrelazados con los anteriores, de tal manera que no están en contacto con el cajón de cimentación; el extremo superior se encuentra a una profundidad de 9 m.

Durante los sismos de septiembre de 1985 el edificio sufrió algunos daños en sus elementos estructurales y no estructurales, por lo tanto, se reestructuró reforzando las columnas interiores con un encamisado de concreto reforzado y construyendo muros de concreto reforzado en la dirección longitudinal<sup>(23)</sup>, ubicados en las crujeas de los marcos 1 y 4.

### 5.2.1 Descripción de la instrumentación sísmica

Este edificio cuenta con una red de 14 acelerógrafos, localizados como se muestra en la figura 25. Los puntos de medición se distribuyeron de la siguiente forma: uno en terreno libre a aproximadamente 50 m del edificio, dos en pozos profundos, cuatro en el sótano, dos en el nivel tres, dos en el nivel ocho y tres en la azotea.

Los instrumentos seleccionados fueron acelerógrafos autónomos digitales de estado sólido con sensores triaxiales internos, dos horizontales y uno vertical, interconectados todos en configuración maestro-esclavo. Esta instrumentación con equipos autónomos se prefirió sobre un sistema con registro centralizado, básicamente por razones de costo y para tener mayor confiabilidad de su funcionamiento<sup>(24)</sup>.

Los equipos quedaron básicamente agrupados en tres ejes verticales: uno sobre la esquina suroeste, incluyendo los sensores de pozo, uno al centro del edificio y uno en la esquina noroeste. La orientación de los sensores se basó en dos ejes principales de referencia: L para la dirección longitudinal del edificio y T para la dirección transversal. El eje transversal tiene una desviación de aproximadamente 15° respecto al Norte.

Los dos pozos con sensores profundos a 20 y 45 m de profundidad, quedaron localizados dentro del área del edificio, mediante una perforación a través de su cimentación. Una vez hechos los barrenos, se insertaron ademes articulados de aluminio con ranuras-guía para los sensores.

La instrumentación se diseñó para proporcionar<sup>(1)</sup>:

- 1) Un registro detallado de la vibración del edificio, incluyendo los efectos de torsión de los modos superiores de vibración y del comportamiento no lineal, en su caso.
- 2) Una visión completa de la interacción suelo-estructura, incluyendo la traslación y el cabeceo de la base y el efecto de la presencia del edificio y de su cimentación en el movimiento del terreno.
- 3) Datos sobre la amplificación de las ondas sísmicas desde los depósitos firmes profundos hacia la superficie.

### **5.3 Respuesta sísmica registrada**

A partir de octubre de 1992, fecha en la cual fue instrumentado el edificio, se han registrado ocho eventos sísmicos con magnitudes entre 5.8 y 7.3. Para este estudio se utilizaron los registros de cinco eventos: mayo de 1993, octubre de 1993, mayo de 1994, diciembre de 1994 y septiembre de 1995; denominados sismo 1, sismo 5, sismo 6, sismo 7 y sismo 8, respectivamente; los cuatro primeros sismos anteriormente citados se colocaron de tal forma que se simule el efecto de sismos en serie. Las características principales de estos sismos se pueden observar en la tabla 10.

A partir de los registros fue posible calcular las frecuencias naturales de vibrar del sistema, tanto para los modos de traslación como para los de torsión. Las frecuencias para los modos de traslación se calcularon con la función de transferencia entre el espectro de Fourier de la aceleración absoluta en la azotea y el espectro de Fourier de la aceleración del terreno. Las frecuencias para los modos de torsión se determinaron del coeficiente espectral entre el espectro de Fourier del registro en una esquina y el del centro de la azotea. En la tabla 11 se presenta una comparación de las frecuencias de los primeros modos de vibración obtenidas con los registros sísmicos y con vibración ambiental, donde puede apreciarse que

existen diferencias significativas. Las frecuencias obtenidas con vibración ambiental son mayores que las obtenidas con registros sísmicos. Es importante aclarar que las frecuencias obtenidas a partir de registros sísmicos son valores promedio, dado que para su estimación se utilizó todo el registro, en cada uno de los eventos. Se aprecia, además, de que a mayor magnitud del sismo, mayor es la aceleración máxima en azotea y menor es el valor de las frecuencias fundamentales de vibrar del sistema.

Es interesante observar que las frecuencias naturales del sistema en vibración ambiental pueden diferir sensiblemente de aquellas que presenta el edificio durante eventos sísmicos, aún de mediana intensidad y sin daño aparente en la estructura.

#### **5.4 Estimación paramétrica**

Para representar el comportamiento dinámico del edificio se desarrolló un modelo de tres grados de libertad que considera la torsión, para considerar un comportamiento tridimensional, como se muestra en la figura 4; con el fin de analizar la variación que experimentan las características dinámicas del edificio durante los movimientos sísmicos estudiados. Por otra parte, para representar el comportamiento dinámico de la estructura durante el sismo 8 se desarrolló un modelo de un grado de libertad, como se muestra en la figura 3.

La identificación se realizó segmentando los registros en ventanas de 10 segundos, identificando los parámetros tramo por tramo para observar su variación durante los sismos considerados. También se realizó la identificación considerando el registro completo. En las tablas 12 y 13 se presentan los parámetros identificados utilizando el registro total y el registro segmentado. Asimismo, en las tablas aparecen las características dinámicas de frecuencia natural ( $f$ ) y porcentaje de amortiguamiento ( $\xi$ ), calculados a partir de los parámetros identificados.

##### **5.4.1 Análisis de la variación de los parámetros**

Analizando los resultados obtenidos para el sismo 1, se aprecia que las características dinámicas de la estructura sufrieron poca variación durante el evento, comportándose prácticamente en su intervalo lineal. En cambio, si observamos los valores de las

características dinámicas obtenidas durante el sismo 5, se aprecia que sí existen variaciones significativas durante el evento, con disminuciones en los valores de frecuencia de alrededor de un veinticinco por ciento, para la dirección L del edificio (dirección X del modelo matemático). Se aprecia que existen incrementos en los valores de amortiguamiento viscoso equivalente, con respecto a los obtenidos durante el sismo 1. Es claro que el sistema estructural se comportó no linealmente durante el sismo 5, a pesar de que no se presentó daño estructural evidente. Los resultados para el sismo 6 muestran que el sistema tiene un ligero comportamiento no lineal, pues las variaciones en frecuencia no son tan significativas. Por otra parte, los valores obtenidos de las características dinámicas obtenidas para los sismos 7 y 8 muestran un comportamiento francamente no lineal, esto es, los valores de rigidez tienen una variación de alrededor de un treinta por ciento. Observando los valores de rigidez finales del sismo 7 y los iniciales del sismo 8 se puede ver que son diferentes, lo que indica que el edificio tuvo una recuperación de su rigidez.

Si analizamos el valor de los parámetros identificados iniciales para el sismo 1 y los finales para el sismo 8 podemos observar que estos valores tienen una variación de alrededor de un cuarenta por ciento, es decir, el sistema sufrió un daño en cada sismo al que fue sometido, y este daño se acumuló para que la rigidez del sistema disminuyera, esto demuestra que el sistema sufrió un daño permanente.

Observando los resultados obtenidos con los registros completos, se aprecia que los valores de frecuencia concuerdan con los obtenidos con las funciones de transferencia. Lo anterior demuestra que las estimaciones de las características dinámicas con métodos no paramétricos, es decir, utilizando funciones de transferencia y en general con funciones espectrales, pueden proporcionar información muy valiosa para evaluar el comportamiento global de un sistema estructural.

## **5.5 Predicción de la respuesta**

Se aplicó la metodología desarrollada a un edificio real instrumentado. Esto se realizó usando los registros de la respuesta obtenidos mediante los aparatos de registro ubicados en él mismo. Se utilizó como respuestas a los registros obtenidos en los aparatos ubicados en la azotea de la estructura, y como acelerogramas a los registros del aparato de campo libre del edificio Jalapa; cabe mencionar que los eventos usados para calibrar los modelos de predicción fueron los conocidos como sismos 1, 5, 6 y 7; anteriormente citados, mientras

que el sismo 8 se utilizó para evaluar la capacidad de predicción del modelo. También se compararon los desplazamientos obtenidos mediante los registros de la respuesta y con los de predicción, así como los parámetros identificados a partir de los registros de la respuesta del edificio con los obtenidos mediante la predicción.

#### Estimación de la ley de variación

A partir de la relación de los parámetros con respecto al nivel de respuesta, se calcularon los coeficientes de la función exponencial, considerando aquellos valores que definen el límite superior de dicha relación, como se observa en la figura 26 para la dirección X y en la figura 27 para la dirección Y. La ecuación que presentó el mejor ajuste con los datos resultó ser:

$$k_1 = 150e^{-0.09745 x}$$

para la dirección X y para la dirección Y quedó definida como:

$$k_1 = 60.89e^{-0.13874 x}$$

Como se expresó anteriormente, para establecer la ley de variación del amortiguamiento se exploraron tres alternativas, siendo la tercer alternativa la que se ajustó mejor, teniendo  $\delta$  un valor de 0.33. Los valores con los cuales se realizó el ajuste de la curva exponencial para ambas direcciones se presentan en la tabla 14.

#### Aplicación del modelo de predicción

Se procedió a calibrar el modelo de deterioro con los sismos ya citados. Con la identificación de sistema se obtuvieron los parámetros y se definió el factor de daño para cada sismo. Las fórmulas del modelo de deterioro no se pudieron aplicar directamente, pues se desconoce el valor del desplazamiento de fluencia de la estructura; por lo que estas ecuaciones se transformaron para ser aplicadas en las siguientes expresiones:

$$\beta = \frac{C}{x_f} \sum_{i=1}^N x_i$$

$$\frac{C}{x_f} = \frac{\ln \left[ FD (e^n - 1) + 1 \right]}{n \sum_{i=1}^N x_i}$$

En las tablas 15 y 16 se puede ver que el valor del coeficiente  $C/x_f$ , para la dirección  $X$  es 0.0009 y para la dirección  $Y$  es 0.0016, respectivamente.

El siguiente paso consistió en predecir el comportamiento de la estructura real con las ecuaciones exponenciales respectivas para cada dirección. En la figura 28 podemos comparar la respuesta real del sistema (línea continua) con la predicha (línea punteada), así como la variación de la rigidez y del amortiguamiento en el tiempo para los sismos ya mencionados (sismo 1, sismo 5, sismo 6 y sismo 7) para la dirección  $X$  y en la figura 29 para la dirección  $Y$  del edificio Jalapa; se puede apreciar en ambas figuras que en la respuesta de desplazamiento las dos señales tienen el mismo periodo y diferencias en cuanto a la magnitud del desplazamiento, también se puede apreciar el que existe el fenómeno de batimiento debido a la similitud de las frecuencias de vibrar entre la estructura y el suelo<sup>(59)</sup>. En cuanto a la rigidez se puede apreciar que existen diferencias con respecto a la magnitud, pero siguiendo la misma tendencia. Por otro lado, el amortiguamiento, como se dijo anteriormente, no presenta una tendencia clara en su variación en el tiempo, por lo que las diferencias entre el valor del predicho y el identificado son grandes, sin embargo estas disparidades no se traducen en grandes diferencias en la respuesta de desplazamiento entre ambas señales. Para comparar los valores de los parámetros obtenidos mediante la identificación de sistemas y la predicción de ambas direcciones estos se presentan en la tabla 17.

A partir del modelo de predicción calibrado, se analizó la capacidad de predicción del mismo para el sismo 8, contemplando como parámetros iniciales los que presenta el sistema al final del sismo 7. En la figura 30 se muestra la comparación entre la señal real (línea continua) y las proveniente del modelo de predicción (línea punteada), en las dos direcciones del sistema. Se aprecia que existen diferencias apreciables entre las respuestas, que son debidas fundamentalmente a que los valores iniciales de los parámetros ( $k_0$  y  $c_0$ ) son en realidad muy diferentes que los propuestos. Si se realiza la predicción con los valores de los parámetros que en realidad presenta el sistema, se encuentra que existe una mejoría notoria en la predicción como se muestra en las figuras 31 y 32. Lo anterior muestra la

importancia de proponer valores adecuados de los parámetros asociados al estado inicial del sistema.

### **5.5.1 Comentarios**

De acuerdo con los resultados obtenidos podemos observar que el modelo de predicción propuesto tiene una buena correlación con los resultados conseguidos a partir de la identificación de sistemas; si bien las magnitudes de la respuesta de desplazamiento son ligeramente diferentes, en cuanto a frecuencia las respuestas son muy similares.

También es importante resaltar que el modelo de predicción aquí presentado se maneja como un modelo de un grado de libertad. Con base en la correlación de respuestas se observa que este modelo es capaz de reproducir en forma aceptable la respuesta de la estructura sometida a un sismo, a pesar de no tomar en cuenta el comportamiento tridimensional de la estructura.

## **CAPÍTULO 6**

### **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

---

#### **6.1 Conclusiones**

La aplicación de técnicas de identificación de sistemas en el campo de la ingeniería estructural, sobre todo en aquellos casos donde es posible contar con información experimental, resulta ser una herramienta matemática muy poderosa para definir modelos matemáticos de sistemas físicos.

A partir del análisis de simulaciones matemáticas en sistemas no lineales de múltiples grados de libertad y del sistema físico estudiado, se juzgó la validez del uso del análisis por ventanas para la estimación de parámetros equivalentes de los sistemas, en donde se considera que en cada ventana el sistema es lineal e invariante en el tiempo. Se encontró una excelente correlación entre las respuestas de los sistemas reales y las provenientes de los modelos matemáticos utilizados considerando dicha hipótesis.

En el presente trabajo se estableció un método para la predicción de la respuesta sísmica en sistemas estructurales, en donde se considera que puede presentarse el comportamiento no lineal del sistema y un deterioro acumulado en los parámetros que caracterizan el modelo. La metodología aprovecha toda la información proveniente del comportamiento real de los sistemas para la calibración del modelo de predicción. El método comprende tres aspectos fundamentales:

- a) Definición de los parámetros que definen el estado inicial del sistema.
- b) La ley de variación de los parámetros con el nivel de respuesta, caracterizada fundamentalmente por el desplazamiento del sistema.
- c) El modelo de deterioro del sistema, el cual considera el efecto de fatiga por comportamiento cíclico

Cabe destacar que aún siendo el modelo de predicción un modelo un grado de libertad, puede predecir de manera muy aproximada el comportamiento de una estructura real. Lo anterior se puede afirmar en la aplicación hecha en este trabajo al edificio Jalapa, ya que el

comportamiento que fue predicho para las dos direcciones de este edificio es muy parecido al obtenido experimentalmente. Resultó importante en esta aplicación el proponer los valores de los parámetros asociados al estado inicial de la estructura.

## **6.2 Recomendaciones**

Con base en los estudios realizados en el presente trabajo se puede emitir una recomendación en el sentido de que en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal se incorporen expresiones sencillas que consideren el comportamiento no lineal de las estructuras y el deterioro que sufren éstas al someterse a sollicitaciones sísmicas; así como, otra para que a los edificios ya construidos que fueron diseñados con Reglamentos de Construcción anteriores al actual sean revisados estructuralmente para conocer las condiciones con las cuales trabajan actualmente.

El incorporar estas expresiones se puede justificar con lo tratado en este trabajo, es decir, se ha puesto de manifiesto que las estructuras al someterse a excitaciones sísmicas sufren una variación de sus parámetros estructurales, los cuales varían durante el evento, y sobre todo, no son los mismos al inicio y al final de este; lo que indica un comportamiento no lineal de la estructura. Si se incorporan estos aspectos en el Reglamento podemos tener mayor confiabilidad en las estructuras, lo cual se traduce en un mayor rango de seguridad de estas, y sobre todo menos pérdidas, tanto humanas, materiales y económicas, al presentarse excitaciones sísmicas extraordinarias como las ocurridas en 1985; a cambio de estos beneficios solamente tendremos como consecuencia una rigidez de diseño menor a la considerada actualmente en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y en sus Normas Técnicas Complementarias.

La revisión estructural de estos edificios, cuya construcción y diseño datan de aproximadamente 25 años, se puede justificar aduciendo al comportamiento no lineal y al daño acumulado que sufren las estructuras al someterse a excitaciones sísmicas, así como a razones de seguridad de los recursos humanos, materiales y económicos que albergan.

## REFERENCIAS

---

1. Meli, R., Muriá-Vila, D. y Quaas, W. R., (1993), "Instrumentación Sísmica del Edificio Jalapa para el Estudio de Efectos de Sitio y de Respuesta Estructural", X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, pp 271-279.
2. Bekey, G. A., (1970), "System Identification-An Introduction and a Survey", Simulation, Vol. 5, No. 1, octubre, pp 151-166.
3. Lung, L., (1987), "System Identification-Theory for the User", Edit. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.
4. Kalman, R. E., (1960), "A New Approach to Linear Filtering and Prediction Problems", Journal of Basic Engineering, marzo.
5. Newmark, N. M., (1959), "A Method of Computation for Structural Dynamics", Journal of Basic Engineering Mech. Div., ASCE 85, julio.
6. 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.
7. Kaya, I. y McNiven, H., (1978), "Investigation of the Elastic Characteristics of a Three Story Steel Frame Using System Identification", reporte UCB/EERC-78/24, noviembre.
8. Jurukovsky, D., (1987), "Mathematical Modelling by System Identification Technics", Engineering Aspects of Earthquake Phenomena, Edit. A. Koridle, pp 137-150.
9. Jurukovsky, D. y Jovanovic, O., (1990), "System Identification as a Tool for Mathematical Modelling in Earthquake Engineering", Structural Dynamics, pp 413-418.
10. Beck, J. y Jennings, P., (1980), "Structural Identification Using Linear Models and Earthquakes Records", pp 145 -160.

11. Papageorgiou, A. y Lin, B., (1989), "Study of the Earthquake Respose of the Base Isolate Law and Justice Center in Rancho Cucamonga", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 8, pp 1189-1200.
12. Gentile, C., (1990), "Parametric Identification of Equivalent Models for Masonry Structures", Structural Dynamics, pp 457-464.
13. González, A.R., Noguez, F., Alcántara, L. y Vieitez, D., (1994), "Análisis del Comportamiento Dinámico del Edificio Córdoba a partir de Registros Sísmicos". IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, pp 405-414, Zacatecas, Zac., México, octubre.
14. González, A. R., Murià, V. D. y Torres, L. J., (1994), "Comportamiento Dinámico del Edificio Metro Juárez". IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, pp 520-529, Zacatecas, Zac., México, octubre.
15. Iemura, A. y Jennings, P., (1974), "Hysteretic Response of a Nine-Storey Reinforced Concrete Building", pp 183-201.
16. DiPascale, E. y Cakmak, A. S., (1990), "Seismic Damage Assessment Using Linear Models", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Princeton University, Vol. 9, No. 4, pp 194-215.
17. Distefano, R. y Rath, A., (1974), "Modeling and Identification in Nonlinear Structural Dynamics-I. One Degree of Freedom Models", reporte EERC 74/15, diciembre.
18. Udwandia, F. E. y Jertah, N., (1980), "Time Variations of Structural Properties During Strong Ground Motions", Journal of Engineering Mechanical Division, ASCE, Vol. 106, pp 111-121, enero.
19. Iwan, W. D. y Cifuentes, A. O., (1986), "A Model for System Identification of Degrading Structures", Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 14, pp 19-33.
20. Loh, C. y Tsaur, Y., (1988), "Time Domian Stimation of Structural Parameters", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.10, pp 95-105, enero.

21. Lin, C. C., Soong, T. T. y Natke, H. G., (1990), "Real Time System Identification of Degrading Structures", ASCE, Journal of Engineering Mechanics.
22. Agabian, M. S., Masri, S. F., Miller, R. K. y Caughey, T. K., (1991), "System Identification Approach to Detection of Structural Changes", ASCE, Journal of Engineering Mechanics, Vol. 117, No. 2, pp 370-390, febrero.
23. McVerry, G. H., (1980), "Structural Identification in the Frequency Domain from Earthquake Records", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 8.
24. González, R., Esteva, L., Murá-Vila, D. y Hernández, L. E., (1994), "Desarrollo de una Metodología para Determinar Parámetros Estructurales con Variación en el Tiempo en Edificios Instrumentados", I. I. UNAM, proyecto 4509, patrocinado por DDF, septiembre.
25. Olani, S., (1981), "Hysteresis Models of Reinforced Concrete for Earthquake Response Analysis", Journal of the Faculty of Engineering, The University of Tokyo, Vol. XXXVI, No. 2.
26. Takeda, T., Sozen, M. A. y Nielsen, N., (1970), "Reinforced Concrete Response to Simulate Earthquakes", ASCE, Journal of the Structural Division, Vol. 96, NST 12, pp 2557-2573.
27. Kanaan, A. C. y Powell, G., (1973), "DRAIN-2D: General Purpose Computer Program for Inelastic Dynamic Response of Plane Structures", University of California at Berkeley.
28. Ramberg, W. y Osgood, W., (1943), "Description of Stress-Strain Curves by Three Parameters", US NACA TN 902, Julio.
29. Popov, E. y Bertero, V., (1973), "Cyclic Loading of Steel Beams and Connections", ASCE, Journal of Structural Division, Vol. 99, No. ST6, pp 1189-1204.
30. Jennings, P., (1963), "Response of Simple Yielding Structures to Earthquake Excitation", Ph. D. Dissertation, California Institute of Technology, Pasadena.

31. Wang, M. L. y Shah, S. P., (1987), "Reinforced Concrete Hysteresis Model Based on the Damage Concept", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 15, pp 993-1003.
32. Wen, Y. K., (1976), "Method for Random Vibration of Hysteretic Systems", *ASCE, Journal of Engineering Mechanical Division*, Vol. 102, pp 249-263.
33. Iwan, W. D., (1966), "A Distributed-Element Model for Hysteresis and its Steady-State Dynamic Response", *ASCE, Journal of Applied Mechanics*, diciembre.
34. Mendoza, O. E., "Programa de Computadora para el Análisis Sísmico Inelástico de Marcos Planos con Interacción Suelo-Estructura", I. I. UNAM, diciembre, 1991.
35. Murá-Vila, D. y Moreno, R. de C. S. M., "Determinación de las Propiedades Dinámicas y los efectos de Interacción Suelo-Estructura de un edificio de 14 niveles", I. I. UNAM, pp 7-11.
36. "Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, noviembre, 1987.
37. Scott, B. D., Park, R. and Priestley, M. N. J., (1982), "Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Rates", *ACI Journal*, January-February.
38. Aire, O. C., Murá, V. D., (1993), "Evaluación de las Propiedades Dinámicas de los Concretos de un Edificio de 14 Pisos", I. I. UNAM, enero.
39. MATLAB, (1985), "High-Performance Numeric Computation Software".
40. Moehle, J. P., (1992), "Displacement-Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes", *Earthquake Spectra*, Vol. 8, No. 3, pp 403-428, agosto.
41. Bertero, R. y Bertero, V., (1992), "Tall Reinforced Concrete Buildings: Conceptual Earthquake-Resistant Design Methodology", reporte No. UBC/EERC-92/16, University of California at Berkeley, diciembre.

42. Bonelli, P. y Leiva, G., (1993), "Fundamentos de un Método de Diseño Sismoresistente Basado en el Control de Desplazamiento y Capacidad de Deformación", Sextas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Santiago, Chile, agosto.
43. DiPasquale, E. y Cakmak, A. S., (1989), "On the Relation Between Local and Global Damage Indices", reporte NCEER-89-0034, State University of New York at Buffalo.
44. Park, Y. J., Ang, A. H. y Wen, Y. K., (1985), "Seismic Damage Analysis of Reinforced Concrete Buildings", ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 111, No. 4, abril, pp 740-757.
45. Yao, J. P. T., Kozin, F., Wen, Y. K., Yang, J. N., Shueller, G. I. y Ditlevesen, O., (1986), "Stochastic Fatigue, Fracture and Damage Analysis", Structural Safety, No. 3, pp 231-267.
46. Reinhorn, A., Kunnath, S., Bracci, J. y Mander, J., (1989), "Normalized Damage Index for Evaluation of buildings", ASCE, Journal of Structural Engineering, mayo, pp 507-516.
47. Newmark, N. M. y Rosenblueth, E., (1974), "Fundamentals of Earthquake Engineering", Edit. Prentice Hall.
48. Banon, H. y Veneziano, D., (1982), "Seismic Safety of Reinforced Members and Structures", Earthquake Engineering and Structural Dynamics.
49. Park, Y. J. y Ang, A. H., (1985), "Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete", ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 111, No. 4, pp 740-757.
50. Stephens, E. y Yao, J. T. P., (1988), "Damage Assessment Using Response Measurements", ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 113, No. 4, abril, pp 787-801.
51. Park, Y. J., Ang, A. H. y Wen, Y. K., (1987), "Damage Limiting Aseismic Design of Building", Earthquake Engineering, Vol. 3, No. 1, pp. 1-26, febrero.

52. Shah, P. S., (1984), "Prediction of Cumulative Damage for Concrete and Reinforced Concrete", Mater. Struct. (RILEM), Vol. 17, No. 97, pp 65-68.
53. Balaguru, P. y Shah, P. S., (1982), "A Method of Prediction Crack Width and Deflection", in Fatigue of Concrete Structures (Ed. S. P. Shah), Publication No. SP-75, American Concrete Institute.
54. Toussi, S., Yao, J. T. P. y Chen, W. F., (1984), "A Damage Indicator for Reinforced Concrete Frames", American Concrete Institute, Journal 81, pp 260-267.
55. Banon, H., Biggs, J. M. y Irvine, M. H., (1981), "Seismic Damage in Reinforced Concrete Frames", ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 111, pp. 722-730.
56. Ciampi, V., Eligehausen, R., Bertero, V. y Popov, E., (1982), "Analytical Model for Concrete Anchorage of Reinforcing Bars under Generalized Excitation", reporte No. EERC 82/23, University of California at Berkeley.
57. Ovando, E., "Determinación Preliminar de las propiedades Dinámicas del Subsuelo Bajo el Edificio Jalapa", I. I. UNAM.
58. Quaas, W. R. y Almora, M. D., (1993), "Instrumentación Sísmica del Edificio Jalapa. Resumen de la Operación y Registro de Datos Durante 1993", reporte I. I. UNAM 2561.
59. Boroscheck, R. y Mahin, S., (1991), "Investigation of the Seismic Response of a Lightly-Damped Torsionally-Coupled Building", reporte No. UBC/EERC-91/18, College of Engineering, University of California at Berkeley, diciembre.
60. Murray, R. S., (1991), "Estadística", Edit. Mc. Graw Hill, México, pp 91-96.
61. Schwar, J. F. y Poy, H. J., (1975), "Métodos Estadísticos en Ingeniería de Tránsito", Edit. Representaciones y Servicios de Ingeniería, S. A., México, pp 103-114.

## ***TABLAS***

---

## **TABLAS**

---

**TESIS SIN PAGINACION**

**COMPLETA LA INFORMACION**

TRAMO	PARÁMETROS IDENTIFICADOS		CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS	
	k	c	f	ξ
1	123.51	3.43	0.58	5.09
2	117.38	2.19	0.57	3.34
3	112.53	0.001	0.56	0.001
4	117.39	2.04	0.57	3.11
5	116.79	2.00	0.57	3.05
6	118.98	1.83	0.57	2.76
7	79.17	10.46	0.47	19.40
8	77.00	10.58	0.46	19.91
9	84.38	8.25	0.48	14.83
10	89.33	7.61	0.50	13.29
11	89.36	7.54	0.50	13.16
12	90.67	7.32	0.50	12.69
13	91.32	7.27	0.50	12.56
14	86.25	7.65	0.49	13.61
15	85.34	7.39	0.49	13.21
16	83.08	8.50	0.48	15.40
17	80.68	8.08	0.47	14.86
18	60.95	12.06	0.41	25.49
19	55.35	10.19	0.39	22.60
20	48.32	11.08	0.37	26.30
21	47.23	12.68	0.36	30.46
22	53.96	11.84	0.39	26.62
23	57.90	11.75	0.40	25.48
24	62.51	11.15	0.42	23.28
25	72.43	11.76	0.45	22.81
26	70.91	11.38	0.44	22.31
27	70.91	11.38	0.44	22.31
28	55.61	13.00	0.39	28.78
29	50.48	11.28	0.37	26.21
30	39.85	13.00	0.33	34.00
31	28.90	11.84	0.28	36.35
32	28.89	9.77	0.28	30.02
33	28.20	10.52	0.28	32.71
34	22.33	11.67	0.25	40.75
35	26.64	12.61	0.27	40.32
36	30.90	11.94	0.29	33.45
37	34.50	14.32	0.31	40.25
38	34.50	14.32	0.31	40.25
39	35.84	10.74	0.31	29.61
40	35.84	10.74	0.31	29.61
COMPLETO	31.69	13.28	0.30	38.94

UNIDADES: k en T/cm, c en T/cm, f en Hz, ξ en %

Tabla 1. Parámetros identificados para el modelo A con el evento considerado.

	TRAMO	PARÁMETROS IDENTIFICADOS		CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS	
		k	c	f	ξ
S I S M O	1	897.10	5.30	0.48	0.88
	2	876.32	24.75	0.47	4.18
	3	877.97	16.38	0.47	2.76
	4	862.02	19.91	0.47	3.39
	5	861.36	29.61	0.47	5.04
	6	847.91	32.77	0.46	5.63
	7	857.79	28.34	0.47	4.84
	8	851.79	27.06	0.46	4.64
	9	836.64	33.24	0.46	5.75
	10	863.45	19.45	0.47	3.31
	11	833.53	20.84	0.46	3.61
	12	833.60	25.73	0.46	4.46
	13	869.38	20.86	0.47	3.54
	14	846.92	28.39	0.46	4.88
	<b>COMPLETO</b>	830.22	22.96	0.45	5.33
S I S M O	1	881.27	11.00	0.47	1.85
	2	816.81	39.06	0.45	6.83
	3	805.74	26.16	0.45	4.61
	4	690.99	69.61	0.42	13.24
	5	692.92	66.01	0.42	12.54
	6	663.56	75.12	0.41	14.58
	7	705.28	71.50	0.42	13.46
	8	670.50	59.19	0.41	11.43
	9	667.70	59.69	0.41	11.55
	10	753.85	40.83	0.44	7.43
	11	709.31	51.21	0.42	9.61
	12	722.57	41.35	0.43	7.69
	13	775.24	60.22	0.44	10.81
	14	691.69	54.01	0.452	10.27
	<b>COMPLETO</b>	622.52	43.68	0.41	12.32

UNIDADES: k en T/cm, c en T<sup>2</sup>/cm, f en Hz, ξ en %

Tabla 2. Parámetros identificados para el modelo B y los dos eventos considerados.

ÍNDICE	FÓRMULA	OBSERVACIONES
<i>ÍNDICES CON BASE EN LA RESPUESTA</i>		
Ductilidad	$\frac{x_m}{x_y}$	Newmark Y Roseblueth (1974)
$\delta_{\text{Bertero}}$	$\frac{1}{\sum_{i=1}^m \omega_i} \sum_{i=1}^m \omega_i \eta_i s_i$	Bertero y Bresler (1971)
$\delta_{\text{Banon}}$	$f \left( \frac{Kf}{K_r}, \frac{\sum_{i=1}^{n \text{ ciclos}}  q_i }{\theta_y} \right)$	Banon y Veneziano (1982)
$\delta_{\text{Park}}$	$\frac{x_M}{x_u} + \beta \int \frac{dE}{F_y x_u}$	Park y Ang (1985)
$\delta_{\text{Stephens}}$	$\sum_{i=1}^{n \text{ ciclos}} \left( \frac{\Delta d_{\mu}}{\Delta d_{\mu i}} \right)^a$	Stephens y Yao (1985)
<i>CON BASE EN EL CAMBIO DE PARÁMETROS</i>		
Degradación de rigidez última	$\frac{(T_o)_{\text{final}} - (T_o)_{\text{inicial}}}{(T_o)_{\text{inicial}}}$	Degradación global
Degradación máxima ( $\delta_M$ )	$\max_{i=1, n \text{ tramos}} \frac{(\Delta T_o)_i}{(T_o)_{\text{inicial}}}$	Daño global debido a deformación máxima
Degradación acumulada ( $\delta_E$ )	$\sum_{i=1}^{n \text{ tramos}} \frac{(\Delta T_o)_i}{(T_o)_{\text{inicial}}} \frac{s_i}{(T_o)_i}$	Daño global debido a fatiga

Tabla 3. Índices de daño.

ESCALA DE SISMO	TRAMO	X <sub>rms</sub>	IDENTIFICACIÓN DE SISTEMAS	
			k	c
1.0 SISMO	1	0.38748	113.51	3.11
	2	0.76391	113.91	3.08
	3	0.86287	115.00	2.90
	4	1.80843	114.40	3.91
	5	2.61632	74.80	9.30
2.0 SISMO	1	0.77627	115.73	3.15
	2	1.50894	113.55	3.31
	3	1.82235	107.76	5.43
	4	3.66239	51.84	10.06
	5	3.50034	48.23	9.43
5.0 SISMO	1	1.97369	90.33	8.49
	2	2.76032	65.85	9.69
	3	4.15296	32.24	8.97
	4	6.16569	26.18	7.25
	5	5.96433	23.56	7.52
7.5 SISMO	1	2.84218	62.38	10.21
	2	3.24930	50.71	8.90
	3	5.35820	28.09	7.96
	4	8.23781	18.21	6.04
	5	8.05007	15.25	5.97
10.0 SISMO	1	3.38850	49.53	9.90
	2	3.69718	40.86	8.31
	3	6.49300	22.23	7.18
	4	10.34950	13.88	5.19
	5	10.12987	10.71	4.95

X<sub>rms</sub> = varianza de la respuesta de desplazamiento  
 UNIDADES: k en T/cm, c en T/cm, X<sub>rms</sub> en cm

Tabla 4. Tabla de los valores de los parámetros y varianza con los cuales se ajustó la curva exponencial para el modelo A.

FACTOR DE ESCALA EN SISMO	$\sum \frac{x_i}{x_j}$	FD	C				
			n=-1	n=-2	n=-3	n=-4	n=-5
1.0	26.97	0.25	0.0090	0.0064	0.0047	0.0037	0.0030
2.0	45.32	0.40	0.0064	0.0047	0.0035	0.0028	0.0022
5.0	81.46	0.67	0.0068	0.0053	0.0041	0.0033	0.0027
7.5	104.90	0.77	0.0064	0.0052	0.0042	0.0034	0.0028
10.0	128.66	0.82	0.0057	0.0048	0.0039	0.0032	0.0026

Tabla 5. Calibración del modelo de deterioro para el modelo A.

ESCALA DE SISMO	TRAMO	Xrms	IDENTIFICACIÓN DE SISTEMAS	
			k	c
1.0 SISMO	1	0.38748	113.51	3.11
	2	0.76391	113.91	3.08
	3	0.86287	115.00	2.90
	4	1.80843	114.40	3.91
	5	2.61632	74.80	9.30
2.0 SISMO	1	0.77627	115.73	3.15
	2	1.50894	113.55	3.31
	3	1.82235	107.76	5.43
	4	3.66239	51.84	10.06
	5	3.50034	48.23	9.43
5.0 SISMO	1	1.97369	90.33	8.49
	2	2.76032	65.85	9.69
	3	4.15296	32.24	8.97
	4	6.16569	26.18	7.25
	5	5.96433	23.56	7.52
7.5 SISMO	1	2.84218	62.38	10.21
	2	3.24930	50.71	8.90
	3	5.35820	28.09	7.96
	4	8.23781	18.21	6.04
	5	8.05007	15.25	5.97
10.0 SISMO	1	3.38850	49.53	9.90
	2	3.69718	40.86	8.31
	3	6.49300	22.23	7.18
	4	10.34950	13.88	5.19
	5	10.12987	10.71	4.95

Xrms es variación de la respuesta de desplazamiento  
 UNIDADES: k en T/cm, c en T/cm, Xrms en cm

Tabla 4. Tabla de los valores de los parámetros y varianza con los cuales se ajustó la curva exponencial para el modelo A.

FACTOR DE ESCALA EN SISMO	$\sum \frac{X_i}{X_j}$	FD	C				
			n=-1	n=-2	n=-3	n=-4	n=-5
1.0	26.97	0.25	0.0090	0.0064	0.0047	0.0037	0.0030
2.0	45.32	0.40	0.0064	0.0047	0.0035	0.0028	0.0022
5.0	81.46	0.67	0.0068	0.0053	0.0041	0.0033	0.0027
7.5	104.90	0.77	0.0064	0.0052	0.0042	0.0034	0.0028
10.0	128.66	0.82	0.0057	0.0048	0.0039	0.0032	0.0026

Tabla 5. Calibración del modelo de deterioro para el modelo A.

TRAMO	IDENTIFICACIÓN DE SISTEMAS		PREDICCIÓN	
	k	c	k	c
1	123.51	3.43	129.6	4.1
2	117.38	2.19	117.0	4.2
3	112.53	0.001	122.4	4.1
4	117.39	2.04	82.9	4.7
5	116.79	2.00	72.2	4.9
6	118.98	1.83	61.6	5.2
7	79.17	10.46	46.1	5.7
8	77.00	10.58	66.0	5.1
9	84.38	8.25	85.7	4.6
10	89.33	7.61	96.6	4.5
11	89.36	7.54	100.1	4.4
12	90.67	7.32	105.2	4.3
13	91.32	7.27	106.4	4.3
14	86.25	7.66	100.3	4.4
15	85.34	7.39	85.7	4.6
16	83.08	8.50	65.1	5.1
17	80.68	8.08	68.3	5.0
18	60.95	12.06	33.4	6.3
19	55.35	10.19	35.5	6.2
20	48.32	11.08	29.0	6.6
21	47.23	12.68	36.7	6.1
22	53.96	11.84	53.4	5.4
23	57.90	11.75	44.6	5.8
24	62.51	11.15	62.2	5.2
25	72.43	11.76	71.3	4.9
26	70.91	11.38	73.4	4.9
27	70.91	11.38	69.5	5.0
28	55.61	13.00	48.6	5.6
29	50.48	11.28	36.4	6.2
30	39.85	13.00	26.4	6.9
31	28.90	11.84	14.3	8.4
32	28.89	9.78	17.4	7.9
33	28.20	10.52	11.9	8.9
34	22.33	11.67	9.6	9.6
35	26.64	12.61	20.8	7.4
36	30.90	11.94	22.0	7.3
37	34.50	14.32	25.8	6.9
38	34.50	14.32	34.2	6.3
39	35.84	10.74	38.7	6.0
40	35.84	10.74	39.3	6.0

UNIDADES: k en T/cm, c en T/cm

Tabla 6. Valores de los parámetros obtenidos mediante identificación de sistemas y predicción. Para el modelo A sometido al sismo SCT modificado.

ESCALA DE SISMO	TRAMO	Xrms	IDENTIFICACIÓN DE SISTEMAS	
			k	c
1.0 SISMO	1	0.99881	897.10	5.30
	2	2.08091	876.32	24.75
	3	2.88116	877.97	16.38
	4	7.60065	862.02	19.91
	5	6.97939	861.36	29.61
2.0 SISMO	1	1.99743	898.83	5.97
	2	4.14639	875.86	25.00
	3	5.70985	875.90	16.92
	4	14.13003	837.83	25.60
	5	14.43312	837.13	36.21
5.0 SISMO	1	4.95207	896.52	7.48
	2	9.69933	862.08	28.75
	3	13.11591	860.90	20.07
	4	25.42262	753.35	45.41
	5	22.50417	776.03	48.35
7.5 SISMO	1	7.37249	890.73	8.85
	2	13.28277	839.86	33.74
	3	17.84434	836.21	22.84
	4	29.48633	712.89	60.16
	5	27.77184	724.29	57.98
10.0 SISMO	1	9.70939	881.27	11.00
	2	16.00759	816.81	39.06
	3	21.87893	805.74	26.16
	4	33.09864	690.99	69.61
	5	32.22659	692.92	66.01

Xrms = varianza de la respuesta de desplazamiento  
 UNIDADES: k en T/cm, c en T/cm, Xrms en cm

Tabla 7. Tabla de los valores de los parámetros y varianza con los cuales se ajustó la curva exponencial para el modelo B.

FACTOR DE ESCALA EN SISMO	$\sum \frac{x_i}{x_j}$	FD	C		
			n=-1	n=-2	n=-3
1.0	266.71	0.06	0.000145	0.000099	0.000073
2.0	462.98	0.08	0.000112	0.000088	0.000057
5.0	808.06	0.15	0.000123	0.000093	0.000063
7.5	1002.26	0.20	0.000135	0.000095	0.000071
10.0	1179.66	0.23	0.000133	0.000094	0.000070

Tabla 8. Calibración del modelo de deterioro para el modelo B.

TRAMO	IDENTIFICACIÓN DE SISTEMAS		PREDICCIÓN	
	k	c	k	c
1	881.27	11.00	881.20	20.10
2	881.27	11.00	815.30	20.70
3	816.81	39.06	770.20	21.10
4	816.81	39.06	754.80	21.20
5	805.74	26.16	821.60	20.60
6	805.74	26.16	714.1	21.60
7	690.99	69.61	574.00	23.20
8	690.99	69.61	649.60	22.30
9	692.92	66.01	625.90	22.50
10	692.92	66.01	557.50	23.40
11	663.56	75.12	663.20	22.10
12	663.56	75.12	649.10	22.30
13	705.28	71.50	578.60	23.10
14	705.28	71.50	644.60	22.30
15	670.50	59.19	558.40	23.40
16	670.50	59.19	583.10	23.10
17	667.70	59.69	633.50	22.50
18	667.70	59.69	651.40	22.30
19	753.85	40.83	644.30	22.30
20	753.85	40.83	657.20	22.20
21	709.31	51.21	644.70	22.30
22	709.31	51.21	635.90	22.40
23	722.57	41.35	668.90	22.10
24	722.57	41.35	652.70	22.20
25	775.24	60.22	633.50	22.50
26	775.24	60.22	660.30	22.20
27	691.69	54.01	643.10	22.30
28	691.69	54.01	646.00	22.30

UNIDADES: k en T/cm, c en T/cm

Tabla 9. Valores de los parámetros obtenidos mediante identificación de sistemas y predicción mediante el sismo 7 con factor de escala igual a 10.0. Modelo B.

EVENTO	MAGNITUD	EPICENTRO	Amáx <sub>AZOTPA</sub>		Amáx <sub>TPURENO</sub>		DURACIÓN
			T	L	T	L	
SISMO 1	5.8	OAXACA	11.50	10.54	8.83	4.31	90
SISMO 5	6.7	GUERRERO	26.88	26.52	10.54	13.17	180
SISMO 6	6.1	GUERRERO	19.64	18.20	6.71	5.75	130
SISMO 7	6.3	GUERRERO	50.77	123.58	12.69	17.48	140
SISMO 8	7.3	GUERRERO	116.40	130.29	34.97	37.60	223

Amáx = Aceleración máxima

UNIDADES: Magnitud en Mf, Amáx en cm/s<sup>2</sup>, Duración en s

Tabla 10. Características principales de los sismos estudiados.

EVENTO	FECHA	FRECUENCIA		
		DIRECCIÓN L	DIRECCIÓN T	TORSIÓN
V.A.	23/SEP/1992	0.73	0.44	0.83
SISMO 1	15/MAY/1993	0.60	0.39	0.60
SISMO 5	24/OCT/1993	0.54	0.35	0.51
V.A.	25/NOV/1993	0.70	0.44	0.68
SISMO 6	23/MAY/1994	0.56	0.37	0.59
SISMO 7	10/DIC/1994	0.48	0.32	0.51
SISMO 8	14/SEP/1995	0.47	0.30	

V.A. = vibración ambiental  
UNIDADES: Frecuencia en Hz

Tabla 11. Comparación de las frecuencias naturales para el primer modo de vibración.

TRAMO	PARÁMETROS IDENTIFICADOS								CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS						
	$k_x$	$C_x$	$G_x$	$k_y$	$C_y$	$G_y$	$k_\theta$	$C_\theta$	$f_x$	$\xi_x$	$f_y$	$\xi_y$	$f_\theta$	$\xi_\theta$	
S I S M O	1	143.85	1.64	-46.79	57.81	1.06	-78.08	1.8457E6	4.87210E6	0.608	2.74	0.704	4.18	0.659	4.49
	2	143.85	1.64	-46.79	57.81	1.06	-78.08	1.8457E6	4.87210E6	0.608	2.74	0.704	4.18	0.653	4.49
	3	146.44	0.13	-118.00	58.07	5.04	-57.50	1.65317E6	6.43191E6	0.599	5.65	0.394	10.78	0.656	2.16
	4	175.08	0.65	-47.00	61.07	2.03	-68.00	1.60927E6	1.31106E6	0.524	5.76	0.404	4.21	0.680	0.90
	5	157.21	0.80	-59.00	65.00	4.56	-66.00	1.75117E6	1.12316E6	0.621	1.72	0.417	9.16	0.656	1.10
	6	166.12	2.04	-54.00	67.00	3.66	-68.00	1.62317E6	5.66700E6	0.527	6.77	0.407	7.53	0.674	2.94
	7	142.07	1.07	-65.00	59.00	1.59	-68.00	1.81813E6	2.27030E6	0.606	1.65	0.397	1.35	0.652	2.29
TOTAL	143.85	1.64	-46.60	57.81	1.06	-78.08	1.84910E6	4.87210E6	0.608	2.74	0.704	4.18	0.659	4.49	
S I S M O	1	153.43	0.81	2.74	57.85	1.88	-54.56	1.95150E6	6.16170E6	0.637	2.30	0.704	4.02	0.671	5.34
	2	163.00	1.69	-21.71	63.78	2.11	-67.12	1.76110E6	7.38150E6	0.678	3.77	0.413	4.30	0.610	6.66
	3	161.98	1.17	-64.06	60.14	1.99	-66.34	1.78110E6	9.95410E6	0.678	2.01	0.401	4.18	0.613	7.63
	4	143.12	3.07	-25.16	51.86	1.53	-69.30	1.91970E6	0.68370E6	0.632	5.81	0.373	3.46	0.569	10.11
	6	125.02	4.51	-2.06	47.06	1.76	-57.49	1.31177E6	6.89130E6	0.584	6.95	0.355	4.72	0.517	8.57
	6	128.47	3.02	-123.24	50.68	1.42	-83.00	1.21950E6	4.14850E6	0.594	4.53	0.566	3.24	0.514	5.41
	7	134.47	1.30	-24.31	51.17	2.64	-69.24	1.32550E6	6.3793E6	0.617	5.77	0.370	6.00	0.512	7.68
S	8	111.53	1.03	-49.19	44.66	6.12	-61.34	1.20470E6	4.73930E6	0.556	2.82	0.346	14.86	0.522	4.57
	9	103.89	2.55	0.30	54.83	1.57	-72.21	1.18120E6	4.62930E6	0.551	4.54	0.367	3.45	0.511	5.86
	10	105.14	1.90	26.30	47.32	3.30	-61.48	1.18180E6	3.34930E6	0.519	1.42	0.356	7.39	0.500	4.24
	11	113.03	2.08	-1.26	44.63	1.24	-118.57	1.23120E6	8.91330E6	0.572	6.81	0.346	3.02	0.507	9.25
	12	107.39	0.92	-12.83	43.51	2.10	-132.56	1.08170E6	8.97130E6	0.514	3.85	0.341	7.64	0.473	10.47
	13	123.31	2.10	29.22	47.73	2.25	-58.80	1.20510E6	5.39790E6	0.578	3.28	0.357	5.29	0.530	6.80
	TOTAL	108.31	2.48	-35.84	46.74	1.83	-58.18	1.19510E6	4.62930E6	0.546	5.63	0.354	4.33	0.510	4.54

UNIDADES:  $k$  en T/cm,  $C$  en T/cm,  $G$  en cm,  $f$  en Hz,  $\xi$  en %

Tabla 12. Parámetros identificados con el modelo de 3GLT para los eventos considerados (continúa).

TRAMO	PARÁMETROS IDENTIFICADOS								CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS						
	$k_x$	$C_x$	$C_z$	$k_y$	$C_y$	$C_v$	$k_o$	$C_o$	$f_x$	$\xi_x$	$f_y$	$\xi_y$	$f_o$	$\xi_o$	
S I S M O	1	129.73	2.24	-201.19	59.82	1.44	79.51	4.52323	7.57315	0.567	1.41	0.730	1.77	0.524	4.90
	2	117.30	1.38	48.67	59.74	2.59	19.29	1.26108	2.44326	0.511	1.22	0.706	1.67	0.561	2.13
	3	121.11	0.19	12.78	51.51	2.26	54.51	1.31138	1.72136	0.517	1.25	0.339	1.92	0.576	1.11
	4	118.67	2.77	66.61	59.01	1.81	28.23	1.27128	4.89126	0.513	6.31	0.565	4.29	0.565	4.28
	5	151.01	2.02	-11.67	48.96	1.91	39.87	1.30138	4.41126	0.541	5.77	0.363	18.27	0.674	9.26
	6	146.91	1.58	49.17	59.74	1.85	62.22	1.31128	4.41126	0.518	5.65	0.368	4.24	0.652	4.73
	7	126.34	1.90	-176.01	60.52	1.16	164.40	5.11127	0.71126	0.515	1.83	0.406	4.70	0.592	4.47
	8	125.14	0.62	78.58	59.78	4.05	81.21	1.41128	1.00917	0.547	8.91	0.368	0.31	0.523	4.67
	9	122.57	1.47	60.33	54.82	1.94	67.62	1.49128	6.85126	0.518	4.06	0.382	4.23	0.524	5.83
	10	131.06	0.19	17.62	59.49	1.44	34.66	1.41128	5.11126	0.561	1.93	0.367	1.29	0.597	0.81
	11	129.00	0.83	-103.33	51.31	1.43	22.10	1.43128	3.15126	0.577	3.53	0.383	3.11	0.589	1.55
	12	129.48	2.15	66.72	57.81	1.30	63.98	1.51128	8.56126	0.573	8.96	0.374	3.72	0.619	4.34
TOTAL	129.73	2.24	-201.19	59.82	1.43	79.51	4.52323	7.57315	0.567	1.42	0.730	1.77	0.524	4.90	
S I S M O	1	133.00	2.49	-1.63	58.11	2.40	-48.00	1.45128	1.61126	0.565	4.77	0.334	5.12	0.603	3.71
	2	116.00	0.45	-29.2	33.00	1.92	-112.00	1.39128	0.91126	0.529	6.06	0.363	4.03	0.684	6.05
	3	111.80	5.24	-52.38	45.40	0.30	-89.70	1.28128	4.23126	0.518	5.17	0.348	1.21	0.565	5.40
	4	98.90	0.90	-46.19	37.80	1.37	-137.00	1.38128	1.68127	0.491	8.93	0.317	3.65	0.538	14.72
	5	81.00	2.78	-59.00	61.55	3.17	-114.00	1.08128	1.23127	0.467	12.29	0.315	8.51	0.518	11.85
	6	77.65	3.44	-5.19	42.51	2.98	-71.59	8.63127	3.25126	0.440	3.79	0.317	7.43	0.478	6.19
	7	81.16	1.79	64.12	39.00	1.24	-106.03	6.42127	6.93126	0.423	0.32	0.323	3.22	0.472	5.01
	8	81.01	2.31	-54.93	39.11	1.46	-137.00	8.81127	3.47126	0.440	8.30	0.323	3.79	0.499	5.11
	9	90.81	2.64	-28.46	37.69	2.07	-75.42	6.93127	6.23126	0.447	9.21	0.317	5.20	0.497	5.13
	10	89.30	0.54	-30.27	41.51	1.70	-46.47	9.55127	7.62126	0.460	10.37	0.333	4.29	0.472	1.85
	11	88.10	1.59	-53.57	38.63	0.78	46.56	8.93127	4.14126	0.443	6.35	0.321	2.05	0.493	6.39
	12	88.81	1.41	-52.97	46.65	2.16	-40.34	5.98127	4.42126	0.461	6.27	0.314	5.13	0.516	2.91
TOTAL	90.29	1.35	-29.87	40.81	1.31	-36.39	1.17128	1.03126	0.489	1.51	0.330	3.18	0.511	12.52	
TOTAL	94.06	1.39	-47.44	39.48	1.82	-31.43	1.19128	4.42126	0.479	3.81	0.324	4.68	0.510	5.71	

UNIDADES:  $k$  en T/cm,  $c$  en T/cm,  $e$  en cm,  $f$  en Hz,  $\xi$  en %

Tabla 12. Parámetros identificados con el modelo de 3GLT para los eventos considerados (continuación).

	TRAMO	PARÁMETROS IDENTIFICADOS				CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS				
		$k_x$	$c_x$	$k_y$	$c_y$	$f_x$	$\xi_x$	$f_y$	$\xi_y$	
S I S M O 8	1	148.97	2.24	61.02	3.84	0.63	2.98	0.40	7.99	
	2	148.97	2.24	61.02	3.84	0.63	2.98	0.40	7.99	
	3	143.36	2.89	61.02	3.84	0.62	3.92	0.40	7.99	
	4	129.97	2.40	55.11	2.03	0.59	3.43	0.38	4.45	
	5	99.53	0.75	44.29	0.67	0.52	1.21	0.34	1.63	
	6	92.31	2.08	40.52	1.18	0.50	3.52	0.33	3.02	
	7	87.46	3.66	33.91	2.18	0.48	6.36	0.30	6.08	
	8	84.80	2.98	30.73	1.65	0.48	5.26	0.29	4.84	
	9	78.38	0.52	39.92	2.42	0.46	0.96	0.33	6.23	
	10	85.36	2.45	31.60	2.04	0.48	4.30	0.29	5.90	
	11	88.68	1.69	31.72	2.34	0.49	2.92	0.29	6.75	
	12	72.46	4.76	31.72	2.34	0.44	9.08	0.29	6.75	
	13	78.86	1.74	31.72	2.34	0.46	3.19	0.29	6.75	
	14	77.04	2.28	32.50	2.98	0.45	4.21	0.29	8.49	
	15	79.64	2.84	31.95	2.22	0.46	5.17	0.29	6.39	
	16	71.25	3.45	33.08	2.20	0.44	6.65	0.30	6.21	
	17	78.74	2.14	33.66	3.81	0.46	3.92	0.30	10.68	
	18	79.29	2.68	32.86	0.87	0.46	4.88	0.30	2.46	
	19	79.17	3.76	34.66	1.98	0.46	6.87	0.30	5.48	
	20	86.20	2.31	37.36	1.67	0.48	4.05	0.32	4.45	
		TOTAL	84.95	3.43	32.86	1.87	0.48	6.00	0.30	5.30

UNIDADES:  $k$  en T/cm,  $c$  en T/cm,  $a$  en cm,  $f$  en Hz,  $\xi$  en %

Tabla 13. Parámetros identificados con el modelo de IGL para el sismo 8.

SISMO	TRAMO	$X_{rms}$	I. S. DIRECCIÓN X		I. S. DIRECCIÓN Y	
			$k$	$c$	$k$	$c$
1	1	0.15505	143.86	1.44	57.81	1.96
5	1	0.07840	154.41	1.86	58.00	1.21
	2	0.09288	165.17	3.67	53.67	5.10
	3	0.12454	163.01	0.0008	61.19	2.08
	4	0.40627	141.53	5.32	51.88	1.56
	5	1.04679	117.00	2.71	47.81	2.04
6	1	0.23632	129.73	2.24	59.82	1.44
	2	0.57604	117.30	1.38	58.74	2.59
7	1	0.36106	133.00	2.49	58.11	2.40
	2	0.64736	116.00	0.45	55.00	1.82
	3	2.95584	111.80	3.24	45.40	0.50
	4	3.14181	98.90	0.90	37.50	1.37

$X_{rms}$  = varianza de la respuesta de desplazamiento  
UNIDADES:  $k$  en T/cm,  $c$  en T/cm,  $X_{rms}$  en cm

Tabla 14. Tabla de los valores de los parámetros y de la varianza de la respuesta de desplazamiento con los cuales se ajustó la curva exponencial para el edificio Jalapa en sus dos direcciones.

SISMO	FD	$\sum x_i$	$\frac{C}{x_f}$
1	0.013	12.81	0.000441
5	0.190	93.60	0.000936
6	0.001	28.14	0.000015
7	0.320	180.75	0.000897

Tabla 15. Calibración del modelo de deterioro para el edificio Jalapa en su dirección L (X).

SISMO	FD	$\sum x_i$	$\frac{C}{x_f}$
1	0.001	16.75	0.000026
5	0.190	63.00	0.001400
6	0.120	30.82	0.001800
7	0.310	95.76	0.001600

Tabla 16. Calibración del modelo de deterioro para el edificio Jalapa en su dirección T (Y).

	TRAMO	DIRECCIÓN X				DIRECCIÓN Y			
		I. S.		PREDICCIÓN		I. S.		PREDICCIÓN	
		k	c	k	c	k	c	k	c
S I S T E M A 1	1	143.86	1.44	158.10	1.50	57.81	1.96	68.90	2.00
	2	143.86	1.44	156.50	1.50	57.81	1.96	66.50	2.00
	3	143.86	1.44	156.90	1.50	57.81	1.96	65.50	2.00
	4	143.86	1.44	156.80	1.50	57.81	1.96	63.10	2.10
	5	146.44	0.13	155.10	1.50	58.00	5.04	60.90	2.10
	6	146.44	0.13	155.50	1.50	58.00	5.04	62.30	2.10
	7	175.08	0.65	156.60	1.50	61.00	2.03	64.90	2.10
	8	175.08	0.65	156.30	1.50	61.00	2.03	63.70	2.10
	9	157.25	0.80	156.90	1.50	65.00	4.56	63.50	2.10
	10	157.25	0.80	154.30	1.50	65.00	4.56	65.30	2.00
	11	166.19	2.04	154.90	1.50	62.00	3.66	63.60	2.00
	12	166.19	2.04	155.60	1.50	62.00	3.66	63.40	2.10
	13	142.00	1.02	155.50	1.50	59.00	1.59	63.50	2.10
	14	142.00	1.02	154.70	1.50	59.00	1.59	63.80	2.10
	15	142.00	1.02	155.30	1.50	59.00	1.59	64.90	2.10
	16	142.00	1.02	155.80	1.50	59.00	1.59	64.00	2.10
S I S T E M A 5	1	153.43	0.81	155.40	1.50	57.86	1.88	65.30	2.00
	2	153.43	0.81	155.20	1.50	57.86	1.88	64.10	2.10
	3	163.00	1.69	154.20	1.50	63.78	2.11	62.90	2.10
	4	163.00	1.69	154.40	1.50	63.78	2.11	62.30	2.10
	5	161.98	1.17	154.70	1.50	60.14	1.99	62.00	2.10
	6	161.98	1.17	154.40	1.50	60.14	1.99	63.60	2.10
	7	143.19	3.07	148.10	1.50	51.86	1.53	59.20	2.20
	8	143.19	3.07	149.20	1.50	51.86	1.53	55.30	2.10
	9	125.02	4.51	142.70	1.55	47.06	1.78	59.90	2.10
	10	125.02	4.51	145.40	1.55	47.06	1.78	50.30	2.20
	11	128.47	3.02	141.70	1.60	50.68	1.42	51.70	2.20
	12	128.47	3.02	144.20	1.60	50.68	1.42	51.10	2.20
	13	134.47	3.70	141.40	1.60	51.17	2.64	54.00	2.20
	14	134.47	3.70	123.20	1.60	51.17	2.64	55.60	2.20
	15	111.55	1.03	125.40	1.60	44.66	6.12	55.00	2.20
	16	111.55	1.03	138.20	1.60	44.66	6.12	56.10	2.20
17	103.89	2.55	128.20	1.60	54.85	1.57	54.70	2.20	
18	103.89	2.55	128.70	1.60	54.85	1.57	52.60	2.20	
19	105.14	1.90	135.80	1.60	47.32	3.30	49.70	2.20	
20	105.14	1.90	134.90	1.60	47.32	3.30	55.30	2.20	
21	113.09	2.68	135.70	1.60	44.63	1.24	56.00	2.30	
22	113.09	2.68	128.70	1.60	44.63	1.24	53.70	2.30	
23	107.39	0.92	133.10	1.60	43.51	3.10	45.60	2.20	
24	107.39	0.92	137.00	1.60	43.51	3.10	52.00	2.20	
25	123.71	2.10	137.70	1.60	47.75	2.25	51.70	2.20	
26	123.71	2.10	137.40	1.60	47.75	2.25	50.80	2.20	
27	123.71	2.10	137.70	1.60	47.75	2.25	50.10	2.20	
28	123.71	2.10	134.60	1.60	47.75	2.25	50.40	2.20	

UNIDADES: k en T/cm, c en T/cm

Tabla 17. Valores de los parámetros obtenidos mediante identificación de sistemas y la predicción del edificio Jalapa (continda).

TRAMO	DIRECCIÓN X				DIRECCIÓN Y				
	I. S.		PREDICCIÓN		I. S.		PREDICCIÓN		
	k	c	k	c	k	c	k	c	
S I S M O 6	1	129.73	2.24	137.80	1.60	59.82	1.44	53.20	2.20
	2	129.73	2.24	134.90	1.60	59.82	1.44	52.70	2.20
	3	117.30	1.38	132.60	1.60	58.74	2.59	51.20	2.20
	4	117.30	1.38	129.50	1.60	58.74	2.59	50.70	2.20
	5	121.11	0.19	133.10	1.60	53.53	2.26	49.30	2.20
	6	121.11	0.19	131.10	1.60	53.53	2.26	50.40	2.20
	7	118.67	2.77	132.10	1.60	50.05	1.83	49.90	2.20
	8	118.67	2.77	127.90	1.60	50.05	1.83	49.90	2.20
	9	152.03	7.02	132.30	1.60	48.96	7.92	50.30	2.20
	10	152.03	7.02	131.90	1.60	48.96	7.92	50.00	2.20
	11	156.93	3.58	132.40	1.60	50.74	1.85	49.60	2.20
	12	156.93	3.58	131.10	1.60	50.74	1.85	48.70	2.30
	13	126.38	1.90	128.70	1.60	60.52	2.16	49.50	2.20
	14	126.38	1.90	128.70	1.60	60.52	2.16	49.40	2.20
	15	125.14	0.62	130.20	1.60	50.78	4.05	48.70	2.30
	16	125.14	0.62	130.20	1.60	50.78	4.05	49.50	2.30
	17	122.57	1.47	130.30	1.60	54.82	1.94	49.40	2.30
	18	122.57	1.47	130.90	1.60	54.82	1.94	47.90	2.30
	19	131.98	0.18	130.90	1.60	50.49	1.44	47.40	2.30
	20	131.98	0.18	129.90	1.60	50.49	1.44	46.80	2.30
	21	128.60	0.83	129.40	1.60	55.21	1.43	48.70	2.30
	22	128.60	0.83	128.60	1.60	55.21	1.43	48.90	2.20
	23	139.48	2.15	128.10	1.60	52.61	1.50	49.10	2.30
	24	139.48	2.15	128.90	1.60	52.61	1.50	47.60	2.30
S I S M O 7	1	133.00	2.49	130.20	1.60	58.11	2.40	49.40	2.20
	2	133.00	2.49	125.40	1.60	58.11	2.40	48.20	2.20
	3	116.00	0.45	125.20	1.65	55.00	1.82	46.60	2.30
	4	116.00	0.45	118.90	1.65	55.00	1.82	46.70	2.30
	5	111.80	3.24	113.20	1.70	45.40	0.50	46.20	2.40
	6	111.80	3.24	118.50	1.70	45.40	0.50	38.40	2.40
	7	98.90	0.90	104.70	1.85	37.50	1.37	35.50	2.50
	8	98.90	0.90	80.00	1.85	37.50	1.37	34.60	2.50
	9	91.00	2.78	61.30	2.00	41.55	3.37	39.90	2.40
	10	91.00	2.78	73.40	2.00	41.55	3.37	40.00	2.40
	11	77.65	3.44	67.40	1.90	42.51	2.98	41.60	2.40
	12	77.65	3.44	78.20	1.90	42.51	2.98	38.60	2.40
	13	81.16	1.79	83.60	1.90	39.09	1.24	40.80	2.40
	14	81.16	1.79	75.20	1.90	39.09	1.24	38.60	2.50
	15	81.01	2.71	76.70	1.90	39.11	1.46	37.60	2.60
	16	81.01	2.71	67.70	2.00	39.11	1.46	33.40	2.50
	17	90.91	2.64	71.80	2.00	37.49	2.07	37.10	2.50
	18	90.91	2.64	74.90	1.90	37.49	2.07	36.90	2.40
	19	89.30	0.34	84.10	1.90	41.51	1.70	39.00	2.40
	20	89.30	0.34	84.80	1.90	41.51	1.70	38.70	2.40

UNIDADES: k en T/cm, c en T/cm

Tabla 17. Valores de los parámetros obtenidos mediante identificación de sistemas y la predicción del edificio Jalapa (continúa).

TRAMO	DIRECCIÓN X				DIRECCIÓN Y				
	I. S.		PREDICCIÓN		I. S.		PREDICCIÓN		
	k	c	k	c	k	c	k	c	
S I S T E M A 6	1	129.73	2.24	137.80	1.60	59.82	1.44	53.20	2.20
	2	129.73	2.24	134.90	1.60	59.82	1.44	52.70	2.20
	3	117.30	1.38	132.60	1.60	58.74	2.59	51.20	2.20
	4	117.30	1.38	129.50	1.60	58.74	2.59	50.70	2.20
	5	121.11	0.19	133.10	1.60	53.53	2.26	49.30	2.20
	6	121.11	0.19	131.10	1.60	53.53	2.26	50.40	2.20
	7	118.67	2.77	132.10	1.60	50.05	1.83	49.90	2.20
	8	118.67	2.77	127.90	1.60	50.05	1.83	49.90	2.20
	9	152.03	7.02	132.30	1.60	48.96	7.92	50.30	2.20
	10	152.03	7.02	131.90	1.60	48.96	7.92	50.00	2.20
	11	156.93	3.58	132.40	1.60	50.74	1.85	49.60	2.20
	12	156.93	3.58	131.10	1.60	50.74	1.85	48.70	2.30
	13	126.38	1.90	128.70	1.60	60.52	2.16	49.50	2.20
	14	126.38	1.90	128.70	1.60	60.52	2.16	49.40	2.20
	15	125.14	0.62	130.20	1.60	50.78	4.05	48.70	2.30
	16	125.14	0.62	130.20	1.60	50.78	4.05	49.50	2.30
	17	122.57	1.47	130.30	1.60	54.82	1.94	49.40	2.30
	18	122.57	1.47	130.90	1.60	54.82	1.94	47.90	2.30
	19	131.98	0.18	130.90	1.60	50.49	1.44	47.40	2.30
	20	131.98	0.18	129.90	1.60	50.49	1.44	46.80	2.30
	21	128.60	0.83	129.40	1.60	55.21	1.43	48.70	2.30
	22	128.60	0.83	128.60	1.60	55.21	1.43	48.90	2.20
	23	139.48	2.15	128.10	1.60	52.61	1.50	49.10	2.30
	24	139.48	2.15	128.90	1.60	52.61	1.50	47.60	2.30
S I S T E M A 7	1	133.00	2.49	130.20	1.60	58.11	2.40	49.40	2.20
	2	133.00	2.49	125.40	1.60	58.11	2.40	48.20	2.20
	3	116.00	0.45	125.20	1.65	55.00	1.82	46.60	2.30
	4	116.00	0.45	118.90	1.65	55.00	1.82	46.70	2.30
	5	111.80	3.24	113.20	1.70	45.40	0.50	46.20	2.40
	6	111.80	3.24	118.50	1.70	45.40	0.50	38.40	2.40
	7	98.90	0.90	104.70	1.85	37.50	1.37	35.50	2.50
	8	98.90	0.90	80.00	1.85	37.50	1.37	34.60	2.50
	9	91.00	2.78	61.30	2.00	41.55	3.37	39.90	2.40
	10	91.00	2.78	73.40	2.00	41.55	3.37	40.00	2.40
	11	77.65	3.44	67.40	1.90	42.51	2.98	41.60	2.40
	12	77.65	3.44	78.20	1.90	42.51	2.98	38.60	2.40
	13	81.16	1.79	83.60	1.90	39.09	1.24	40.80	2.40
	14	81.16	1.79	75.20	1.90	39.09	1.24	38.60	2.50
	15	81.01	2.71	76.70	1.90	39.11	1.46	37.60	2.60
	16	81.01	2.71	67.70	2.00	39.11	1.46	33.40	2.50
	17	90.91	2.64	71.80	2.00	37.49	2.07	37.10	2.50
	18	90.91	2.64	74.90	1.90	37.49	2.07	36.90	2.40
	19	89.30	0.34	84.10	1.90	41.51	1.70	39.00	2.40
	20	89.30	0.34	84.80	1.90	41.51	1.70	38.70	2.40

UNIDADES: k en Tr/cm, c en Tr/cm

Tabla 17. Valores de los parámetros obtenidos mediante identificación de sistemas y la predicción del edificio Jalapa (continúa).

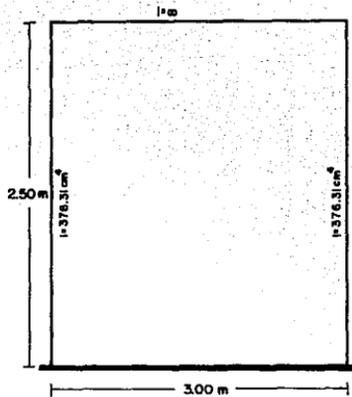
S I S T E M A	TRAMO	DIRECCIÓN X				DIRECCIÓN Y			
		I. S.		PREDICCIÓN		I. S.		PREDICCIÓN	
		k	c	k	c	k	c	k	c
7	21	88.19	3.59	82.50	1.90	38.65	0.78	36.80	2.40
	22	88.19	3.59	79.40	1.90	38.65	0.78	36.20	2.50
	23	88.81	1.41	77.90	1.90	46.65	2.16	35.80	2.50
	24	88.81	1.41	77.60	1.90	46.65	2.16	37.70	2.50
	25	90.29	1.35	77.90	1.90	40.61	1.31	37.60	2.50
	26	90.29	1.35	78.30	1.90	40.61	1.31	37.10	2.50
	27	91.04	0.39	75.60	1.90	40.33	0.52	36.90	2.50
	28	91.04	0.39	76.00	1.90	40.33	0.52	37.40	2.50
8	1	148.97	2.24	144.50	3.10	61.02	3.84	90.60	1.50
	2	148.97	2.24	144.00	3.10	61.02	3.84	89.40	1.50
	3	143.36	2.89	142.20	3.20	61.02	3.84	86.80	1.50
	4	129.97	2.40	142.60	3.10	55.11	2.03	86.00	1.50
	5	99.53	0.75	133.00	3.20	44.29	0.67	78.30	1.60
	6	92.31	2.08	102.60	3.50	40.52	1.18	54.50	1.80
	7	87.46	3.66	96.90	3.60	33.91	2.18	65.70	1.70
	8	84.80	2.98	89.40	3.70	30.73	1.65	49.50	1.80
	9	78.38	0.52	94.90	3.60	39.92	2.42	43.50	1.90
	10	85.36	2.45	84.20	3.70	31.60	2.04	55.50	1.80
	11	88.68	1.69	76.30	3.90	31.72	2.34	44.30	1.90
	12	72.46	4.76	81.70	3.80	31.72	2.34	59.60	1.70
	13	78.86	1.74	91.70	3.60	31.72	2.34	55.70	1.80
	14	77.04	2.28	85.00	3.70	32.50	2.98	55.90	1.80
	15	79.64	2.84	72.50	3.90	31.95	2.22	53.40	1.80
	16	71.25	3.45	85.90	3.70	33.08	2.20	49.30	1.80
	17	78.74	2.14	84.90	3.70	33.66	3.81	55.50	1.80
	18	79.29	2.68	81.80	3.80	32.86	0.87	58.60	1.70
	19	79.17	3.76	91.20	3.60	34.66	1.98	56.30	1.80
	20	86.20	2.31	92.30	3.60	37.36	1.67	58.90	1.70

UNIDADES: k en T/cm, c en T/in

Tabla 17. Valores de los parámetros obtenidos mediante identificación de sistemas y la predicción del edificio Jalapa (continuación).

***FIGURAS***

---



Datos:  $T = 1.77$  s  
 $\xi = 4.27$  %  
 $M = 9.174$  Kg s<sup>2</sup>/cm  
 $E = 2.0 \times 10^5$  Kg/cm<sup>2</sup>  
 $C_s = 0.20$   
 $\delta_y = 2.76$  cm

Fig. 1 Modelo A.

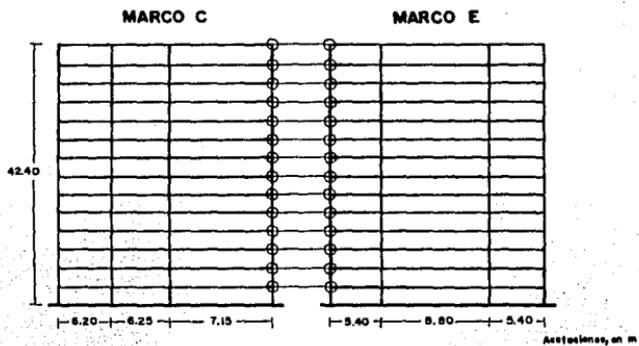


Fig. 2 Modelo B.

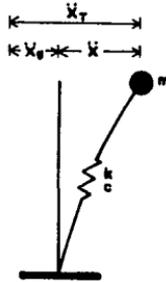


Fig. 3 Modelo 1GL.

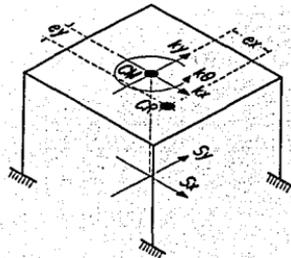


Fig. 4 Modelo 3GLT.

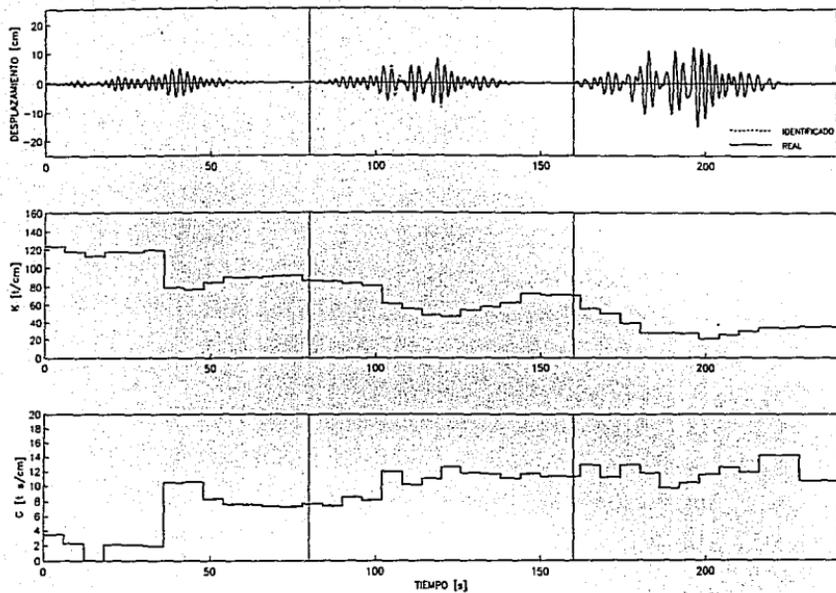


Fig. 5 Comparación de la respuesta experimental y la obtenida a partir de los parámetros identificados, y los parámetros estructurales. Modelo A sujeto al sismo SCT modificado.

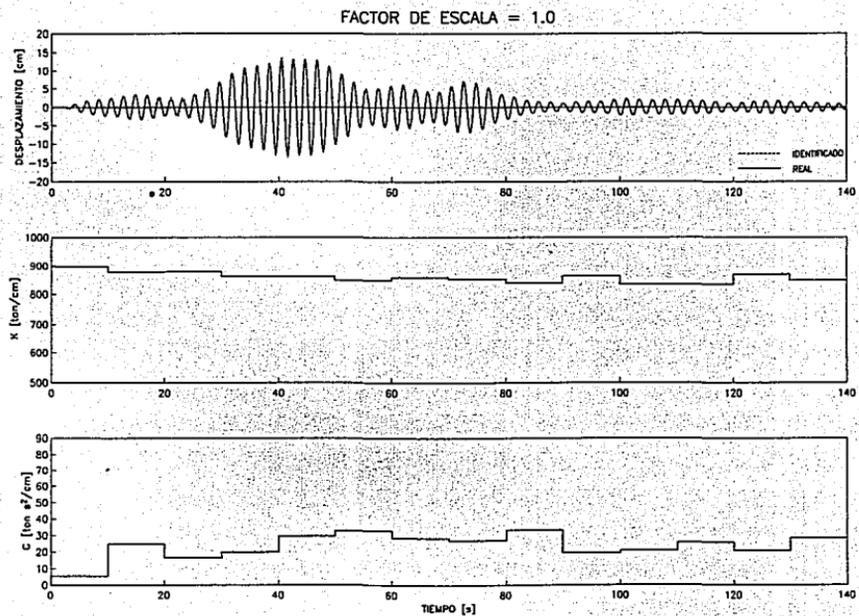


Fig. 6 Comparación de la respuesta experimental y la obtenida a partir de los parámetros identificados, y los parámetros estructurales. Modelo B sujeto al sismo 7 con factor de escala igual a 1.

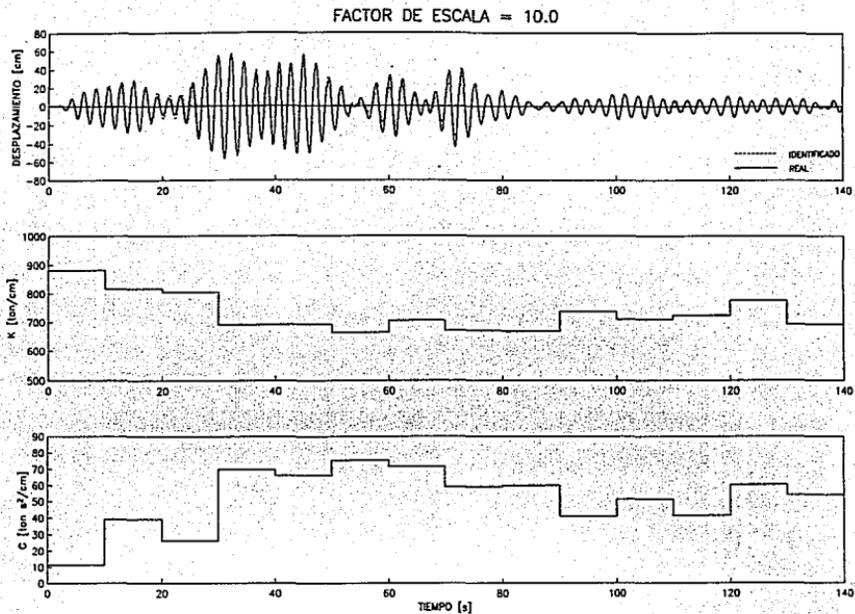


Fig. 7 Comparación de la respuesta experimental y la obtenida a partir de los parámetros identificados, y los parámetros estructurales. Modelo B sujeto al sismo 7 con factor de escala igual a 10.

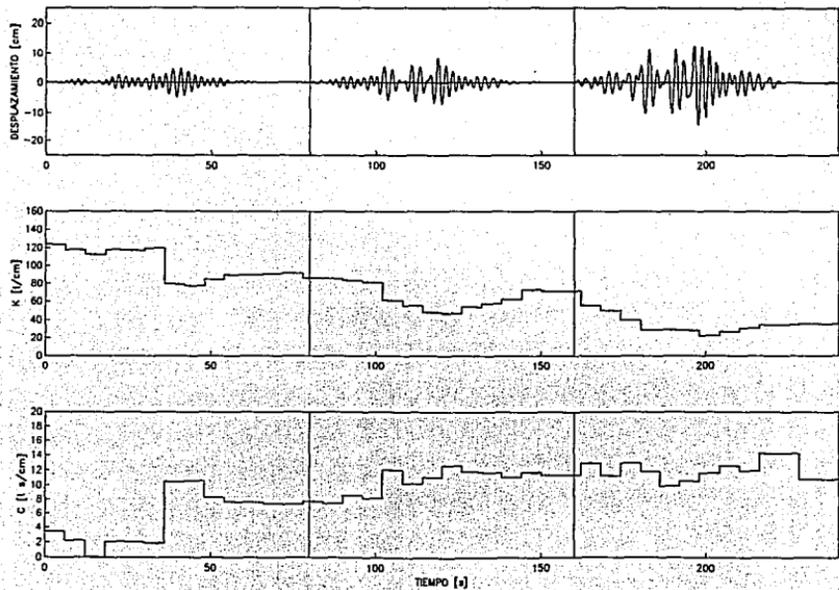


Fig. 8 . Variación de los parámetros y la respuesta del modelo A ante el sismo SCT modificado.

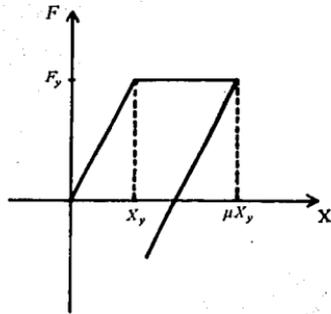


Fig. 9 Comportamiento histérico elastoplástico

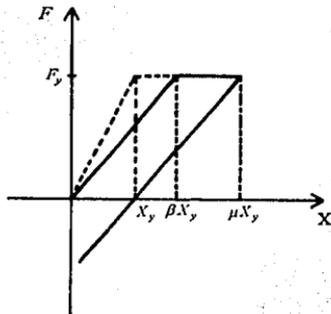


Fig. 10 Comportamiento histérico que considera deterioro.

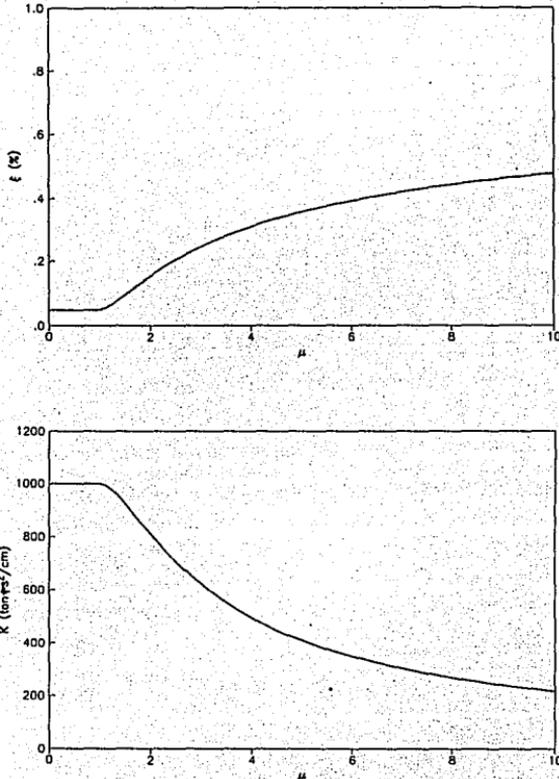


Fig. 11 Variación de la rigidez y amortiguamiento equivalentes con la ductilidad y el deterioro.

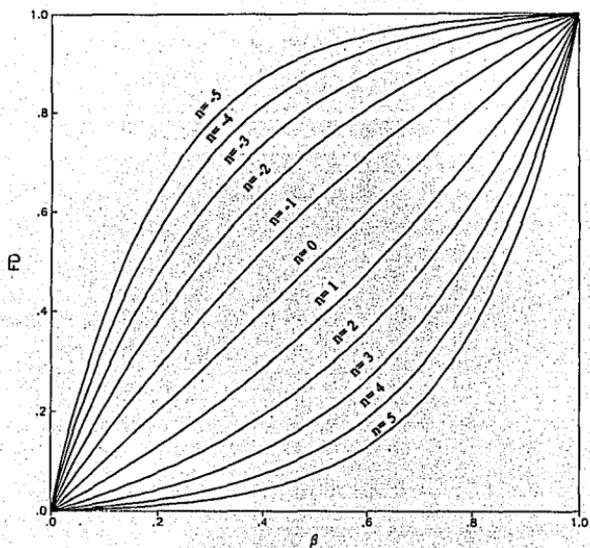


Fig. 12 Relación entre el factor de deterioro  $FD$  y el parámetro de carga  $\beta$  para diferentes valores de  $n$ .

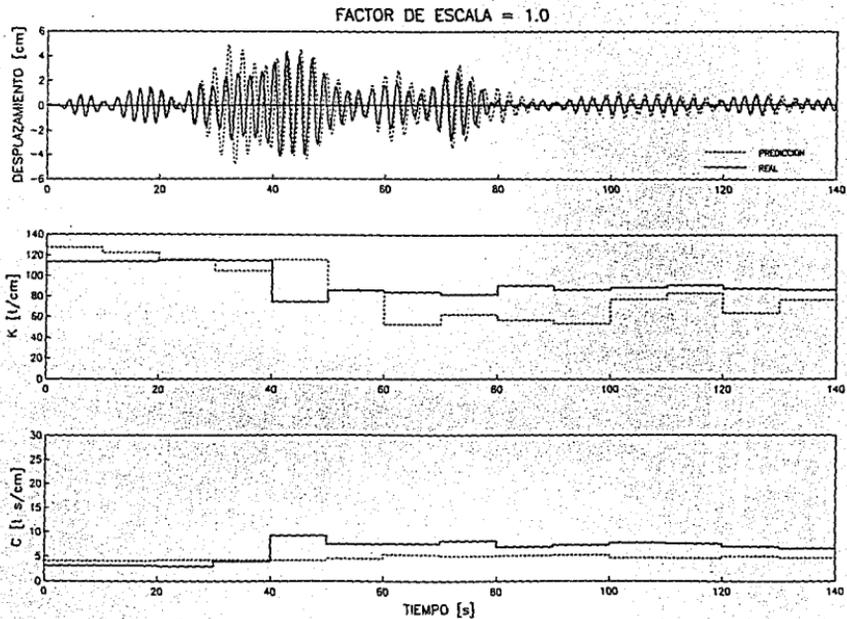


Fig. 13 Comparación de la respuesta y los parámetros estructurales obtenidos mediante simulación e identificación de sistemas. Modelo A sometido al sismo SCT.

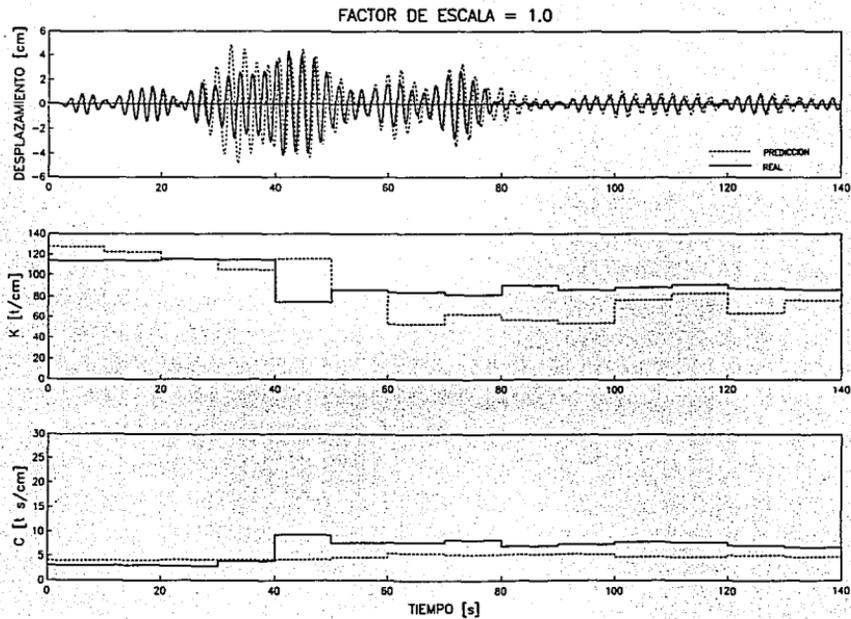


Fig. 13 Comparación de la respuesta y los parámetros estructurales obtenidos mediante simulación e identificación de sistemas. Modelo A sometido al sismo SCT.

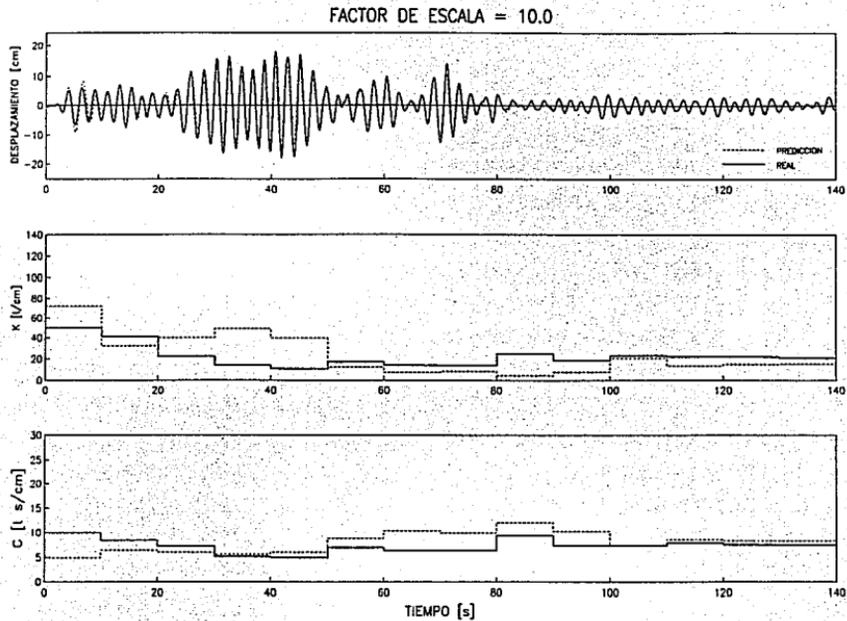


Fig. 14 Comparación de la respuesta y los parámetros estructurales obtenidos mediante simulación e identificación de sistemas. Modelo A sometido al sismo 10.0 SCT.

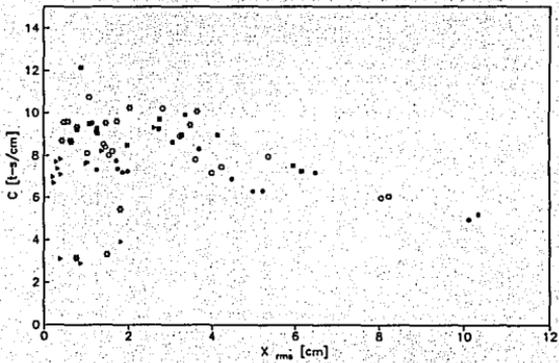
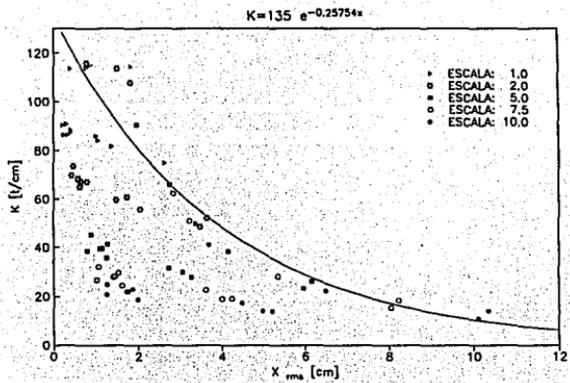


Fig. 15 Diagrama de dispersión para el modelo A sujeto al sismo SCT 7.

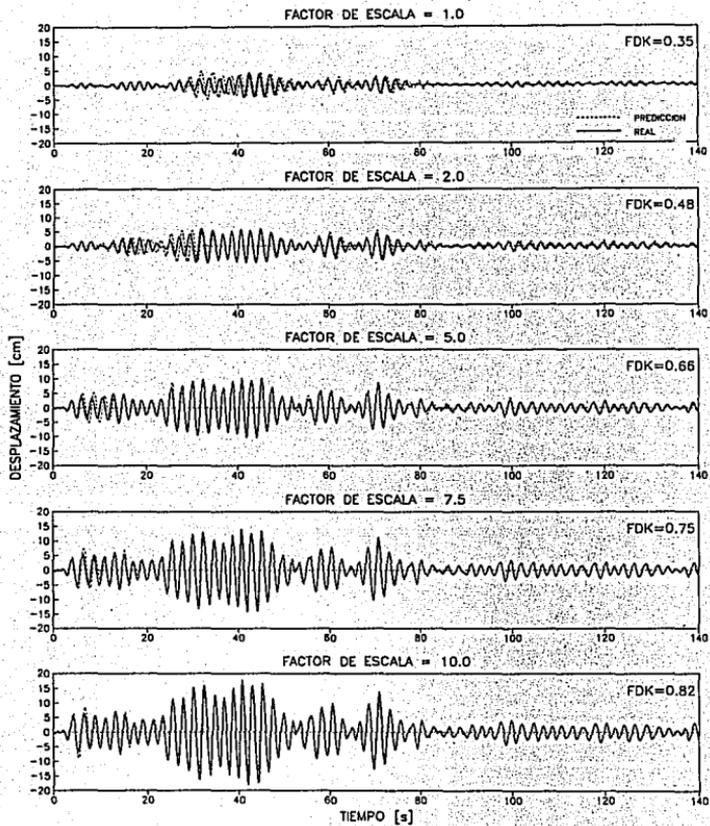


Fig. 16 Comparación de la respuesta y los parámetros estructurales obtenidos mediante simulación e identificación de sistemas con la predicción. Modelo A sometido al sismo 7.

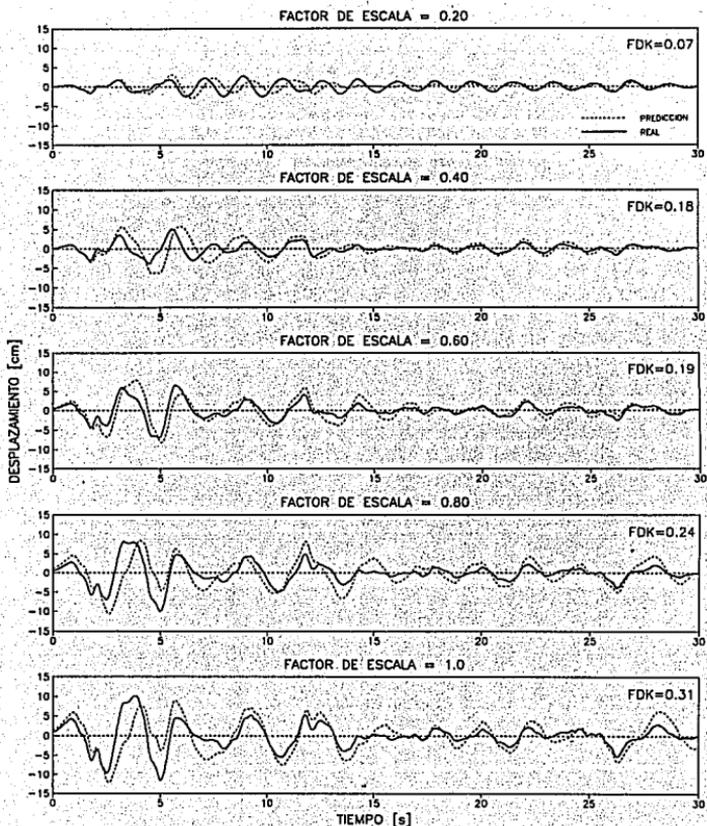


Fig. 17 Comparación de la respuesta y los parámetros estructurales obtenidos mediante simulación e identificación de sistemas con la predicción. Modelo A sometido al sismo El Centro.

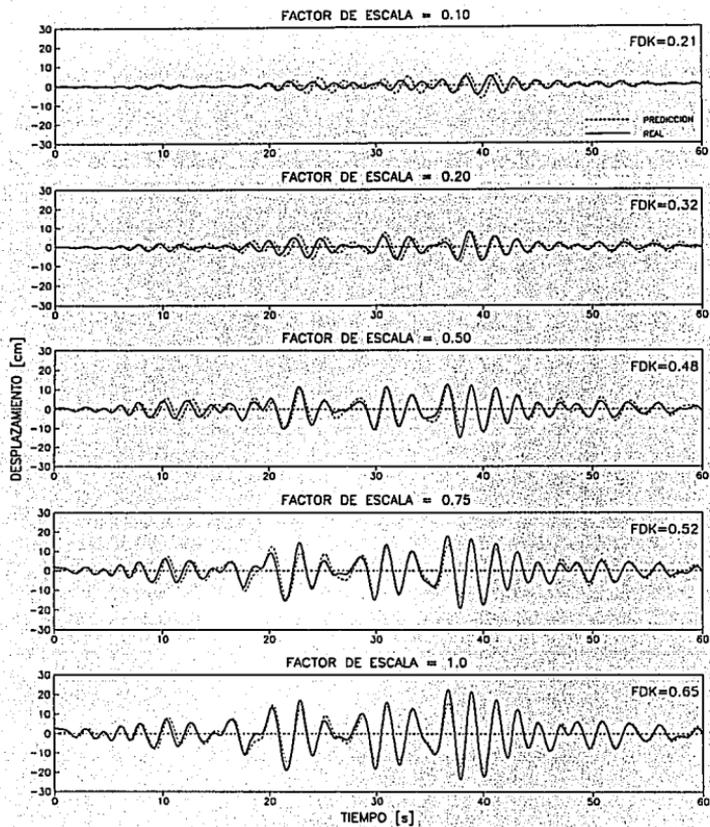


Fig. 18 Comparación de la respuesta y los parámetros estructurales obtenidos mediante simulación e identificación de sistemas con la predicción. Modelo A sometido al sismo SCT.

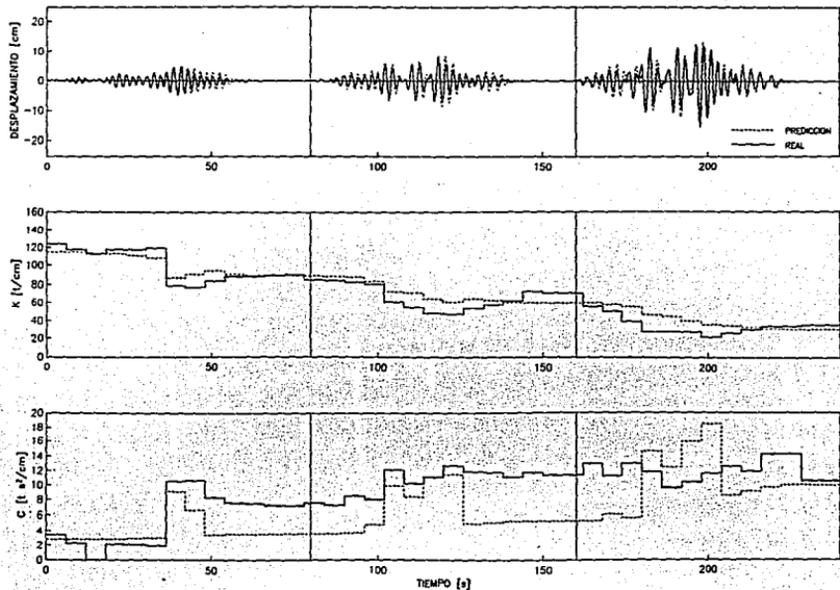


Fig. 19 Comparación de la respuesta y los parámetros estructurales obtenidos mediante simulación e identificación de sistemas con la predicción. Modelo A sometido al sismo SCT modificado.

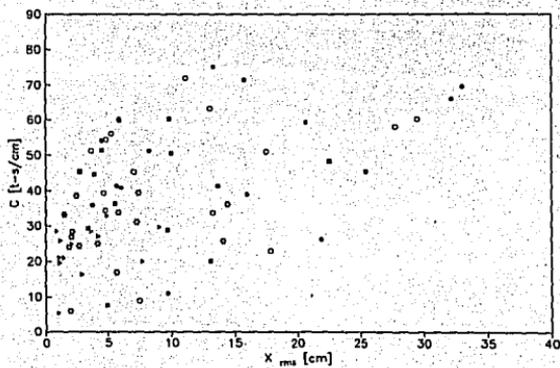
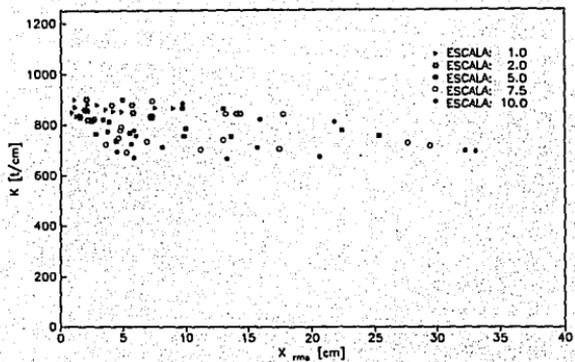


Fig. 20 Diagrama de dispersión para el modelo B sujeto al sismo 7.

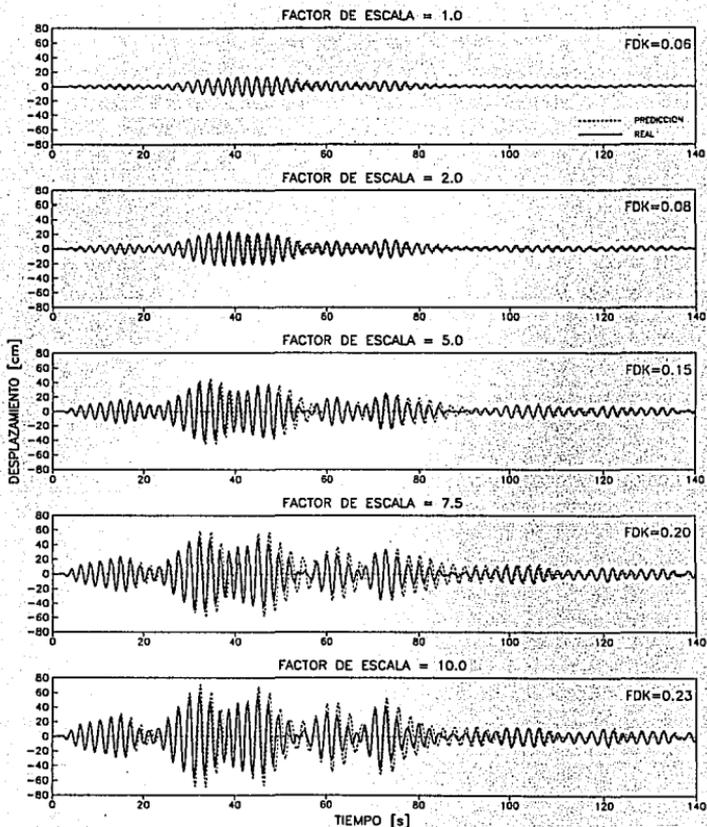


Fig. 21 Comparación de la respuesta y los parámetros estructurales obtenidos mediante simulación e identificación de sistemas con la predicción. Modelo B sometido al sismo 7.

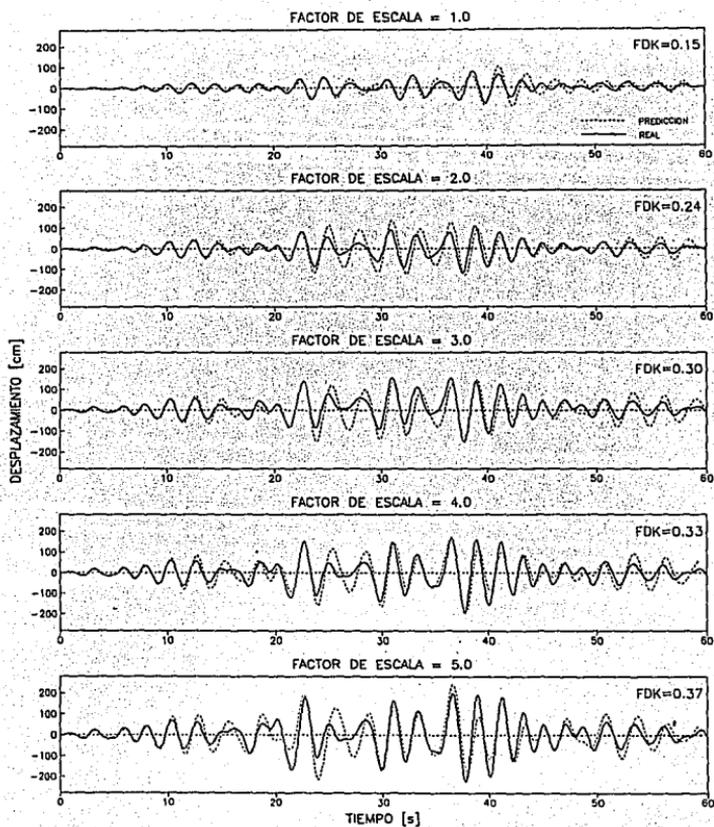


Fig. 22 Comparación de la respuesta y los parámetros estructurales obtenidos mediante simulación e identificación de sistemas con la predicción. Modelo B sometido al sismo SCT.

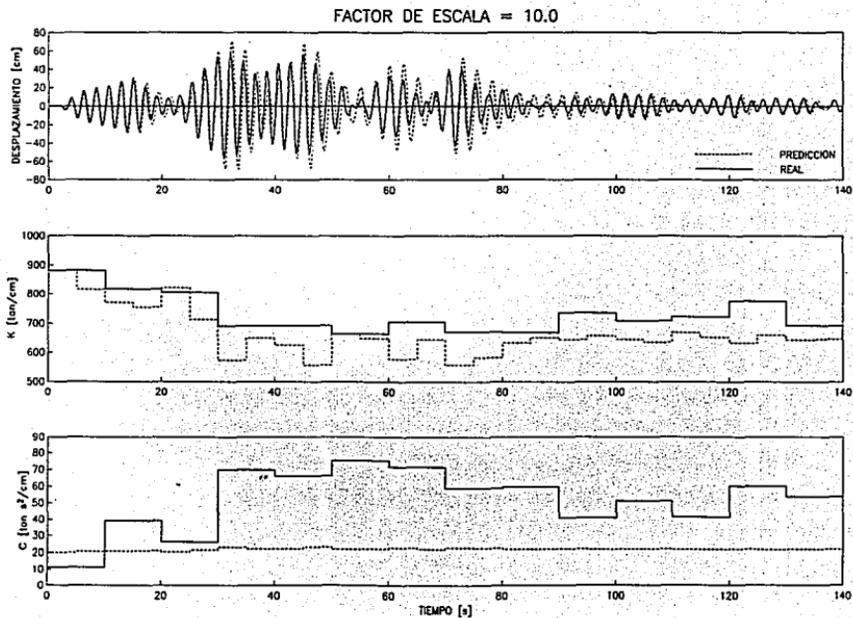


Fig. 23 Comparación de la respuesta y los parámetros estructurales obtenidos mediante simulación e identificación de sistemas con la predicción. Modelo B sometido al sismo 7 con factor de escala de 10.

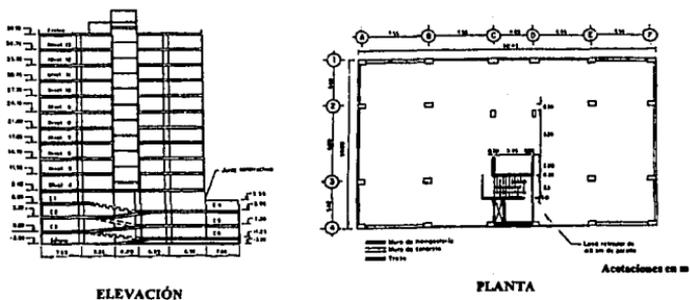


Fig. 24 Elevación y planta típicas del edificio Jalapa.

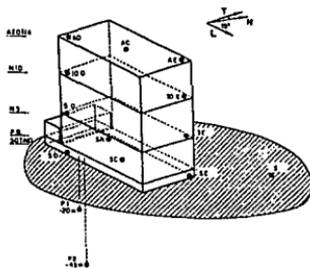


Fig. 25 Instrumentación del edificio Jalapa.

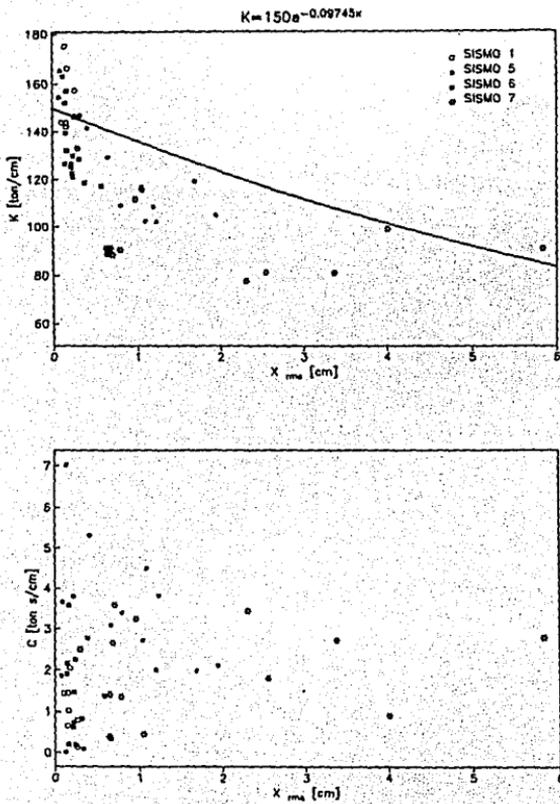


Fig. 26 Diagrama de dispersión, de la dirección X del edificio Jalapa sujeto a los sismos citados, con la curva de ajuste trazada y escrita.

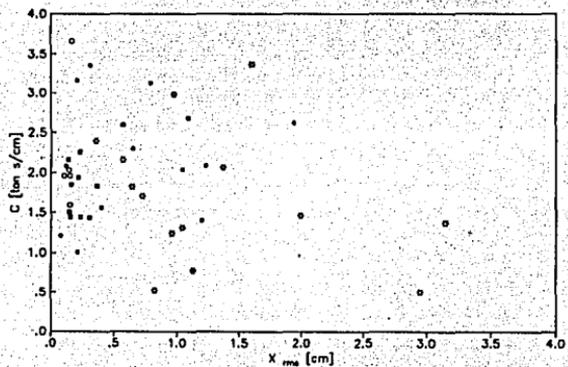
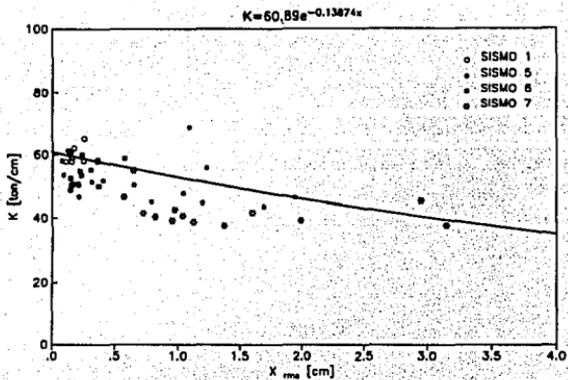


Fig. 27 Diagrama de dispersión, de la dirección Y del edificio Jalapa sujeto a los sismos citados, con la curva de ajuste trazada y escrita.

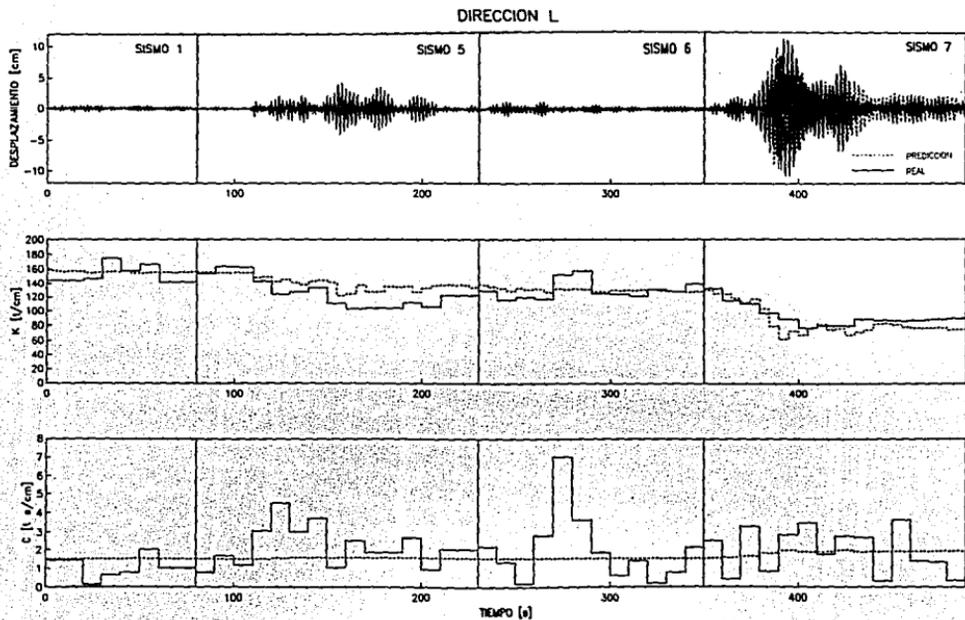


Fig. 28 Comparación de la respuesta y los parámetros estructurales obtenidos mediante simulación e identificación de sistemas con la predicción. Dirección X del Edificio Jalapa.

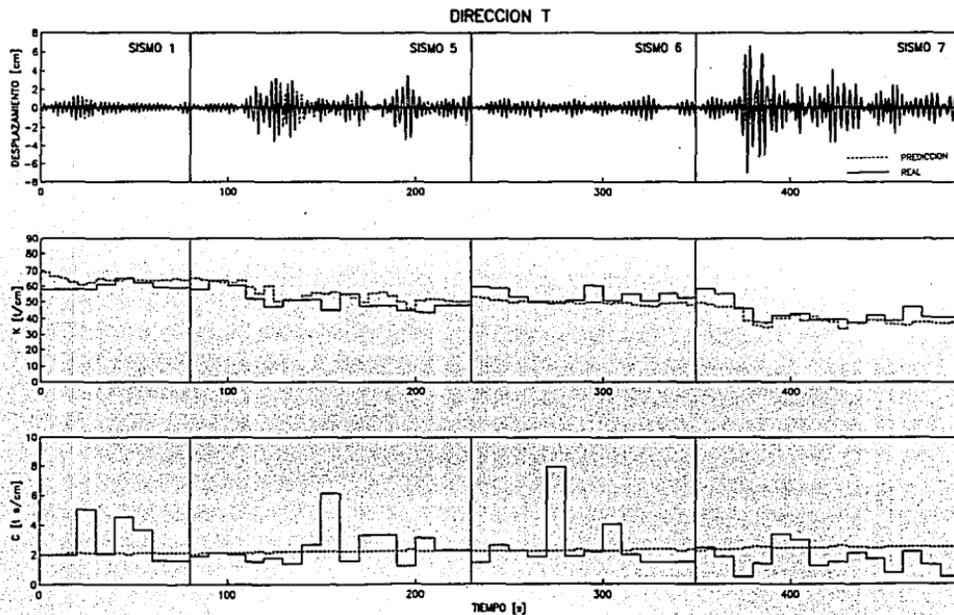


Fig. 29 Comparación de la respuesta y los parámetros estructurales obtenidos mediante simulación e identificación de sistemas con la predicción. Dirección Y del Edificio Jalapa.

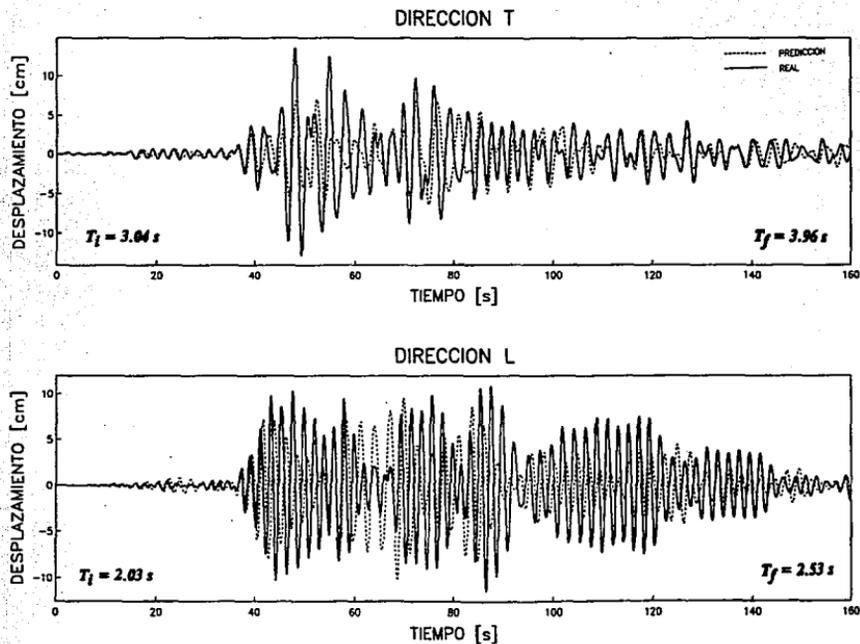


Fig. 30 Comparación de la respuesta obtenida mediante simulación e identificación de sistemas con la predicción tomando como parámetros iniciales a los finales del sismo 7.

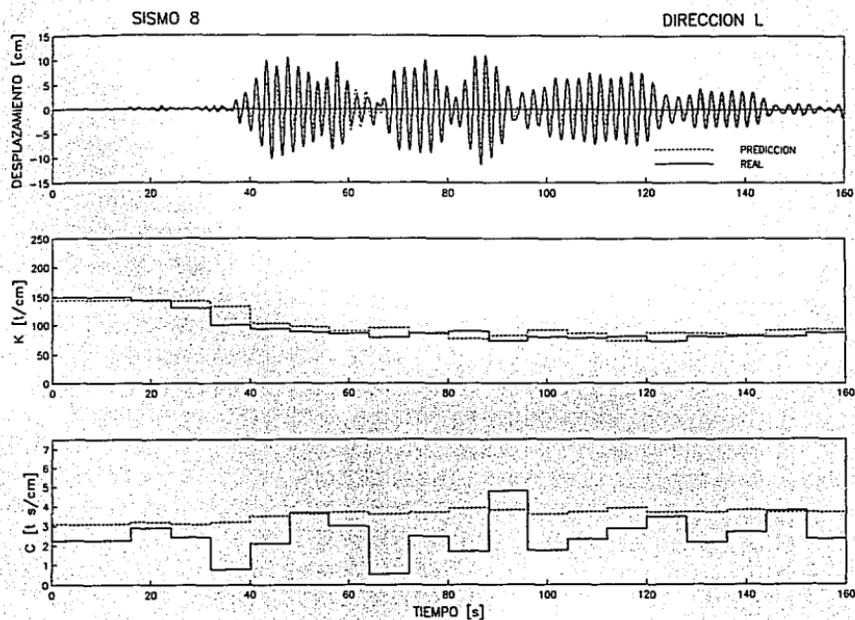


Fig. 31 Comparación de la respuesta real y los parámetros estructurales obtenidos mediante identificación de sistemas con la predicción. Dirección X del Edificio Jalapa con el sismo 8.

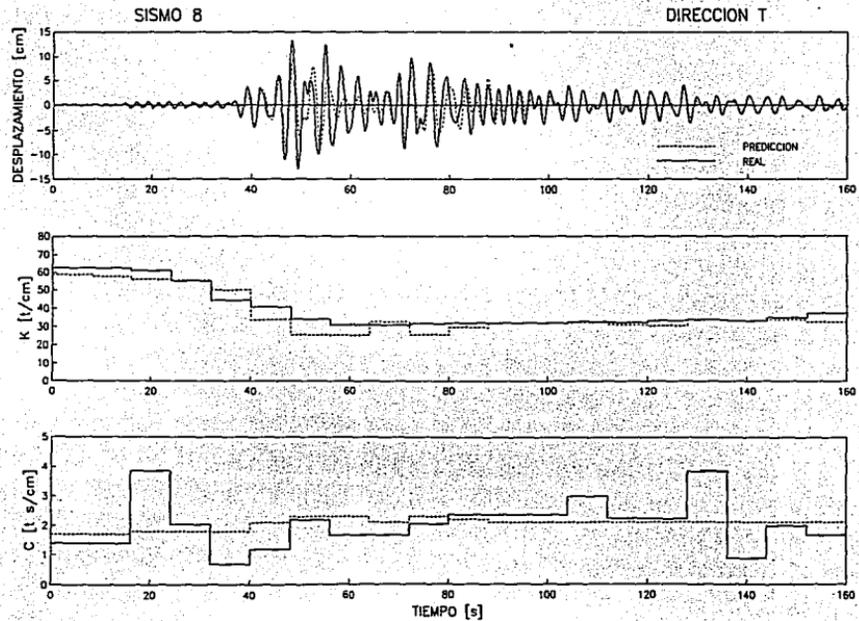


Fig. 32 Comparación de la respuesta real y los parámetros estructurales obtenidos mediante identificación de sistemas con la predicción. Dirección Y del Edificio Jalapa con el sismo 8.

## ***APÉNDICES***

---

## APÉNDICE I

### ÍNDICES ESTADÍSTICOS

---

#### Desviación Típica

La desviación típica de un conjunto de  $N$  números  $x_1, x_2, \dots, x_N$  se denota por  $s$  y se define como:

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^N (x_j - \bar{x})^2}{N}} = \sqrt{\frac{\sum (x - \bar{x})^2}{N}} \quad (\text{A1.1})$$

donde  $x$  representa las desviaciones de cada uno de los números  $x_j$  respecto de la media  $\bar{x}$ . Así que  $s$  es la raíz cuadrada de la media de las desviaciones cuadráticas, o como se llama en ocasiones, la desviación raíz-media-cuadrada (rms).

A veces se define la desviación típica de los datos de una muestra con  $(N-1)$  reemplazando a  $N$  en el denominador de (A1.1), porque el valor resultante da una mejor estimación de la desviación típica de la población total. Para grandes valores de  $N$  (ciertamente para  $N > 30$ ), no hay prácticamente diferencia entre ambas definiciones. Además, cuando se necesita esa mejor estimación, siempre podemos obtenerla multiplicando la aquí definida por:

$$\sqrt{\frac{N}{N-1}}$$

Como en nuestro caso el valor de  $N$  es grande el factor para mejorar la estimación tiene un valor muy cercano a 1, por lo que en este caso en particular dicho factor no modifica significativamente el valor de la estimación.

#### Varianza

La varianza de un conjunto de datos se define como el cuadrado de la desviación típica y viene dada en consecuencia por  $s$  en la ecuación (A1.1), es decir,  $s^2$  representa la varianza de la muestra<sup>(60)</sup>.

## APÉNDICE 2

### **AJUSTE DE CURVAS EXPONENCIALES DE MÍNIMOS CUADRADOS**

---

En la práctica encontramos a menudo que existen relaciones entre dos (o más) variables. Por ejemplo, los pesos de las personas dependen en cierta medida de sus alturas. Suele ser deseable expresar tales relaciones en forma matemática determinando una ecuación que conecte las variables.

#### **Ajuste de curvas**

Para hallar una ecuación que relacione las variables, el primer paso es recoger datos que muestren los valores correspondientes de las variables bajo consideración. Así por ejemplo, supongamos que  $X$  e  $Y$  denotan, respectivamente, la altura y el peso de personas adultas; entonces una muestra de  $N$  individuos revelaría las alturas  $X_1, X_2, \dots, X_N$  y los pesos correspondientes  $Y_1, Y_2, \dots, Y_N$ .

El próximo paso es marcar los puntos  $(X_1, Y_1), (X_2, Y_2), \dots, (X_N, Y_N)$  sobre un sistema de coordenadas rectangulares. El conjunto de puntos resultante se le llama, a veces, diagrama de dispersión.

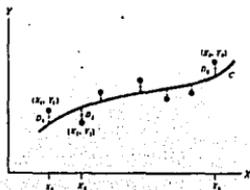
A partir del diagrama de dispersión es posible, con frecuencia visualizar una curva suave que aproxima los datos. Tal curva se llama curva aproximante. Esta curva puede aproximarse a una línea recta y decimos que hay una relación lineal entre las variables; sin embargo, se presenta el caso en el que aunque existe una relación entre las variables, no es lineal, y se dice que es una relación no lineal.

El problema general de hallar ecuaciones de curvas aproximantes que se ajusten a un conjunto de datos se llama ajuste de curvas.

Todas las letras excepto  $X$  e  $Y$  representan constantes. Las variables  $X$  e  $Y$  se llaman variable independiente y dependiente, respectivamente, aunque estos papeles se pueden intercambiar. Para decidir qué curva usar, es útil obtener diagramas de dispersión de variables transformadas.

## Método de mínimos cuadrados

Para evitar juicios subjetivos al construir rectas, parábolas u otras curvas aproximantes de ajuste de datos, es necesario acordar una definición de "recta de mejor ajuste", "parábola de mejor ajuste", etcétera.



Para ir hacia una tal definición, consideremos la figura anterior, en la cual los puntos de datos vienen dados por  $(X_1, Y_1), (X_2, Y_2), \dots, (X_N, Y_N)$ . Para un valor dado de  $X$ , digamos  $X_j$ , habrá una diferencia entre el valor de  $Y_j$  y el correspondiente valor deducido de la curva  $C$ . Como se enseña en la figura, denotamos esta diferencia por  $D_j$ , que se llama a veces desviación, error o residual, y puede ser positiva, negativa o nula. Análogamente, asociadas a los datos  $X_2, \dots, X_N$  sus desviaciones  $D_2, \dots, D_N$ .

Una medida de la "bondad del ajuste" de la curva  $C$  a los datos viene proporcionada por la cantidad  $D_1^2 + D_2^2 + \dots + D_N^2$ . Si es pequeña, el ajuste es bueno; si es grande, el ajuste es malo. Hacemos por tanto la siguiente definición: "de todas las curvas que aproximan a un conjunto dado de datos, la que tiene la propiedad de que  $D_1^2 + D_2^2 + \dots + D_N^2$  es mínimo se llama curva de ajuste óptimo".

Una tal curva se dice que ajusta los datos en el sentido de mínimos cuadrados se llama curva de mínimos cuadrados.

Es habitual emplear la definición precedente cuando  $X$  es la variable independiente e  $Y$  la dependiente. Si la variable dependiente es  $X$ , la definición se modifica considerando desviaciones horizontales en lugar de verticales, lo que viene a ser como intercambiar los ejes  $X$  e  $Y$ . Estas dos definiciones conducen, en general, a curvas distintas de mínimos cuadrados.

Es posible definir otras curvas de mínimos cuadrados considerando distancias perpendiculares desde cada uno de los puntos a la curva, en vez de distancias verticales u horizontales, pero no son de uso común.

## Regresión

A menudo deseamos estimar, basados en datos de una muestra, el valor de una variable  $Y$  correspondiente a un valor dado de la variable  $X$ . Ello se puede hacer estimando el valor de  $Y$  mediante una curva de mínimos cuadrados que ajuste los datos. La curva resultante se llama una curva de regresión de  $X$  sobre  $Y$ , ya que  $Y$  se estima a partir de  $X$ .

Si queremos estimar el valor de  $X$  a partir de un valor dado de  $Y$ , hemos de usar una curva de regresión de  $X$  sobre  $Y$ , que viene a ser un intercambio de variables en el diagrama de dispersión de modo que  $X$  sea la variable dependiente e  $Y$  la independiente.

En general, la recta o curva de regresión de  $Y$  sobre  $X$  no es la misma que la de  $X$  sobre  $Y$ .

## Curva exponencial de mínimos cuadrados

La curva exponencial de mínimos cuadrados que aproxima el conjunto de puntos  $(X_1, Y_1), (X_2, Y_2), \dots, (X_N, Y_N)$  tiene por ecuación:

$$y = a e^{bx}$$

si hacemos el cambio de variable siguiente, tenemos:

$$u = \log(y)$$

y si conocemos la ecuación de la pendiente

$$m = \frac{\sum x_0 u_0 - i \bar{x}_0 \bar{u}_0}{\sum x_0^2 - i \bar{x}_0^2}$$

ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA

obtenemos la ecuación de la línea de regresión, que es<sup>(61)</sup>:

$$u - \bar{u}_0 = m (x - \bar{x}_0)$$