

01161
16
29



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO

FACULTAD DE INGENIERIA

LOCALIZACION Y ESTIMACION DE DAÑO EN
ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO

GABRIEL ALEJANDRO ZALDO GARCIA

T E S I S

PRESENTADA A LA DIVISION DE ESTUDIOS DE
POSGRADO DE LA FACULTAD DE INGENIERIA DE LA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
COMO REQUISITO PARA OBTENER EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERIA
(E S T R U C T U R A S)**

DIRECTOR DE TESIS: DR. JOSE ALBERTO ESCOBAR SANCHEZ.



CIUDAD UNIVERSITARIA,

1998

037070

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

Dedicatoria

A mis padres Fernando y Yolanda,
a mis hermanos Fernando y Adriana,
Gracias por Todo

Agradecimientos

A la Universidad Nacional Autónoma de México

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM y a todo el personal que labora en él.

Al doctor José Alberto Escobar Sánchez, mi director de tesis, por su asesoría y apoyo durante tanto tiempo.

A los doctores David Muriá Vila, Eduardo Reinoso Angulo, Roberto Gómez Martínez y Oscar López Bátiz por sus valiosos comentarios para la realización de esta tesis.

Al doctor Joel García Vargas por su apoyo y sugerencias.

A todos mis compañeros y amigos que de una u otra forma me apoyaron en todo momento.

ÍNDICE

CAPÍTULO	PÁGINA
ÍNDICE	i
ÍNDICE DE TABLAS Y FIGURAS	iii
SIMBOLOGÍA	v
1 INTRODUCCIÓN	1
1.1 Objetivos	3
1.2 Alcance	3
1.3 Organización del trabajo	4
2 ANTECEDENTES	6
3 LOCALIZACIÓN Y ESTIMACIÓN DE DAÑO ESTRUCTURAL	11
3.1 Localización de elementos estructurales dañados	12
3.1.1 Matriz de sensibilidad	13
3.1.2 Seudo inversa de la matriz de sensibilidad	15
3.2. Consideraciones en la aplicación del método	16
3.3 Limitaciones del método	17
3.4 Ejemplos	18
4 CALIBRACIÓN DEL PROGRAMA CANNY-D	20
4.1 DYNDIR	22
4.2 DRAIN-2DX	23
4.3 CANNY-D	24
4.4 Calibración del programa CANNY-D	25
5 ANÁLISIS DINÁMICO DE UN MARCO DE CONCRETO REFORZADO DE 10 NIVELES	29
5.1 Registros sísmicos empleados	30
5.2 Descripción de los daños calculados	31
5.2.1 Historia del periodo fundamental instantáneo	31
5.2.2 Historia de desplazamientos de azotea	32
5.2.3 Articulaciones plásticas	33
5.2.4 Ciclos de histéresis	34
5.3 Efecto de sismos consecutivos	35

CAPÍTULO		PÁGINA
6	DETECCIÓN DE DAÑO ESTRUCTURAL EN UN MARCO DE CONCRETO REFORZADO DE 10 NIVELES	39
6.1	Formas Modales Requeridas	40
6.2	Relación entre el porcentaje de degradación de rigidez de entrepiso y la distorsión de entrepiso	41
6.3	Relación entre el porcentaje de degradación de rigidez y la longitud de agrietamiento de un elemento estructural	43
6.4	Escala de estados de daño propuesta	47
7	PREDICCIÓN DEL DAÑO EN MARCOS DE CONCRETO REFORZADO ANTE SOLICITACIONES SÍSMICAS	50
7.1	Procedimiento	50
7.2	Ejemplo de aplicación	52
8	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	56
	REFERENCIAS	60
	TABLAS Y FIGURAS	65

ÍNDICE DE TABLAS Y FIGURAS

TABLA	PÁGINA
1 Casos estudiados y resultados obtenidos para el marco de diez niveles	66
2 Frecuencias y periodos de vibración elásticos para el marco de tres niveles calculados con diferentes programas de análisis	67
3 Localización y estimación de daño utilizando 10. 9 y 3 formas modales	68
4 Periodos de vibración e índices de daño global propuestos por Di Pasquale y Cakmak, 1990	69
5 Porcentajes de degradación de rigidez y estado de daño de cada entrepiso para el marco de diez niveles con distintos sismos	70

FIGURA	PÁGINA
1 Marco de diez niveles y una crujía	71
2 Casos estudiados en la estimación y localización de daño	72
3 Resultados obtenidos en la estimación y localización de daño	73
4 Marco de tres niveles y una crujía	74
5 Historia del desplazamiento elástico del nivel de azotea del marco de tres niveles calculado con distintos programas	75
6 Modelos de histéresis del programa CANNY-D	76
7 Historia de desplazamientos inelásticos del nivel de azotea con distintos programas	79
8 Historia de desplazamientos inelásticos del nivel de azotea con el programa CANNY-D para distintos modelos de histéresis	80
9 Cortante basal vs distorsión del primer entrepiso del marco de tres niveles	81
10 Registros de aceleración utilizados y espectros de respuesta elásticos para $\xi=0.05$	82
11 Historia del periodo instantáneo del marco de 10 niveles con distintos sismos	83
12 Historia del periodo instantáneo del marco de 10 niveles con distintos sismos	84
13 Historia del desplazamiento del nivel de azotea del marco de 10 niveles con distintos sismos	85
14 Mecanismos de falla del marco de 10 niveles para distintos sismos	86
15 Mecanismos de falla del marco de 10 niveles para distintos sismos	87
16 Mecanismos de falla del marco de 10 niveles para distintos sismos	88
17 Ciclos de histéresis de algunos elementos del marco de 10 niveles para distintos sismos	89
18 Ciclos de histéresis de algunos elementos del marco de 10 niveles para distintos sismos	90
19 Curvas cortante vs distorsión del primer entrepiso para el marco de 10 niveles con distintos sismos	91

TABLA		PÁGINA
20	Curvas cortante vs distorsión del primer entrepiso para el marco de 10 niveles con distintos sismos	92
21	Historias de respuestas del marco de 10 niveles para los sismos SCT 25/04/89 + SCT 14/09/95	93
22	Historias de respuestas del marco de 10 niveles para los sismos SCT 19/09/85 + SCT 19/09/85	94
23	Distorsiones de entrepiso del marco de 10 niveles para distintos sismos	95
24	Daño calculado en el marco de 10 niveles con distintos sismos	96
25	Daño calculado en el marco de 10 niveles con distintos sismos	97
26	Daño calculado en el marco de 10 niveles con distintos sismos	98
27	Daño calculado en el marco de 10 niveles con distintos sismos	99
28	Curva % de degradación de rigidez de entrepiso vs distorsión de entrepiso para el marco de 10 niveles	100
29	Relación momento vs rotación para una viga doblemente empotrada con momentos en sus extremos	101
30	Relación entre la deformación relativa de las trabes con distorsiones de entrepiso para el marco de 10 niveles	102
31	Relación entre la deformación relativa de las columnas con distorsiones de entrepiso para el marco de 10 niveles	103
32	Relación entre la deformación máxima durante un evento y la longitud total de agrietamiento para columnas flexibles	104
33	Relación entre altura de agrietamiento y cantidad de degradación de rigidez a flexión de trabes y columnas	104
34	Registros de aceleración utilizados para predecir el daño en el marco de 10 niveles	105
35	Historia del periodo instantáneo del marco de 10 niveles con distintos sismos	106
36	Historia del periodo instantáneo del marco de 10 niveles con distintos sismos	107
37	Distorsiones de entrepiso del marco de 10 niveles para distintos sismos	108

SIMBOLOGÍA

- [K] matriz de rigidez lateral de la estructura,
- [M] matriz de masas,
- [Φ] matriz modal,
- [Φ^T] matriz modal transpuesta,
- [Ω] matriz diagonal que contiene las frecuencias de vibración,
- [K_p] matriz de rigidez lateral perturbada,
- [Φ_p] matriz de formas modales perturbadas,
- [Φ_p^T] matriz transpuesta de formas modales perturbadas,
- [Ω_p] matriz diagonal que contiene las frecuencias de vibración perturbadas,
- dk_n degradación de rigidez de un elemento estructural,
- K_{ij} términos independientes de la matriz de rigidez lateral,
- dK_{ij} cociente de los términos independientes de la matriz de rigidez lateral perturbada entre los términos independientes de la matriz de rigidez lateral original,
- [S] matriz de sensibilidad,
- [S]⁻¹ inversa de la matriz de sensibilidad,
- [S]^T transpuesta de la matriz de sensibilidad,
- [S]⁺ pseudo inversa de la matriz de sensibilidad,
- S_{mn} coeficiente de ajuste para el término m de la matriz de rigidez lateral global y el elemento estructural n ,
- T_i periodo fundamental inicial,
- T_f periodo fundamental final,
- T_{max} periodo fundamental máximo alcanzado durante la excitación,

- ξ_i porcentaje de amortiguamiento crítico en el instante i ,
- α factor de amortiguamiento proporcional a la masa estructural,
- DRE porcentaje de degradación de rigidez de entrepiso,
- DE distorsión de entrepiso,
- a, b extremos de un elemento estructural,
- m_a momento actuante en el extremo a de un elemento estructural,
- m_b momentos actuante en el extremo b de un elemento estructural,
- $D_{b/a}$ deformación relativa del extremo b con respecto a la tangente de la elástica de la viga en el extremo a
- θ_a Rotación en el extremo a de un elemento estructural,
- l longitud de un elemento estructural,
- h_n peralte equivalente de un elemento estructural,
- h'_n peralte equivalente de un elemento estructural dañado,
- I_n momento de inercia de un elemento estructural,
- I'_n momento de inercia de un elemento estructural dañado,
- E_n módulo de elasticidad,
- $E_n I_n$ rigidez a flexión de un elemento estructural,
- $E_n I'_n$ rigidez a flexión de un elemento estructural dañado,
- a_n altura de agrietamiento,
- D índice de daño propuesto,
- D_f índice de daño global para degradación de rigidez (aparición de grietas),
- D_p índice de daño para deformaciones plásticas (fluencia del acero de refuerzo),
- D_m índice de daño para combinación de deformaciones plásticas y degradación de rigidez,

RCDF Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal

NTC Normas Técnicas Complementarias al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal,

f_c Resistencia nominal a compresión del concreto,

f_y Resistencia nominal a la fluencia del acero de refuerzo,

Q factor de comportamiento sísmico,

c coeficiente sísmico.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

Las actuales filosofías de diseño sísmico para estructuras de concreto reforzado están basadas principalmente en la disipación de energía a través de deformaciones inelásticas. Con este criterio, se busca que las estructuras no sufran daño ante temblores frecuentes de baja intensidad, que el daño no estructural sea limitado y fácilmente reparable y que el daño estructural sea mínimo bajo la acción de temblores de intensidad moderada, y que para sismos excepcionalmente intensos se tenga un nivel aceptable de seguridad contra el colapso aunque los daños estructurales y no estructurales sean considerables.

Así, el conocimiento del posible estado de daño en una estructura controla el proceso de diseño, actualmente de forma indirecta, pues no se conoce explícitamente el valor que este puede alcanzar. Por otro lado, usando estados de daño como objetivos de diseño, es posible obtener factores de comportamiento sísmico y requerimientos de ductilidad más adecuados.

Por esta razón, se ha tratado de *simular y medir analíticamente el daño en las estructuras*. Se han desarrollado índices de daño a nivel global y local, que están en función de diversos

parámetros como la ductilidad, la disipación de energía, la degradación de la rigidez y combinaciones de ellos. Así mismo, una gran cantidad de herramientas de cómputo han sido desarrolladas para simular el comportamiento de estructuras reales sujetas a excitaciones sísmicas, realizando análisis dinámicos no lineales y con gran variedad de modelos de comportamiento histerético.

El objetivo primordial de esta tesis es introducir una escala de estados de daño a nivel elemento estructural, que sea capaz de relacionar el daño calculado (definido como la pérdida de rigidez) con algunos parámetros que caracterizan el daño físico en elementos estructurales y en estructuras de edificios de concreto reforzado como su apariencia (ancho y aparición de grietas o desprendimientos del recubrimiento del concreto), y condiciones de servicio (deflexiones excesivas, distorsiones de entrepiso, o falla de los elementos estructurales). Para cuantificar el daño se utilizó el método de la matriz de sensibilidad, que se basa en las formas modales y periodos de vibración conocidas antes y después de ocurrir un sismo. Utilizando un programa de análisis no lineal, se simula el daño estructural en modelos de edificios ante diferentes excitaciones sísmicas y se estima su nivel de daño.

Se discuten también algunas ventajas de utilizar índices de daño a nivel elemento (local) con respecto a los índices de daño global y se presenta un ejemplo numérico.

Al final de este trabajo, se propone un procedimiento para la evaluación del daño en estructuras de concreto reforzado, que permite estimar niveles de daño estructural ante sismos de diversas intensidades. También se incluyen algunas recomendaciones para estudios e investigaciones futuras.

1.1 Objetivos

Debido a que el estado de daño en una estructura está directamente relacionado con el proceso de diseño de ésta, el objetivo de esta investigación, es establecer una escala de estados de daño, que relacione grados de daño en elementos de concreto reforzado y alguna medida que caracterice el daño físico de elementos estructurales como puede ser el desplazamiento relativo de entrepiso. Esta cuantificación del daño estructural, expresado como la pérdida de rigidez de los elementos estructurales, se basa en el método de la matriz de sensibilidad (Sugahara, 1997) para su localización y estimación en marcos de edificios. El método calcula el daño a partir de sus formas modales y frecuencias de vibración conocidas. Esta matriz, como su nombre lo indica, representa la sensibilidad de cada uno de los términos que conforman la matriz de rigidez lateral de la estructura ante la variación de las rigideces de los elementos estructurales.

1.2 Alcance

Los principales daños ocurridos durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la ciudad de México se presentaron principalmente en edificios de concreto reforzado de entre 10 y 20 niveles, localizados en zonas de suelo blando y con periodos de vibración cercanos a los periodos de vibración del sitio. Por esta razón, como primera aproximación y para sensibilizarse del problema, se decidió analizar el comportamiento (daño estructural) de una estructura simple de concreto reforzado formada por diez niveles y una crujía, localizada en la zona III según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, sujeta a excitaciones sísmicas de distinta intensidad. Se utilizaron tres registros sísmicos reales

correspondientes al 19 de septiembre de 1985, 25 de abril de 1989 y 14 de septiembre de 1995; así como nueve excitaciones simuladas a partir del sismo del 19 de septiembre de 1985 (Grigoriu, Ruiz y Rosenblueth, 1988).

Se consideró además que las propiedades del sistema estructural (cargas y resistencias) así como las excitaciones sísmicas como deterministas.

1.3 Organización del trabajo

En el capítulo 1, se presenta una pequeña introducción de esta tesis, así como los objetivos y el alcance de esta investigación, finalmente se presenta la organización de esta tesis.

En el capítulo 2, se presentan algunos de los antecedentes del problema.

En el capítulo 3, se presenta el método de localización y estimación de daño en elementos estructurales, conocido como método de la matriz de sensibilidad. En este capítulo se incluyen también unos ejemplos de aplicación de este método.

En el capítulo 4, se describen en forma muy general, algunos aspectos básicos de los programas de computadora DYNDIR, DRAIN-2DX y CANNY-D, usados para realizar análisis dinámico no lineal de estructuras de concreto reforzado. Se hace además una calibración del programa CANNY-D por medio de un ejemplo numérico y se muestran los modelos histeréticos que cada uno de los diferentes programas utiliza.

En el capítulo 5, se presentan los resultados obtenidos de realizar un análisis dinámico no lineal del marco seleccionado sujeto a seis excitaciones sísmicas de distinta intensidad. Además se discuten y comparan algunos resultados como son los periodos de vibración, las historias de desplazamientos del nivel de azotea, curvas momento rotación de algunos elementos estructurales, curvas que relacionan el cortante y la distorsión de entrepiso, así como el efecto que produce en el marco la acción de sismos consecutivos.

En el capítulo 6, a partir de los resultados obtenidos en el capítulo 5 (formas modales y periodos de vibración originales y dañadas) se aplica el método de la matriz de sensibilidad para localizar y estimar el daño que producen en el marco estudiado la acción de los seis sismos del capítulo anterior. También se presenta una escala de estados de daño que relaciona las distorsiones de entrepiso con el estado físico de los elementos estructurales como son la aparición de grietas en vigas y columnas, fluencia del acero de refuerzo, desprendimiento del concreto y falla del elemento estructural.

En el capítulo 7, a partir de conocer las distorsiones de entrepiso, se propone un procedimiento para obtener el porcentaje de daño que sufren los elementos estructurales del marco de 10 niveles estudiado. Se presentan también algunos ejemplos de aplicación de este procedimiento y se comparan sus resultados con los obtenidos con el índice de daño global propuesto por Di Pasquale y Cakmak, 1990.

Finalmente en el capítulo 8 se presentan las conclusiones y recomendaciones de esta tesis.

CAPÍTULO 2

ANTECEDENTES

En la actualidad, existen diversas maneras de medir analíticamente el daño debido a sismos en estructuras de concreto reforzado. En algunos casos, los valores teóricos se han comparado con resultados de pruebas experimentales (Park y Ang, 1985), sin embargo, no existe todavía un índice que relacione de manera confiable, el estado físico de los sistemas estructurales o de los elementos estructurales con una medida cuantitativa.

De acuerdo con los factores que se utilicen para valorarlo (Park y Lee, 1996) los índices de daño que actualmente se utilizan pueden ser catalogados en cuatro grupos distintos, de acuerdo con los factores que se utilicen para valorarlo (Park y Lee, 1996), estos son:

- Ductilidad (desplazamiento, rotación, curvatura)
- Disipación de energía

- Combinación de ductilidad y disipación de energía
- Rigidez

A continuación se describen algunos de ellos:

Debido a que toman en cuenta la relación entre la capacidad (deformación plástica) y la demanda (**Park y Ang, 1985**), los índices de daño (global y local), basados en ductilidades y disipación de energía, son usados para valorar el contenido de daño ante cargas cíclicas.

Existen otros índices basados en la ductilidad, en los que intervienen factores como el desplazamiento máximo que presenta una estructura durante la ocurrencia de un sismo, el desplazamiento de fluencia, número de ciclos de carga, etc. Sin embargo, no son del todo adecuados, ya que se ha demostrado que, el desplazamiento máximo que alcanza la estructura, no necesariamente corresponde al valor de daño máximo, sino que el daño acumulado ocurre en la estructura debido a grandes deformaciones plásticas, por lo cual resulta inapropiado evaluar el daño o falla de la estructura considerando únicamente el desplazamiento máximo (**Liu, Bai y Xu, 1996**).

Otros índices basados en la ductilidad consideran la degradación de rigidez y el deterioro de resistencia. En su estudio **Nariyuki, Hirao y Karasudani, 1996**, el colapso de la estructura se presenta cuando la resistencia decrece en un 80%, y el índice de daño queda definido como el desplazamiento último entre el desplazamiento de fluencia.

Algunos índices de daño basados en la disipación de energía histerética, utilizan parámetros como la distorsión de azotea y la distorsión máxima de entrepiso que se presenta en una estructura durante un sismo (Rodríguez y Aristizabal, 1996). Sin embargo, resulta muy difícil introducir estos índices de daño en el proceso de diseño, ya que la obtención de parámetros como las demandas sísmicas inelásticas, el desplazamiento máximo y la energía histerética acumulada, involucra la realización de análisis dinámicos no lineales.

Finalmente, para los índices de daño basados en la rigidez, existen varias propuestas. Di Pasquale y Cakmak, 1996, han sugerido que los cambios en el periodo natural de las estructuras, durante y después de un sismo, pueden ser usados como medida del daño causado por el mismo. Proponen dos índices de daño global basados en el periodo inicial, el periodo más largo registrado durante el sismo y el periodo final; sus valores oscilan entre 0 (sin daño), hasta un valor teórico de 1 (falla).

Ye, 1996, utiliza un formato establecido de índice de daño, pero considera que el valor final del periodo fundamental instantáneo es una mejor medida que el periodo máximo para evaluar el daño global en una estructura. Obtiene un índice basado en el periodo inicial de la estructura, el periodo fundamental final y el periodo último alcanzado en un estado límite de daño previamente definido (por ejemplo un valor determinado de desplazamiento de azotea). Este índice de daño tiene la desventaja de no proporcionar información de la distribución del daño en la estructura.

Dentro de los índices de daño basados en la rigidez, se encuentran los que utilizan los cambios en las formas modales y en los periodos de vibración, ya que la pérdida de rigidez

provoca un alargamiento en el periodo natural y cambios en las formas modales de las estructuras.

Williams, Fussell y Smith, 1996, utilizan técnicas de detección de daño basadas en pruebas de vibración. Las técnicas pueden ser divididas en dos categorías. La primera, considera índices de daño global proporcionando una medida del deterioro de la estructura y está basada en cambios en el periodo natural de vibración. En la segunda categoría se incluyen parámetros basados en los cambios de las formas modales. Ambas proporcionan información tanto de la magnitud del daño, como de su distribución dentro de la estructura. Otro criterio utilizado para cuantificar el daño estructural es, el "MAC" (Modal Assurance Criterion, **Ewins, 1984**), el que generalmente se usa para comparar las formas modales experimentales con predicciones teóricas. **Salawu y Williams, 1994**, lo utilizan para comparar las formas modales de una estructura dañada con las originales de la no dañada. Un valor del índice "MAC" cercano a uno implica poco o ningún daño, mientras que un valor cercano a cero implica daño severo. Para localizar daño, el "MAC" utiliza las características de vibración de las estructuras, a partir de examinar los cambios en sus formas modales. Es importante mencionar que el índice "MAC" puede ser calculado para cada uno de los modos de vibración y representa una evaluación global. Debido, pero debido a que se ha observado que existe una mejor aproximación cuando se combinan los datos de varios modos, se propuso el criterio "COMAC" (Coordinate Modal Assurance Criterion, **Ewins, 1984**). Así, a mayor número de formas modales usadas, mejor aproximación en los valores de los índices anteriores (**Salawu y Williams, 1994**). Para corroborar sus resultados analíticos, estos investigadores realizaron pruebas de laboratorio

en vigas de concreto reforzado simplemente apoyadas, con carga en el centro del claro y a cada tercio, los estados de daño establecidos en estas pruebas fueron:

- a) 0 - no daño
- b) 1 - daño ligero, definido como la primera fluencia del acero de refuerzo a flexión, o bien, la aparición de la primera grieta de cortante en el concreto.
- c) 2 - daño severo, probablemente irreparable, definido como el desarrollo de grandes grietas y desprendimiento del concreto en la zona de compresión.
- d) 3 - colapso, definido por una gran deformación de la viga, desconchamiento del concreto y pandeo del refuerzo longitudinal.

Kondo y Hamamoto, 1996, utilizan el modelo denominado “ARMA” (Autoregressive Moving Average), para identificar las variaciones en las características dinámicas de las estructuras, como son los cambios en las frecuencias de vibración, los porcentajes de amortiguamiento y las formas modales (**Gersh et al, 1976**). También utilizan, la técnica de perturbación modal inversa para detectar la localización y extensión del daño en columnas, haciendo uso de los cambios en las formas modales entre estados de daño y no daño (**Sandstorm y Anderson, 1982; Chen, 1988**).

No obstante lo descrito, no existe todavía un método único que relacione el daño calculado en forma analítica, con el observado en modelos de laboratorio o en estructuras reales sujetas a fuerzas sísmicas.

CAPÍTULO 3

MÉTODO DE LOCALIZACIÓN Y ESTIMACIÓN DE DAÑO ESTRUCTURAL

La estimación del daño inducido por sismo a una estructura es un problema complejo debido a la gran cantidad de incertidumbres que existen tanto en el comportamiento inelástico de los materiales, el funcionamiento en conjunto de la misma, las fuerzas que actúan sobre ella y en sí, a lo que se entienda por daño para poder calcularlo analíticamente.

Como se mencionó, existen una gran cantidad de criterios para localizar y evaluar el daño en una estructura. En este capítulo se presenta el método denominado matriz de sensibilidad, que detecta y evalúa el daño, definido como la pérdida en la rigidez de los elementos estructurales, a partir de los cambios en las formas modales y frecuencias de vibración de una estructura.

3.1 LOCALIZACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DAÑADOS (Sugahara, 1997)

Conociendo las características dinámicas de una estructura, es decir, de sus formas modales y frecuencias de vibración, es posible obtener la matriz de rigidez lateral correspondiente con la siguiente expresión:

$$[K] = [M][\Phi][\Omega^2][\Phi^T][M]$$

donde:

$[K]$ = matriz de rigidez lateral de la estructura,

$[M]$ = matriz de masas, (se considera que no cambia a lo largo de la vida útil de la estructura),

$[\Phi]$ = matriz modal,

$[\Omega]$ = matriz diagonal que contiene las frecuencias de vibración

Por otro lado, cuando una estructura ha sufrido daño, dichas propiedades dinámicas también han experimentado cambios o perturbaciones, por lo que, si se conocen las formas modales y frecuencias de vibración perturbadas, se puede conocer la matriz de rigidez lateral perturbada de la estructura dañada utilizando la siguiente expresión:

$$[K_p] = [M][\Phi_p][\Omega_p^2][\Phi_p^T][M]$$

donde:

$[K_p]$ = matriz de rigidez lateral perturbada,

$[\Phi_p]$ = matriz de formas modales perturbadas,

$[\Omega_p]$ = matriz diagonal que contiene las frecuencias de vibración perturbadas.

Es importante mencionar que, entre mayor sea el número de formas modales y frecuencias de vibración que se conocen, mayor será la aproximación que se tiene para calcular las matrices de rigidez lateral inicial y perturbada utilizando las ecuaciones anteriores.

3.1.1 Matriz de sensibilidad

Cuando algún elemento estructural sufre cierta modificación en su rigidez dk_n (daño o degradación), provoca que los componentes de la matriz de rigidez global de la estructura, asociados a este elemento cambien en cierta proporción, generándose así una nueva matriz de rigidez lateral perturbada.

Para poder determinar qué elementos estructurales son los que se han dañado y en qué proporción, se calculan las matrices de rigidez lateral global para diferentes intervalos de porcentaje de degradación de la rigidez local de cada uno de los elementos de la estructura, dk_n . Calculando la relación entre dK_{ij} y dk_n , donde dK_{ij} es la variación del término K_{ij} de la matriz de rigidez lateral global (cociente de los términos independientes de la matriz de rigidez lateral perturbada entre los términos independientes de la matriz de rigidez lateral original), dK_{ij} se calcula como:

$$dK_{ij} = K_{ij} \text{ perturbado} / K_{ij} \text{ original} \quad (1)$$

la degradación en la rigidez k_n del elemento estructural n se calcula como:

$$dk_n = 1 - (k_n \text{ perturbado} / k_n \text{ original}) \quad (2)$$

La manera más sencilla de relacionar dK_{ij} (variación en el componente K_{ij} de la matriz de rigidez lateral global), con dk_n (rigidez degradada del elemento n), es suponiendo que existe una relación lineal entre ellos. Esto se puede expresar como:

$$dK_{ij} = 1 - S_{mn} dk_n \quad (3)$$

donde S_{mn} es un coeficiente de ajuste para el término m de la matriz de rigidez lateral global y el elemento estructural n .

Sin embargo, debido a que la variación de la rigidez de cada elemento estructural influye directamente sobre algún componente de la matriz de rigidez lateral, la ecuación anterior se puede expresar como la suma de todos los efectos debidos a cambios de rigidez en los elementos estructurales, esto es:

$$dK_{ij} = 1 - \Sigma(S_{mn} dk_n) \quad (4)$$

expresión que matricialmente se escribe como:

$$\{dK_{ij}\} = \{1\} - [S]\{dk_n\} \quad (5)$$

donde $[S]$ es la matriz de sensibilidad, de orden $m \times n$.

Debido a que la matriz de rigidez lateral siempre es simétrica, si su orden es igual a $N \times N$, el número total de términos independientes, m , se puede calcular como $m = N(N+1)/2$.

3.1.2 Seudo inversa de la matriz de sensibilidad

Para conocer el porcentaje de daño de cada elemento estructural, es necesario despejar el vector $\{dk_n\}$ de la ecuación (5), para lo cual se tiene que obtener la inversa de la matriz de sensibilidad. Sin embargo, su inversa no siempre existe, ya que m no siempre es igual a n . Esto es, para sistemas de ecuaciones lineales, en los que el número de incógnitas es igual o menor que el número de ecuaciones, sí existe una solución exacta; en caso contrario, resulta un sistema indeterminado que no se puede resolver exactamente. Así para el caso en que m es mayor que n , la matriz de sensibilidad $[S]$ resulta ser rectangular con mayor número de renglones que de columnas. En estos casos sólo es posible obtener la seudo inversa $[S]^+$ de la matriz de sensibilidad con la ecuación, esto es:

$$[S]^+ = ([S]^T[S])^{-1}[S]^T$$

Para el caso en que m es menor que n , la seudo inversa de la matriz de sensibilidad se calcula como:

$$[S]^+ = [S]^T([S][S]^T)^{-1}$$

Finalmente cuando m es igual a n se tiene:

$$[S]^+ = [S]^{-1}.$$

La matriz $[S]^+$ existirá siempre y cuando las columnas (en el caso de $m > n$), o los renglones (en el caso de $m < n$) de la matriz de sensibilidad sean linealmente independientes. Así, $\{dk_n\}$ se obtiene como:

$$\{dk_n\} = [S]^+ \{1 - dK_p\}$$

De esta manera, conociendo la matriz de rigidez lateral perturbada, es posible detectar los cambios en las rigideces de los elementos que integran el sistema estructural.

3.2 CONSIDERACIONES EN LA APLICACIÓN DEL MÉTODO

En este trabajo, se hicieron las siguientes consideraciones en la aplicación del método de la matriz de sensibilidad:

- Sólo se considera el comportamiento a flexión de los elementos estructurales. No se toman en cuenta los efectos provocados por fuerzas cortantes, axiales o de torsión (marcos planos).
- Para el caso de estructuras simétricas, que al presentar degradación de rigidez en los elementos estructurales duplicados, provocan que las columnas de la matriz de sensibilidad asociadas a estos elementos sean linealmente dependientes; por lo tanto, para que exista la inversa de la matriz de sensibilidad se tendrán que eliminar las columnas repetidas y multiplicar los valores de la columna original por el número de elementos simétricos.
- La hipótesis de que la relación $dK_y - dk_n$ es lineal, funciona adecuadamente para las trabes, mientras que para el caso de las columnas esta relación tiende a ser una curva (Sugahara, 1997). Por lo tanto, dependiendo del nivel de degradación de rigidez a flexión de las columnas, el método de la matriz de sensibilidad para la localización y estimación del daño estructural puede o no ser conservador.

- Para reducir el error relativo que se produce en la localización y estimación de daño en elementos estructurales se sigue un proceso iterativo. Esto es, primero se evalúa la disminución de rigidez de los elementos estructurales considerando un amplio margen de degradación de rigidez al calcular la matriz de sensibilidad dado que se desconoce el valor de daño en ellos. Con base en los resultados obtenidos, en el siguiente paso se eliminan aquellos elementos donde no existe cambio de rigidez alguno, de acuerdo con una tolerancia definida (diferencias de +/- 5%); para los elementos que si tienen variación de rigidez, se repite el análisis reduciendo el margen de degradación al calcular la matriz de sensibilidad, y así sucesivamente hasta que el error relativo encontrado sea lo más pequeño posible.

- No existe variación en las masas (las cuales se consideran concentradas en cada nivel de la estructura).

3.3 LIMITACIONES DEL MÉTODO

- Para poder calcular las matrices de rigidez lateral, se requiere conocer el mayor número posible de formas modales y frecuencias de vibración.

- La dimensión de la pseudo inversa de la matriz de sensibilidad $[S]^+$. Cuando $n > m$, se genera un sistema de ecuaciones indeterminadas, ya que, al existir mayor número de incógnitas que de ecuaciones, no se obtiene una solución única, por lo que habrá que introducir algún criterio de optimización para obtener resultados adecuados.

3.4 EJEMPLOS

Como se mencionó anteriormente se analizó un marco plano de concreto reforzado de 10 niveles y una crujía, cuyas propiedades estructurales se muestran en la fig 1. El módulo de elasticidad del concreto se calculó conforme a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1987 (NTCC-87, 1987). Se supuso que el marco estaba ubicado en la Zona III (zona del lago), utilizándose para su diseño un factor de comportamiento sísmico $Q=4$ y un coeficiente sísmico $c=0.4$.

Se analizaron cuatro casos de daño simulado (fig 2). En ellos se varió la rigidez a flexión (EI) de las trabes y las columnas, como sigue: a) Caso 1, las columnas del nivel 8 presentaron disminución del momento de inercia en un 25%; b) Caso 2, similar al anterior y una reducción adicional del 40% para la trabe del primer nivel; para los casos 3 y 4 se dañó un mayor número de elementos estructurales: para el primero se redujo 25% el momento de inercia en una columna del nivel 3 y 30% en una del nivel 8, y para las trabes, 40% para la del cuarto nivel y 25% para la del noveno. Para el último caso la degradación en el momento de inercia en una columna fue de 70% en el nivel uno, 50% en el nivel dos, 40% para el nivel cinco y 20% para el nivel nueve; y para las trabes, 30% para el nivel tres, 20% nivel seis, 30% nivel siete y 15% para el último nivel.

En la tabla 1 y en la fig 3 se muestran los casos estudiados y los resultados obtenidos para esta estructura. También se muestran los errores relativos de la degradación de rigidez calculados con respecto a la degradación real de los elementos estructurales.

El error relativo se calculó como:

$$Error = 100 \times (dk_{n\text{calculado}} - dk_{n\text{real}}) / dk_{n\text{real}}$$

Se puede observar, que la localización de daño fue adecuada en todos los casos estudiados y la estimación del nivel de daño en los elementos estructurales mostró una buena aproximación, ya que los errores relativos obtenidos en todos los casos fueron menores al 12%, por lo que en estos casos el método tiende a subestimar los resultados, aunque desde un punto de vista ingenieril éstos son bastante aceptables. En los resultados obtenidos (fig 3), además de aquellos en los que se consideró una disminución en el momento de inercia, aparecen otros elementos dañados (generalmente trabes). Sin embargo, debido a que sus valores de degradación de rigidez no exceden al 5%, se considera que estos son provocados por errores de aproximación en la aplicación del método, por lo tanto el método de la matriz de sensibilidad tiende a subestimar el daño en elementos que realmente no se encuentran dañados.

Estos resultados muestran que el método de la matriz de sensibilidad es una buena herramienta para conocer la localización del daño y hacer una buena estimación de éste, ya que los errores que se cometen en su cálculo no son significativos.

CAPÍTULO 4

CALIBRACIÓN DEL PROGRAMA CANNY-D

El daño en una estructura de concreto reforzado, es producto del proceso de deterioro de la misma ocasionado por el efecto de acciones externas como el viento, sismo, explosiones, etc. Desde un punto de vista analítico, la evaluación de daño estructural, involucra realizar, en muchos casos, análisis dinámicos no lineales de modelos matemáticos de las estructuras. Sin embargo, debido al estado actual de conocimientos, el análisis dinámico no lineal es una tarea compleja, por las suposiciones y simplificaciones que se hacen en la idealización de una estructura real mediante modelos matemáticos, criterios de modelación de la estructura total y la modelación de los elementos estructurales, desde el punto de vista del tipo de comportamiento histerético a utilizar, etc.

Para que la estimación de daño sea realista, una vez que en forma analítica se logra reproducir adecuadamente el daño, con las herramientas de cálculo disponibles, el siguiente paso sería relacionarlo con el estado físico observado en estructuras de edificios, expresándolo como índices de daño a nivel global y local, y donde dichos índices estén en función de parámetros físicos como la aparición y ancho de grietas, desprendimiento del recubrimiento del concreto, deflexiones excesivas, distorsiones de entrepiso o el colapso de la estructura.

Para tratar de reproducir en forma analítica el comportamiento no lineal en los elementos estructurales, se eligió el programa CANNY-D (Li, 1992), que es capaz de hacer análisis dinámicos no lineales bidimensionales y tridimensionales. Este programa incluye diferentes tipos de modelos de histéresis para representar el comportamiento no lineal de varios materiales (concreto reforzado, acero estructural, mampostería, etc.), y elementos estructurales (vigas, columnas, muros, diagonales, etc.). Para conocer el nivel de aproximación del programa CANNY-D se estudió un marco de concreto reforzado de tres niveles y una crujía (fig 4). Sus resultados se compararon con los obtenidos con dos programas que han sido ampliamente verificados: DYNDIR (Gillies, 1979) y DRAIN 2D-X (Allahabadi, 1987 y Prakash et al, 1992). A continuación, en forma muy general se describen sus características básicas.

4.1 DYNDIR

Es un programa de computadora para obtener la respuesta, expresada mediante historias de fuerzas y/o desplazamientos, de estructuras tridimensionales sujetas a excitaciones en su base. La respuesta es obtenida por integración directa paso a paso de las ecuaciones de movimiento utilizando el método β de Newmark (Bathe y Wilson, 1976). El programa es capaz de realizar también análisis estáticos definiendo directamente las cargas que actúan sobre los nudos, y análisis dinámicos permitiendo calcular las formas modales y los periodos de vibración de las estructuras.

La estructura es idealizada como un ensamble de elementos discretos orientados en un espacio tridimensional e interconectados por nudos con 6 grados de libertad cada uno (3 para desplazamientos lineales ortogonales y 3 restantes para rotaciones).

El programa tiene varios modelos de histéresis (sin degradación de rigidez ni pérdida de resistencia), para tratar de reproducir las características del comportamiento observado en elementos estructurales en general sujetos a carga cíclica. Los modelos son los siguientes:

- modelo de 2 componentes (Clough y Johnston, 1966),
- modelo de un componente (Giberson, 1967),
- modelo de 4 componentes,
- modelo de vigas/columnas tridimensionales.

4.2 DRAIN - 2DX

Este es un programa de computadora para el análisis no lineal de estructuras planas. La integración de la ecuación de movimiento se basa en el método θ de Wilson el cual puede presentar problemas en la convergencia de la solución dependiendo del valor que se le dé a θ (Paz, 1986). Las estructuras son modeladas como el ensamble de elementos bidimensionales discretos como son, viga - columna, muros de cortante, armaduras, elementos simplemente conectados, cables a tensión y/o compresión. El programa realiza análisis por carga vertical, estáticos no lineales, con espectros de respuesta y calcula modos y periodos de vibración; también hace análisis dinámicos a partir de la aceleración, el desplazamiento o la velocidad inicial del terreno, y por fuerzas dinámicas (usado para calcular la respuesta ante impactos o explosiones). La masa de la estructura se considera concentrada en los nudos, y cada uno de ellos puede tener tres grados de libertad (dos traslaciones y una rotación).

El modelo de comportamiento histerético del elemento viga - columna es del tipo elastoplástico. Sin embargo, aunque el programa presenta la ventaja de poder calcular los periodos de vibración y las formas modales en cualquier punto del análisis, incluyendo el estado original y el final, tiene la desventaja de que el modelo histerético que usa es del tipo bilineal sin degradación de rigidez ni pérdida de resistencia, lo cual provoca que el periodo inicial de la estructura sea igual a su periodo final lo cual no es realista.

4.3 CANNY - D

Es un programa desarrollado para el análisis no lineal tridimensional de estructuras de concreto reforzado, la integración numérica de la ecuación de movimiento se realiza con el método de β Newmark (Bathe y Wilson, 1976). También puede ser usado para el análisis de estructuras de acero y de estructuras mixtas de acero, concreto reforzado y mampostería. Incluye diferentes tipos de modelos de histéresis para representar el comportamiento no lineal de varios materiales. Este programa realiza los siguientes tipos de análisis:

- modos y periodos de vibración,
- inelásticos bajo cargas estáticas,
- estáticos no lineales,
- pseudodinámico (modelos simplificados formados por masas y resortes) y,
- dinámicos a partir de la aceleración del terreno.

El programa puede representar elementos viga – columna y elementos armadura con orientación arbitraria, elementos muro, elementos resorte, elementos cable y elementos de varios resortes (multiresortes).

Las vigas, pueden estar sujetas a flexión uniaxial y a deformaciones por cortante, así como a cargas axiales. Los elementos columna pueden estar sujetos a flexión uniaxial (marcos planos) o biaxial (marcos tridimensionales), así como a deformaciones por cortante y por carga axial.

De acuerdo con las suposiciones que se hagan, los elementos columna pueden ser idealizados como modelos de un componente (columnas con flexión uniaxial), de flexión

biaxial sin interacción dinámica con la carga axial y multiresortes, que considera la interacción momento flexionante bidireccional - carga axial.

4.4 CALIBRACIÓN DEL PROGRAMA CANNY

Para la calibración se seleccionó un marco plano de concreto reforzado de tres niveles y una crujía, cuyas dimensiones se presentan en la fig 4. Dicho marco fue diseñado de acuerdo con el *RCDF-87* y sus Normas Técnicas Complementarias (*NTC*) vigentes. Se consideró que el concreto tiene una resistencia nominal a compresión $f'c=250$ kg/cm², el acero de refuerzo un valor nominal de fluencia $f_y=4200$ kg/cm², un valor del factor de comportamiento sísmico $Q=4$, y un coeficiente sísmico $c=0.4$. Se supuso que el marco se encontraba en la zona lacustre (zona III) del Distrito Federal, por lo que se utilizó el registro del 19 de septiembre de 1985 componente E-W, como excitación sísmica representativa de dicho sitio.

La primera parte de la calibración consistió, en calcular los periodos y formas modales de vibración elásticos de la estructura con los programas descritos anteriormente y además los calculados con el programa ETABS (Habibullah, 1991), por ser éste un programa ampliamente usado en el ambiente ingenieril.

En la tabla 2 se presentan los resultados obtenidos, así como el error relativo que se obtiene con cada programa. Para el cálculo de este último se consideró como valor de referencia el obtenido con el programa ETABS.

Se calcularon también las historias de desplazamiento del nivel de azotea (fig 5). Como se puede observar, las respuestas calculadas son prácticamente iguales con los tres programas, obteniéndose un desplazamiento máximo de aproximadamente 1 cm. Es importante mencionar que el análisis con el programa DYNDIR está limitado a 5,000 puntos y el registro de aceleración utilizado tiene aproximadamente 9,800 puntos (cerca de 180 segundos) por lo que la respuesta a partir de 100 s es nula por esta limitante.

Para la calibración del CANNY-D dentro del intervalo de comportamiento no lineal de la estructura, se utilizaron los programas DYNDIR (modelo de un componente) y DRAIN-2DX (elemento viga – columna).

Con el objetivo de sensibilizarse sobre los modelos de histéresis que el programa CANNY-D es capaz de manejar, se decidió utilizar los siguientes:

- modelo de degradación bilineal (fig 6a),
- modelo Clough modificado (fig 6b),
- modelo de degradación trilineal (fig 6c),
- modelo de Takeda bilineal (fig 6d),
- modelo de Takeda trilineal (fig 6e),
- modelo de adelgazamiento trilineal (fig 6f),
- modelo orientado al origen (fig 6g),
- modelo de deslizamiento bilineal (fig 6h) y
- modelo de deslizamiento trilineal (fig 6i).

En la fig 7, se presentan las historias de desplazamiento del nivel de azotea obtenida con los programas DYNDIR, DRAIN-2DX y CANNY-D, considerando un modelo de histéresis elastoplástico (sin degradación de rigidez). La similitud con los resultados de la fig 5 se debe a que la estructura se comportó dentro del intervalo de comportamiento elástico al ser sometida al sismo del SCT del 19 de septiembre de 1985.

En las figs 8a, 8c y 8g se presentan los resultados obtenidos con los modelos Clough modificado, Takeda bilineal y de deslizamiento bilineal. Los tres son modelos de histéresis bilineales y consideran la degradación de rigidez. Las respuestas obtenidas con estos modelos presentan desplazamientos máximos del orden de 1.5 cm para los dos primeros y de 3.5 cm para el último.

En las figs 8b, 8d, 8e, 8f y 8h, se muestran, las respuestas con los modelos de degradación trilineal, Takeda Trilineal, de adelgazamiento trilineal, orientado al origen y de deslizamiento trilineal, respectivamente. Con estos modelos trilineales de histéresis se obtienen los mayores valores de la respuesta, llegando a desplazamientos de hasta 4 cm, aproximadamente. Cabe mencionar que, a pesar de que las historias de desplazamiento del nivel de azotea de la estructura son relativamente semejantes, el comportamiento histerético de los elementos estructurales es muy distintos, como se puede ver en la fig 9, donde se presentan las curvas de cortante basal contra distorsión del primer entrepiso. Se observa, por ejemplo, que el modelo de Takeda trilineal (fig 9a) trata de representar el comportamiento del concreto reforzado a flexión sin problemas de cortante o adherencia, mientras que el modelo de adelgazamiento trilineal (fig 9b), si toma en cuenta estos factores, y finalmente, el modelo de

deslizamiento trilineal (fig 9c), se emplea para estudiar problemas severos de adherencia entre el concreto y el acero de refuerzo (López, 1998).

Dados los resultados obtenidos y a la versatilidad de modelos de histéresis que maneja el programa CANNY-D, se eligió a éste como herramienta de análisis dinámico no lineal. Este programa es el que mejor representa el comportamiento real de estructuras de concreto reforzado sujetas a excitación sísmica (Park y Priestley, 1982). Además permite estudiar el efecto de la evolución y acumulación de daño en una estructura. Para los análisis se utilizará el modelo de Takeda trilineal, ya que es capaz de modificar las propiedades de los elementos estructurales después de la ocurrencia de un sismo, pues considera la degradación de rigidez de los mismos.

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS DINÁMICO DE UN MARCO DE CONCRETO REFORZADO DE 10 NIVELES

En este capítulo se presentan los resultados de simulación de daño estructural del marco en estudio, sometido a registros sísmicos reales y simulados. Los resultados de análisis elásticos se comparan con los de los inelásticos, haciendo énfasis en los desplazamientos, el periodo fundamental de vibración instantáneo, las distorsiones de entrepiso y las curvas momento – rotación de algunos elementos estructurales.

A partir de los resultados obtenidos en este capítulo (formas modales y periodos de vibración), en el capítulo siguiente se aplica el método de la matriz de sensibilidad para localizar y estimar el daño en los elementos estructurales del marco en estudio. Se establece además una relación entre el daño estimado y el daño físico identificado este como distorsiones de entrepiso, agrietamiento del concreto, fluencia del acero o falla de los elementos estructurales.

5.1 REGISTROS SÍSMICOS EMPLEADOS

Debido a que el marco se encuentra ubicado en la zona de suelo blando del Distrito Federal, se seleccionó el registro de aceleraciones obtenido en la estación SCT del sismo del 19 de septiembre de 1985 (SCT 19/09/85) componente E-W (fig 10a), ya que es el más intenso registrado en la ciudad de México. Adicionalmente, se utilizaron dos registros de intensidad menor que el anterior, ambos obtenidos en la misma estación SCT que corresponden a los sismos del 25 de abril de 1989 (SCT 25/04/89), fig 10b, y del 14 de septiembre de 1995 (SCT 14/09/95), fig10c.

La escasez de registros reales de sismos intensos requeridos para investigar la respuesta sísmica de estructuras, obliga a utilizar registros de una familia de sismos simulados que representan un ambiente sísmico en la zona del Valle de México (Grigoriu, Ruíz y Rosenblueth, 1988). La simulación de estos registros se basó en el sismo SCT 19/09/85.

En las figs 10a a 10f se incluyen también los espectros de respuesta elásticos para cada uno de los registros sísmicos utilizados. Se puede observar que los registros SCT 19/09/85, AX-15 y AX-39 son de gran intensidad, mientras que el registro AX-120 es de intensidad moderada y los registros correspondientes a los sismos SCT 25/04/89 y SCT 14/09/95 son sismos de baja intensidad. En todos ellos el periodo dominante del sitio se encuentra cercano a los 2 s.

5.2 DESCRIPCIÓN DE LOS DAÑOS CALCULADOS

Se estudió el daño estructural en dicho marco 1 sujeto a seis de los registros sísmicos antes descritos (fig10). El comportamiento de la estructura se determinó con el programa CANNY-D, considerando que la degradación de rigidez se presentó tanto en trabes como en columnas y suponiendo que el edificio está empotrado en su base (no se tomó en cuenta el efecto de interacción suelo – estructura), y que las losas se comportan como diafragmas rígidos en el plano de análisis.

5.2.1 Historia del periodo fundamental instantáneo

Para los seis sismos estudiados, en las figs 11 y 12, se presentan las historias del periodo fundamental instantáneo del marco. Se observa que para los casos donde se utilizan los registros SCT 19/09/85, AX-15 y AX-39, el periodo fundamental instantáneo de la estructura al finalizar la excitación crece considerablemente con respecto al inicial. Por ejemplo para el primer caso el periodo inicial es $T_i = 0.91s$ mientras que el final es $T_f = 1.77s$, esto significa que al final del sismo, existe un incremento de aproximadamente un 94% del periodo que tenía originalmente la estructura, lo cual indica que ésta ha sufrido daño debido a que su masa estructural es invariante. También se puede observar que entre los 50 y 70 segundos de iniciar la excitación, el periodo fundamental presenta varios máximos; algunos de ellos mayores a 4 s (figs 11a, 12a y 12b). Esto puede deberse a que la rigidez de post-fluencia de los elementos estructurales es aproximadamente el 1% de su rigidez inicial, y a que las amplitudes de las aceleraciones son muy grandes. Sin embargo no se presenta inestabilidad debido a que en el siguiente instante la aceleración del terreno cambia de signo provocando que la estructura se mantenga en equilibrio.

También se observa, para el caso del sismo simulado AX-120 (fig 12c), que el incremento en el periodo fundamental instantáneo al término de la excitación, es de aproximadamente un 60% del original. Por otro lado en los casos de los registros SCT 25/04/89 y SCT 14/09/95 no se aprecia cambio significativo en el periodo fundamental (figs 11b y 11c).

El cambio en el periodo fundamental de vibración de la estructura al finalizar un sismo, da una idea de la magnitud del daño global sufrido por ésta ante sismos de distinta intensidad. De esta manera, si el cambio entre el periodo fundamental inicial de vibración y el final es grande (por ejemplo 50%), se espera que el daño global sea mayor y viceversa. Sin embargo, estos cambios no proporcionan ninguna información de la distribución de elementos dañados dentro de la estructura.

5.2.2 Historia de desplazamientos de azotea

En la fig 13 se muestran las historias de desplazamientos del nivel de azotea obtenidos con los seis sismos descritos. En la fig 13a. se presenta la historia del desplazamiento del nivel de azotea considerando comportamiento elástico, cuyo valor máximo es de aproximadamente 7 cm. Se observa que para los casos de los sismos SCT 25/04/89 y SCT 14/09/95, los desplazamientos máximos alcanzados en el nivel de azotea fueron menores a los 5 cm, por lo que la estructura permaneció dentro del intervalo de comportamiento elástico, al ser sometida a estos dos registros sísmicos (figs 13c y 13d).

Al ser excitado por el sismo simulado AX-120, el marco presenta desplazamientos máximos del orden de 10 cm (fig 13g), mientras que para los sismos AX-15 y AX-39 la estructura alcanza más de 30 cm de desplazamiento máximo (figs 13e y 13f). Sin embargo, con el sismo SCT 19/09/85 se presentan los mayores desplazamientos, del orden de 45 cm (fig 13b).

Al igual que los periodos fundamentales de vibración de la estructura, los desplazamientos máximos del nivel de azotea dan una idea de la magnitud del daño global sufrido. Además se observa que, los valores máximos obtenidos de los periodos de vibración y desplazamientos del nivel de azotea, se presentan aproximadamente en los mismos instantes de tiempo que los valores de aceleración máxima de los registros sísmicos (Escobar, 1994).

5.2.3 Articulaciones Plásticas

En las figs 14 a 16, se presentan la posición del agrietamiento y las articulaciones plásticas de los elementos estructurales del marco, obtenidas utilizando como excitación los seis sismos mencionados. El agrietamiento del concreto y la fluencia del acero de refuerzo (formación de articulaciones plásticas), se determinan a partir de la comparación entre los momentos resistentes y actuantes, en los extremos de los elementos estructurales.

Para los sismos SCT 19/09/85, AX-15 y AX-39 (figs 14a, 15b y 16a), las articulaciones plásticas ocurren generalmente en las vigas de los niveles N-1 a N-7, y en las columnas, en los extremos superiores en los niveles N-4 a N-8 y en los extremos inferiores en los niveles N-1 a N-3. El agrietamiento de los elementos estructurales se presenta en todas las vigas de

los niveles N-8 a N-10 (para los seis registros sísmicos) y en las columnas se presenta generalmente en las de los niveles intermedios para los sismos SCT 25/04/89, 14/09/95 y AX-120 (figs 14b, 15a y 16b).

En general, se puede observar que el mecanismo de falla presenta generalmente, y de acuerdo con la filosofía de diseño sísmico actual, una forma de columna fuerte viga – débil.

5.2.4 Ciclos de histéresis

Para los sismos estudiados, en las figs 17 y 18 se presentan los ciclos de histéresis del extremo inferior de una columna del primer nivel y del extremo izquierdo de una viga de un nivel intermedio. En las figs 17a, 18a y 18b, correspondientes a los registros SCT 19/09/85, AX-15 y AX-39 respectivamente, se pueden observar las características importantes de histéresis consideradas en el modelo utilizado (Takeda trilineal), como el deterioro de rigidez, primero con el agrietamiento del concreto (cambio en la pendiente elástica inicial) y posteriormente la fluencia del acero de refuerzo (segundo cambio en la pendiente inicial) sin reducción de resistencia.

Para el caso del sismo AX-120 se observa (fig 18c) que la columna presenta únicamente agrietamiento del concreto, ya que el momento actuante es mayor que el momento de agrietamiento resistente y existe un cambio en la pendiente inicial. Mientras que en la trabe, ha comenzado la fluencia del acero de refuerzo, ya que el momento actuante es mayor que el momento resistente. Para los sismos SCT 25/04/89 y SCT 14/09/95 (figs 17b y 17c) el

comportamiento de las columnas es elástico (sin cambio en la pendiente inicial) y en las trabes se presenta agrietamiento del concreto.

Finalmente en las figs 19 y 20 se presenta la relación entre el cortante de entrepiso y la distorsión del primer nivel del marco para los sismos utilizados. Estas curvas muestran la relación entre la rigidez y la deformación de entrepiso. En general muestran en un sentido global los efectos del deterioro de rigidez a través de la disminución de la pendiente inicial de la curva.

5.3 EFECTO DE SISMOS CONSECUTIVOS

Las estructuras durante su vida útil, están sujetas a la acción de sismos de distintas intensidades, provocando que éstas sufran con el tiempo la degradación de sus propiedades de rigidez y resistencia.

El daño estructural, es un fenómeno con carácter acumulativo. La intensidad del mismo depende no sólo de la deformación máxima alcanzada durante un sismo intenso, sino de varios factores como son la historia de deformaciones que sufre la estructura antes y después de alcanzar dicha deformación máxima, de los efectos de segundo orden, del potencial destructivo del sismo, etc (Meli et al, 1998).

Para investigar el efecto de temblores consecutivos en el daño estructural, se efectuaron dos análisis no lineales del marco en estudio. En el primero se utilizaron los registros SCT

25/04/89 y SCT 14/09/95 y a los cuales se denomina SC1. En el segundo caso, se analizó la estructura sometida a dos veces el sismo SCT 19/09/85 denominándoseles SC2.

En las figs 21 y 22 se presentan las historias del periodo fundamental instantáneo, del desplazamiento del nivel de azotea y del porcentaje de amortiguamiento. Para calcular este último, se supuso un valor inicial del 5%, y con éste se calculó el factor de amortiguamiento proporcional a la masa estructural como:

$$\alpha = \frac{4\pi\xi_i}{T_{inst}}$$

donde:

ξ_i = porcentaje de amortiguamiento crítico en el instante i

T_{inst} = periodo fundamental en el instante i

α = factor de amortiguamiento proporcional a la masa estructural.

Para conocer la historia del porcentaje de amortiguamiento crítico durante la ocurrencia de un sismo, se hace la consideración de que el valor de α no cambia a lo largo del tiempo, y como la historia del periodo fundamental instantáneo es conocida, el porcentaje de amortiguamiento crítico se calcula como:

$$\xi_i = \frac{T_{inst} \alpha}{4\pi}$$

En la fig 21a se muestra la historia del periodo fundamental para el registro SC1. Se observa que el periodo al finalizar el segundo registro, es prácticamente el mismo que tenía la estructura al finalizar el primero, por lo que se considera que no sufre daño global adicional

cuando se somete al segundo sismo. Un comportamiento similar se aprecia en la historia del desplazamiento del nivel de azotea (fig 21b), donde el valor del desplazamiento máximo alcanzado durante el segundo sismo es muy similar al del primero. Esto puede deberse a que el segundo temblor es de baja intensidad, provocando que la estructura no sufra daño adicional. Además se sabe que, cuando las amplitudes del movimiento son pequeñas, el amortiguamiento crítico de la estructura varía ligeramente (Toro, 1997). Esto se puede apreciar en la fig 21c, donde se muestra la historia del amortiguamiento crítico, y se observa que existe un incremento que va del 5% (valor considerado originalmente) hasta cerca del 6% al finalizar el primer sismo, y este se mantiene prácticamente constante hasta finalizar el segundo registro.

Para el caso de los registros SC2, en la fig 22a se presenta la historia del periodo fundamental instantáneo. Se observa que la estructura sufre poco daño adicional al ser sometida al segundo sismo, pues el periodo fundamental aumenta de $T_i=1.77$ s que tenía la estructura al finalizar el primer temblor, a $T_f=1.96$ s al final de los dos sismos.

En la fig 22b, se presentan las historias de desplazamiento del nivel de azotea. Se aprecia un incremento de aproximadamente un 20% en el desplazamiento máximo durante el segundo temblor, el cual alcanzó un valor de 57 cm, es decir, hubo un aumento de alrededor de 12 cm en comparación con el desplazamiento máximo obtenido al aplicar un sólo temblor.

Se infiere que, la estructura sufre, a nivel global, poco daño adicional con el segundo temblor a pesar de ser de gran magnitud. La razón de este comportamiento podría deberse a que al finalizar el primer sismo, la estructura presenta articulaciones plásticas en la mayoría

de las trabes (niveles N-1 a N-8) y en algunas columnas. Además, la intensidad de las fuerzas que actúan en la estructura en el segundo registro, son menores que las originales debido a que el periodo de la estructura al finalizar el primer temblor se encuentra en la zona de aceleraciones máximas del espectro de respuesta del registro SCT 19/09/85 (2 s aproximadamente), por lo que al comenzar el nuevo sismo crece el periodo fundamental, saliéndose de la zona de aceleraciones máximas. Y por otra parte, debe recordarse que durante sismos intensos, las estructuras incursionan en el intervalo de comportamiento inelástico, provocando que el amortiguamiento crítico se incremente considerablemente (Toro, 1997). Esto mismo se aprecia en la fig 22c donde el porcentaje de amortiguamiento crítico de la estructura al final del primer sismo crece casi a un valor del doble del que tenía originalmente, aproximadamente 10%, provocando que no sufra daño considerable adicional.

Por lo tanto, el efecto de un temblor de gran intensidad puede ser similar al producido por sismos consecutivos de baja intensidad después de un cierto tiempo, ya que el daño que se produce en las estructuras es acumulativo y depende en gran parte de las respuestas máximas alcanzadas durante éstos.

CAPÍTULO 6

DETECCIÓN DE DAÑO ESTRUCTURAL EN UN MARCO DE CONCRETO REFORZADO DE 10 NIVELES

En este capítulo se propone un procedimiento para establecer una escala de estados de daño local de elementos estructurales de concreto reforzado, y que relacione explícitamente el daño calculado con algunos parámetros que caracterizan su estado físico.

El daño analítico se obtiene a partir de las formas modales y periodos de vibración del marco en estudio sujeto a las seis excitaciones sísmicas del capítulo anterior. Con las formas modales y periodos de vibración al inicio y al finalizar la excitación (dañadas), se aplica el método de la matriz de sensibilidad para localizar y estimar el daño en todos los elementos estructurales.

Una vez localizado y estimado analíticamente el daño en los elementos estructurales, éste se relaciona con las distorsiones de entrepiso, el agrietamiento del concreto, la fluencia del acero de refuerzo o la falla estructural del elemento.

6.1 FORMAS MODALES REQUERIDAS

El número de formas modales y frecuencias de vibración utilizadas, así como el nivel de aproximación que se tenga en ellas, es un factor determinante para poder determinar en forma aproximada el nivel de daño en los elementos estructurales. Esto se aprecia más claramente en la tabla 3, en donde se presenta el daño en los elementos estructurales del marco estudiado sujeto al sismo del 19 de septiembre de 1985. La estimación y localización del daño estructural se obtiene utilizando diez, nueve y tres formas modales respectivamente.

Como se aprecia en la tabla 3, los resultados obtenidos al considerar todas las formas modales (diez) varían con los calculados al utilizar nueve formas modales, así por ejemplo, se cometen errores de aproximación menores al 10% en los elementos 15, 23, 24 y 30, errores mayores al 20% para los elementos 1, 9, 13, 17, 19, 21, 25, 26, 27, 28 y 29, en tres de ellos se tienen errores de aproximación superiores al 35% (elementos 17, 19 y 21). Para el caso en el que sólo se utilizan tres formas modales los errores de aproximación son enormes, mayores al 55% en todos los elementos, inclusive existen elementos que no presentan daño alguno al considerar tres formas modales y que sí presentan daño considerable al considerar todas las formas modales (elementos 3, 11, 15, 19, 27, 29 y 30).

Por esta razón, se recomienda aplicar el método de la matriz de sensibilidad utilizando todas las formas modales y periodos de vibración, pues entre menor sea el número de formas modales usadas menor aproximación se tendrá en la estimación y localización del daño estructural, es decir, entre menor sea el número de formas modales usadas para estimar y localizar el daño estructural se tendrá una mayor subestimación del mismo.

6.2 RELACIÓN ENTRE EL PORCENTAJE DE DEGRADACIÓN DE RIGIDEZ DE ENTREPISO Y LA DISTORSIÓN DE ENTREPISO

En la fig 23 se presentan las distorsiones de entrepiso para el marco analizado. Se observa que para el caso de los registros SCT 19/09/85, AX-15, AX-39 y SC2, se tienen distorsiones de entrepiso para algunos niveles mayores a 1.2%, que corresponden al valor máximo permitido por el RCDF-87. Para el caso del registro AX-120, las distorsiones son menores a 0.4% en todos los niveles. Para los sismos SCT 25/04/89 y SCT 14/09/95, se presentan las distorsiones de entrepiso menores a 0.09%. Éstos tres últimos casos presentan valores de distorsión de entrepiso menores al valor mínimo recomendado por el RCDF-87 que corresponde a 1.2% (estructura esquelética).

En las figs 24 a 27, se presentan los resultados de daño calculado en los elementos estructurales. Se puede observar que para los sismos SCT 25/09/85 y SCT 14/09/85 (figs 24b y 25a), los porcentajes de daño calculado para las columnas son menores en todos los casos a 17%, mientras que en las trabes, no exceden a 28%. Para el caso de los sismos AX-39 y AX-120 (figs 26a y 26b) el porcentaje de daño en columnas es inferior al 54% y en trabes al 68%. Para los registros SCT 19/09/85, AX-15 y SC2 (figs 24a, 25b y 27), los

porcentajes de daño en algunas columnas llegan a ser superiores al 50% y en trabes, ocasionalmente alcanzan más del 80%.

El daño experimentado en los elementos estructurales del marco, ocasiona que las rigideces de entrepiso sean mucho menores que las que tenía la estructura originalmente. Por lo tanto se necesita conocer las rigideces por cada entrepiso sin daño (marco original) y dañadas (para los siete registros sísmicos empleados), y relacionar éstos valores con las distorsiones de entrepiso obtenidas anteriormente.

Para calcular en forma aproximada la rigidez de entrepiso, se emplearon las fórmulas de Wilbur. Éstas son aplicables a marcos regulares formados por elementos con momentos de inercia constantes (Bazán y Meli, 1995).

En la fig 28, se presenta la relación entre el porcentaje de degradación de la rigidez de entrepiso (obtenida como el cociente de la rigidez de entrepiso dañada entre su rigidez original) y la distorsión de entrepiso. Además, se presenta una curva ajustada, mediante una regresión exponencial, a los resultados obtenidos, expresada mediante la siguiente ecuación:

$$DRE = 47.825(DE)^{0.492} \quad (1)$$

donde:

DRE = porcentaje de degradación de rigidez de entrepiso,

DE = distorsión de entrepiso

De esta forma, si se conocen las distorsiones de entrepiso para el marco de 10 niveles estudiado, después de realizar un análisis estático o dinámico, con la ecuación (1) se puede calcular aproximadamente el porcentaje de daño que sufre cada entrepiso.

6.3 RELACIÓN ENTRE EL PORCENTAJE DE DEGRADACIÓN DE RIGIDEZ Y LA LONGITUD DE AGRIETAMIENTO DE UN ELEMENTO ESTRUCTURAL

Una vez que se conoce la relación entre la degradación de rigidez de cada entrepiso y su distorsión, se establece una relación entre la degradación de rigidez de los elementos estructurales con algunos parámetros que representen el estado físico de éstos, como puede ser la deformación relativa de traveses y columnas. Estas a su vez están relacionadas con los cambios en el momento de inercia de su sección transversal y el incremento de la longitud de agrietamiento.

La deformación relativa en un elemento estructural doblemente empotrado, en cuyos extremos a y b están aplicados momentos flexionantes, se calculan con el desplazamiento lineal del extremo b a partir de la tangente de la elástica de la viga en el extremo a .

Las relaciones entre el momento y la rotación de cada extremo se determinan usando el método de áreas de momentos (fig 29). Aplicando el segundo teorema de áreas de momentos, cuando el módulo de elasticidad y el momento de inercia del elemento son constantes, el desplazamiento relativo del extremo b con respecto al a se calcula con (White, Gergely y Sexsmith, 1984):

$$D_{b/a} = \frac{m_a l}{2 E_n I_n} \left(\frac{2}{3} l \right) - \frac{m_b l}{2 E_n I_n} \left(\frac{1}{3} l \right)$$

donde:

m_a y m_b = momentos actuantes en los extremos a y b , respectivamente

l , E_n e I_n = longitud, módulo de elasticidad y momento de inercia del elemento, respectivamente

$D_{b/a}$ = deformación relativa del extremo b con respecto a la tangente de la elástica de la viga en el extremo a

Simplificando la ecuación anterior

$$D_{b/a} = \frac{m_a l^2}{3 E_n I_n} - \frac{m_b l^2}{6 E_n I_n}$$

y el valor de la rotación en el extremo a , θ_a (fig 29) se calcula como:

$$\theta_a = \frac{D_{b/a}}{l}$$

Como θ_a y l son conocidas, el desplazamiento relativo del extremo b se puede obtener a partir de la tangente de la elástica de la viga en el extremo a . Despejando de la ecuación anterior $D_{b/a}$.

$$D_{b/a} = \theta_a l$$

Con esta ecuación se calcularon las deformaciones relativas de los elementos estructurales.

En las figs 30 y 31 se presenta la relación entre éstas deformaciones relativas y la distorsión de entrepiso para las trabes y columnas de todos los niveles del marco de 10 niveles, respectivamente.

Por otro lado, las deformaciones por flexión que sufren los elementos estructurales durante un evento sísmico, están directamente relacionadas con el cambio en el momento de inercia de la sección transversal y el incremento en la longitud del agrietamiento.

En la literatura existen datos experimentales que relacionan la deformación relativa en columnas y la longitud total de agrietamiento (Tasai, Kitayama y Kuramoto, 1994), fig 32.

Así mismo, el agrietamiento en un elemento de concreto reforzado, está relacionado con el cambio en el momento de inercia de éste. Haciendo la suposición de que la deformación por flexión que sufren las trabes y las columnas, está en función de la disminución en el momento de inercia de su sección transversal (sin variaciones en el módulo de elasticidad), y que dicho cambio se debe únicamente a la variación en el peralte equivalente de la sección transversal h (el ancho de la sección se considera constante), se aplica el método de localización de daño a partir de la matriz de sensibilidad, para conocer el estado de agrietamiento asociado con la degradación de rigidez (Sugahara, 1997).

El cambio en la rigidez a flexión (EI) debida a la disminución del momento de inercia de un elemento estructural se puede calcular como:

$$dk_n = 1 - \frac{E_n I'_n}{E_n I_n}$$

donde:

dk_n = degradación de rigidez calculada

$E_n I'_n$ = rigidez a flexión del n-ésimo elemento estructural dañado

$E_n I_n$ = rigidez a flexión del n-ésimo elemento estructural sin daño

I'_n = momento de inercia del n-ésimo elemento estructural dañado

I_n = momento de inercia del n-ésimo elemento estructural sin daño

pero como E se considera como constante, y suponiendo que el cambio en el momento de inercia se debe sólo a la variación en el peralte efectivo de la sección transversal, la ecuación anterior se puede escribir como:

$$dk_n = 1 - \frac{I'_n}{I_n} = 1 - \frac{h_n'^3}{h_n^3}$$

donde:

h_n' = peralte equivalente del n-ésimo elemento estructural dañado

h_n = peralte equivalente del n-ésimo elemento estructural sin daño

Por lo que el nuevo peralte de la sección transversal del elemento estructural dañado, se puede expresar en función de la altura de agrietamiento como:

$$h_n' = h_n - a_n$$

donde:

a_n = altura de agrietamiento

Sustituyendo esta última ecuación en la anterior y despejando, se puede calcular la altura de agrietamiento del elemento en función del porcentaje de degradación de su rigidez, esto es:

$$a_n = h_n \left(1 - \sqrt[3]{1 - dk_n} \right)$$

En la fig 33 se presenta la relación entre la altura de agrietamiento con el porcentaje de degradación de rigidez a flexión de trabes y columnas.

6.4 ESCALA DE ESTADOS DE DAÑO PROPUESTA

Para el marco de 10 niveles estudiado, se propone un método para estimar el grado de daño teórico a nivel elemento estructural, expresado en función del efecto que produce en los elementos estructurales, el aumento en las distorsiones de entrepiso, como son aparición de las primeras grietas por flexión en vigas y columnas, la fluencia del acero de refuerzo y el aplastamiento del concreto en la zona de compresión y la falla del elemento estructural (Tasai, Kitayama y Kuramoto, 1994). Basándose en estas características, el índice propuesto contempla cinco estados de daño, que son (fig 28):

- a) D=0 - Sin Daño, cuando no existe distorsión de entrepiso ($\delta=0$),
- b) D=1 - Aparición de las primeras grietas de flexión en las vigas del entrepiso ($0 < \delta \leq 0.05$),
- c) D=2 - Aparición de las primeras grietas de flexión en las columnas ($0.05 < \delta \leq 0.80$),
- d) D=3 - Daño ligero, definido como la primera fluencia del refuerzo a flexión en las vigas del entrepiso ($0.80 < \delta \leq 1.60$),

- e) D=4 - Daño severo, probablemente irreparable, aparición de grandes grietas y aplastamiento del concreto en la zona de compresión ($1.60 < \delta \leq 2.0$),
- f) D=5 - Falla del elemento, definido por grandes deformaciones, extensivo desprendimiento masivo del concreto y pandeo del acero de refuerzo ($\delta > 2.0$)

Donde D = Estado de Daño y δ = distorsión de entrepiso.

En la fig 28 se observa que a medida que la dispersión de entrepiso crece, aumenta el porcentaje de degradación de rigidez de entrepiso, sin embargo, este comportamiento no es lineal sino exponencial.

Se aprecia también que en algunas zonas existe mayor dispersión en los resultados principalmente para los Estados de Daño 1 y 2, con coeficientes de variación igual a 0.45 y 0.31 respectivamente, mientras que para los Estados de daño 3, 4 y 5 se obtuvieron coeficientes de variación de 0.11, 0.12 y 0.10 respectivamente. La variación de resultados en los Estados de Daño 1 y 2 puede deberse a las suposiciones hechas en el análisis (marco plano, con base empotrada y losas actuantes como diafragmas rígidos), al modelo de histéresis utilizado que sólo considera la degradación de rigidez y no la pérdida de resistencia, al número de casos estudiados, y a que no se consideraron propiedades inciertas.

Finalmente, esta escala de estados de daño propuesta es simple y se basa únicamente en las respuestas obtenidas con sismos de distintas intensidades para el marco de 10 niveles estudiado. Esta escala presenta la ventaja de que, a partir de conocer las distorsiones de entrepiso, se puede localizar y estimar el nivel de daño local y correlacionarlo con el estado físico de los elementos estructurales como son la aparición de grietas en trabes y columnas,

fluencia del acero de refuerzo, aplastamiento del concreto en la zona de compresión y la falla de los elementos estructurales.

CAPÍTULO 7

***PREDICCIÓN DEL DAÑO EN ESTRUCTURAS
ANTE DISTINTAS SOLICITACIONES
SÍSMICAS***

En este capítulo se presenta un procedimiento para predecir el daño del marco de 10 niveles estudiado sujeto a sismos simulados de distinta intensidad a partir de conocer las distorsiones de entrepiso. Este procedimiento está basado en los resultados obtenidos en el capítulo anterior. La localización y estimación del daño en los elementos estructurales, se basa en el método de la matriz de sensibilidad, a partir de los cambios en las formas modales y frecuencias de vibración conocidas.

7.1 PROCEDIMIENTO

Para obtener el porcentaje de daño que sufren los elementos estructurales del marco de concreto reforzado estudiado, se necesita calcular las distorsiones de entrepiso que tiene la estructura después de la acción de un sismo.

Con las distorsiones de entrepiso y la ecuación 1 del capítulo anterior se calcula su porcentaje de degradación de rigidez y por lo tanto su estado de daño. Conociendo este último y de acuerdo con la tabla 3, se puede conocer el estado físico que tienen los elementos estructurales que lo integran (agrietamiento de vigas y columnas, fluencia del acero de refuerzo y desprendimiento del concreto en la zona de compresión, o bien, falla del elemento).

Por otro lado, con las gráficas de las figs 30 y 31 y utilizando los valores de distorsión de entrepiso calculados, se pueden conocer las deformaciones relativas que sufren los elementos estructurales del marco para cada entrepiso.

Conociendo la deformación relativa en las columnas de todos los entrepisos, se puede obtener la longitud total de agrietamiento por elemento, a partir de la curva teórica de la fig 32. En el caso de las trabes, de manera similar a las de las columnas se necesitan obtener relaciones entre la distorsión del elemento y la longitud total de agrietamiento.

Con la longitud total de agrietamiento (suma de la longitud de todas las grietas por flexión) del elemento estructural (trabes y columnas), es necesario obtener una relación teórica o experimental, entre la longitud total de agrietamiento con la altura máxima, o bien el mayor ancho alcanzado por una grieta. Después, se relacionan estos parámetros entre sí con la disminución del peralte efectivo del elemento.

Finalmente, si se conoce la altura de agrietamiento, expresada como una disminución del peralte efectivo del elemento estructural, se puede obtener el porcentaje de degradación de rigidez a flexión de éste, a partir de la curva teórica de la fig 33.

7.2 EJEMPLO DE APLICACIÓN

Se analiza el marco de 10 niveles sujeto a seis sismos simulados de distinta intensidad y cuyos registros de aceleración se muestran en la fig 34. Se obtienen primero, los índices de daño global propuestos por Di Pasquale y Cakmak, 1990 y segundo, los estados de daño propuestos en este trabajo, y se comparan sus resultados.

En las figs 35 y 36, se presentan las historias del periodo fundamental instantáneo de la estructura, para los seis sismos estudiados. Se observa en todos ellos, que el periodo fundamental máximo instantáneo alcanzado por la estructura es de aproximadamente 7 s, mientras que el periodo final oscila entre 1.80 y 1.90 s para todos los casos.

Utilizando por ejemplo, algunos de los índices de daño global, basados en los periodos de vibración de la estructura, para evaluar el daño sufrido por ésta, cuando se encuentra sujeta a las seis excitaciones sísmicas, como los propuestos por Di Pasquale y Cakmak, 1990, que están en función del periodo fundamental inicial, el periodo fundamental máximo alcanzado por la estructura y el periodo fundamental final, y que se calculan como:

a) para degradación de rigidez (aparición de grietas)

$$D_f = 1 - \frac{T_i}{T_f} \quad (1)$$

b) para deformaciones plásticas (fluencia del acero de refuerzo)

$$D_p = 1 - \frac{T_f}{T_{max}} \quad (2)$$

c) combinación de deformaciones plásticas y degradación de rigidez

$$D_m = 1 - \frac{T_i}{T_{max}} \quad (3)$$

donde:

T_i = periodo fundamental inicial

T_{max} = periodo fundamental máximo alcanzado durante la excitación

T_f = periodo fundamental al finalizar la excitación

Los índices de daño global como los propuestos por **Di Pasquale y Cakmak, 1990**, entre otros, presentan la desventaja de que puede existir un mismo valor de daño global, para distribuciones de daño local muy distintas. Por ejemplo, el índice de daño global puede tener un valor de 70%, y no saberse a ciencia cierta si éste ha ocurrido en las trabes o en las columnas. Si ha ocurrido en las trabes probablemente se puedan reparar, pero si es en las columnas de los pisos inferiores, la estructura tendrá que ser demolida.

Esto se puede ver más claro en la tabla 4, donde se muestran los periodos fundamentales de vibración inicial, máximo y final, del marco estudiado para los seis sismos analizados. En la misma tabla, aparecen también, los tres índices de daño global propuestos por **Di Pasquale y Cakmak, 1990** calculados con las ecuaciones 1,2 y 3. Como se puede apreciar, los índices de daño calculados son muy similares en todos los casos, inclusive los valores que se obtienen para el índice δ_m son prácticamente los mismos en los seis casos analizados.

Por otro lado, aplicando el procedimiento antes descrito, para predecir el nivel de daño en los elementos estructurales del marco de 10 niveles, se realiza un análisis dinámico y se obtienen las distorsiones máximas de entrepiso para los seis sismos estudiados, cuyos resultados aparecen en la fig 37.

Con la ecuación 1 del capítulo anterior utilizando las distorsiones máximas, se calculan los porcentajes de degradación de rigidez de entrepiso. En la tabla 5 se muestran los resultados obtenidos, así como el estado de daño correspondiente a cada entrepiso, para los seis registros sísmicos. Como se puede observar, el estado de daño propuesto, da una idea más clara de la distribución del daño sufrido por la estructura cuando está sujeta a sismos de distinta intensidad, y aunque éstos últimos son de gran intensidad, se puede ver la variación de los estados de daño dentro de la estructura. Así por ejemplo, para los sismos AX-21, AX-115, AX-121, AX-130 y AX-139, para los niveles superiores (N-9 y N-10) se espera solamente la aparición de grietas en trabes y columnas, para el nivel N-8, ocurrirá la fluencia del acero de refuerzo y para el sismo AX-136 sólo se presentará el agrietamiento del concreto de trabes y columnas. En los niveles restantes (N-1 a N-7) se espera daño severo en trabes y columnas, inclusive en algunos casos se presentará la falla de los elementos estructurales debido a grandes deformaciones, desprendimiento excesivo del concreto e inclusive el pandeo de las barras de acero de refuerzo (entrepisos con estado de daño 5, tabla 5).

Así, conociendo la distorsión de entrepiso, es posible determinar el estado del mismo, en función de su degradación de rigidez, y en un momento dado el daño estructural en los elementos que lo integran.

CAPÍTULO 8

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Las actuales filosofías de diseño sísmico para estructuras de concreto reforzado, están basadas en la aceptación, de manera indirecta, de estados de daño. Por esta razón, en los últimos años se han realizado muchos intentos por evaluar el daño en las estructuras, desarrollando índices a nivel global y local.

Una manera de cuantificar el daño en estructuras, es a partir de la pérdida de rigidez de los elementos que la componen. En este trabajo se utiliza este criterio a través del método de la matriz de sensibilidad. El daño estimado se relaciona con parámetros que representan el estado físico, como son las distorsiones de entrepiso, la aparición de grietas por flexión en vigas y columnas, la fluencia del acero de refuerzo, el desprendimiento del concreto en la zona de compresión y la falla del elemento.

Debido a la complejidad del problema y como primera aproximación y para sensibilizarse del mismo, se decidió estudiar el comportamiento de una estructura simple de concreto reforzado formada por 10 niveles y una crujía, localizada en la zona III según el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, sujeta a excitaciones sísmicas de distinta intensidad. Para simular su comportamiento bajo la acción de fuerzas sísmicas, se utilizó el programa CANNY-D.

La respuesta estructural se caracterizó mediante el periodo fundamental instantáneo de vibración, el desplazamiento de azotea, mecanismos de falla, relaciones momento – rotación de algunos elementos estructurales y relaciones entre cortante y la distorsión de entrepiso. Como excitación se utilizaron sismos de diversas intensidades, tres de ellos son sismos reales registrados en la estación SCT, mientras que el resto son sismos simulados.

También se estudió el efecto de sismos consecutivos. Se observa que el daño tiene un carácter acumulativo y que no depende de las respuestas máximas obtenidas. Además se encontró que el porcentaje de amortiguamiento crítico, tiende a crecer cuando la estructura se encuentra dentro del intervalo de comportamiento inelástico. Sin embargo, para obtener más conclusiones al respecto es necesario realizar un estudio más amplio con un mayor número de registros sísmicos de distintas intensidades.

Se propone para el marco de 10 niveles estudiado sujeto a siete excitaciones sísmicas, una escala de estados de daño teórico, a nivel elemento, que contempla cinco estados. Esta escala de estados de daño presenta la ventaja, a diferencia de los índices de daño global, en donde se desconoce la distribución de éste dentro de las estructuras, de ser simple, y de que,

a partir de conocer las distorsiones de entrepiso del marco de 10 niveles, se puede obtener una buena estimación del nivel de daño local y correlacionarlo con el estado físico de los elementos estructurales.

Se presenta también un procedimiento para la predicción de daño del marco de 10 niveles, sujeto a la acción de cualquier tipo de excitación sísmica. Sin embargo, si se desea conocer el daño local con más detalle, se recomienda para investigaciones futuras, realizar pruebas de laboratorio que relacionen las deformaciones de vigas con la longitud total de grietas que aparezcan en ellas, también se necesita conocer la relación entre longitud total de grietas con la disminución del peralte efectivo de las secciones estructurales.

Así mismo, se recomienda realizar estudios en un mayor número de familias representativas de sistemas estructurales (marcos de 10, 15 y 20 niveles), con distintos tipos de estructuraciones (marcos, muros estructurales, diagonales, etc y combinaciones de ellos), y localizados en distintos tipos de terreno en las zonas del valle de México. Realizar análisis con excitaciones sísmicas de distintas intensidades ya sean reales o simuladas, considerar propiedades inciertas en las resistencias, rigideces y excitaciones, así como estudiar un mayor número de modelos de histéresis.

También se aconseja considerar más factores en la evaluación del daño, como son fuerzas cortantes, torsiones, interacción suelo – estructura, participación en la rigidez de elementos no estructurales, etc; para evaluar de manera más aproximada el daño en estructuras.

Para corroborar los resultados analíticos, se deberán estudiar edificios en donde exista información de daño físico real, o bien edificios que cuenten con aparatos de registros sísmicos, o en los que se tenga información de pruebas de vibración ambiental y se puedan obtener las formas modales, porcentajes de amortiguamiento y periodos de vibración de las estructuras.

REFERENCIAS

- [1] **Bathe K. J. y Wilson E. L.** (1976), "Numerical methods in finite elements analysis", Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.
- [2] **Bazán Z. y Meli P.** (1995), "Manual de diseño sísmico de edificios", Editorial Limusa Noriega, México, p.p. 28-29.
- [3] **Chen J. C.** (1988), "On orbit damage assessment for large space structures", AIAA Journal, vol. 26, No. 9, p.p. 1119-1126.
- [4] **Clough R. W. y Johnston S. B.** (1966), "Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements", Proc. of Japan Earthquake Engineering Symposium, Tokio, Japan.
- [5] **Di Pasquale E. y Cakmak A. S.** (1990), "Detection of seismic structural damage using parameter-based global damages indices", Probabilistic Engineering Mechanics, Princeton NJ, vol. 5, No. 2, p.p. 60-65.
- [6] **Escobar J. A.** (1994), "Respuesta sísmica de estructuras asimétricas inelásticas con propiedades inciertas", Tesis Doctoral, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.

- [7] Escobar J. A., Sugahara M. y Gómez R. (1996), "Localización de daño en estructuras de concreto reforzado usando la matriz de sensibilidad", X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Mérida.
- [8] Ewins D. J. (1984), "Modal testing: theory and practice", Research Studies Press, Taunton UK.
- [9] Gersch W., Tanaka G y Liu R. (1976), "Structural system parameter estimation by two-stage least-squares method", Journal of Engineering Mechanics, ASCE, vol. 102, No. 5, p.p. 883-899.
- [10] Giberson M. F. (1967), "The response of nonlinear multi-story structures subjected to earthquake excitation", Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena, Calif., EERL Report.
- [11] Gillies A. G. (1979), "DYNDIR, Post-Elastic Dynamic Analysis of Three-Dimensional Frame Structures", Department of Civil Engineering, University of Auckland, New Zealand.
- [12] Grigoriu M., Ruíz S. y Rosenblueth E. (1986), "Nonstationary models of seismic ground acceleration", Earthquake Spectra, Vol. 4, No. 3, p.p. 551-568.
- [13] Habibullah A. (1991), "ETABS, Three Dimensional Analysis of Building Systems", Computer & Structures Inc, vols I y II, Berkeley California.
- [14] Kondo I. y Hamamoto T. (1996), "Seismic damage detection of multi-story buildings using vibration monitoring", Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Paper No. 988.
- [15] Li K. N. (1992), "CANNY-C Users' Manual", Department of Civil Engineering, National University of Singapore.

- [16] Li K. N. (1992), "CANNY-C, A computer Program for 3-D nonlinear Dynamic Analysis of buildings structures", Technical Report No. 004, National University of Singapore.
- [17] Li K. N. (1995), "CANNY-D Users' Manual", Department of Civil Engineering, National University of Singapore.
- [18] Liu B. Q., Bai S. L. y Xu Y. Z. (1996), "Equivalent ductility damage criterion of reinforced concrete structures", Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Paper No. 694.
- [19] López B. O. (1998), Comunicación personal.
- [20] Meli P., Faccioli E., Muriá-Vila D., Quaas R. y Paolucci R. (1998), "A study of site effects and response of an instrumented building in Mexico city", Journal of Earthquake Engineering, Vol. 2, No. 1, p.p. 89-111.
- [21] Nariyuki Y., Hirao K. y Karasudani M. (1996), "A methodology for seismic damage assessment of simple degrading structures", Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Paper No. 695.
- [22] **Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo** (1987), Departamento del Distrito Federal, México.
- [23] **Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto** (1987), Departamento del Distrito Federal, México.
- [24] Park Y. S. y Ang S. (1985), "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete", Journal of Structural Engineering, ASCE, No. 4, 111, p.p. 722-739.
- [25] Park Y. S. y Lee B. H. (1996), "Quantitative safety assessment of steel members under severe seismic excitations", Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Paper No. 680.

- [26] **Park R. y Priestley N.** (1982), "Ductility of square confined concrete columns", American Society of Civil Engineers, vol. 108, No. ST4.
- [27] **Paz M.** (1986), "Microcomputer-aided engineering (Structural Dynamics)", Van Nostrand Reinhold Company, New York, p.p. 275-276.
- [28] **Reglamento de Construcciones Para el Distrito Federal** (1987), Departamento del Distrito Federal, México.
- [29] **Rodríguez M. y Aristizabal J.** (1996), "Evaluation of seismic destructiveness", Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Paper No. 971.
- [30] **Salawu O. S. y Williams C.** (1994), "Damage location using vibration mode shapes", Proc. 12th Int. Modal Analysis Conf., Honolulu, p.p. 933-939.
- [31] **Sandstrom R. E. y Anderson W. J.** (1982), "Modal perturbation methods for marine structures", Trans. of the Society of Naval Architects and Marine Engineers, vol. 90, p.p.41-54.
- [32] **Sugahara M.** (1997), "Localización de daño en estructuras de concreto reforzado usando la matriz de sensibilidad", Tesis de Maestría (Estructuras), División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- [33] **Tasai A., Kitayama K. y Kuramoto H.** (1994), "Estimación de la deformación máxima de los elementos estructurales durante un evento" (en japonés), Laboratorio de Umemura, Aoyama y Otani, Facultad de Ingeniería, Universidad de Tokio, Informe interno, No. 47.
- [34] **Toro Jaramillo A.** (1997), "Estimación de parámetros estructurales de un edificio instrumentado aplicando una técnica de identificación paramétrica modal", Tesis de Maestría

(Estructuras), División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, México.

[35] **White R., Gergely P. y Sexsmith R.** (1984), "Estructuras estáticamente indeterminadas", Editorial Limusa, México, p.p.190-191.

[36] **Williams M., Fussell C. y Smith R. J.** (1996), "Seismic evaluation of reinforced concrete structures using modal data", Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Paper No. 682.

[37] **Ye X.** (1996), "Evaluación de daño estructural en edificios de concreto reforzado sujetos a sismos", Tesis Doctoral, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, México.

Tabla 1. Casos estudiados y resultados obtenidos para el marco de diez niveles

CASO	ELEMENTO DAÑADO	Daño real (%)	Daño calculado (%)	Error relativo (%)
1	15 (columna)	25	24.8	-0.8
	16 (columna)	25	24.8	-0.8
2	15 (columna)	25	24.8	-0.8
	16 (columna)	25	24.8	-0.8
	21 (trabe)	40	39	-2.5
3	5 (columna)	25	$11.5*2=23$	-8.0
	16 (columna)	30	$13.6*2=27.2$	-9.3
	24 (trabe)	40	36.6	-10.0
	29 (trabe)	25	22.5	-10.0
4	2 (columna)	70	$37.8*2=75.6$	8.0
	3 (columna)	50	$25.3*2=50.6$	1.2
	10 (columna)	40	$19.2*2=38.4$	-6.0
	17 (columna)	20	$10.1*2=20.2$	1.0
	23 (trabe)	30	26.4	-12.0
	26 (trabe)	20	16.6	-10.7
	27 (trabe)	30	26.8	-10.7
	30 (trabe)	15	16.9	12.7

Tabla 2. Frecuencias y periodos de vibración elásticos para el marco de tres niveles calculados con diferentes programas de análisis.

<i>FREC. Y PERIODOS DE VIBRACION</i>		<i>ETABS</i>	<i>DYNDIR</i>	<i>DRAIN - 2DX</i>	<i>CANNY - D</i>
MODO 1	PERIODO (s)	0.40980	0.40915	0.41001	0.4024
	ERROR RELATIVO (%)	0.00	0.16	0.05	1.81
	FREC. NATURAL (Hertz)	2.4402	2.4441	2.4390	2.4851
	FREC. CIRCULAR (rad/s)	15.3324	15.3568	15.3244	15.6150
MODO 2	PERIODO (s)	0.1258	0.1256	0.1259	0.1237
	ERROR RELATIVO (%)	0.00	0.16	0.08	1.67
	FREC. NATURAL (Hertz)	7.9479	7.96209	7.9422	8.0841
	FREC. CIRCULAR (rad/s)	49.9379	50.0273	49.9022	50.8100
MODO 3	PERIODO (s)	0.0714	0.0713	0.0715	0.0702
	ERROR RELATIVO (%)	0.00	0.14	0.14	1.68
	FREC. NATURAL (Hertz)	13.9974	14.0282	13.9958	14.2450
	FREC. CIRCULAR (rad/s)	87.9482	88.1420	87.9382	89.4880

Tabla 3. % de degradación de rigidez de los elementos estructurales utilizando 10, 9 y 3 formas modales

<i>ELEMENTO DAÑADO</i>	<i>Diez formas modales (%) (correcto)</i>	<i>Nueve formas modales (%)</i>	<i>Tres formas modales (%)</i>
1 (columna)	61.2	45.6	15.2
3 (columna)	18.9	16.6	0
5 (columna)	61.1	50.4	12.6
7 (columna)	50.5	41.2	6.4
9 (columna)	52.6	38.9	16.8
11 (columna)	49.1	41.7	0.0
13 (columna)	54.8	43.4	14.7
15 (columna)	57.1	55.2	0.0
17 (columna)	33.9	18.6	2.3
19 (columna)	17.4	6.2	0.0
21 (trabe)	38.5	22.1	11.5
22 (trabe)	79.4	70.1	25.6
23 (trabe)	58.4	55.6	13.9
24 (trabe)	55.9	55.1	17.0
25 (trabe)	61.1	48.6	26.9
26 (trabe)	61.1	48.6	5.5
27 (trabe)	41.2	29.5	0.0
28 (trabe)	28.8	21.2	4.3
29 (trabe)	44.8	35.2	0.0
30 (trabe)	46.3	42.6	0.0

Tabla 4. Periodos de vibración e índices de daño global propuestos por Di Pasquale y Cakmak, 1990.

<i>SISMO</i>	$T_{inicial}$ (s)	T_{max} (s)	T_{final} (s)	δ_f	δ_p	δ_m
AX-21	0.9137	7.4237	1.9009	0.52	0.74	0.88
AX-115	0.9137	7.3431	1.7834	0.49	0.76	0.88
AX-121	0.9137	7.5386	1.8430	0.50	0.76	0.88
AX-130	0.9137	6.9337	1.8791	0.51	0.73	0.87
AX-136	0.9137	7.3021	1.8322	0.50	0.75	0.87
AX-136	0.9137	7.5260	1.8741	0.51	0.75	0.88

Tabla 5. Porcentaje de degradación de rigidez y estado de daño de cada entrepiso para el marco de diez niveles con distintos sismos

ENTREPISO	% de degradación de rigidez para los sismos simulados (Estado de daño)					
	AX-21	AX-115	AX-121	AX-130	AX-136	AX-139
10	24.79 (2)	24.16 (2)	21.98 (2)	22.80 (2)	20.86 (2)	23.95 (2)
9	31.41 (2)	31.24 (2)	28.90 (2)	29.08 (2)	27.02 (2)	33.11 (2)
8	48.66 (3)	46.95 (3)	47.36 (3)	44.95 (3)	40.37 (2)	58.85 (3)
7	66.85 (4)	65.56 (4)	68.37 (5)	65.68 (4)	59.43 (3)	75.18 (5)
6	72.35 (5)	75.06 (5)	73.36 (5)	83.13 (5)	64.25 (4)	78.66 (5)
5	75.20 (5)	81.52 (5)	75.58 (5)	85.52 (5)	68.80 (5)	79.86 (5)
4	75.26 (5)	82.45 (5)	75.34 (5)	70.72 (5)	71.19 (5)	78.47 (5)
3	74.10 (5)	82.79 (5)	73.53 (5)	65.32 (4)	72.14 (5)	76.90 (5)
2	70.85 (5)	80.52 (5)	69.16 (5)	59.02 (3)	70.99 (5)	73.23 (5)
1	64.65 (4)	73.99 (5)	61.41 (4)	52.19 (3)	66.58 (4)	66.88 (4)

Estado de Daño

(1) - Aparición de grietas de flexión en vigas,

(2) - Aparición de grietas de flexión en columnas,

(3) - Daño ligero, definido como la primera fluencia del refuerzo a flexión,

(4) - Daño severo, probablemente irreparable, largas grietas y aplastamiento del concreto en la zona de compresión,

(5) - Falla del elemento, definido por grandes deformaciones, extensivo desprendimiento del concreto y doblamiento del acero de refuerzo.

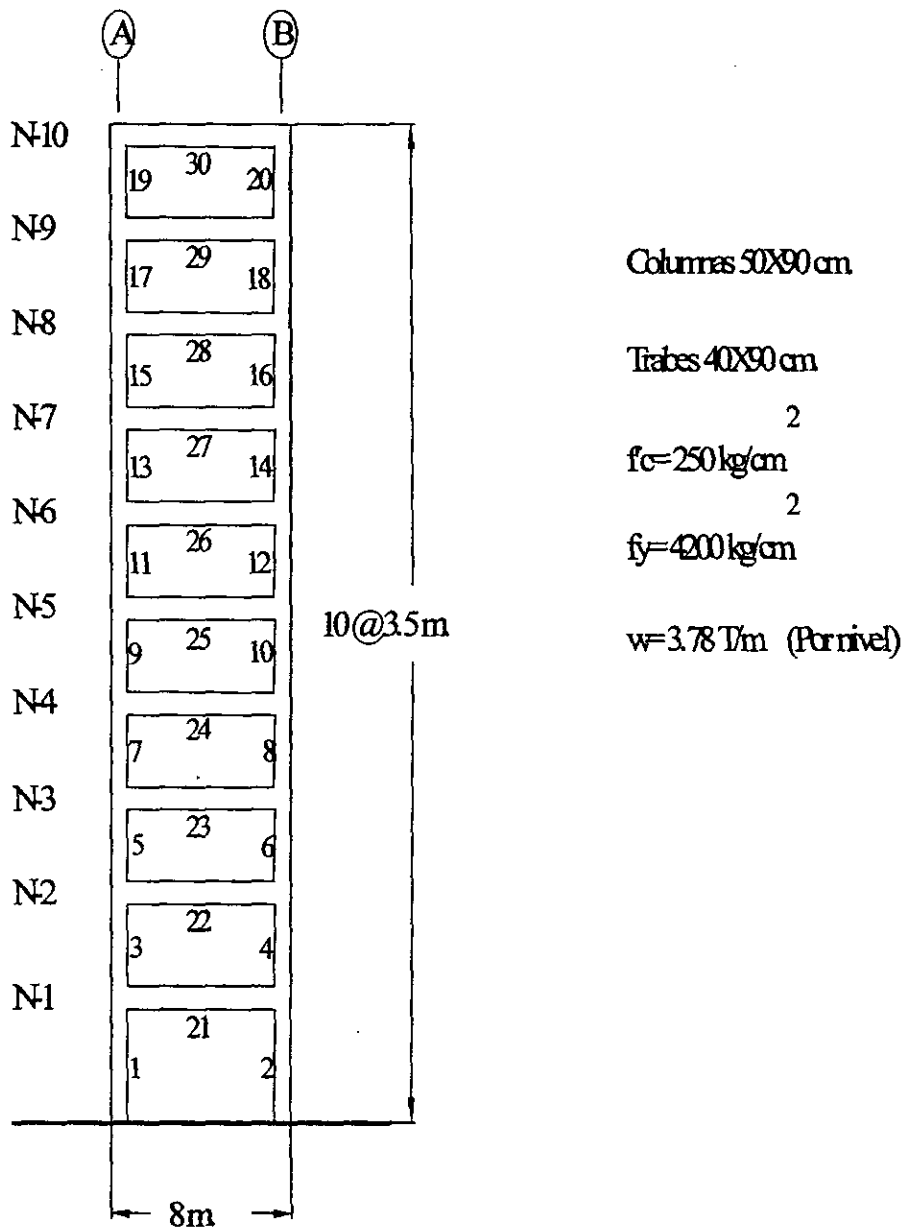
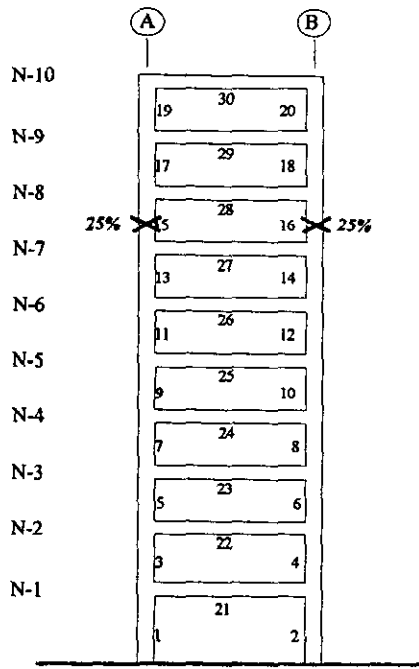
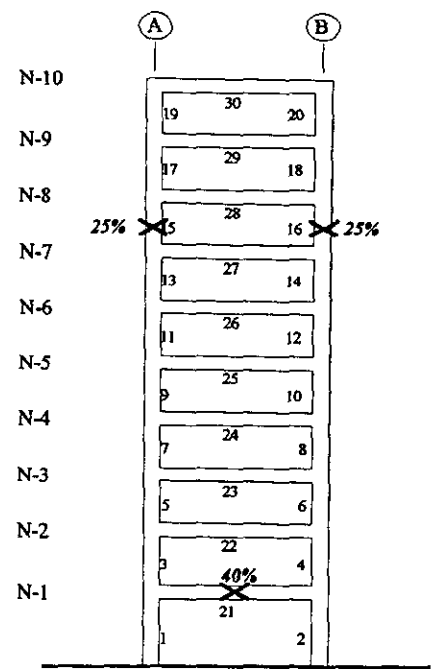


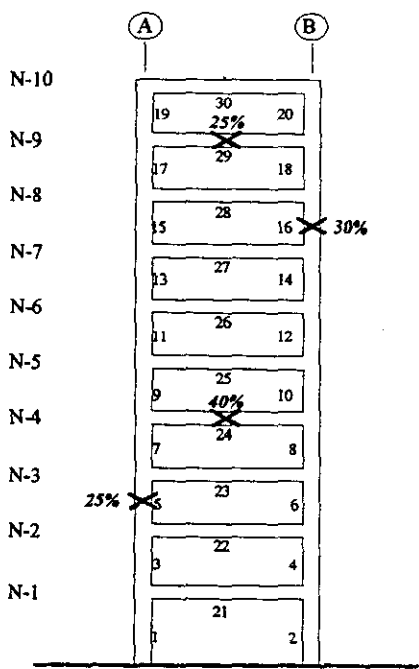
Fig 1. Marco de 10 niveles y una cruzía



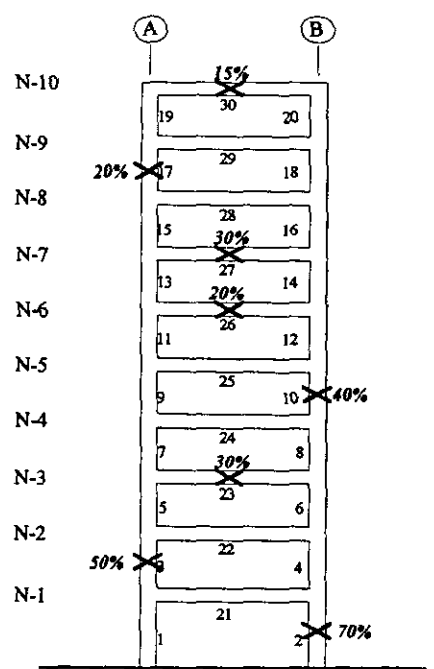
a) Caso 1



b) Caso 2

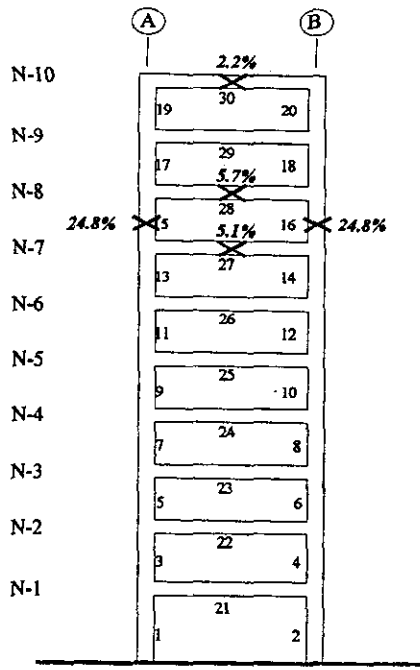


c) Caso 3

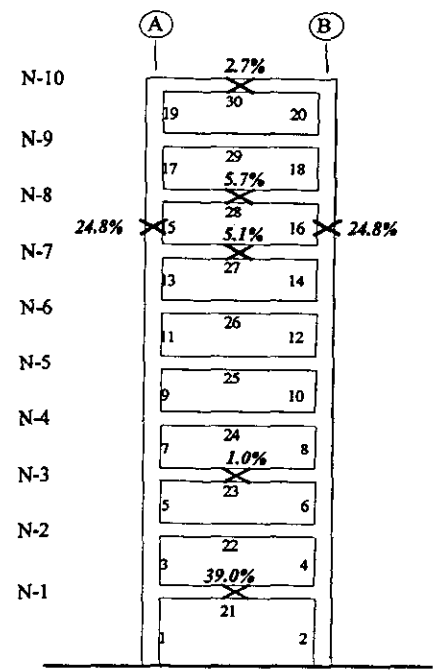


d) Caso 4

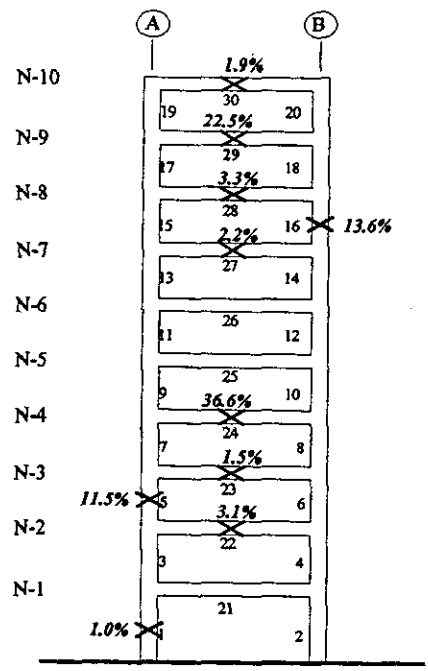
Fig 2. Casos estudiados en la estimación y localización de daño



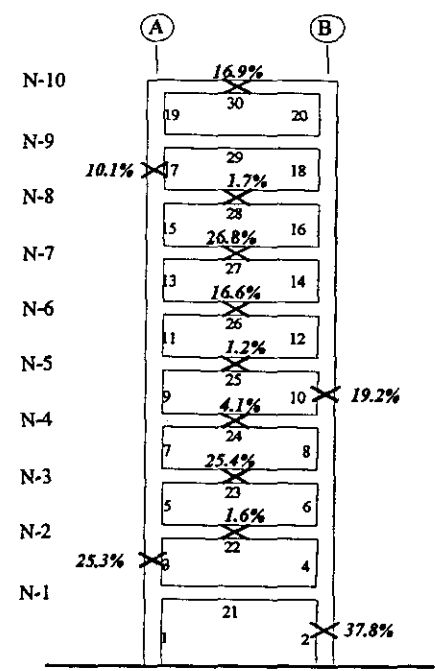
a) Caso 1



b) Caso 2



c) Caso 3



d) Caso 4

Fig 3. Resultados obtenidos en la estimación y localización de daño para el marco de diez niveles

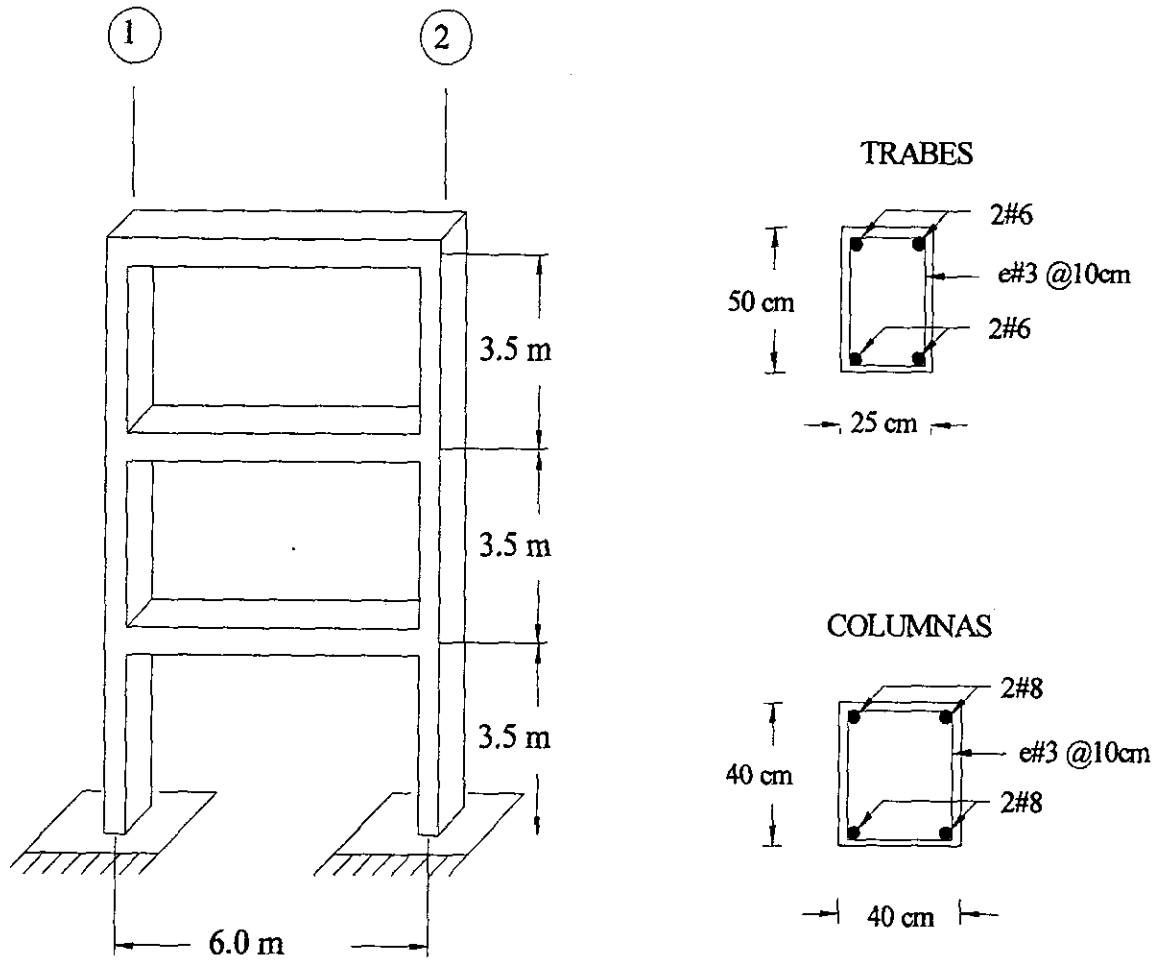


Fig 4. Marco de tres niveles y una cruja

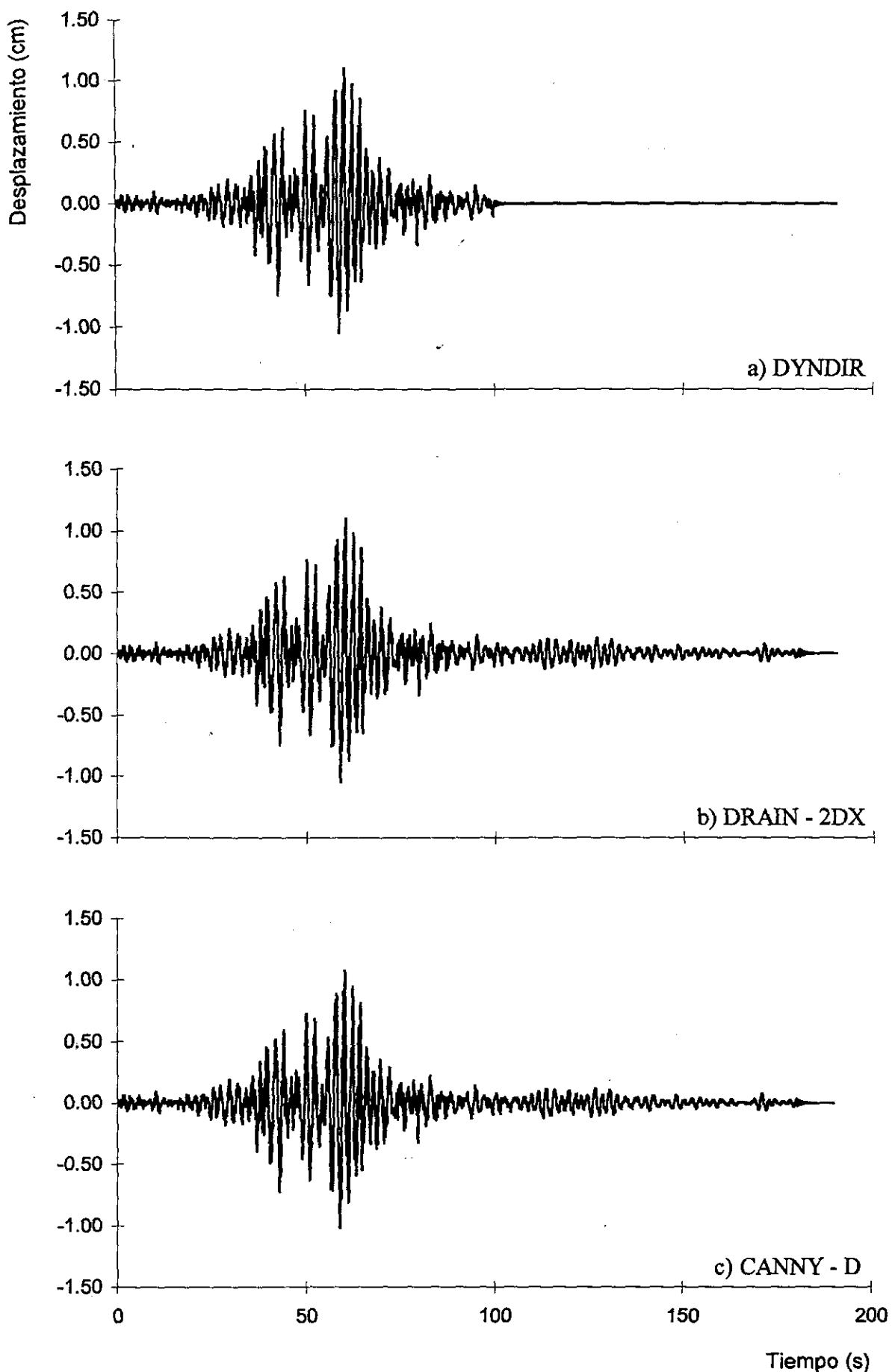
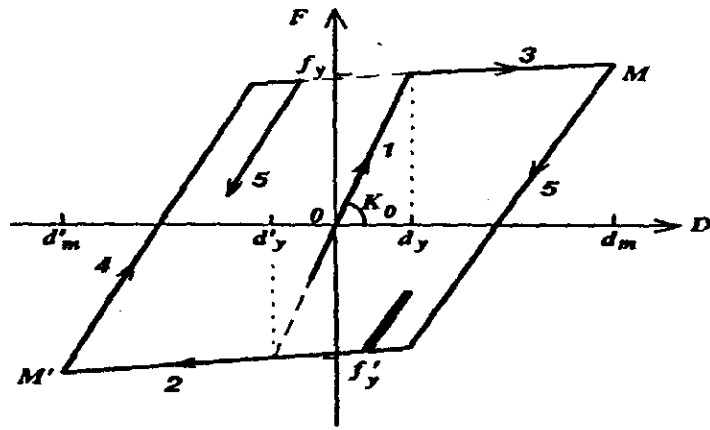
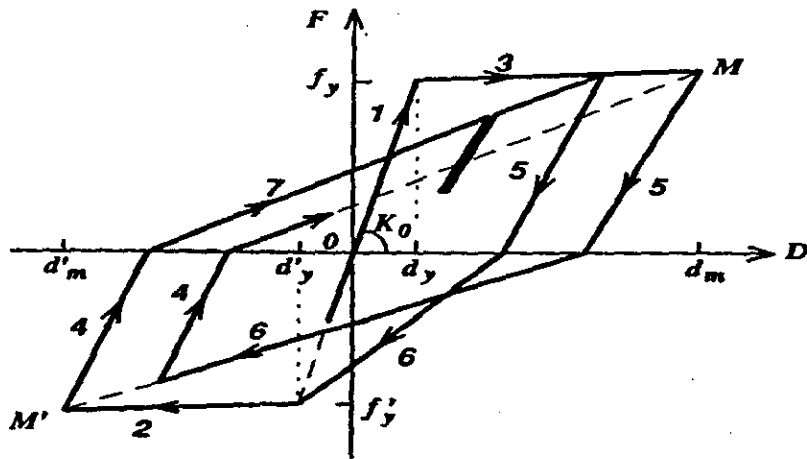


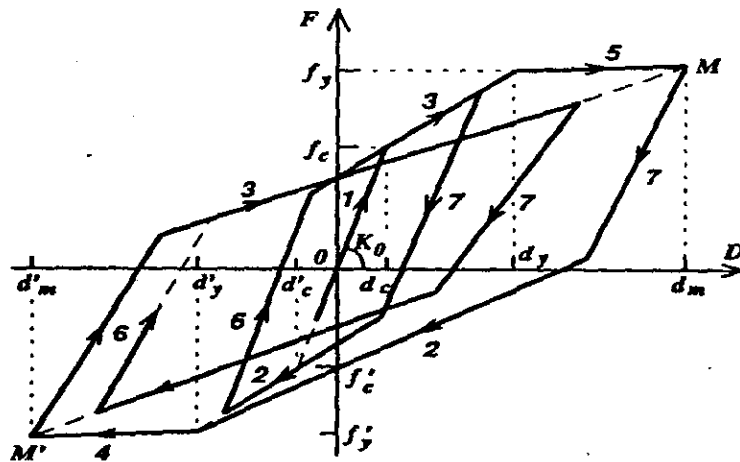
Fig 5. Historia del desplazamiento elástico del nivel de azotea del marco de tres niveles calculado con distintos programas



a) Modelo de degradación bilineal

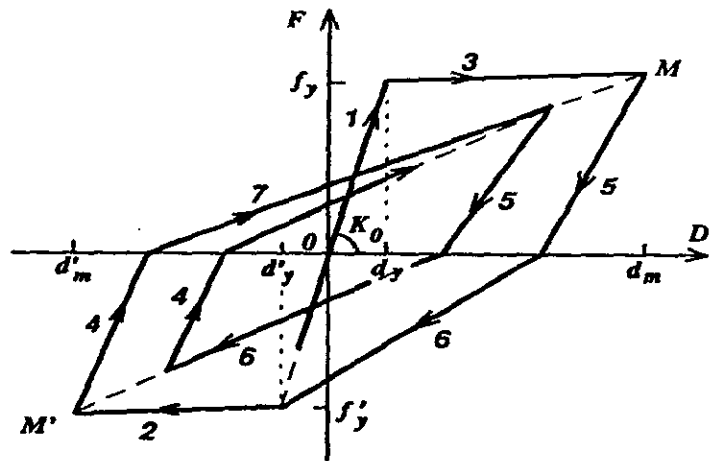


b) Modelo Clough modificado

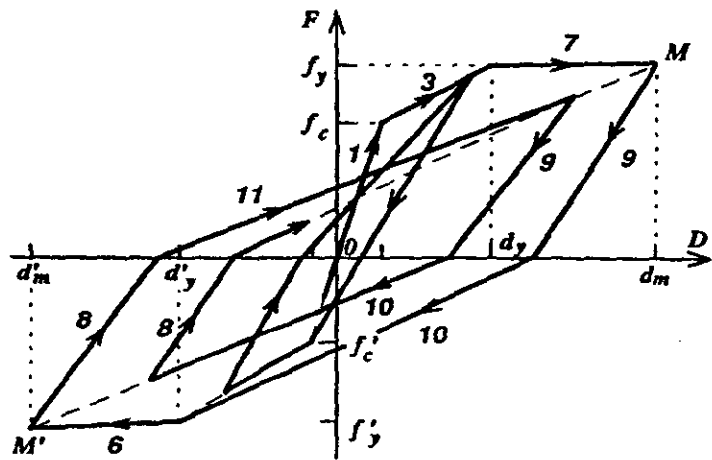


c) Modelo de degradación trilineal

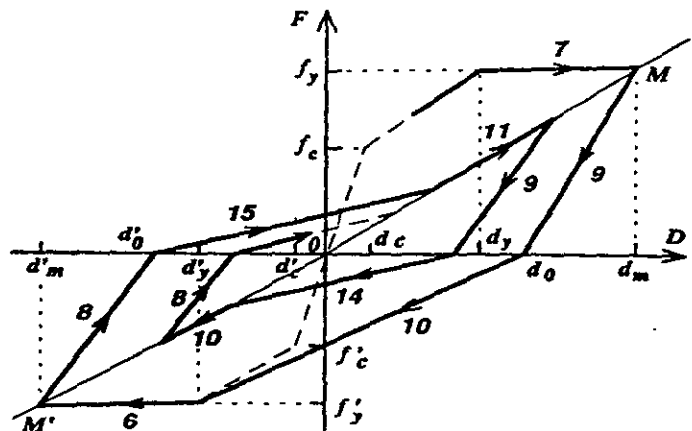
Fig 6. Modelos de histéresis del programa CANNY-D (Li, 1992)



d) Modelo de Takeda bilineal

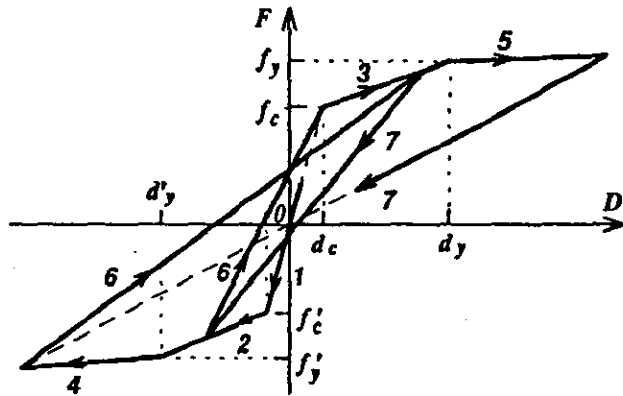


e) Modelo de Takeda trilineal

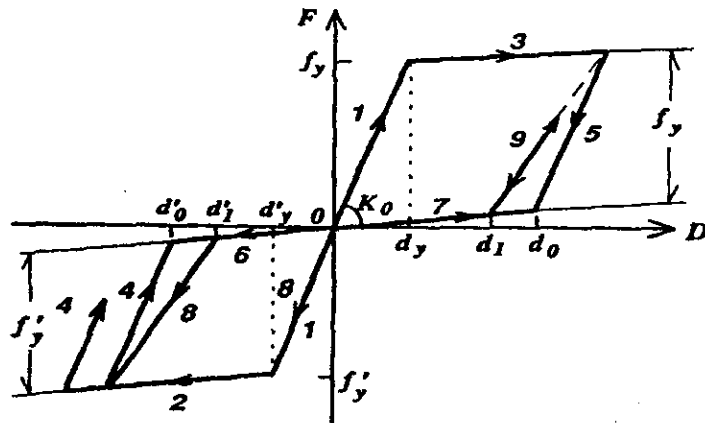


f) Modelo de adelgazamiento trilineal

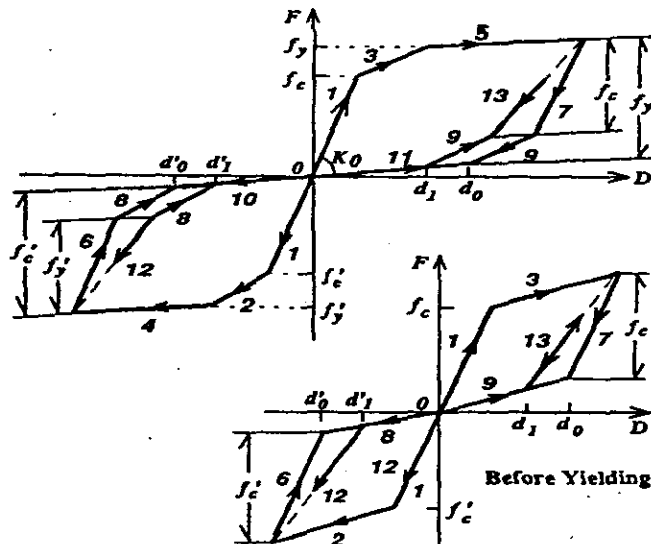
Fig 6. Modelos de histéresis del programa CANNY-D (Li, 1992) (continuación)



g) Modelo orientado al origen



h) Modelo de deslizamiento bilineal



i) Modelo de deslizamiento trilineal

Fig 6. Modelos de histéresis del programa CANNY-D (Li, 1992) (termina)

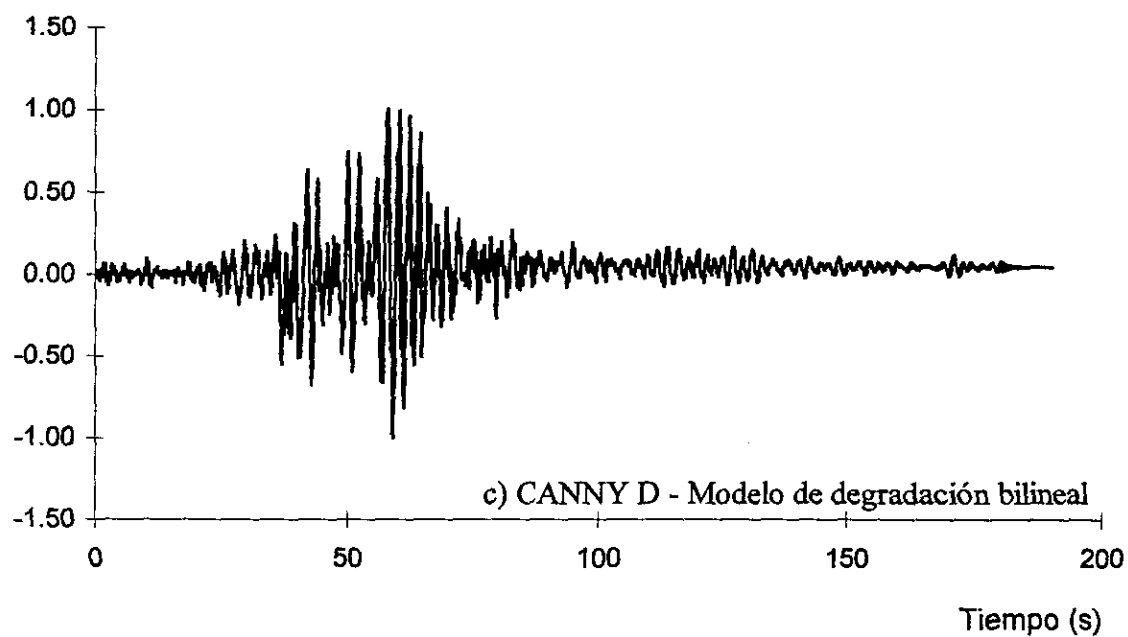
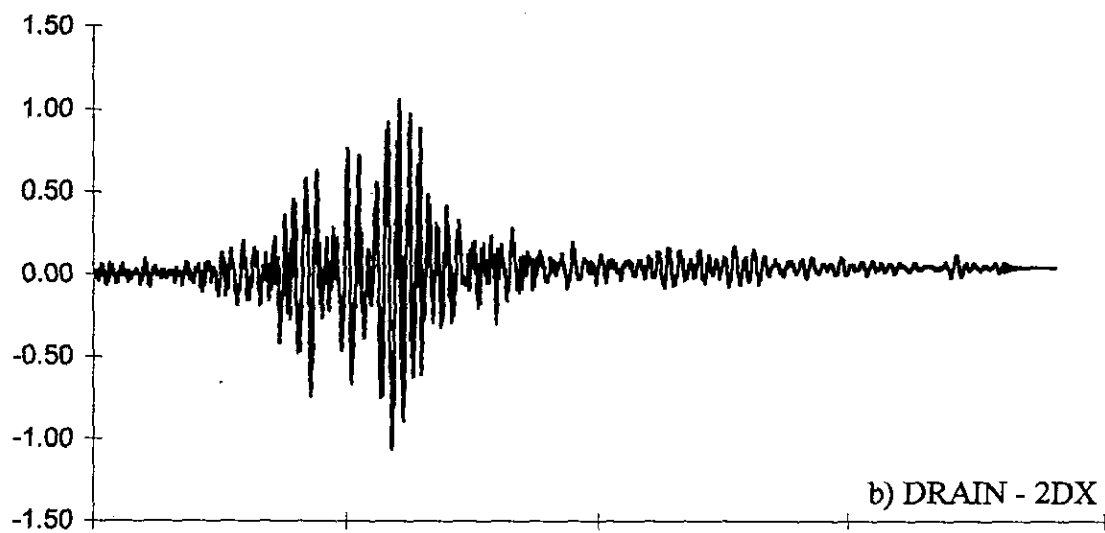
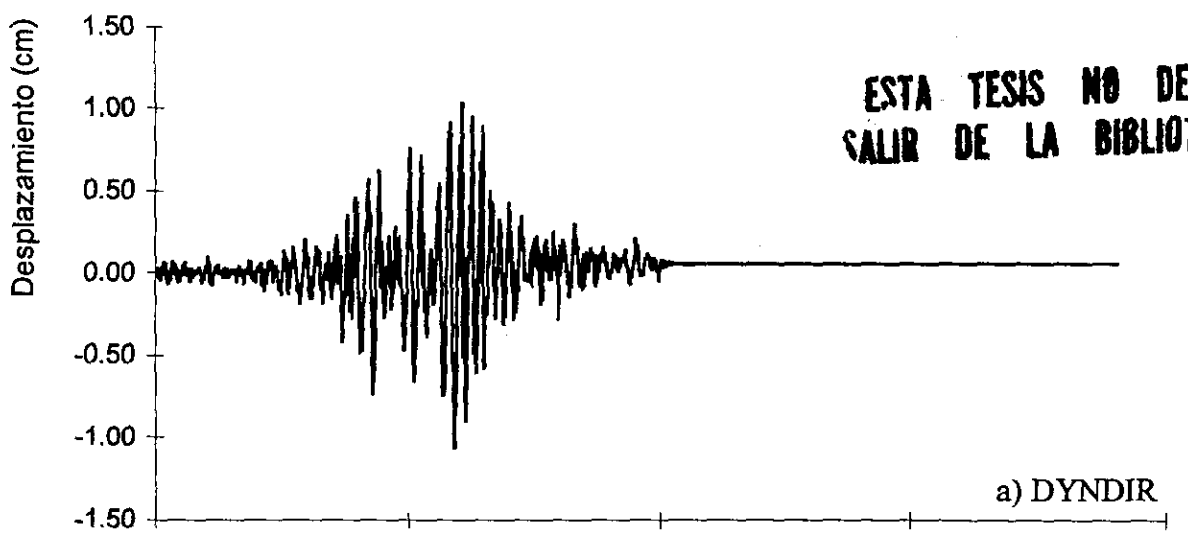


Fig 7. Historia de desplazamientos inelásticos del nivel de azotea con distintos programas

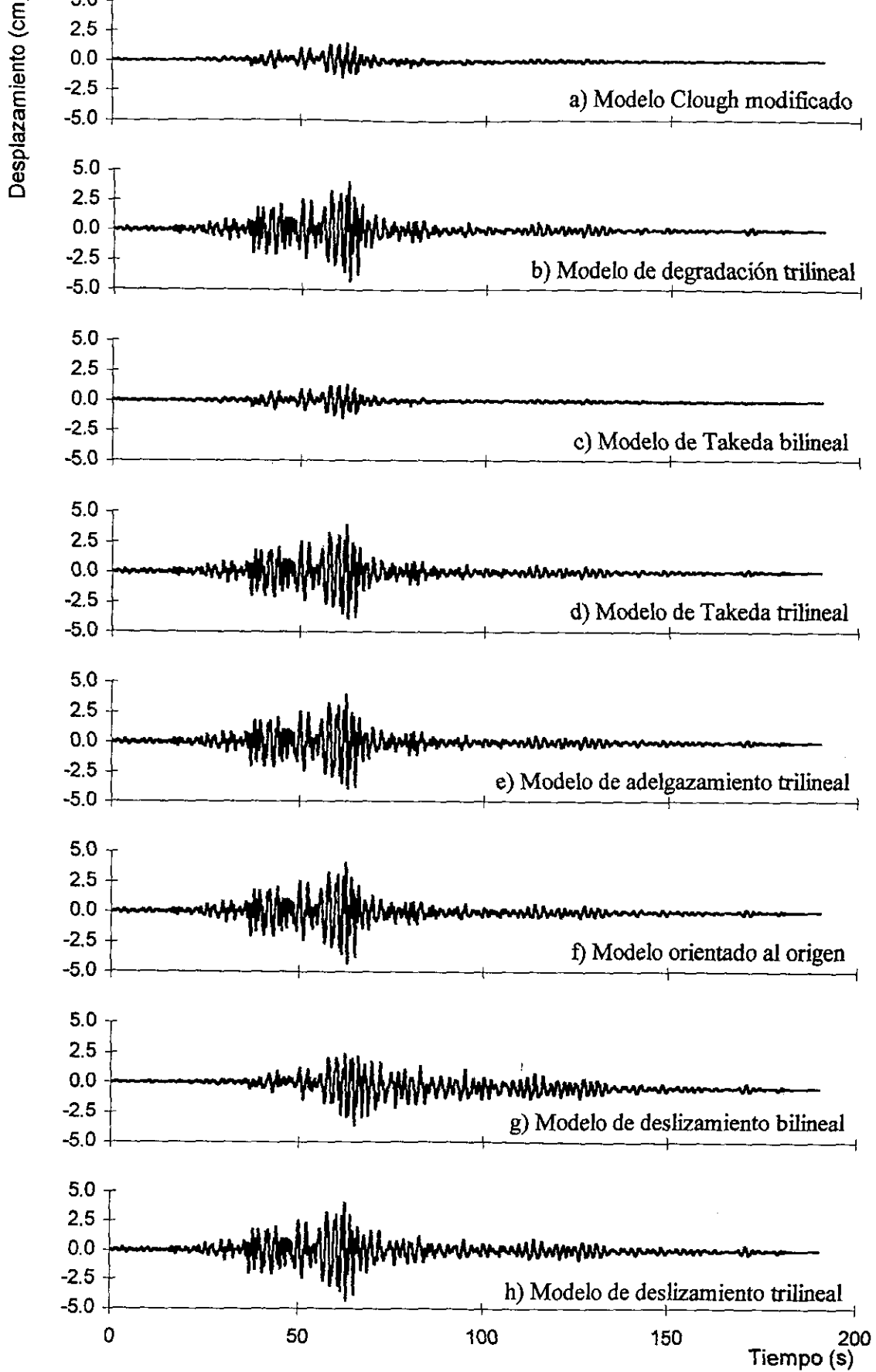
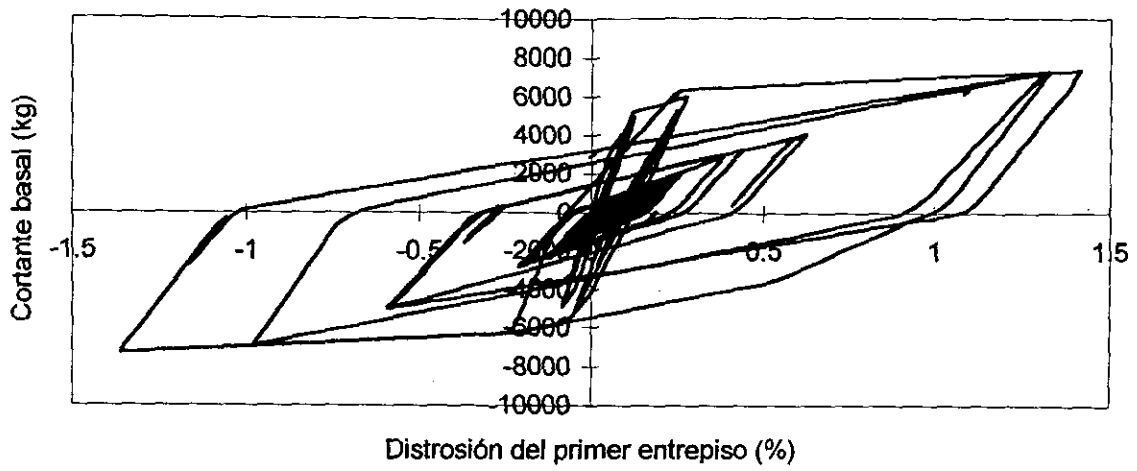
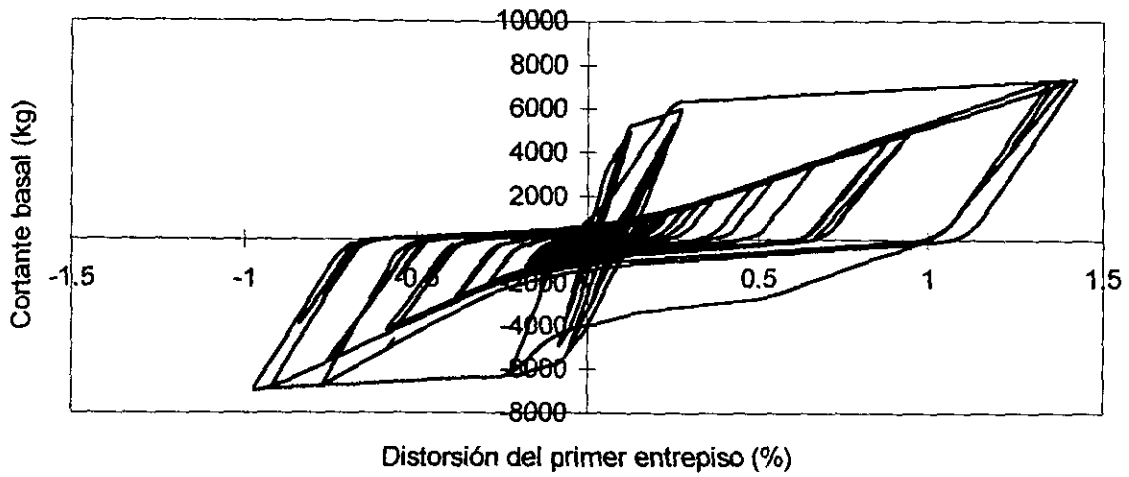


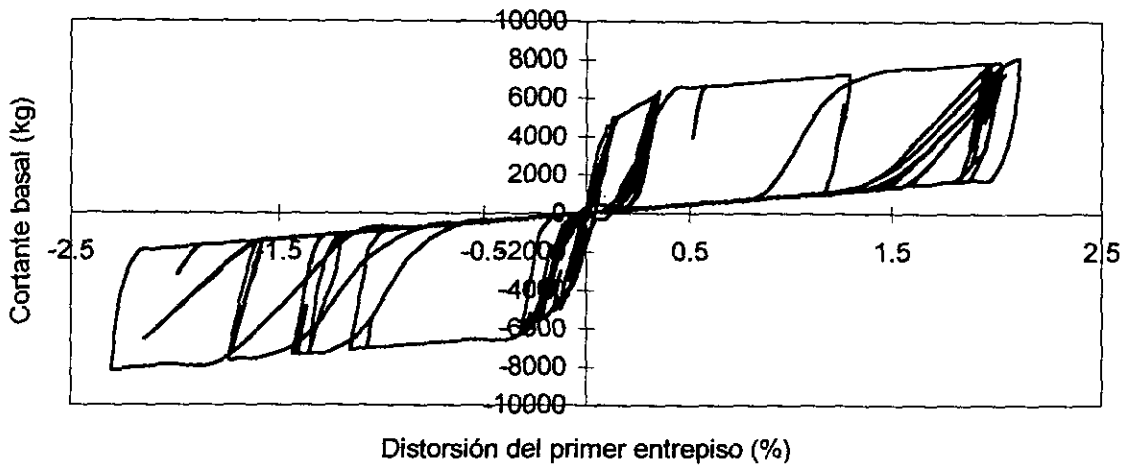
Fig 8. Historia de desplazamientos inelásticos del nivel de azotea con el programa CANNY - D para distintos modelos de histéresis



a) CANNY D - Modelo de Takeda trilineal



b) CANNY D - Modelo de adelgazamiento trilineal



c) CANNY D - Modelo de deslizamiento trilineal

Fig 9. Cortante basal vs distorsión del primer entrepiso del marco de tres niveles

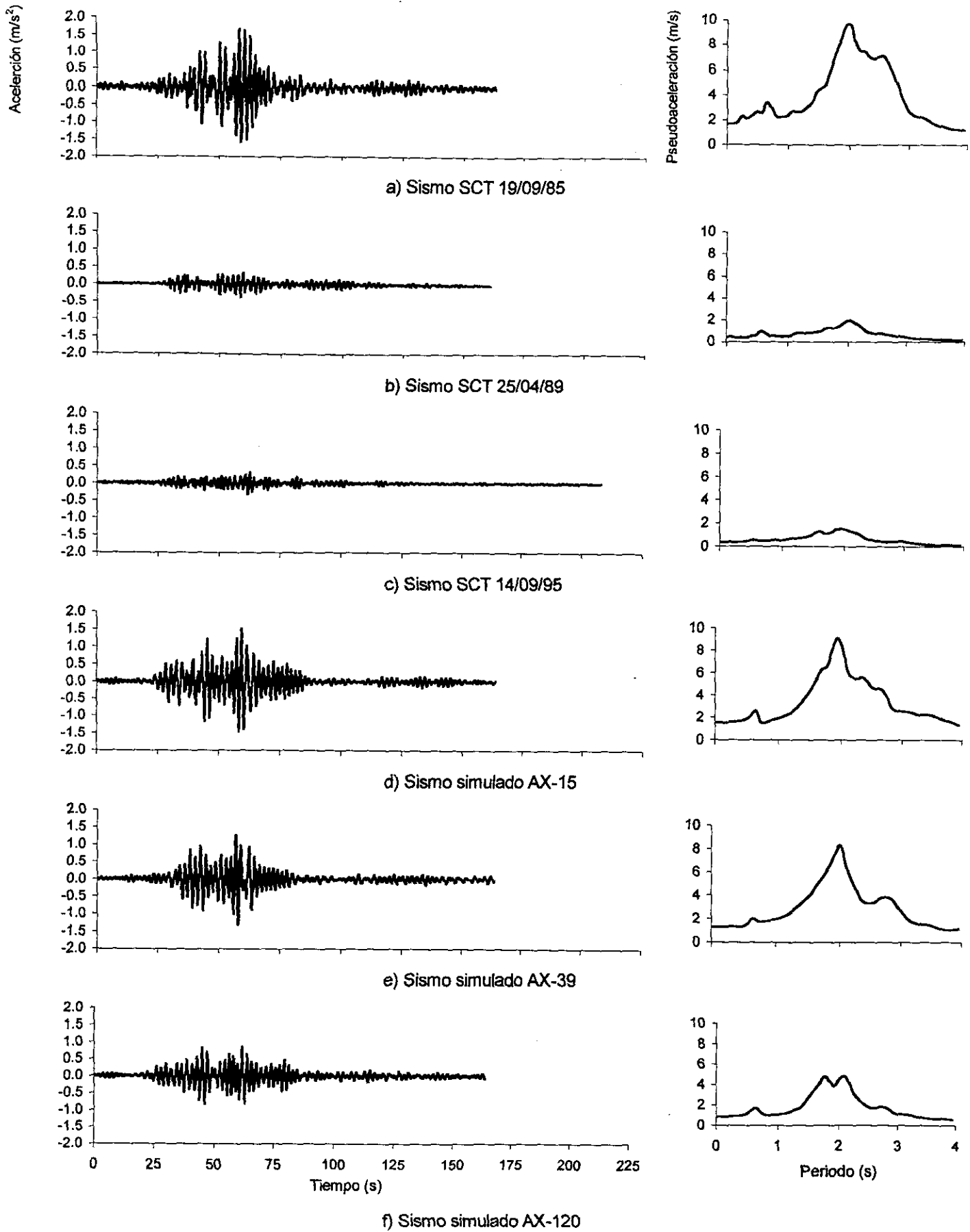
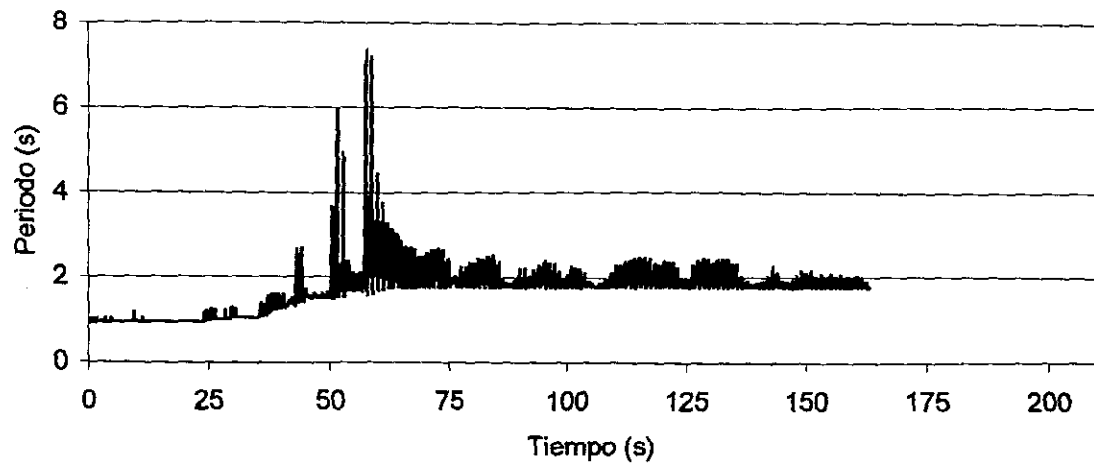
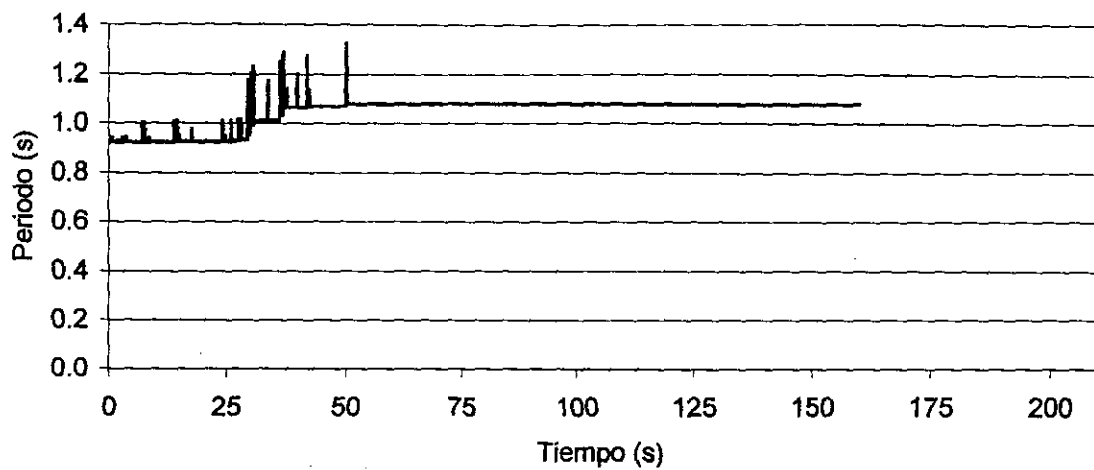


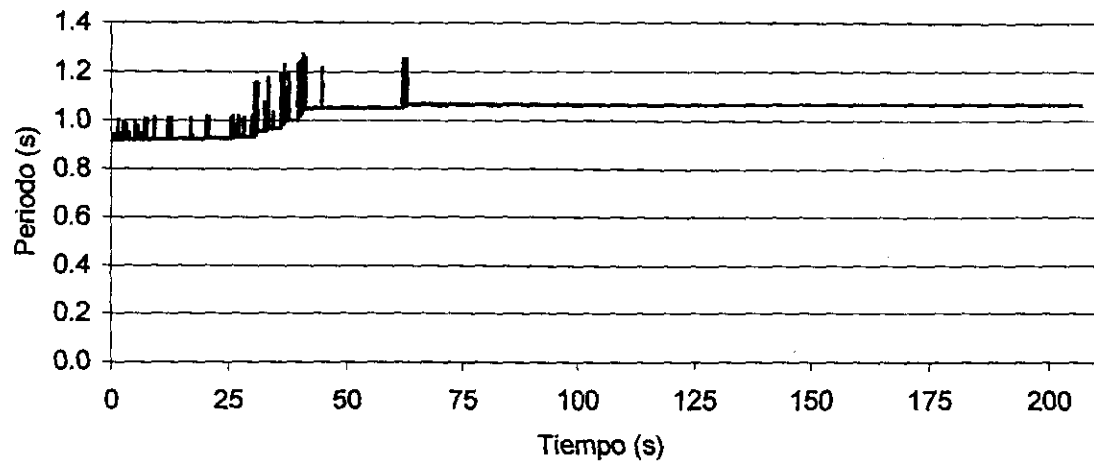
Fig 10. Registros de aceleración utilizados y espectros de respuesta elásticos para $\xi=0.05$



a) Sismo SCT 19/09/85 ($T_i=0.9137s$, $T_f=1.7713s$)

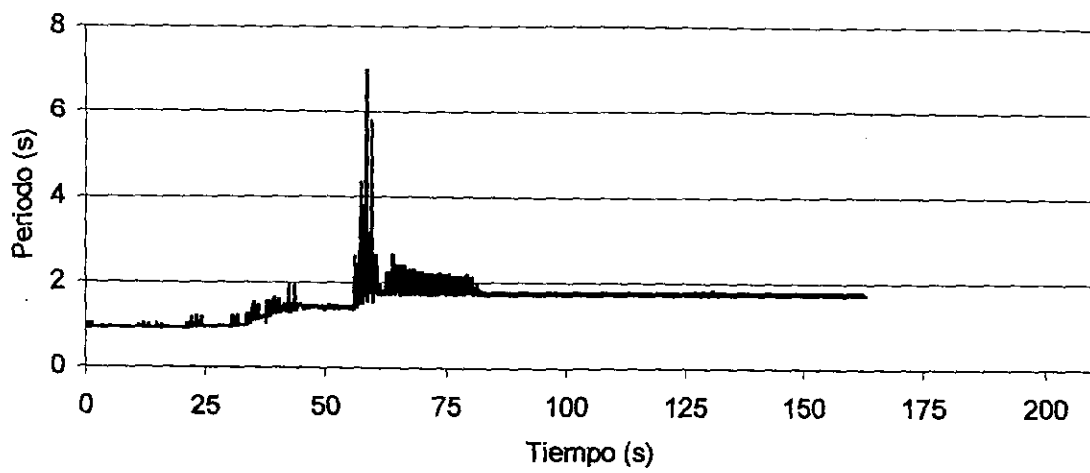


b) Sismo SCT 25/04/89 ($T_i=0.9137s$, $T_f=1.0792s$)

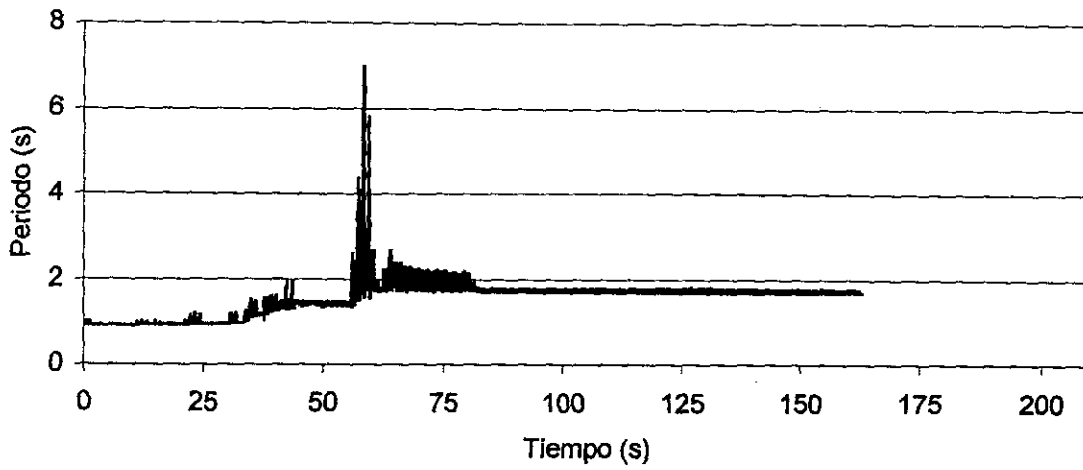


c) Sismo SCT 14/09/95 ($T_i=0.9137s$, $T_f=1.0661s$)

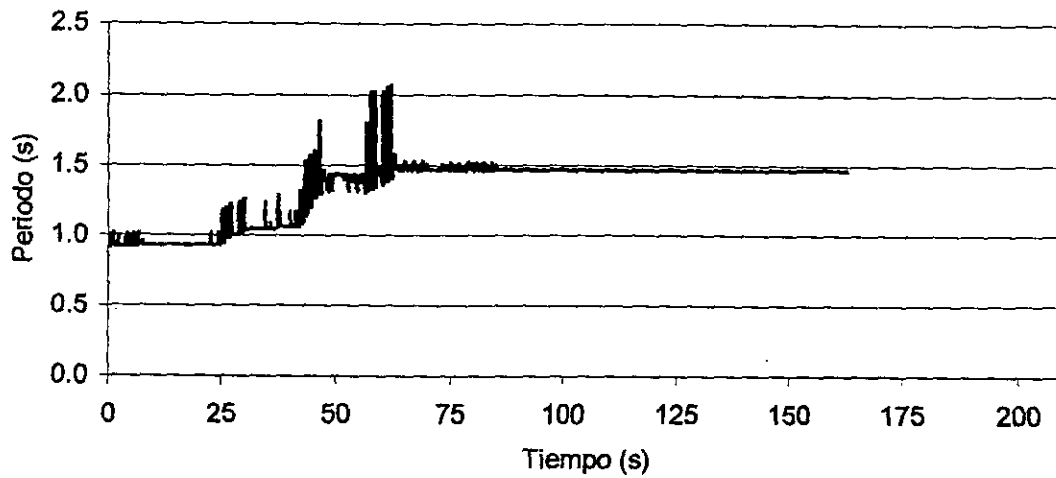
Fig 11. Historia del periodo instantáneo del marco de 10 niveles con distintos sismos



a) Sismo simulado AX15 ($T_i=0.9137s$, $T_f=1.7537s$)



b) Sismo simulado AX-39 ($T_i=0.9137s$, $T_f=1.7123s$)



c) Sismo simulado AX-120 ($T_i=0.9137s$, $T_f=1.4705s$)

Fig 12. Historia del periodo instantáneo del marco de 10 niveles con distintos sismos

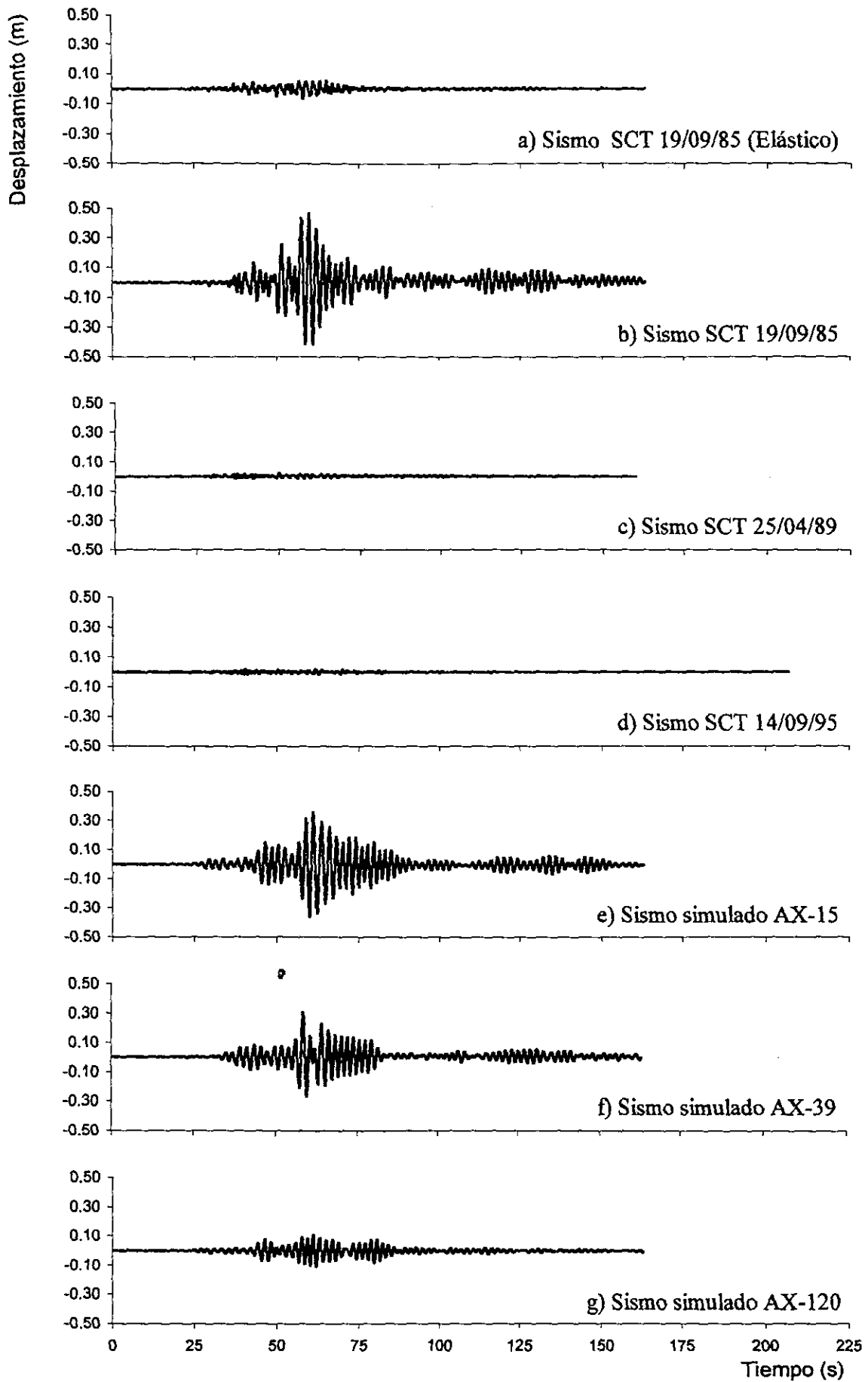
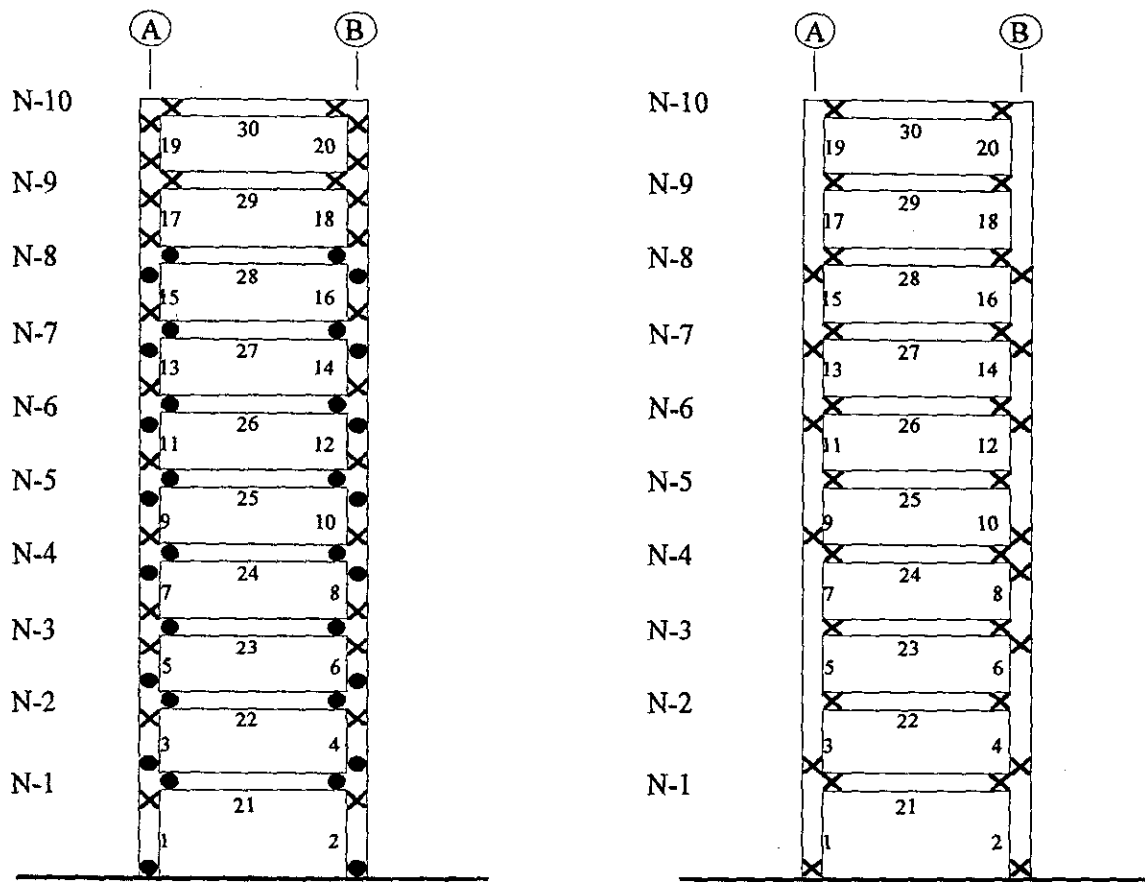


Fig 13. Historia del desplazamiento del nivel de azotea del marco de 10 niveles con distintos sismos

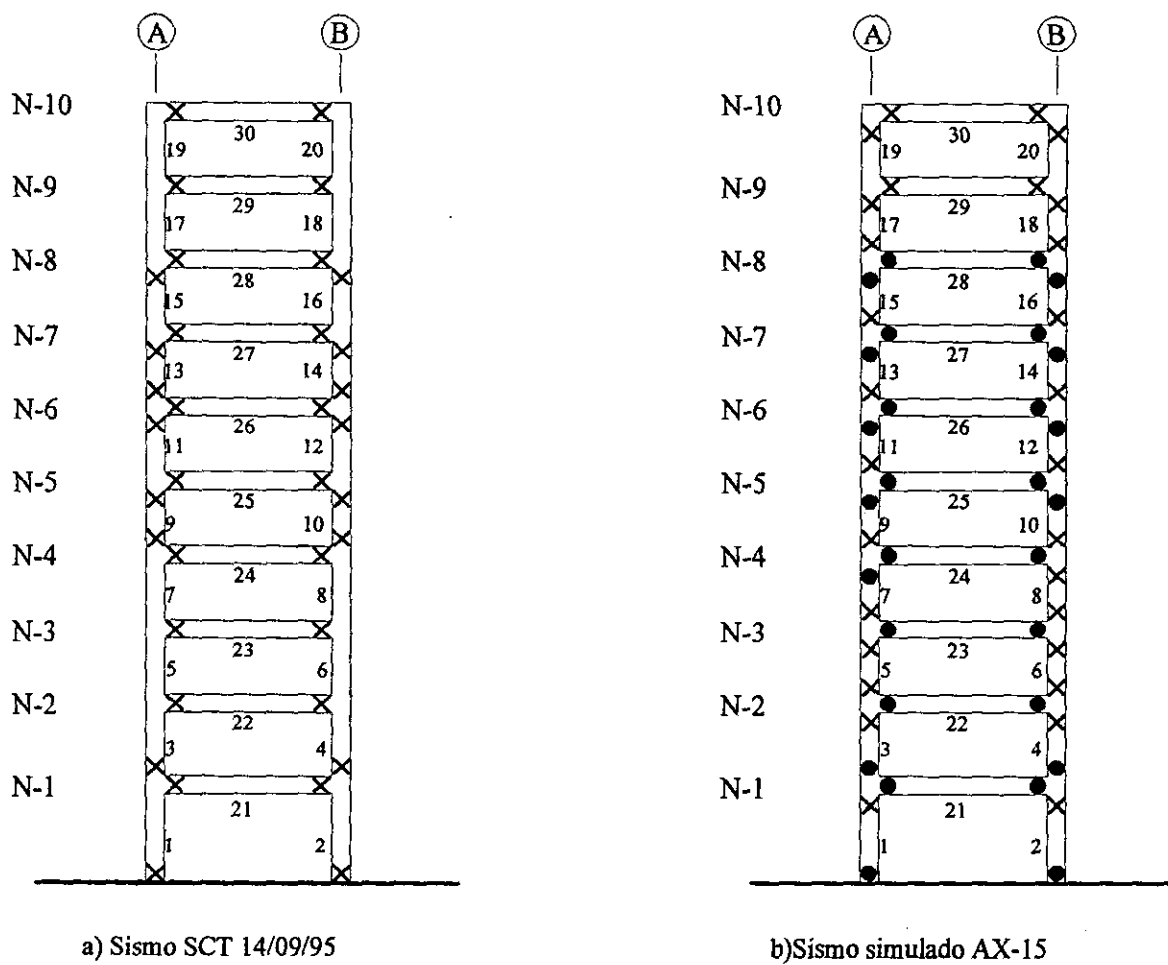


a) Sismo SCT 19/09/85

b) Sismo SCT 25/04/89

- Articulación plástica
- × Agrietamiento

Fig 14. Mecanismos de falla del marco de 10 niveles para distintos sismos



- Articulación plástica
- × Agrietamiento

Fig 15. Mecanismos de falla del marco de 10 niveles para distintos sismos

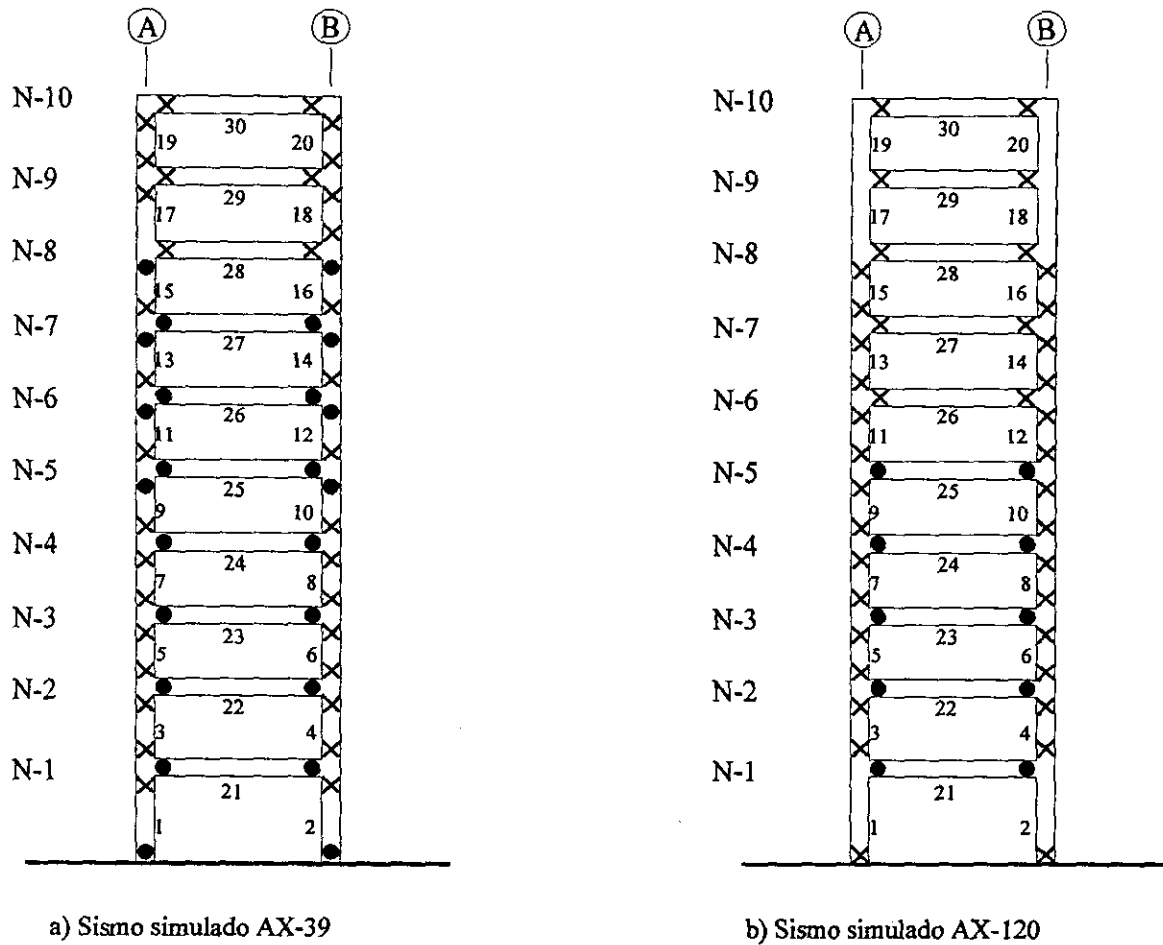
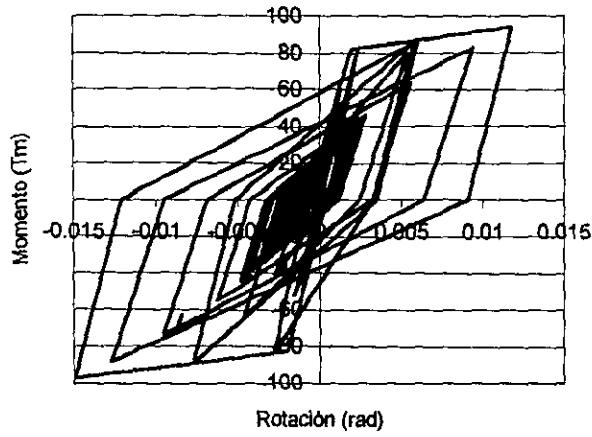
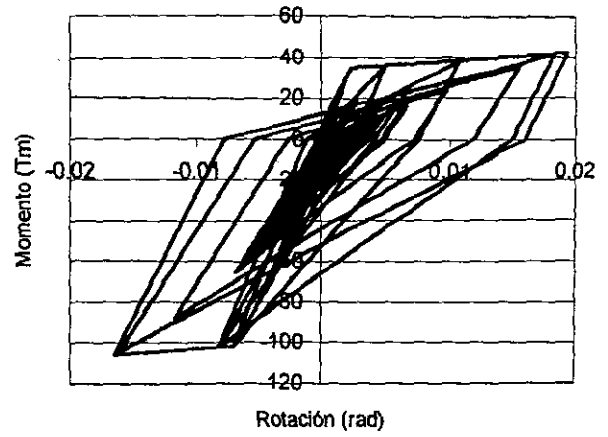


Fig 16. Mecanismos de falla del marco de 10 niveles para distintos sismos

Elem. 1 (columna) extremo inferior

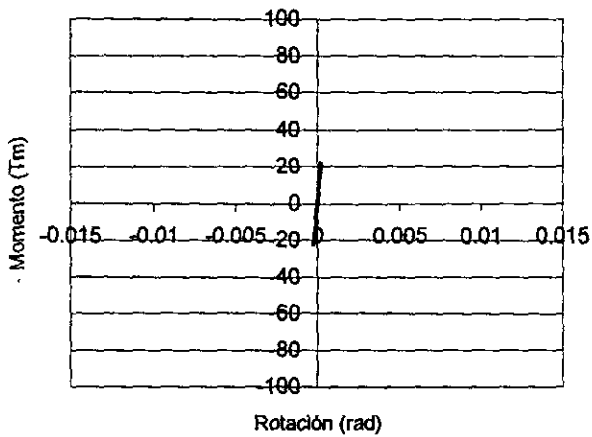


Elem. 24 (trabe) extremo izquierdo

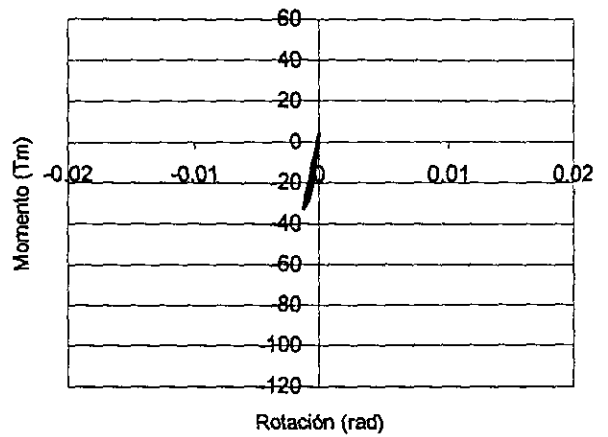


a) Sismo SCT 19/09/85

Elem. 1 (columna) extremo inferior

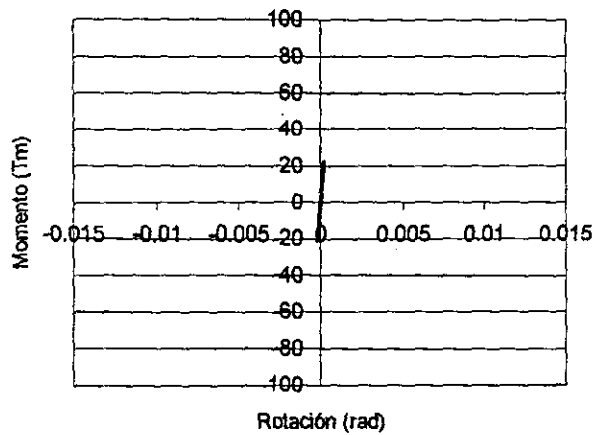


Elem. 24 (trabe) extremo izquierdo

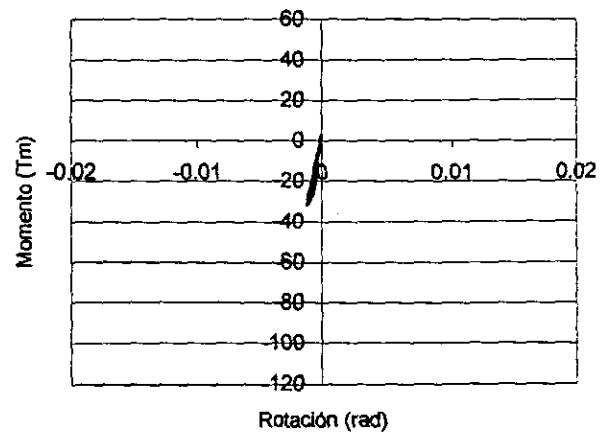


b) Sismo SCT 25/04/89

Elem. 1 (columna) extremo inferior



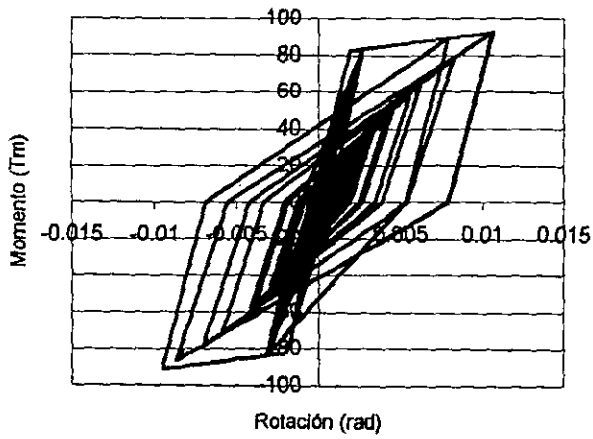
Elem. 24 (trabe) extremo izquierdo



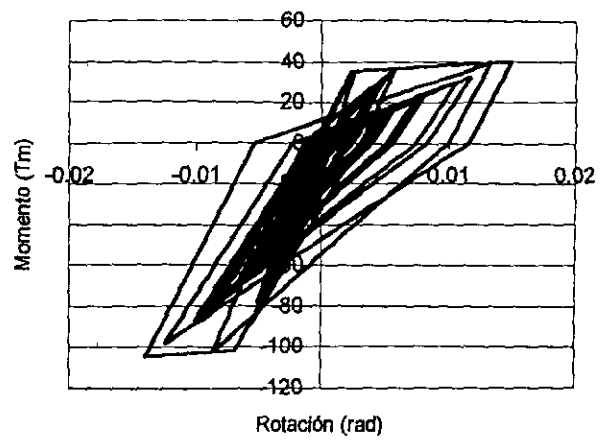
c) Sismo SCT 14/09/95

Fig 17. Ciclos de histéresis de algunos elementos del marco de 10 niveles para distintos sismos

Elem. 1 (Columna) extremo inferior

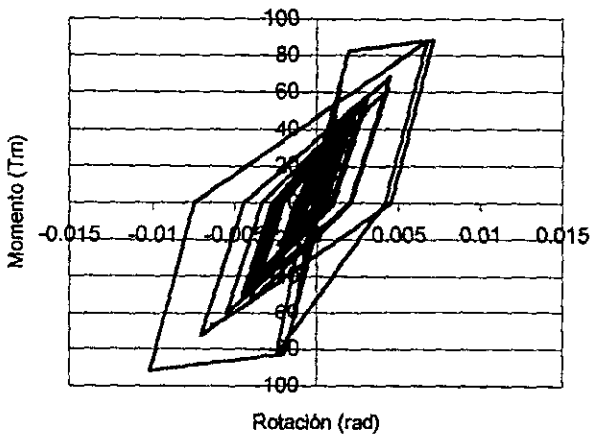


Elem. 24 (trabe) extremo izquierdo

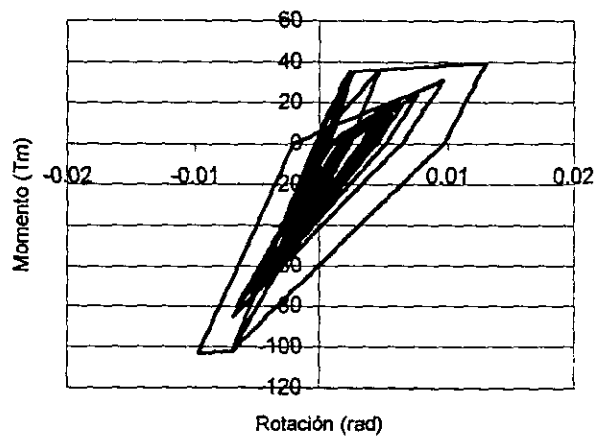


a) Sismo simulado AX-15

Elem. 1 (Columna) extremo inferior

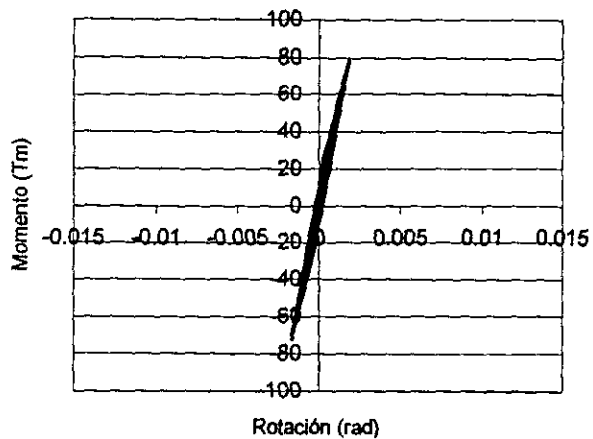


Elem. 24 (trabe) extremo izquierdo

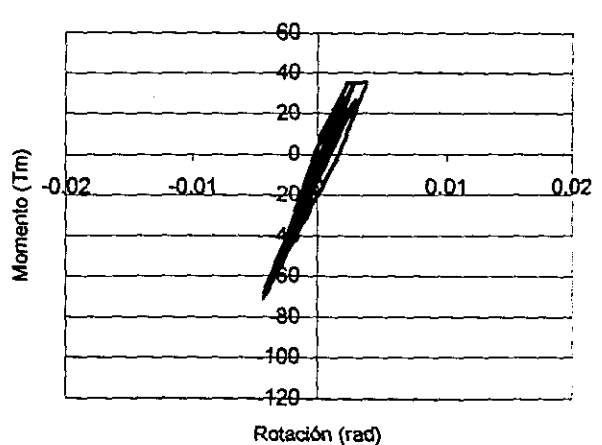


b) Sismo simulado AX-39

Elem. 1 (Columna) extremo inferior

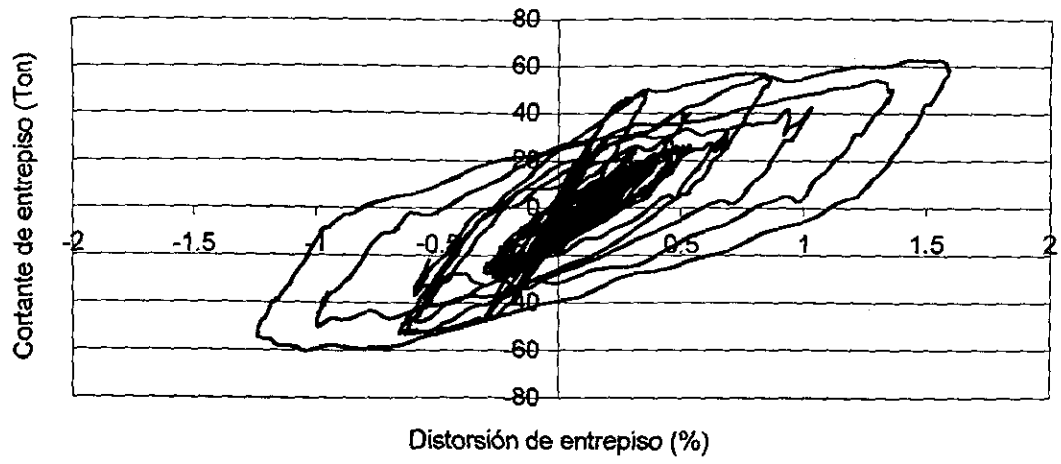


Elem. 24 (trabe) extremo izquierdo

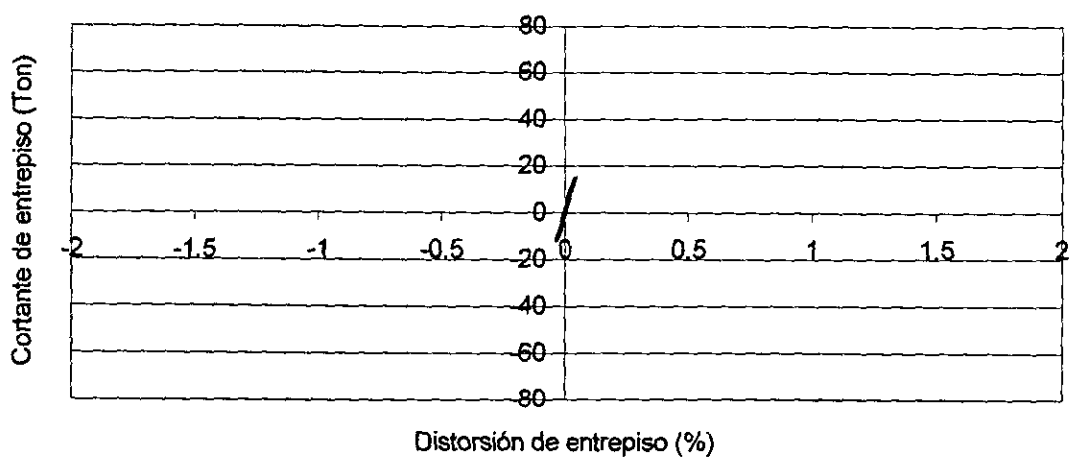


c) Sismo simulado AX-120

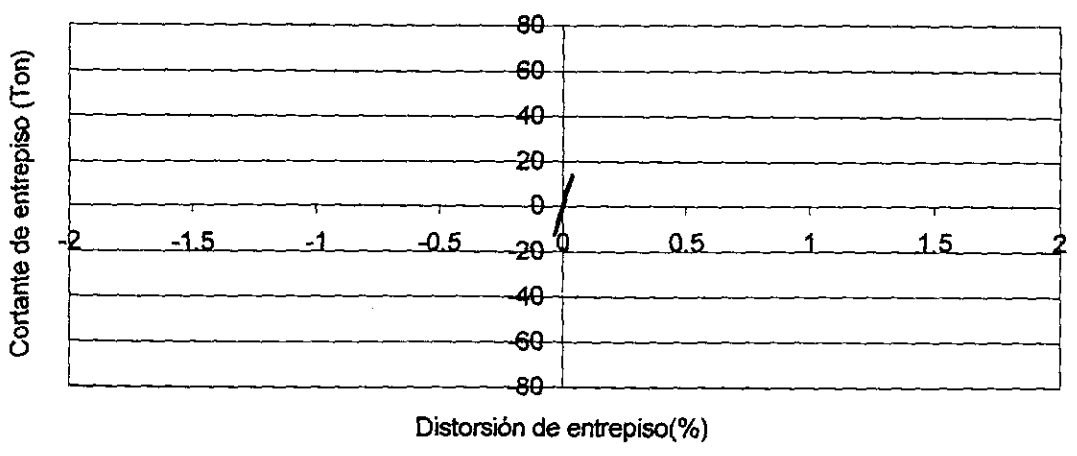
Fig 18. Ciclos de histéresis de algunos elementos del marco de 10 niveles para distintos sismos



a) Sismo SCT 19/09/85

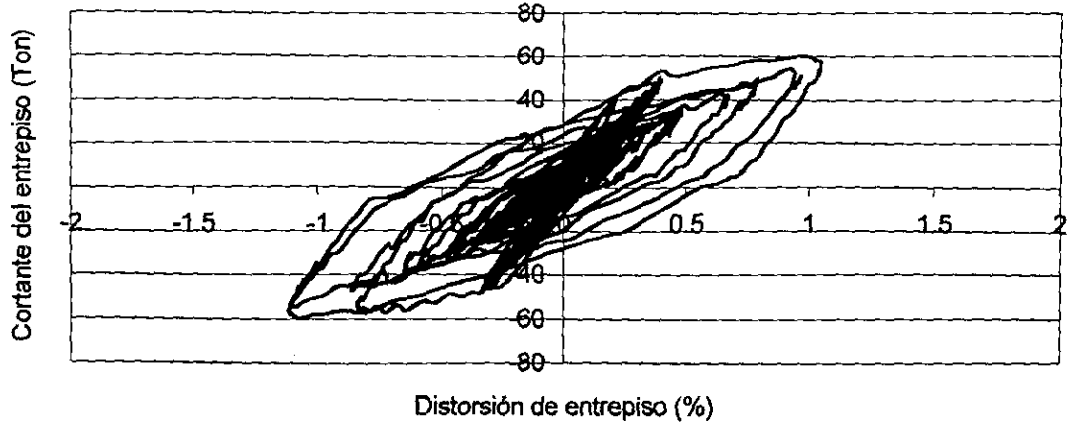


b) Sismo SCT 25/04/89

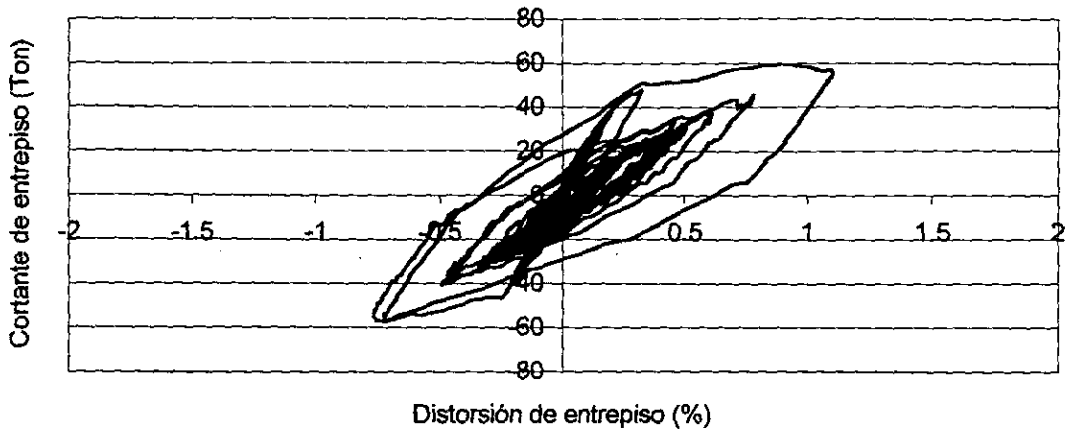


c) Sismo SCT 14/09/95

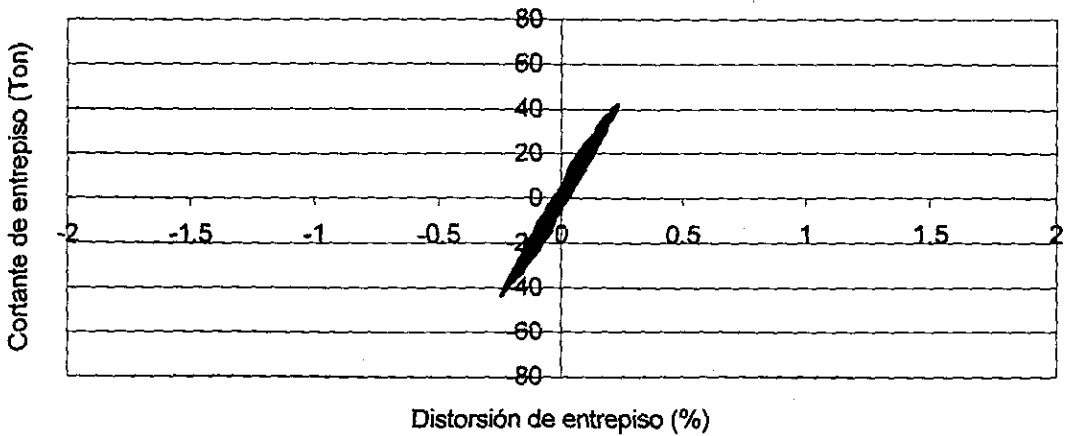
Fig 19. Curvas cortante vs distorsión del primer entrepiso para el marco de 10 niveles con distintos sismos



a) Sismo simulado AX-15

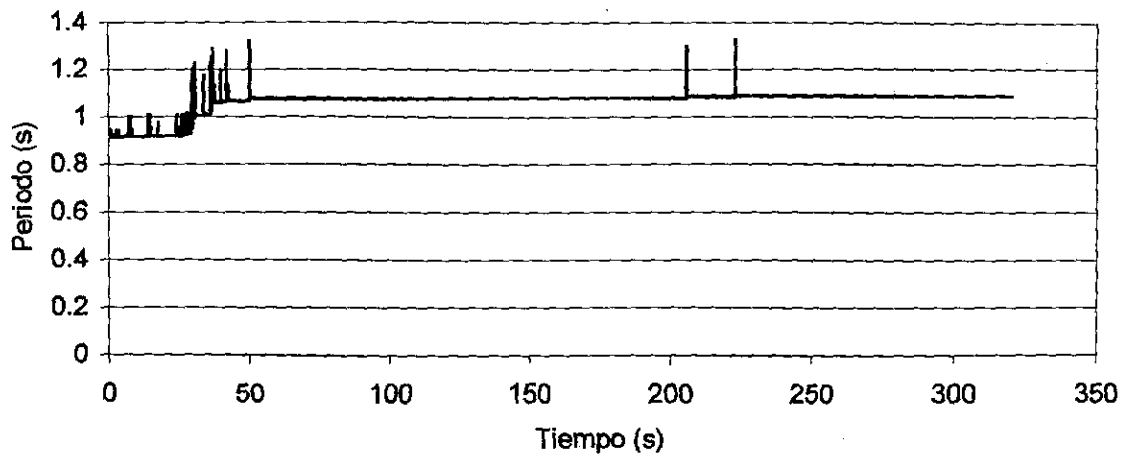


b) Sismo simulado AX-39

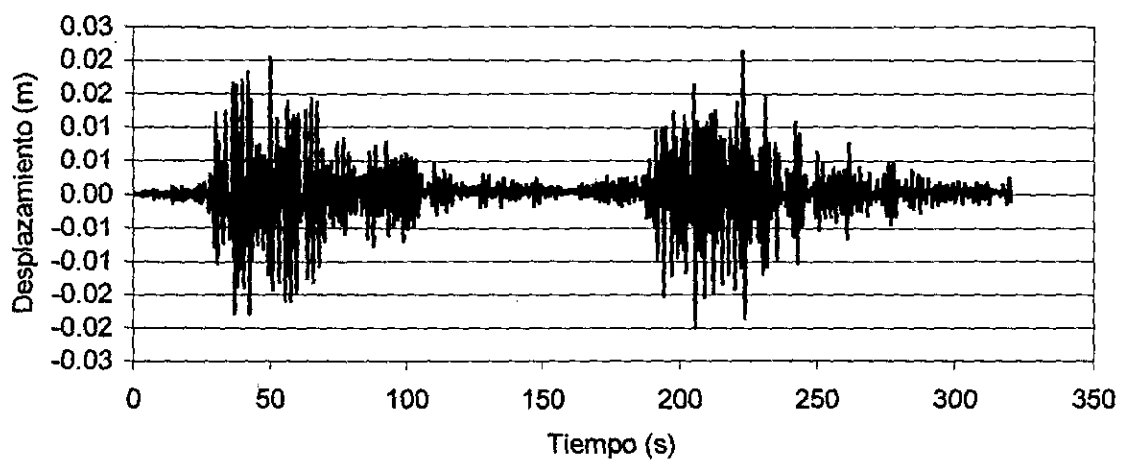


c) Sismo simulado AX-120

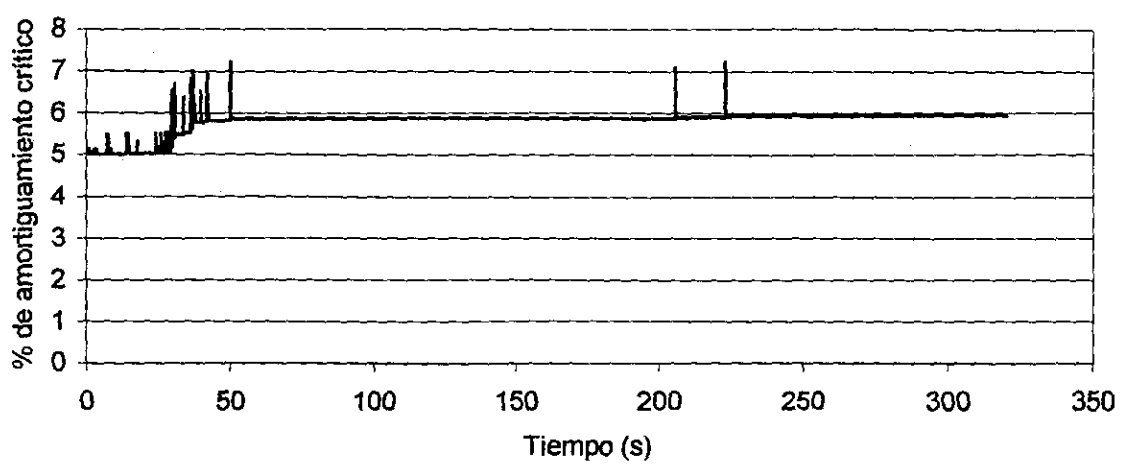
Fig 20. Curvas cortante vs distorsión del primer entrepiso para el marco de 10 niveles con diferentes sismos



a) Historia del periodo fundamental instantáneo

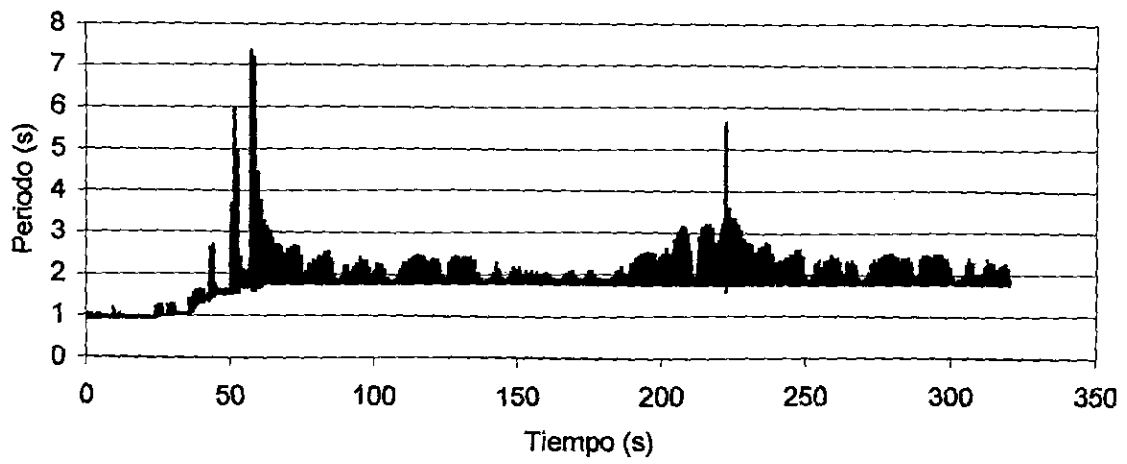


b) Historia de desplazamientos del nivel de azotea

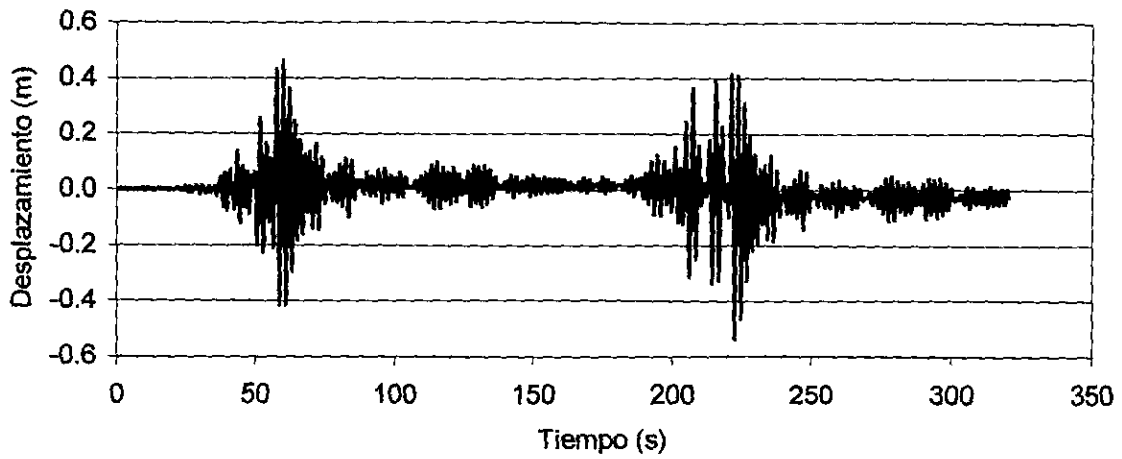


c) Historia del amortiguamiento crítico

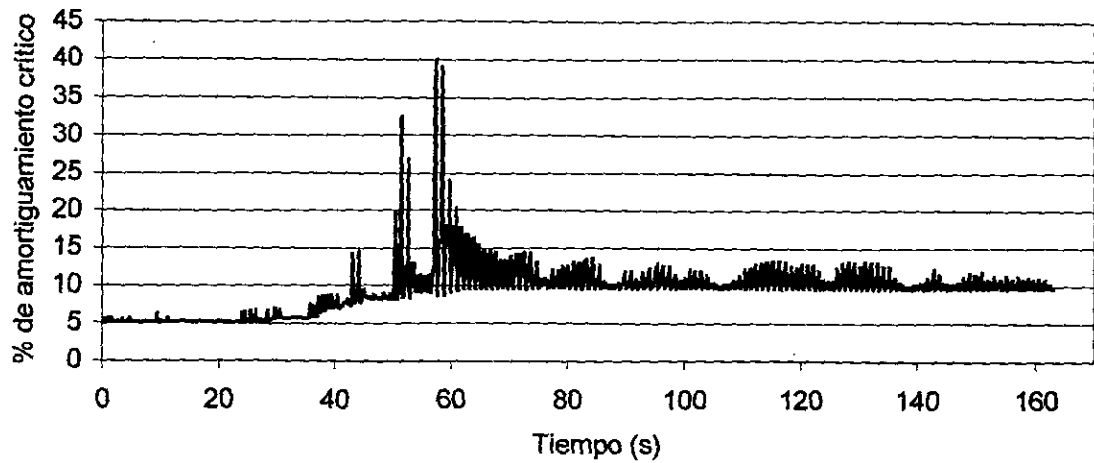
Fig 21. Historias de respuestas del marco de 10 niveles para los sismos SCT 25/04/89 + SCT 14/09/95



a) Historia del periodo fundamental instantáneo

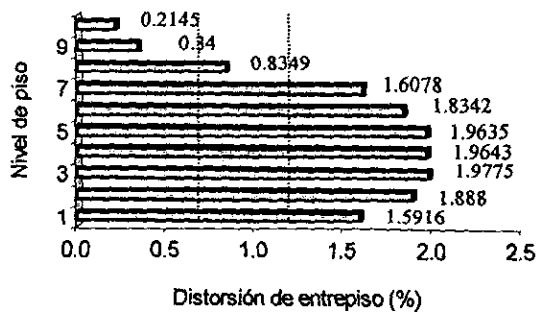


b) Historia de desplazamientos del nivel de azotea

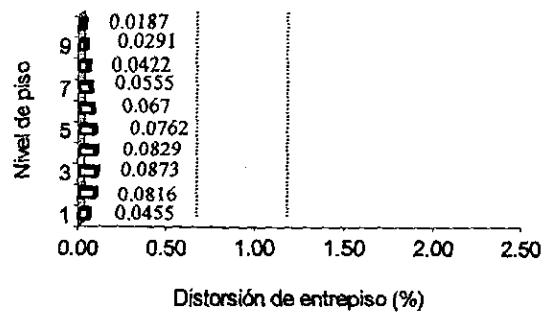


c) Historia del amortiguamiento crítico

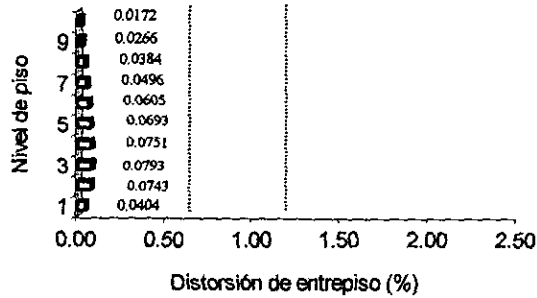
Fig 22. Historias de respuestas del marco de 10 niveles para los sismos SCT 19/09/85 + SCT 19/09/85



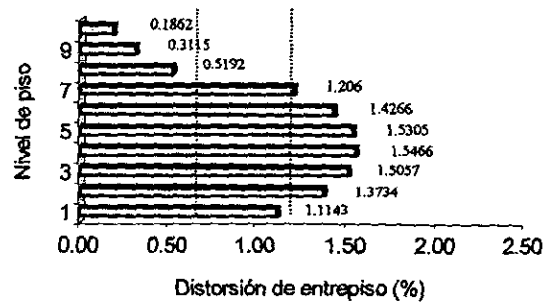
a) Sismo SCT 19/09/85



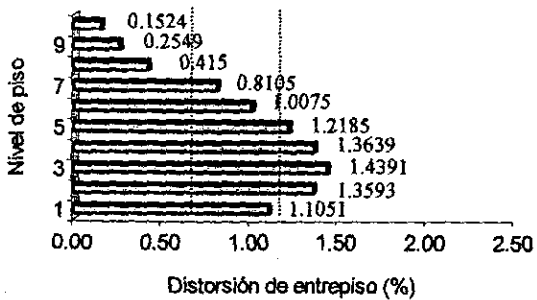
b) Sismo SCT 25/04/89



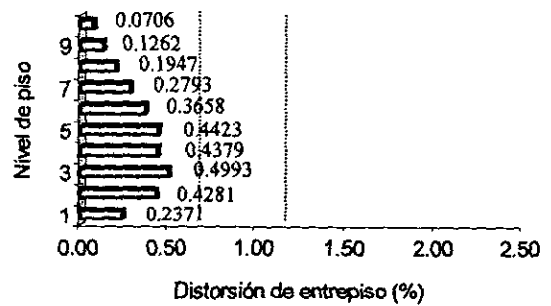
c) Sismo SCT 14/09/95



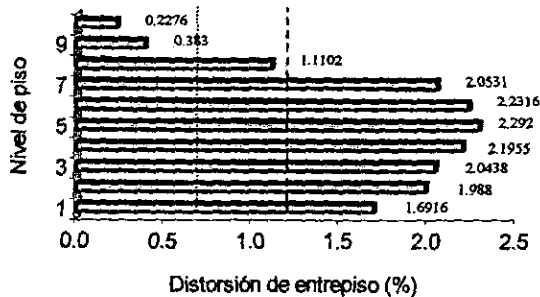
d) Sismo simulado AX-15



e) Sismo simulado AX-39



f) Sismo simulado AX-120



g) Sismo SCT 19/09/85 + SCT 19/09/85

----- valor mínimo recomendado por el RCDF-87 (0.6%)
 ----- valor máximo recomendado por el RCDF-87 (1.2%)

Fig 23. Distorsiones de entrepiso del marco de 10 niveles para distintos sismos

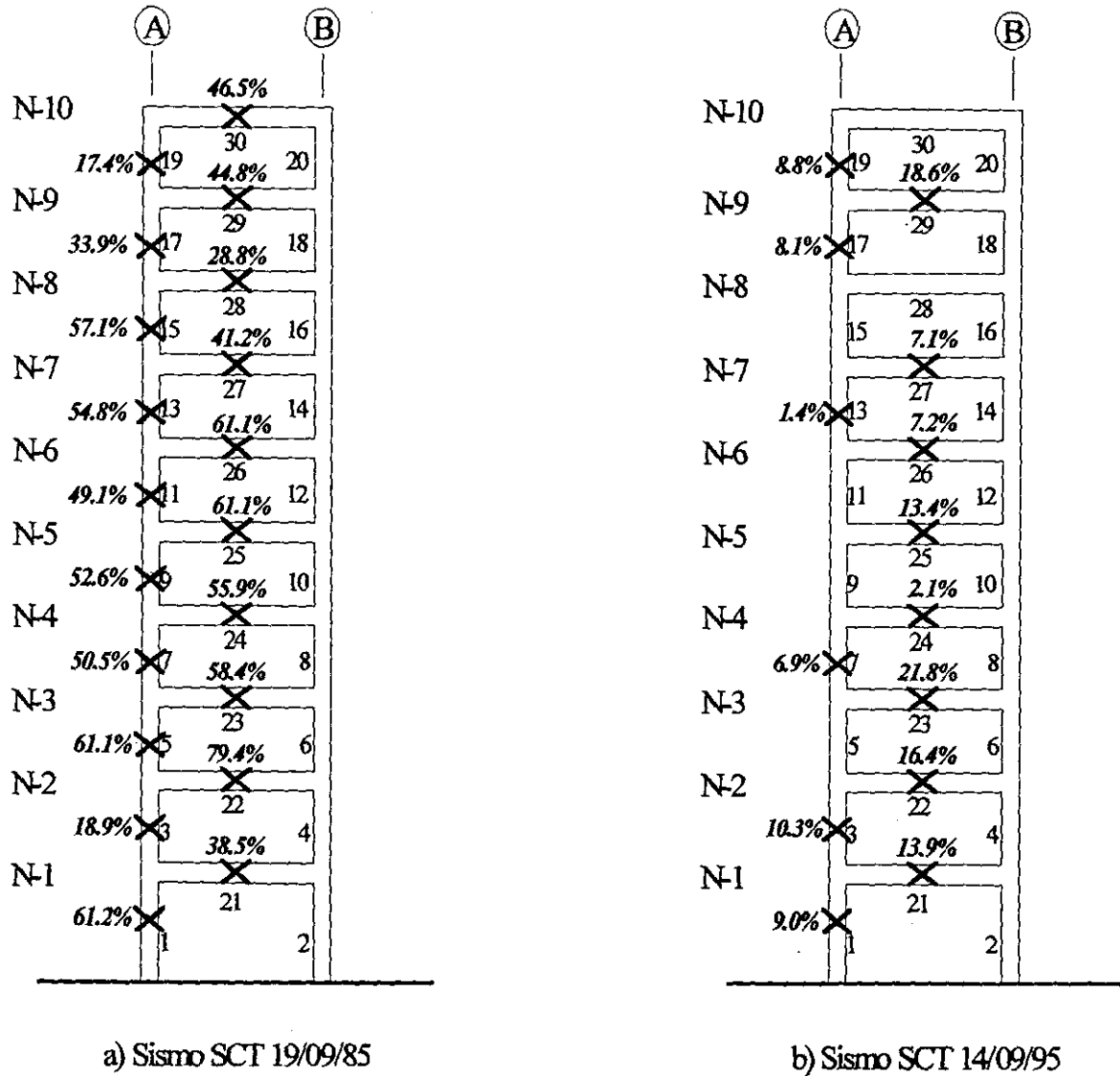
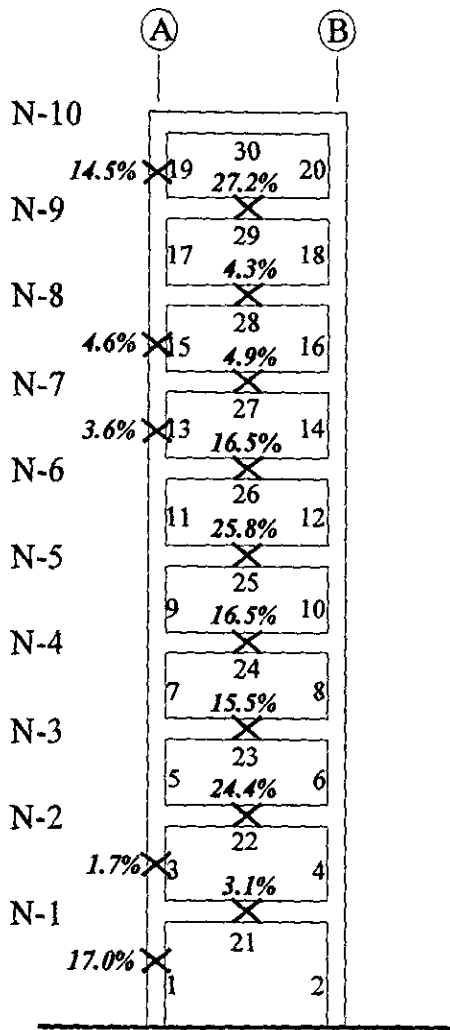
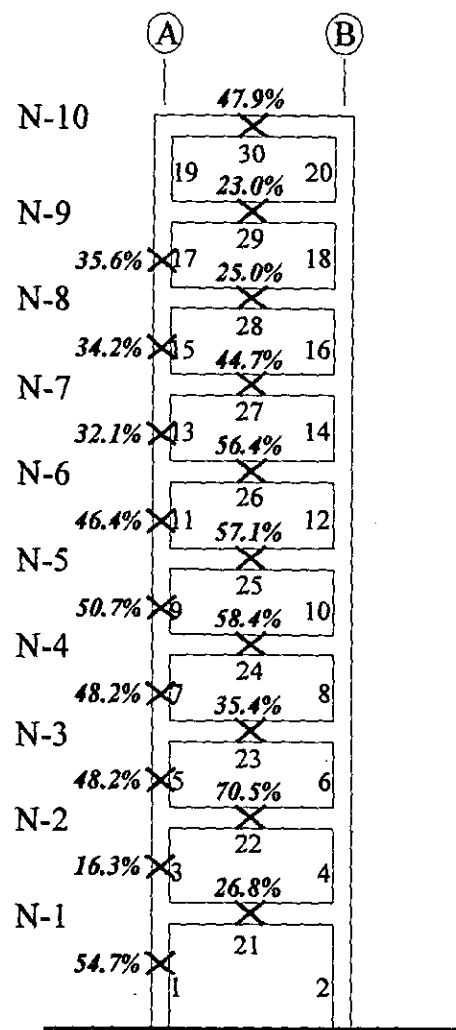


Fig 24. Daño calculado en el marco de 10 niveles con distintos sismos

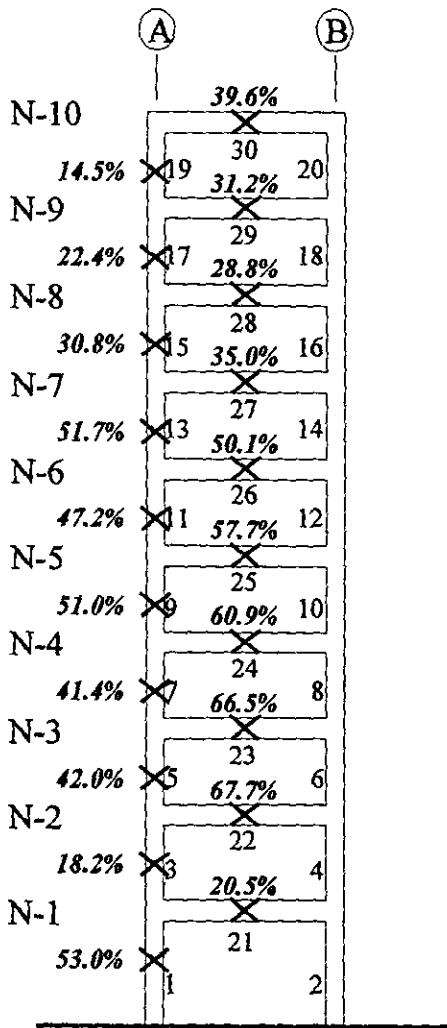


a) Sismo SCT 25/04/89

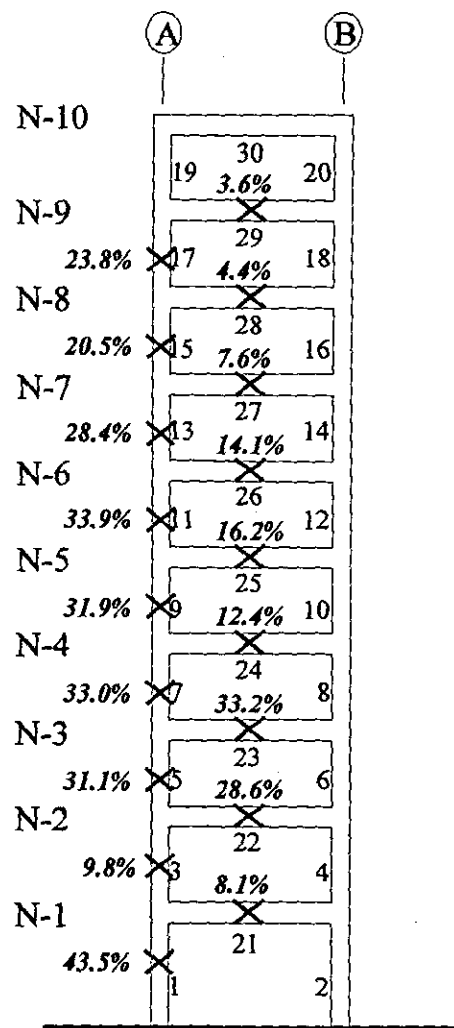


b) Sismo simulado AX-15

Fig 25. Daño calculado en el marco de 10 niveles con distintos sismos

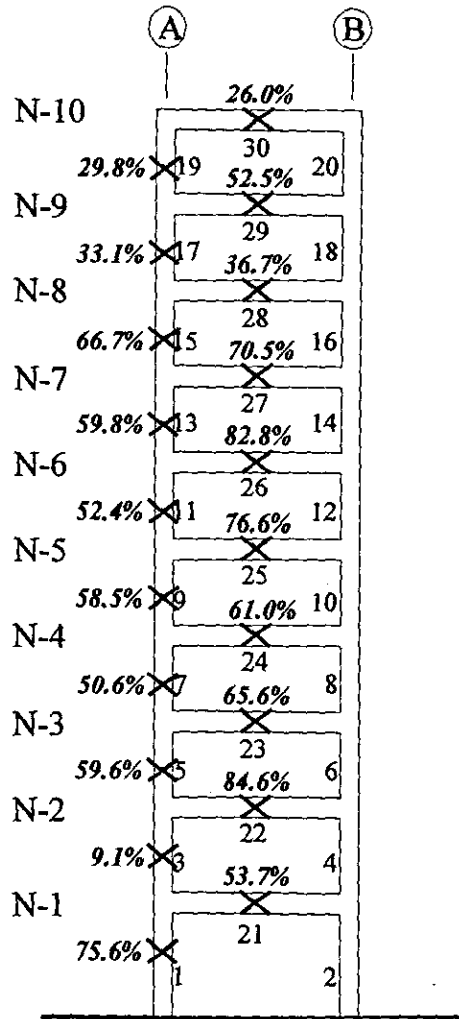


a) Sismo simulado AX-39



b) Sismo simulado AX-120

Fig 26. Daño calculado en el marco de 10 niveles con distintos sismos



Sismo SCT 19/09/85 + 19/09/85

Fig 27. Daño calculado en el marco de 10 niveles con distintos sismos

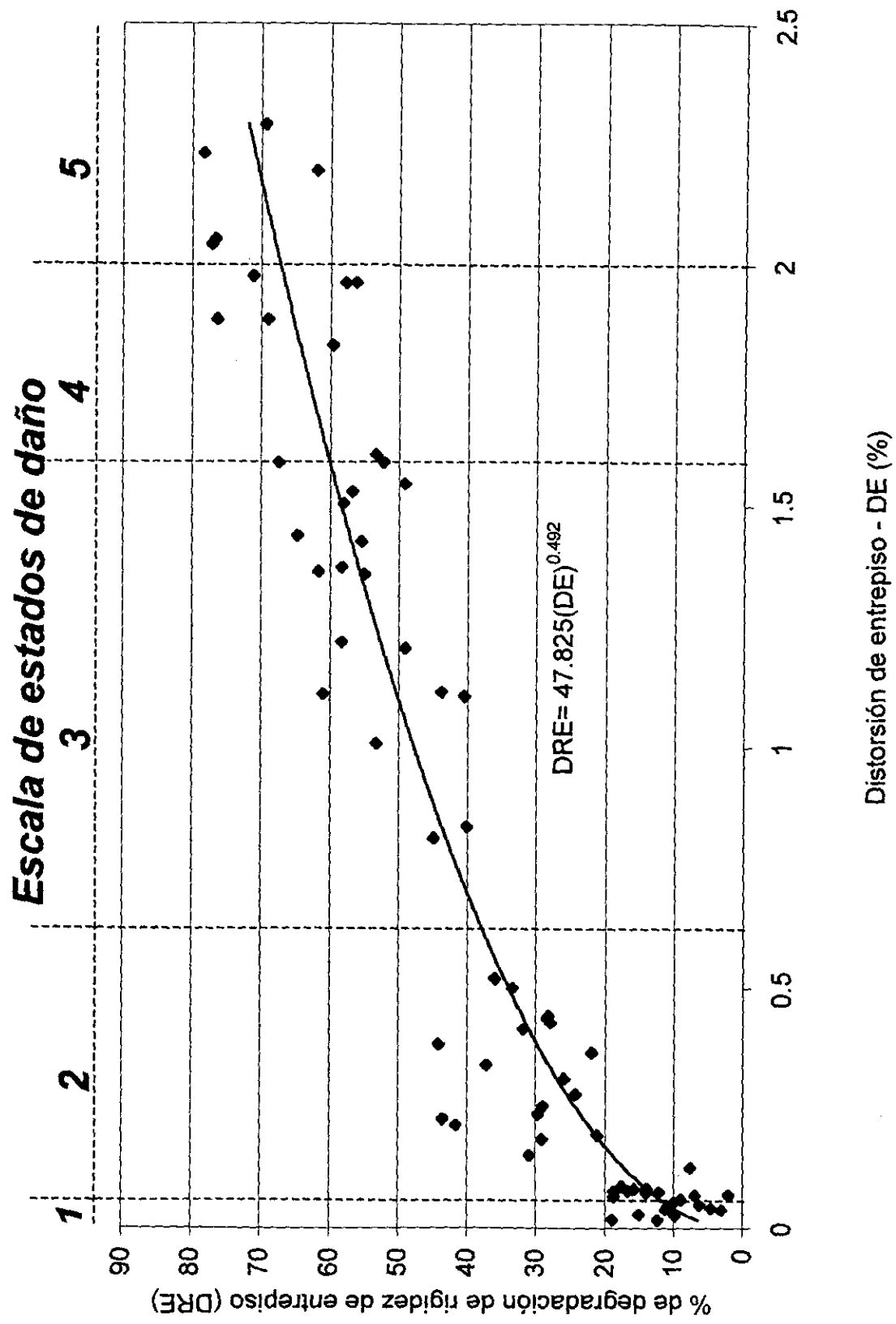


Fig 28. Curva % de degradación de rigidez de entrepiso vs distorsión de entrepiso para el marco de 10 niveles

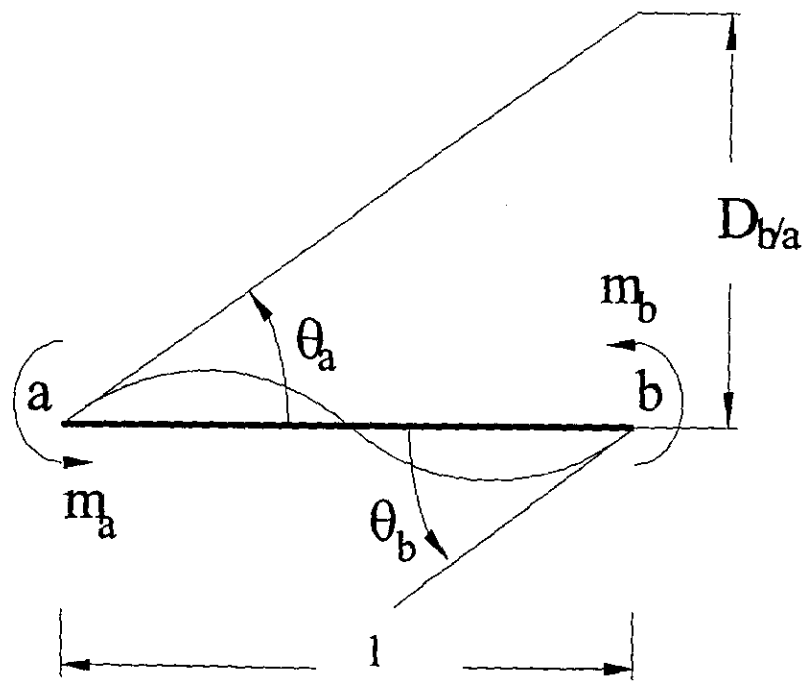


Fig 29. Relación momento vs rotación para una viga doblemente empotrada con momentos en sus extremos

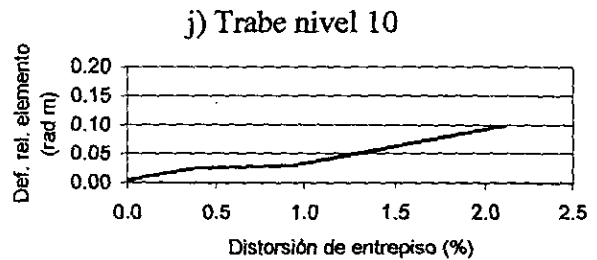
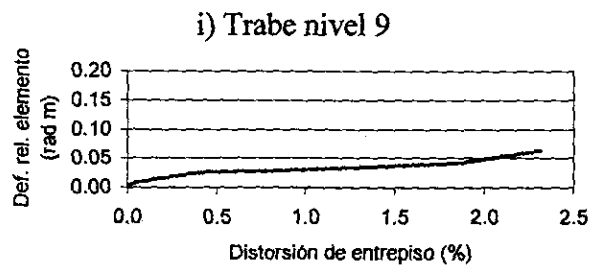
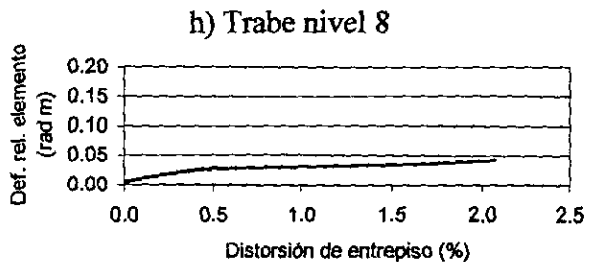
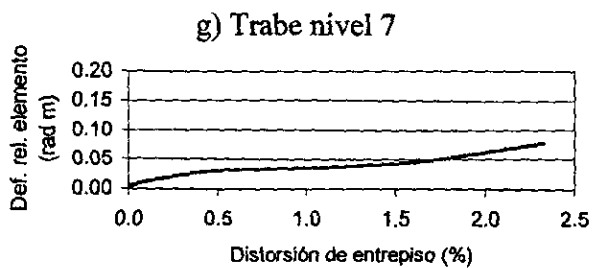
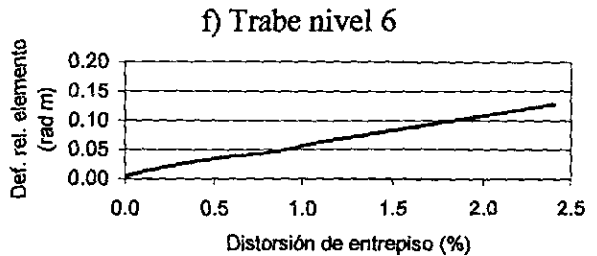
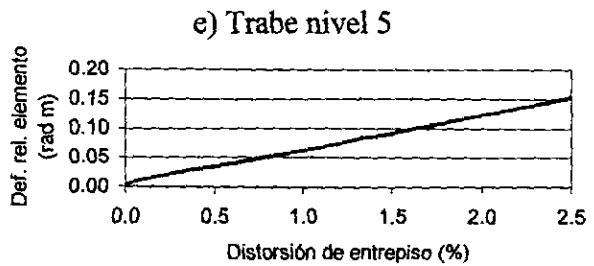
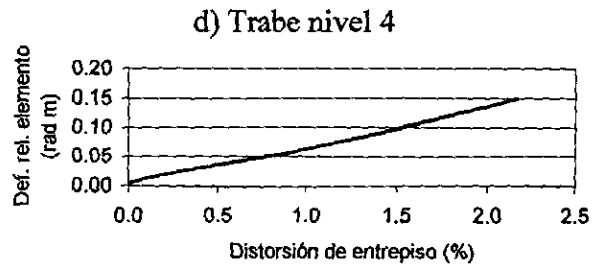
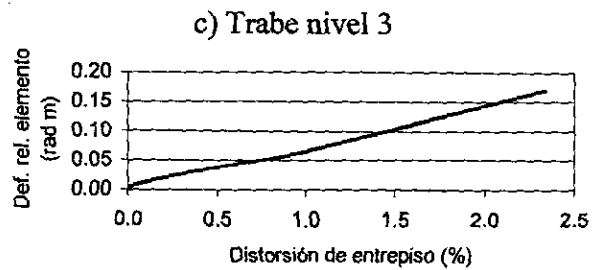
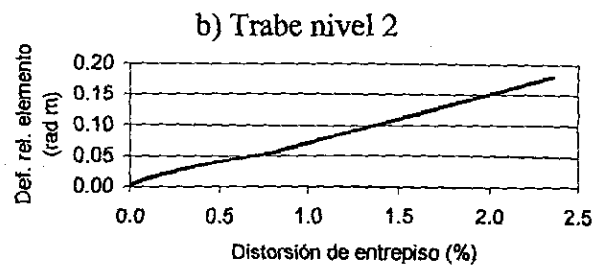
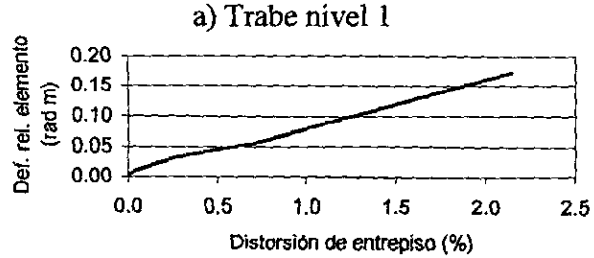


Fig 30. Relación entre la deformación relativa de las traves con distorsiones de entrepiso para el marco de 10 niveles

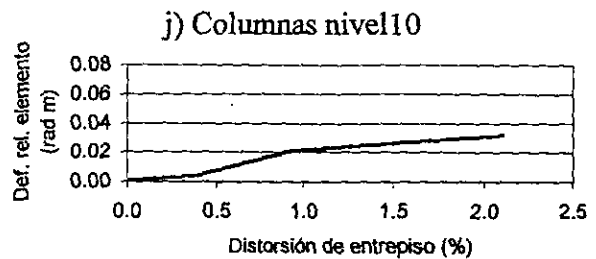
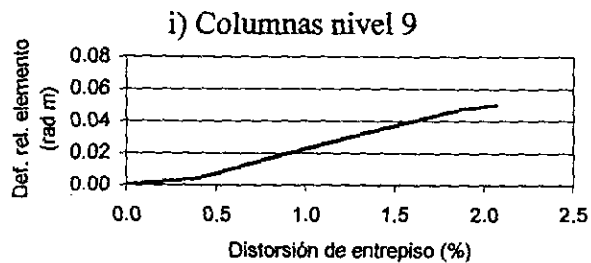
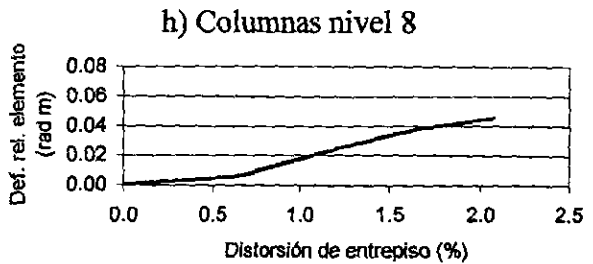
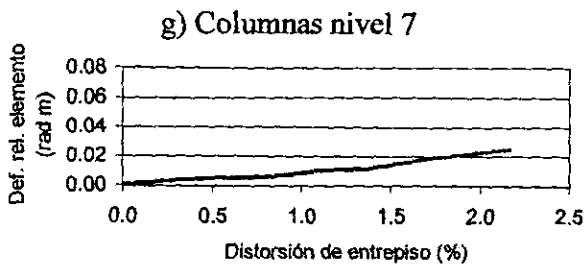
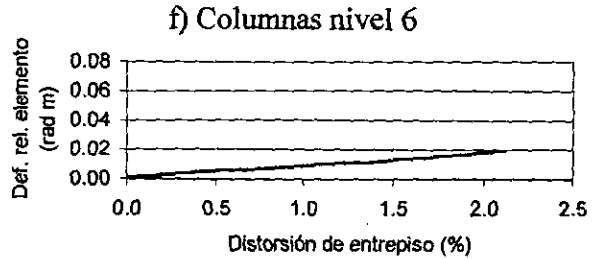
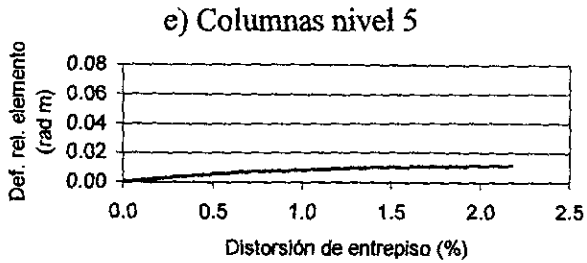
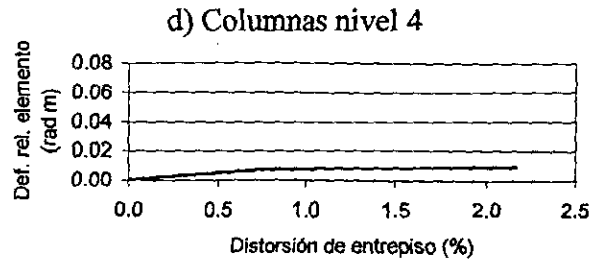
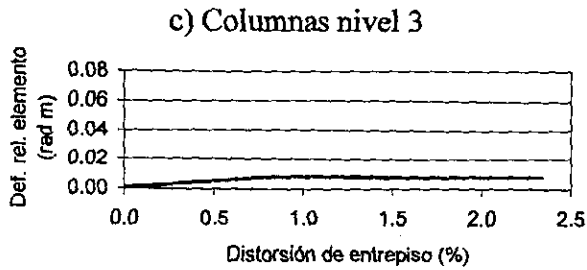
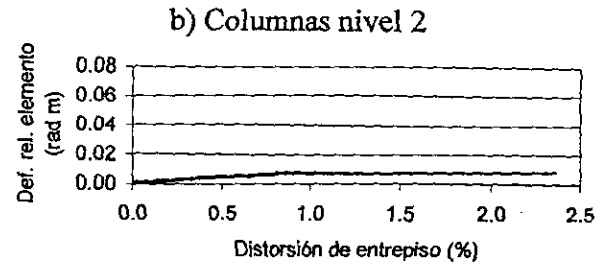
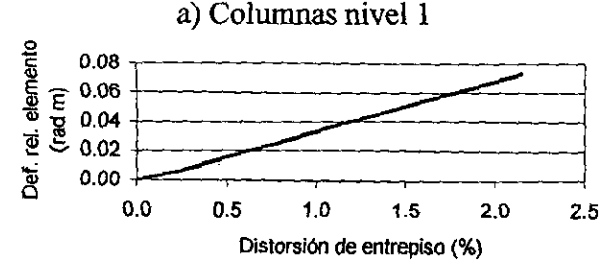


Fig 31. Relación entre la deformación relativa de las columnas con distorsiones de entrepiso para el marco de 10 niveles

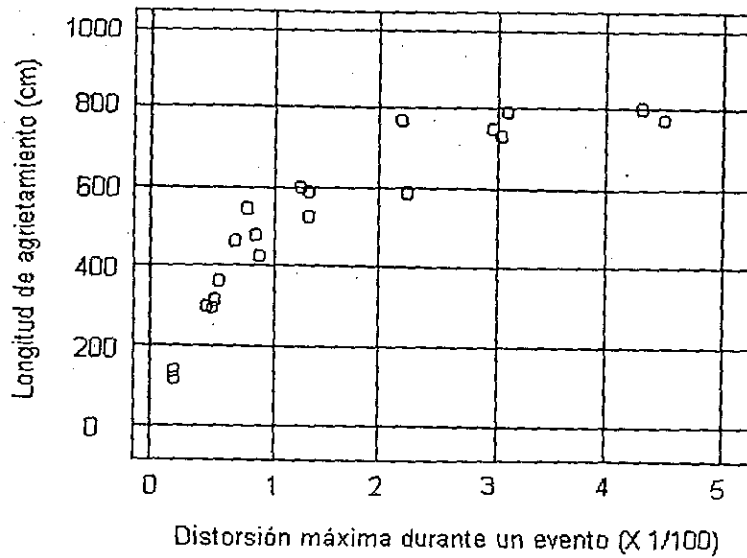


Fig 32. Relación entre la distorsión máxima durante un evento y la longitud total de agrietamiento para columnas flexibles (Tasai, Kitayama y Kuramoto, 1994)

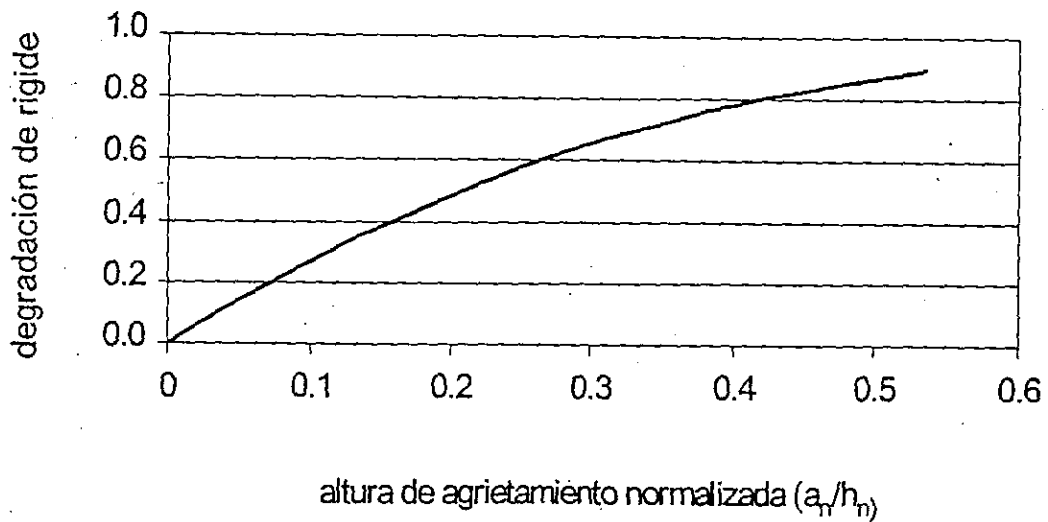


Fig 33. Relación entre altura de agrietamiento y cantidad de degradación de rigidez a flexión de traveses y columnas (Sugahara, 1997)

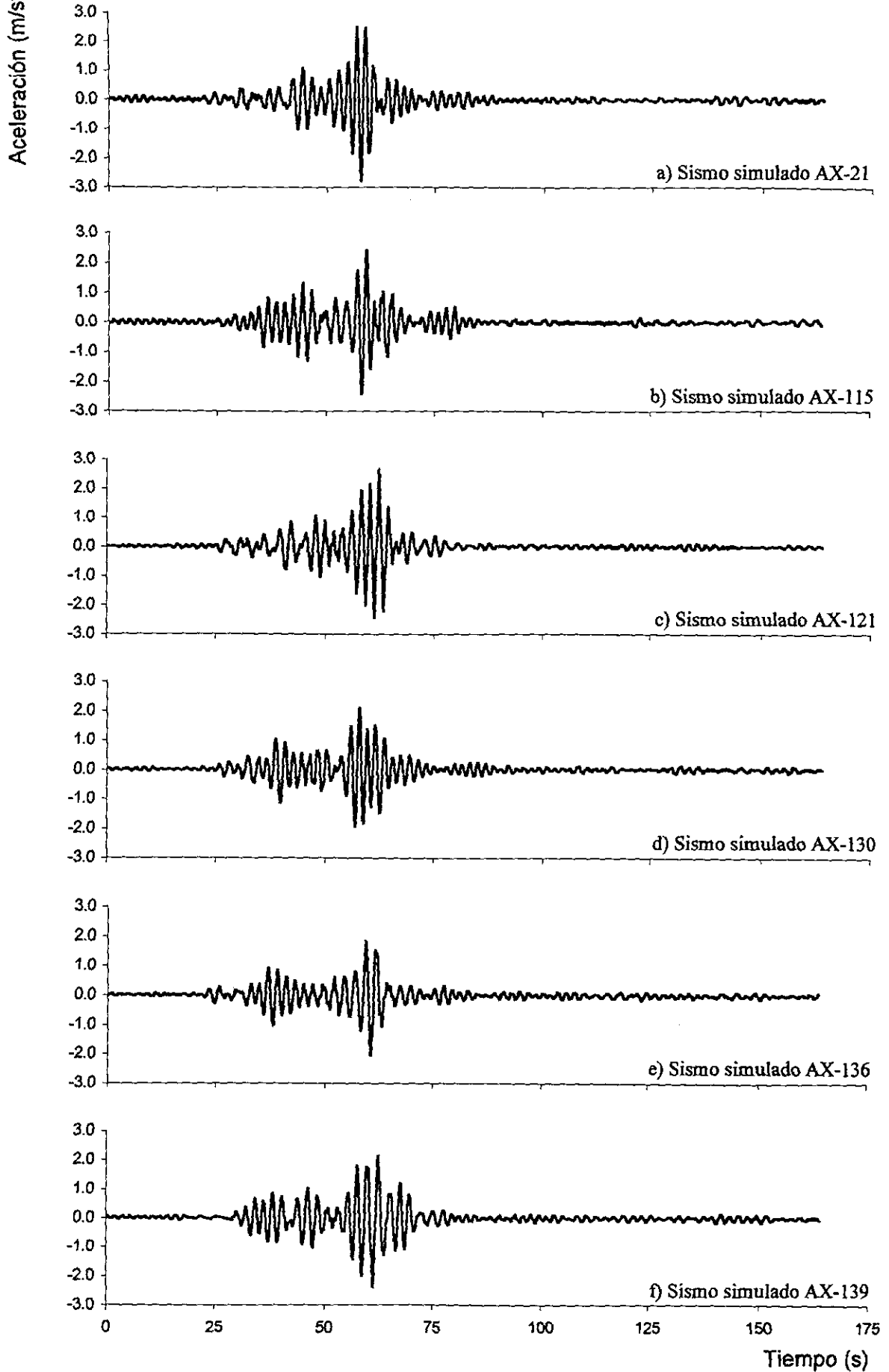
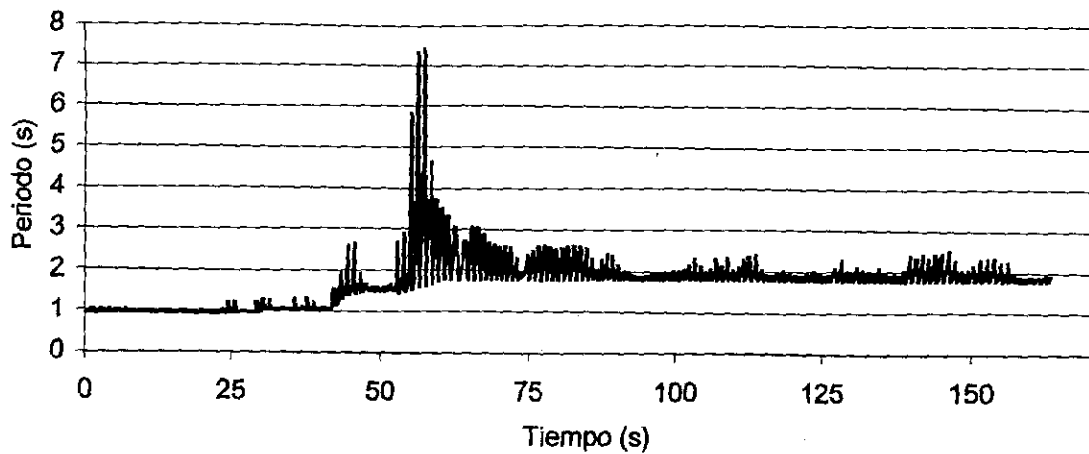
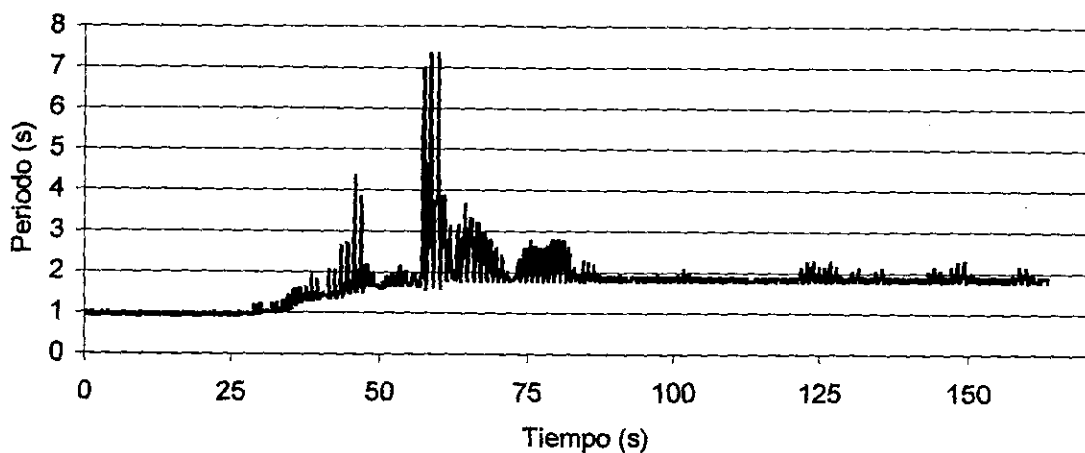


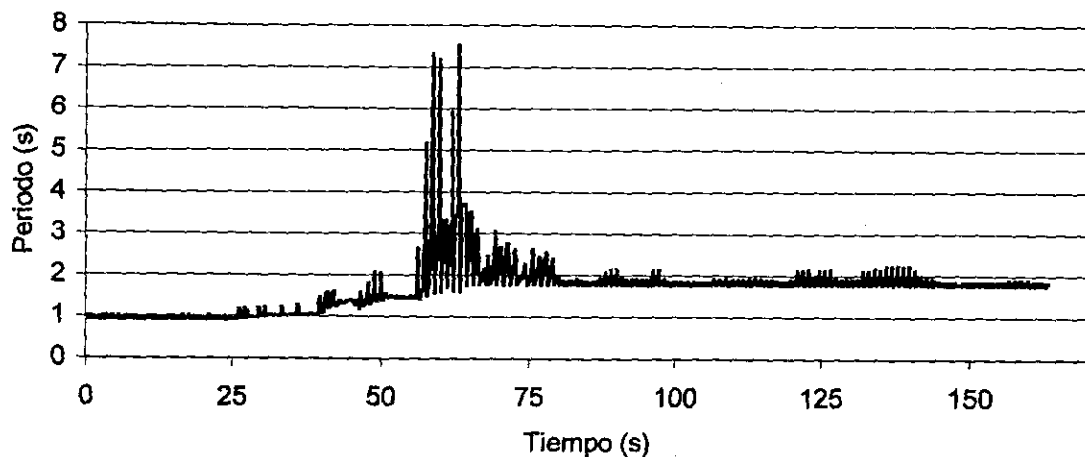
Fig 34. Registros de aceleración utilizados para predecir el daño en el marco de 10 niveles



a) Sismo simulado AX-21 ($T_i=0.9137s$, $T_f=1.9009s$)

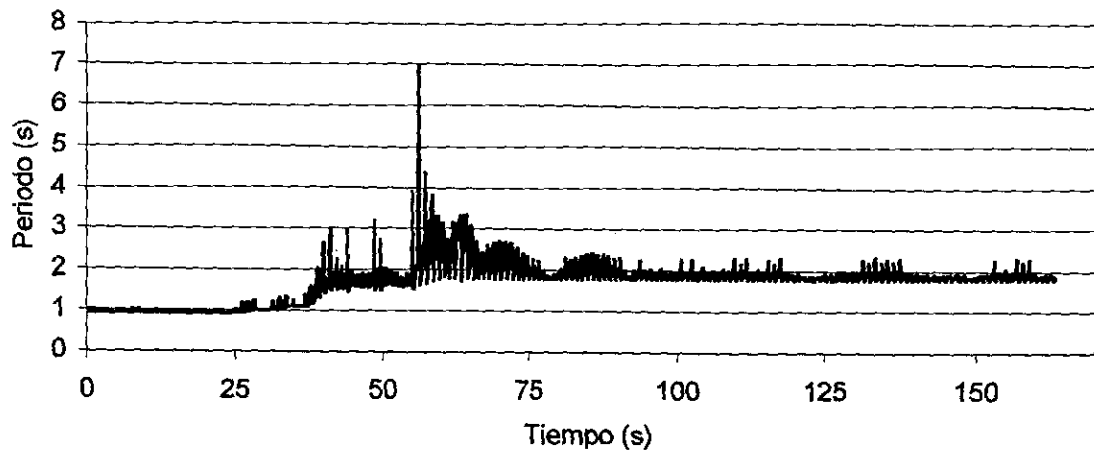


b) Sismo simulado AX-115 ($T_i=0.9137s$, $T_f=1.7834s$)

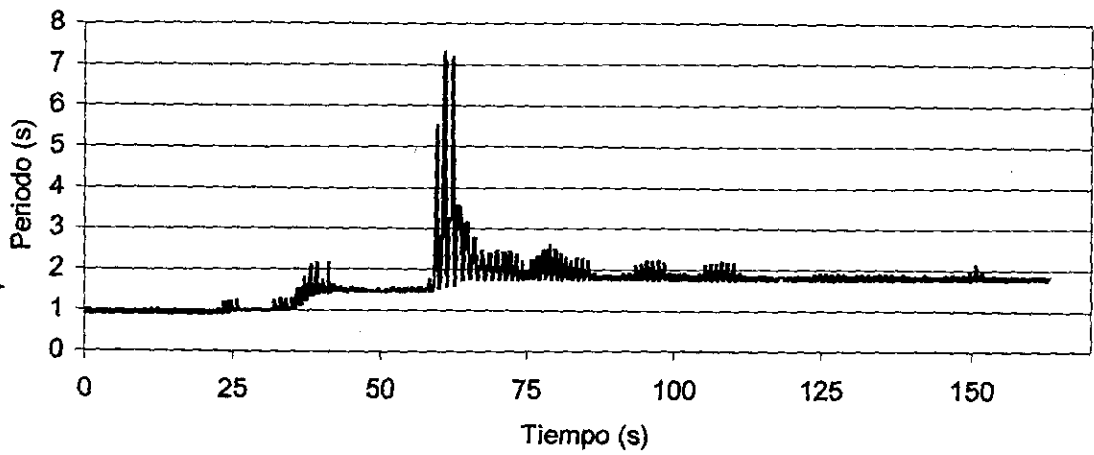


c) Sismo simulado AX-121 ($T_i=0.9137s$, $T_f=1.8430s$)

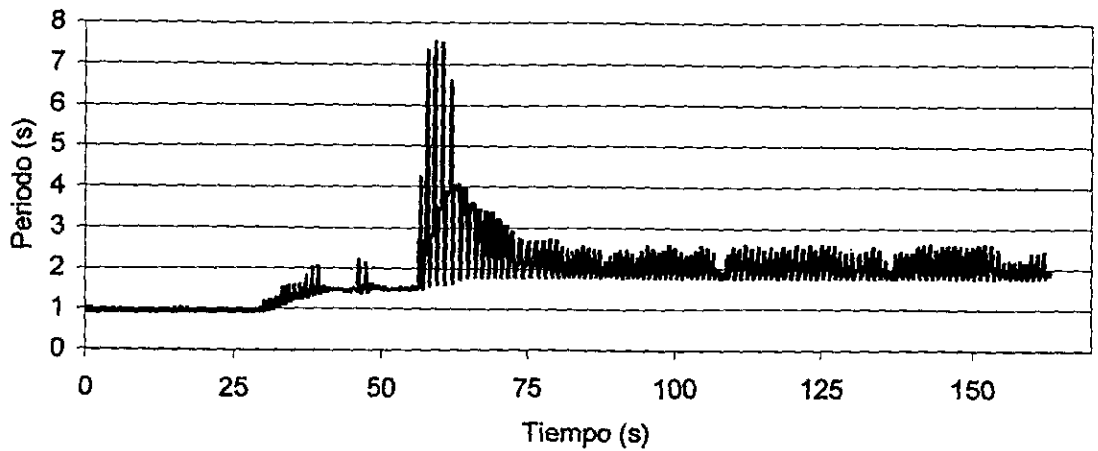
Fig 35. Historia del periodo instantáneo del marco de 10 niveles con distintos sismos



a) Sismo simulado AX-130 ($T_i=0.9137s$, $T_f=1.8791s$)

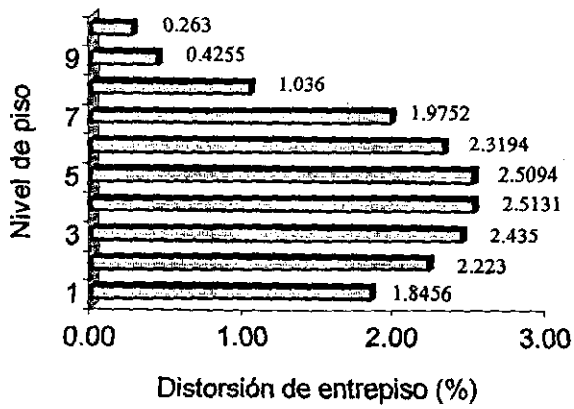


b) Sismo simulado AX-136 ($T_i=0.9137s$, $T_f=1.8322s$)

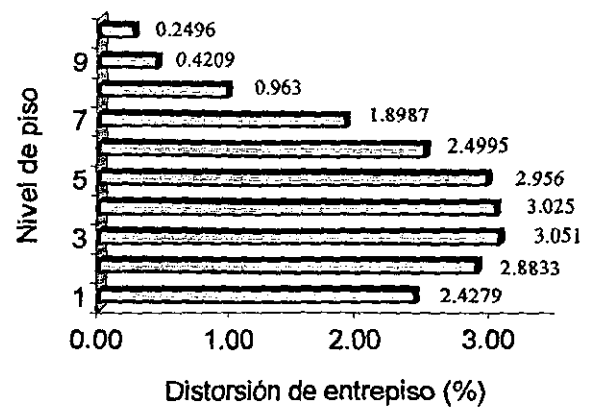


c) Sismo simulado AX-139 ($T_i=0.9137s$, $T_f=1.8741s$)

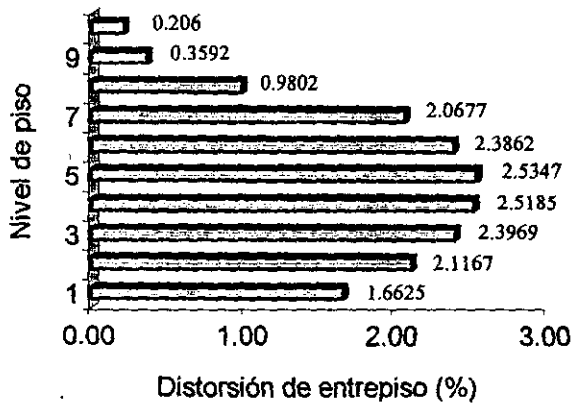
Fig 36. Historia del periodo instantáneo del marco de 10 niveles con distintos sismos



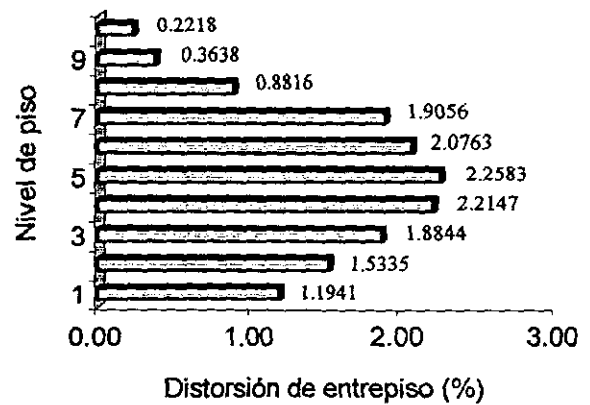
a) Sismo simulado AX-21



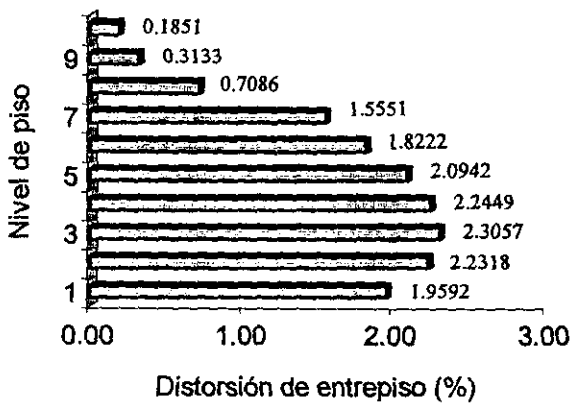
b) Sismo simulado AX-115



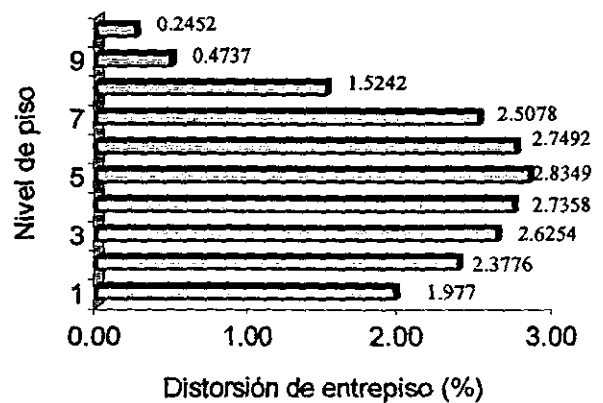
c) Sismo simulado AX-121



d) Sismo simulado AX-130



e) Sismo simulado AX-136



f) Sismo simulado AX-139

Fig 37. Distorsiones de entrepiso del marco de 10 niveles para distintos sismos