

011618  
24.

**RESPUESTA INELÁSTICA DE UN EDIFICIO  
INSTRUMENTADO EN LA CIUDAD DE MÉXICO**

**VICTOR JAVIER / GAMBOA RAVELL**

**T E S I S**

**PRESENTADA A LA DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE  
POSGRADO DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
DE LA  
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA  
DE MÉXICO  
COMO REQUISITO PARA OBTENER  
EL GRADO DE  
MAESTRO EN INGENIERÍA  
(E S T R U C T U R A S)**

**DIRIGIDA POR:**

**DR. DAVID MURIÀ VILA**

**CIUDAD UNIVERSITARIA, MÉXICO, D.F.  
MÉXICO, MAYO 1997**

**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.

# ÍNDICE

- 1. INTRODUCCIÓN**
- 2. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO**
- 3. PROPIEDADES DINÁMICAS DERIVADAS DE PRUEBAS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL**
- 4. REGISTROS SÍSMICOS**
- 5. SISMOS EMPLEADOS EN EL ANÁLISIS**
- 6. CALIBRACIÓN DE LOS MODELOS MATEMÁTICOS TRIDIMENSIONALES LINEALES**
  - 6.1. Programa de Análisis
  - 6.2. Idealización de la Estructura
  - 6.3. Evaluación de los Modelos para Condiciones de Vibración Ambiental
    - 6.3.1. Modelos de base empotrada
    - 6.3.2. Modelos de base flexible
  - 6.4. Evaluación de los Modelos para Reproducir la Respuesta ante el Sismo de Copala
  - 6.5. Respuesta ante el Sismo de Copala
  - 6.6. Nuevas Consideraciones de Análisis a Explorar
  - 6.7. Evaluación de Nuevos Modelos para Reproducir la Respuesta ante el Sismo de Copala
- 7. MODELOS MATEMÁTICOS PLANOS**
  - 7.1. Programa de Análisis
  - 7.2. Determinación de los Modelos Lineales (2DL)
  - 7.3. Modelos no Lineales (2DNL)
  - 7.4. Evaluación de los Modelos 2DL
- 8. RESPUESTA ESTRUCTURAL ANTE SISMOS DE GRAN INTENSIDAD**
  - 8.1. Resultados en la Dirección L
    - 8.1.1. Historias de desplazamientos y aceleraciones en azotea
    - 8.1.2. Envoltentes de desplazamiento y distorsión angular de entrepiso
    - 8.1.3. Historias de cortante basal y envoltentes de cortante
    - 8.1.4. Ciclos histeréticos, demandas de ductilidad global y relación de fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea
    - 8.1.5. Formaciones de articulaciones plásticas y demandas de ductilidad local
    - 8.1.6. Comentarios
  - 8.2. Resultados en la Dirección T
    - 8.2.1. Historias de desplazamientos y aceleraciones en azotea
    - 8.2.2. Envoltentes de desplazamiento y distorsión angular de entrepiso

- 8.2.3. Historias de cortante basal y envolventes de cortante
- 8.2.4. Ciclos histéricos, demandas de ductilidad global y relación de fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea
- 8.2.5. Formaciones de articulaciones plásticas y demandas de ductilidad local
- 8.2.6. Comentarios

## **9. COMENTARIOS FINALES**

## **10. REFERENCIAS**

## **TABLAS Y FIGURAS**

## 1. INTRODUCCIÓN

Tomado en cuenta que en los últimos 15 años han ocurrido en el mundo, sismos intensos que produjeron daños significativos, se puso de manifiesto que el conocimiento que se tiene del comportamiento de las estructuras y del suelo donde se apoyan es incompleto debido a múltiples razones como: calidad en los materiales, procesos constructivos, tipos de estructuras, tipos de cimentaciones, incertidumbre en el comportamiento global del sistema interacción suelo-estructura, etc.

Es por eso que para poder conocer el comportamiento real de las estructuras de edificios la única alternativa es instrumentarlos. En la actualidad el Instituto de Ingeniería de la UNAM tiene tres edificios instrumentados en la ciudad de México entre los que se encuentra el edificio JAL que es el que se estudiará en este trabajo. Este edificio se encuentra en la zona de terreno compresible de la ciudad de México.

Los sismos que se han registrado desde que se instrumentó el edificio se han podido reproducir mediante modelos matemáticos lineales a excepción de los dos sismos de mayor intensidad (10 de diciembre de 1994 y 14 de septiembre de 1995), esto es debido a que el edificio sufrió daños no estructurales moderados y daños estructurales leves.

De los dos sismos que no se pudieron reproducir con los modelos lineales que se tienen

(Murià Vila *et al.*, 1995, Moreno, 1994) se escogió el de Copala registrado el 14 de septiembre de 1995 para calibrarlos, ya que es el que ha producido las mayores amplitudes de aceleración y desplazamiento en el edificio.

**Los objetivos de este estudio son:**

- Elaborar modelos analíticos tridimensionales lineales y planos lineales que tomen en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura (ISE) con base en la información que se tiene del edificio para poder reproducir su comportamiento ante sismos registrados.
- Explorar otros aspectos a considerar en los modelos usando la información de inspecciones realizadas en el edificio JAL después de cada sismo con la finalidad de obtener modelos más reales y representativos del mismo.
- Realizar análisis inelásticos con los modelos planos representativos del edificio para estudiar cual sería el comportamiento en las condiciones en que se encuentra actualmente ante sismos de gran intensidad determinando su respuesta mediante los siguientes aspectos:

Historias de desplazamientos y aceleraciones en azotea

Envolventes de desplazamiento y distorsión angular de entrepiso

Historias de cortante basal y envolventes de cortante

Ciclos histeréticos, demandas de ductilidad global y relación de fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea

Formaciones de articulaciones plásticas y demandas de ductilidad local

En la determinación de la respuesta se toman en cuenta los efectos de la sobrerresistencia.

## 2. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

El edificio JAL está compuesto de una estructura principal de 14 niveles con un apéndice y un cuerpo anexo de tres niveles, los cuales están unidos en la planta del sótano y separadas en los restantes niveles por una junta constructiva de 15 cm de ancho. Los tres primeros niveles están destinados a estacionamientos y los demás a oficinas. El edificio se localiza en la zona de suelo blando de la ciudad de México, en la cual el espesor del suelo arcilloso es de 31 m y los depósitos profundos se encuentran a 38.5 m de profundidad como se puede ver en la fig 2.1 (TGC Geotécnia, 1992).

Las elevaciones y plantas tipo del edificio se muestran en las figs 2.2 a 2.6. Su estructura es de concreto reforzado a base de columnas y losas reticulares. El edificio está rigidizado con muros de concreto y mampostería. El peralte de las losas reticulares es de 45 cm, de los cuales 5 cm corresponden a la capa de compresión.

La planta tipo del cuarto al décimo cuarto nivel tiene forma rectangular de 19.4 m de ancho por 32.45 m de largo. Las alturas de entrepiso son constantes e iguales a 3.15 m. Las plantas de estacionamiento abarcan el cuerpo anexo, sus dimensiones son de 19.4 por 40 m. Los estacionamientos están escalonados y comunicados entre sí con rampas. Las alturas de entrepiso de los estacionamientos varían entre 2.5 y 4.45 m.

Las resistencias nominales para los concretos de las columnas y muros, según los planos, son de: 300 kg/cm<sup>2</sup> para los primeros siete niveles, 250 kg/cm<sup>2</sup> para los cuatro siguientes y 200 kg/cm<sup>2</sup> para últimos tres. La resistencia de las losas es de 200 kg/cm<sup>2</sup> para todos los niveles, excepto para la losa de cimentación que es de 250 kg/cm<sup>2</sup>. El acero de refuerzo son varillas AE-TOR-60 con esfuerzo nominal de fluencia igual a 6000 kg/cm<sup>2</sup>.

Las resistencias *in situ* del concreto de columnas y muros, se determinaron a partir de las aplicaciones de pruebas no destructivas y del ensaye de núcleos extraídos de los elementos. Los valores promedio obtenidos fueron: 314 kg/cm<sup>2</sup> para los primeros siete niveles con módulo de elasticidad de 195000 kg/cm<sup>2</sup> y de 272 kg/cm<sup>2</sup> para los restantes con un módulo de elasticidad de 171000 kg/cm<sup>2</sup> (Aire y Murià Vila, 1993).

En la tabla 1 se presenta un resumen de las propiedades de las columnas, indicando los cambios de sección y armado por niveles. Las cuantías de acero varían entre 1.8 y 4.2 por ciento.

La cimentación está compuesta por un cajón de concreto reforzado constituido de una losa reticular de 80 cm de peralte, desplantado a una profundidad de 3.30 m. La losa de fondo se apoya sobre 54 pilotes de fricción de sección triangular de 60 cm de lado y 28 m de longitud, distribuidos como se muestra en las figs 2.7 y 2.8. Además hay diez pilotes, de forma cuadrada de 40 cm de lado y 26 m de longitud, intercalados con los anteriores de tal manera que no están en contacto con el cajón de cimentación; el extremo superior se encuentra a una profundidad de 9 m.

Durante los sismos de septiembre de 1985 el edificio sufrió algunos daños en sus elementos estructurales y no estructurales. La mayor parte de los muros de mampostería se agrietaron. Se observaron fisuras menores que 1 mm en las columnas B2, C2, D4 y F3 y se presentaron desprendimientos de material en las columnas A4, E3, B1 y B3 del séptimo nivel hacia arriba. La restructuración consistió en reforzar las columnas interiores con un encamisado de concreto reforzado de 10 cm de espesor (figs 2.9 y 2.10) y en la construcción de muros de concreto reforzado en la dirección longitudinal (M2), ubicados en las crujías extremas de los marcos 1 y 4 (fig 2.11). De acuerdo a una inspección visual del edificio, se aprecian agrietamientos en las losas que definen líneas de fluencia (fig 2.12).

### 3. PROPIEDADES DINÁMICAS DERIVADAS DE PRUEBAS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL

Los modelos matemáticos representativos del comportamiento lineal y de las propiedades dinámicas del sistema suelo-estructura se calibran con datos experimentales obtenidos de mediciones de vibración ambiental. Estas pruebas tienen como propósito identificar las frecuencias naturales, los modos de vibración y las fracciones de amortiguamiento crítico del edificio.

Las mediciones de vibración ambiental que se han realizado en el edificio han sido en: junio de 1990 durante el proceso de selección del edificio a instrumentar, octubre de 1991, septiembre de 1992, noviembre de 1993, febrero de 1995 y septiembre de 1995 (Murià Vila y Moreno, 1994, y Murià Vila *et al.*, 1995).

En la fig 3.1 se comparan las funciones de transferencia entre azotea centro y sótano centro (AC/SC) en dirección transversal (T) y longitudinal (L), y azotea este y azotea centro (AE/AC) en dirección T calculados de los registros de pruebas de vibración ambiental. En esta se observan las ordenadas significativas asociadas a las frecuencias naturales de vibrar del edificio para los componentes L, T y torsión (R), respectivamente, presentándose en la tabla 2. La frecuencia dominante medida en el suelo fue de 0.50 Hz.

Si se comparan las frecuencias obtenidas de la etapa de septiembre de 1992 de medición de vibración ambiental con las siguientes etapas (noviembre de 1993, febrero y septiembre de 1995) indican que ha habido un corrimiento de frecuencia en dirección L, T y torsión de 4 a 11, 0 a 5 y 22 a 30 por ciento, respectivamente, siendo este efecto más marcado en la dirección L y torsión (fig 3.1 a 3.4 y tabla 2). Estas diferencias de frecuencia se atribuyen a los efectos de los sismos ocurridos entre cada etapa de medición, lo cual significa que la estructura y el sistema suelo-estructura han sufrido un deterioro de rigidez ante los eventos sísmicos.

Al observar las frecuencias fundamentales entre las etapas se puede ver que las mayores reducciones se presentan entre septiembre de 1992 y noviembre del 1993 siendo un 18 por ciento en torsión y un 5 por ciento en dirección L.

Usando los registros de vibración ambiental se trazaron las formas modales y son similares para todas las etapas (fig 3.5). Las fracciones de amortiguamiento crítico estimadas son de 0.03 a 0.08 para los modos fundamentales de vibrar.

#### 4. REGISTROS SÍSMICOS

En noviembre de 1992 quedó instrumentado el edificio y el suelo circundante con 14 acelerógrafos tridimensionales: dos en pozos, uno en el terreno, cuatro en sótano, dos en el nivel 6, dos en el nivel 11 y tres en azotea (fig 4.1). La descripción detallada de la instrumentación se presenta en la referencia de Meli *et al.* (1994).

Los temblores ocurridos entre noviembre de 1992 y septiembre de 1995 que sacudieron a la ciudad de México con mayor intensidad se registraron en todos los aparatos de la red acelerográfica del edificio y en la tabla 2 se presentan estos eventos sísmicos.

Después del sismo del 10 de diciembre de 1994 se observaron en el edificio daños no estructurales moderados (agrietamientos en muros de mampostería, aplanados de yeso y plafones), y daños estructurales leves (agrietamientos en muros de concreto) en elementos reparados que se dañaron durante los sismos de septiembre de 1985 y abril de 1989. Además se encontraron daños estructurales leves, producidos por dicho sismo, caracterizados por grietas de cortante en las columnas de los ejes transversales E y F, de los dos primeros niveles de estacionamiento; estos daños se explican porque el edificio sufrió asentamientos en el área correspondiente al cuerpo anexo. Al ocurrir el sismo de Copala el 14 de septiembre de 1995, aumentaron ligeramente los daños no estructurales, los asentamientos y en consecuencia los anchos de grietas en las columnas; en el eje F fueron de hasta 0.85 mm (figs 4.2 y 4.3).

En la fig 4.4 se muestran los acelerogramas obtenidos del sismo de Copala. En ellos se evidencia un efecto de batimiento, como consecuencia de la cercanía de la frecuencia dominante del suelo con las frecuencias fundamentales de traslación longitudinal y de torsión de la estructura. La máxima amplitud que aparece en el registro de la estación SN es probablemente debida al instante en que sucede el desprendimiento del recubrimiento de la columna donde está fijado el acelerógrafo (fig 4.3b) que forma parte de las columnas dañadas del eje F.

La comparación de las funciones de transferencia entre azotea centro y suelo (AC/S) en dirección T y L, y azotea este y azotea centro (AE/AC) en dirección T se presentan en la fig 4.5 y las cuatro primeras frecuencias de las ordenadas significativas de estas funciones de

transferencia se presentan en la tabla 2, en las cuales se detectan disminuciones de hasta 25 por ciento para los eventos de 1993 en torsión, sin observarse daño aparente.

Las frecuencias fundamentales para el sismo de Copala se han reducido en 31 por ciento en L, 24 por ciento en T y 25 por ciento en R con respecto al sismo menos intenso (evento 93-3) siendo estas de 0.45, 0.28 y 0.43 en L, T y R, respectivamente, lo cual sugiere que el edificio ha experimentado un deterioro de rigidez entre los eventos.

Al comparar las funciones de transferencia entre los registros de azotea centro y suelo, se observa una disminución de las frecuencias de vibrar en función de la intensidad del sismo (fig 4.5 a 4.8), por lo que el sistema suelo-estructura ha sufrido un deterioro de rigidez ante estos eventos sísmicos (Murià Vila y González, 1996), pero si estas se comparan con las frecuencias medidas en las pruebas de vibración ambiental, las diferencias son mayores (fig 3.1 a 3.4, tabla 2).

Estos hechos han sido observados en otros edificios instrumentados (Tanaka *et al.*, 1969, Anderson *et al.*, 1991 y Durrani *et al.*, 1994).

Usando los registros sísmicos y de vibración ambiental se trazaron las formas modales y son similares para todos los eventos sísmicos como se ve en la fig 4.9.

## **5. SISMOS EMPLEADOS EN EL ANÁLISIS**

La determinación de un registro sísmico para excitar los modelos matemáticos con la finalidad de estudiar el comportamiento inelástico es delicado y sujeto a incertidumbres. En este trabajo se usarán cinco registros sísmicos: el primero para evaluar y calibrar los modelos matemáticos y los cuatro restantes para seleccionar cuales son los sismos que se usarán en la determinación del comportamiento inelástico de dichos modelos. Estos sismos son los siguientes.

### **Sismo de Copala**

El acelerograma de Copala registrado el 14 de septiembre de 1995 en la estación de campo del edificio JAL fue el que se usó para evaluar y calibrar los modelos matemáticos del mismo. Es el evento sísmico registrado, desde que se instrumentó, el que ha producido las mayores amplitudes de aceleración y desplazamiento, y su intensidad fue tal que ocasionó daños leves en su estructura.

Los espectros de amplitudes de Fourier para los acelerogramas registrados en la superficie del suelo se presentan en la fig 5.1. El contenido significativo de energía para la dirección L y T se presenta entre 0.4 a 0.6 y 0.35 a 0.55 Hz, respectivamente, y las frecuencias asociadas a las amplitudes máximas son 0.48 Hz en L y 0.45 Hz en T.

### **Acelerograma SCT, 19 de septiembre del 1985**

Se seleccionó el acelerograma registrado el 19 de septiembre de 1985 en la estación acelerográfica de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes en su componente EO (SCT), ya que el terreno presenta características con respecto a la composición y profundidad de los estratos similares a la del terreno en donde se encuentra desplantado el edificio JAL. Además, las aceleraciones que presenta son tales que permite el estudio del comportamiento inelástico de edificios.

En la fig 5.2 se puede ver el acelerograma de SCT junto con su fase intensa usando la

intensidad de Arias (1970) con el criterio de 5 a 95 por ciento de energía y en la fig 5.3 sus espectros de amplitudes de Fourier y de respuesta. En el espectro de amplitudes de Fourier el contenido significativo de energía se presenta entre 0.35 a 0.6 con frecuencias dominantes alrededor de 0.5 Hz. Para el espectro de respuesta la aceleración máxima de 983 gal se presenta para un período de 2 s.

### **Acclerogramas Simulados**

Estos se determinaron mediante una metodología de simulación la cual utiliza los acclerogramas de sismos moderados registrados en la estación de campo del edificio de manera de obtener sismos de igual magnitud a uno hipotético de gran intensidad.

El método de simulación de temblores usando registros de eventos pequeños como funciones de Green empíricas fue propuesta por Hartzell (1978). La idea central del procedimiento es que un acclerograma generado por un temblor de pequeña magnitud, está probablemente asociado a una fuente sísmica simple, por lo que las complejidades observadas en un registro son atribuibles a las modificaciones que sufren las ondas por efecto de trayectoria y de sitio.

El registro del temblor pequeño puede considerarse como la función de Green del medio, es decir, la aceleración que se produce en el sitio del registro debida a una dislocación puntual en la fuente. Para simular un acclerograma asociado a un temblor de diferente magnitud, bastaría conocer la historia de las dislocaciones elementales en la fuente correspondiente y efectuar la convolución de esta función de fuente con la función de Green.

En este trabajo se usará el método propuesto por Ordaz *et al.* (1993) al igual que el sismo hipotético de magnitud 8.2 ( $M_w$ ) para generar sismos simulados con acclerogramas obtenidos *in situ* de moderada intensidad. El sismo hipotético es el que se espera que se presente en un área de la brecha de Guerrero que ha permanecido inactiva durante los últimos años.

De los acclerogramas de campo registrados que se tienen, se seleccionaron como funciones de Green los eventos: 93-11 ( $M_w = 6.7$ ), 94-3 ( $M_w = 6.5$ ) y 95-1 ( $M_w = 7.5$ ), ya que son los acclerogramas que han producido las mayores amplitudes de aceleración y desplazamiento

en el edificio desde que se instrumentó (fig 5.4).

La determinación del acelerograma óptimo entre N simulaciones se hace mediante la comparación de los espectros de respuesta para 5 por ciento de amortiguamiento crítico de cada una de las simulaciones con el espectro de respuesta esperado. De la comparación se selecciona el espectro que mejor se parezca en su forma de modo que la respuesta simulada sea igual o ligeramente superior a la esperada en los períodos de interés. El espectro de respuesta esperado se puede determinar mediante los dos procedimientos siguientes:

- Con la teoría de vibraciones aleatorias (Solnes, 1992).
- Calculando promedios acumulados de los espectros de respuesta para N simulaciones propuestas, hasta que dejen de cambiar en su forma al ser comparados estos promedios, entonces el último promedio es el espectro de respuesta esperado.

En este trabajo se usó el segundo procedimiento y en la fig 5.5 se muestra su aplicación para el evento 94-3 en la dirección L. Al comparar los espectros de respuesta promedio de 10, 20, 30, 40 y 80 simulaciones, se puede ver que la forma del espectro promedio no cambia prácticamente a partir de 40 simulaciones, siendo entonces el espectro de respuesta promedio para 80 simulaciones el espectro de respuesta esperado.

En la fig 5.6 se muestran como ejemplo 10 de las 80 simulaciones obtenidas comparando sus espectros de respuesta con el espectro de respuesta esperado en donde el que se seleccionó fue el de la simulación 15.

Para la dirección T se siguió el mismo procedimiento, en la fig 5.7 se muestra el espectro de respuesta esperado (RE-80) con el espectro de respuesta de la simulación 3 (SIM-3) que fue el que se seleccionó.

En las figs 5.8, 5.9, 5.10 y 5.11 se presentan los espectros de respuesta esperados con los espectros de respuesta de las simulaciones seleccionadas para los eventos 93-11 y 95-1 en la dirección L y T, respectivamente.

En la fig 5.12 se presentan los acelerogramas simulados seleccionados para los eventos 93-11, 94-3 y 95-1 en sus componentes L y T. La línea discontinua delimita la fase intensa usando la intensidad de Arias (1970).

## **6. CALIBRACIÓN DE LOS MODELOS MATEMÁTICOS TRIDIMENSIONALES LINEALES**

En las estructuras los sismos de moderada y gran intensidad ocasionan daños y el edificio JAL ha experimentado éstos durante su vida útil.

Los sismos de moderada intensidad que se registraron en el edificio desde que se instrumentó han ocasionado ligeros daños en su estructura, por lo que para obtener modelos más representativos es importante tomar en cuenta lo observado de inspecciones realizadas después de estos eventos. En este trabajo se hicieron modelos para ser calibrados ante el sismo de Copala.

### **6.1. Programa de Análisis**

Se usó el programa ETABS (Habibullah, 1992), por estar concebido para estructuras de tipo edificios y además permitir el análisis tridimensional lineal (3D) de estructuras sometidas a la acción, tanto de cargas estáticas como dinámicas.

### **6.2. Idealización de la Estructura**

En la elaboración del modelo base (JI) del edificio JAL se usó la información de inspecciones realizadas después del evento 94-1, y las consideraciones de análisis son las siguientes:

- La base del edificio se consideró empotrada.
- Los niveles de estacionamiento se modelaron en forma escalonada ya que no forman pisos completos, esto se ver en la fig 2.2 entre los niveles E1 a sótano.
- El edificio tiene un anexo de cuatro niveles, unidos al cuerpo principal en solo dos niveles. Para representar el anexo en el modelo, se crearon dos niveles separados por un centímetro de altura, de tal forma que un nivel sea para el cuerpo principal y otro

para el anexo desconectando las columnas correspondientes.

- Como el sistema de piso está formado por losas reticulares, entonces cada crujía se dividió en tres franjas ya que una losa reticular tiene zonas macizas alrededor de las columnas y el programa asume un factor de transporte de 0.5 para la rigidez angular. Los anchos equivalentes para las tres franjas se obtuvieron como se recomienda en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (RCDF, 1996) igual a  $C_2 + 3h$ , donde  $C_2$  es el ancho de la columna medido en forma perpendicular a la dirección de análisis y  $h$  es el peralte de la losa.
- La zona rígida en la conexión viga-columna se tomó en cuenta mediante la reducción de esta rigidez en un 50 por ciento.
- Se consideraron masas debidas a carga viva menores de las que marca el Reglamento de Construcción del Distrito Federal ya que se estimaron de acuerdo a las cargas reales de operación.
- En las fachadas frontal y posterior (eje A y F), el edificio cuenta con pretiles de 90 cm de peralte colados monolíticamente a la losa, los cuales se tomaron en cuenta al calcular los momentos de inercia de las vigas equivalentes correspondiente a los marcos extremos de esas fachadas.
- Los muros de concreto de la restructuración como no están anclados a las columnas que los confinan, se incluyeron en el modelo como paneles separados de estas columnas. Esto se logró mediante la colocación de columnas ficticias al paño de las columnas que confinan a los muros, de modo que los paneles se definan entre las columnas ficticias.
- Los muros de mampostería de las fachadas se modelaron como diagonales equivalentes con espesores y módulos de elasticidad iguales a los del muro original y con el ancho de la diagonal obtenido a partir de la rigidez del marco y del muro (Bazán y Meli, 1984).

- Las rampas de escalera y de estacionamiento fueron modeladas como diagonales.
- La losa de cimentación se consideró como losa rígida.
- Como las losas se encuentran agrietadas (fig 2.12) y además es prácticamente imposible saber el grado de agrietamiento de estas, por tanto se consideró sección agrietada en todas las vigas equivalentes (Park y Paulay, 1978).

### **6.3. Evaluación de los Modelos para Condiciones de Vibración Ambiental**

El módulo de elasticidad del concreto que se utilizó en los modelos para vibración ambiental es para bajos niveles de esfuerzo, es decir, los módulos de elasticidad usados son dos veces más grandes a los que se utilizan para un diseño convencional.

Los modelos se hicieron considerando base empotrada y base flexible con la finalidad de ver qué tanto influyen los efectos de interacción suelo-estructura (**ISE**) en las propiedades dinámicas del edificio.

#### **6.3.1. Modelos de base empotrada**

Al modelo **J1** (base) que se presenta en la fig 6.1 se le hicieron cambios en los muros de mampostería, escaleras de servicio y rampas de estacionamiento con la finalidad de obtener modelos más representativos y conocer la influencia de estos cambios en las propiedades dinámicas del edificio.

En la tabla 3 se presentan las frecuencias naturales de los modelos de base rígida y las características de cada modelo son:

- J2:** Este modelo se obtuvo del modelo **J1** eliminando las diagonales equivalentes de los muros de mampostería de las fachadas que se encuentran en la dirección L.

**J2M:** Se obtuvo de eliminar los muros de mampostería de las escaleras de servicio del modelo **J2**.

**J2E:** Se obtuvo eliminando las escaleras de servicio del modelo **J2**.

**J2R:** Se obtuvo eliminando las rampas de estacionamiento del modelo **J2**.

De los cambios efectuados en los modelos se tienen los siguientes comentarios:

- El no considerar las escaleras de servicio en el modelo **J2E** y las rampas de estacionamiento en el **J2R** no es significativo en la respuesta global de la estructura, ya que las frecuencias fundamentales de estos modelos sólo presentan una reducción de 4 por ciento como máximo con respecto al **J2**.
- Descartar los muros de mampostería de colindancia de los ejes 1 y 4 en el modelo **J1** ocasionó una reducción de las frecuencias fundamentales en los componentes L y R de 29 y 18 por ciento, respectivamente (**J2**).
- Los muros de mampostería de las escaleras de servicio influyen menos en la respuesta global de la estructura que los de las fachadas laterales, ya que al eliminarlos del modelo **J2** para obtener el **J2M** disminuyeron las frecuencias: 1 por ciento en la dirección L y 9 por ciento en la dirección T.

Al comparar las frecuencias de los modelos para base empotrada con las obtenidas mediante vibración ambiental para la etapa de septiembre de 1995, se puede ver que el modelo que presenta las menores diferencias es el **J2M**. Sólo falta incluir los efectos **ISE** en los modelos.

### **6.3.2. Modelos de base flexible**

Estos modelos se obtuvieron al incluir los efectos **ISE** en los modelos de base rígida

sustituyendo las constantes de rigidez dinámica del suelo (rigidez al cabeceo  $K_R$ , rigidez a la torsión  $K_T$  y rigidez a traslación horizontal  $K_x$ ) determinadas con el método de Novak (Paolucci, 1993) y los valores se presentan en la tabla 5. Estas rigideces permanecen constantes durante toda la excitación. Se usó este método debido a que se lograron frecuencias naturales y formas modales más congruentes a las experimentales para el edificio (Ortiz, 1994 y Gamboa, 1995).

Los efectos **ISE** se incluyen en el modelo añadiendo un piso ficticio bajo el nivel de cimentación de modo de agregar 5 grados de libertad que son: traslación y cabeceo en las direcciones longitudinal y transversal, y de rotación alrededor de un eje vertical suponiendo al cajón como infinitamente rígido (fig 6.2). En el programa tridimensional se puede crear un piso ficticio con vigas infinitamente rígidas y columnas que representen la rigidez del suelo.

Los modelos que consideran los efectos **ISE** se presentan en la tabla 3 con nombres terminados en **IN** (**J1IN**, **J2IN**, **J2MIN**, **J2EIN** y **J2RIN**). Al analizar los resultados se observó que las diferencias de las frecuencias fundamentales del modelo **J2MIN** con respecto a las obtenidas experimentalmente mediante vibración ambiental son las que presentan menos variación siendo 8, 2 y 17 por ciento en los componentes L, T y R, respectivamente; entonces, este es el más representativo del edificio para base flexible en condiciones de vibración ambiental.

Al calcular los cocientes de las frecuencias fundamentales del modelo **J2MIN** entre las del modelo **J2M** estas varían entre un 7 a 18 por ciento.

Al comparar las formas modales del modelo **J2MIN** con las obtenidas de vibración ambiental (fig 6.3a) estas coinciden, pero para los modos superiores en dirección L se presentan diferencias en la base del edificio.

#### **6.4. Evaluación de los Modelos para Reproducir la Respuesta ante el Sismo de Copala**

##### **Modelos de base empotrada**

Estos se determinaron a partir de los modelos de vibración ambiental (**J1**, **J2** y **J2M**), solo que se cambió el módulo de elasticidad del concreto para bajos niveles de esfuerzo a módulos de elasticidad de diseño (altos niveles de esfuerzo) para obtener así modelos para sismos (**JS1**, **JS2** y **JS2M**). La rigidez lateral de la estructura ante un evento sísmico es menor que la inferida a partir de las pruebas de vibración ambiental debido a los niveles de esfuerzo a que está sometido el edificio.

El módulo de elasticidad del concreto usado para análisis de modelos ante vibración ambiental se redujo en un 33 por ciento (valor obtenido de pruebas de laboratorio que se le hicieron al edificio JAL (Aire y Murià Vila, 1993)) para tomar en cuenta la reducción de la rigidez para módulos de elasticidad de diseño.

Las frecuencias de los cuatro primeros modos de los modelos se presentan en la tabla 4 y entre los modelo **JS1**, **JS2** y **JS2M**, el modelo que presenta las menores diferencias en las frecuencias fundamentales con respecto a las obtenidas de los registros sísmicos para el sismo de Copala es el modelo **JS2M**.

##### **Modelos de base flexible**

A los modelos de base empotrada para sismos (**JS1**, **JS2** y **JS2M**) se les incluyó los efectos **ISE** para obtener los modelos de base flexible (**JS1IN**, **JS2IN** y **JS2MIN**). Estos modelos se muestran en la tabla 4 junto con las frecuencias de sus cuatro primeros modos.

Si se comparan las frecuencias fundamentales del modelo **JS2MIN** con las de los eventos del 93 y el evento 94-1 estas concuerdan bien, pero con las de los eventos 94-3 y 95-1 (Copala) las diferencias aumentan hasta 53 por ciento.

El cociente de las frecuencias fundamentales del modelo representativo del edificio con y sin

los ISE (JS2MIN/JS2M) varía entre un 6 y 14 por ciento.

Las formas modales tanto del modelo JS2MIN como las de vibración ambiental se presentan en la fig 6.3b en donde se puede ver que coinciden en su forma a excepción de los modos superiores de la dirección L, ya que tienen diferencias en su base.

### Procedimiento para calcular la respuesta estructural

Para el análisis de la respuesta del edificio ante el sismo de Copala, se utilizó un programa de análisis desarrollado en el Instituto de Ingeniería (Murià Vila *et al.*, 1994), basado en el método  $\beta$  de Newmark. Este programa realiza el análisis tridimensional tanto de una estructura con base rígida, como de una que incorpora el efecto ISE. Si se supone que los desplazamientos son pequeños, la ecuación de equilibrio dinámico ISE es la siguiente:

$$\begin{bmatrix} M_C & M_A \\ M_A^T & M_{I\theta\theta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{X} \\ \ddot{X}_{I\theta\theta} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_C & Q \\ Q^T & C_{I\theta\theta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{X} \\ \dot{X}_{I\theta\theta} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_C & Q \\ Q^T & K_{I\theta\theta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X \\ X_{ISE} \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} m \\ m_{I\theta\theta} \end{Bmatrix} \ddot{X}_S$$

Donde:  $M_c$ ,  $K_c$  y  $C_c$  representan las matrices condensadas de masa, rigidez y de amortiguamiento de la estructura, respectivamente;  $M_{ise}$ ,  $K_{ise}$  (rigideces dinámicas), y  $C_{ise}$  (amortiguamientos dinámicos) representan las matrices asociadas a los efectos ISE;  $M_A$  es la matriz de masa de acoplamiento del sistema,  $\ddot{X}_s$  la aceleración del suelo;  $\ddot{X}$ ,  $\dot{X}$ , y  $X$  son las aceleraciones, velocidades y desplazamientos relativos de la estructura y  $\ddot{X}_{ise}$ ,  $\dot{X}_{ise}$  y  $X_{ise}$  son las aceleraciones, velocidades y desplazamientos relativos del sistema asociados a los efectos ISE.

### 6.5. Respuesta ante el Sismo de Copala

Para iniciar el análisis paso a paso de la respuesta estructural con base en el modelo matemático JS2M, se le suministró al programa como excitación en la base el acelerograma registrado en la estación de campo para el sismo de Copala (fig 5.4, evento 95-1) y con el método  $\beta$  de Newmark se calculó la respuesta en valor absoluto (desplazamiento, velocidad

y aceleración) para los niveles que se tienen instrumentados: azotea centro (AC), nivel 11 centro (11C), nivel 6 centro (6C) y sótano centro (SC). Los registros empleados están asociados únicamente al movimiento horizontal en las dos direcciones de análisis.

En la fig 6.4 se comparan la respuesta analítica con la experimental en desplazamiento absoluto para los puntos mencionados anteriormente y se puede ver que las señales para los cuatro niveles estudiados presentan diferencias tanto en frecuencia como en amplitud para ambas direcciones.

De lo anterior se concluye que el modelo JS2MIN no es representativo del edificio JAL para el sismo de Copala ya que presenta variaciones importantes tanto en las frecuencias como en la respuesta estructural ante dicho sismo.

## 6.6. Nuevas Consideraciones de Análisis a Explorar

De daños observados en los elementos estructurales después de los últimos dos sismos (eventos 94-3 y 95-1) y a las consideraciones que tiene el modelo, se llegó a la conclusión de que para reproducir la respuesta del sismo de Copala se debe de usar también sección agrietada en los muros de concreto, las columnas y el cubo del elevador, ya que estos elementos estructurales se agrietaron ante estos sismos. Además, para obtener un modelo más real y representativo del edificio se exploraron otros aspectos que se describen a continuación.

### Anchos equivalentes en vigas

La rigidez lateral (ancho equivalente de las vigas) del edificio en estudio se tomó en cuenta usando los anchos equivalentes de tres propuestas que se describen a continuación:

- Hwang y Mochle (1990) especifican las siguientes formulas:

$$3C_1 + L_1/8 \text{ para marcos extremos}$$

$$5C_1 + L_1/4 \text{ para marcos intermedios}$$

En donde  $C_1$  es la dimensión de la columna rectangular paralela a la dirección de la

carga y  $L_1$  es la longitud del claro paralela a la dirección de la carga.

- **Pan y Moehle (1992)** recomiendan la relación de  $be/L_2=0.2$ , donde  $be$  es el ancho de la viga equivalente y  $L_2$  es la longitud del claro transversal a la dirección de la carga. Esta recomendación ya considera el efecto de agrietamiento.
- El **RCDF (1996)** en sus Normas Técnicas Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, define un ancho equivalente de losa  $be$  centrada a ejes de columnas igual a  $C_2+3h$ , en donde  $C_2$  es la dimensión transversal de la columna perpendicular al análisis y  $h$  es el espesor de la losa.

Para seleccionar cuál es la mejor propuesta se compararon las curvas cortante basal-desplazamiento obtenidas de ensayos de un modelo de una estructura de dos niveles de losa plana reticular construida a escala un tercio (Rodríguez y Santiago, 1993 (modelo original) y 1996 (modelo reforzado)), con las obtenidas de un modelo analítico de dicha estructura para cada propuesta.

La rigidez lateral de la curva cortante basal-desplazamiento experimental se calculó tomando en cuenta la energía de absorción de dicha curva (Mahin y Bertero, 1976), y esto consiste en igualar el área de la estructura real con el de una bilineal propuesta para el cortante máximo en donde la pendiente de la bilineal propuesta es la rigidez inicial (fig 6.5).

La rigidez lateral analítica se calculó para sección transversal bruta y agrietada de los elementos estructurales (vigas y columnas) tanto para el modelo original como para el modelo reforzado.

Al comparar las rigideces analíticas con las experimentales para el modelo original y modelo reforzado (figs 6.6 y 6.7, y tabla 6) se aprecia que la propuesta del RCDF tanto para sección bruta como para sección agrietada es la que mejor coincide con los resultados experimentales, por lo que es la que se seleccionó como la mejor propuesta de las tres. Entonces se verifica que el haber usado esta propuesta con sección agrietada en las vigas equivalentes del modelo tridimensional JS2M para determinar la respuesta es correcto.

### Diagonales equivalentes

En el edificio los muros de concreto de los marcos extremos en la dirección longitudinal no se encuentran ligados adecuadamente en tres de sus bordes al marco que los confina, por lo que se consideraron desligados como se ve en la fig 6.8. Por tanto debido a las limitantes que se tuvieron para representar los muros de concreto como paneles en los programas de análisis para un solo borde anclado al marco que los confina, se decidió representar los muros de concreto como diagonales equivalentes. Como en la literatura técnica existente de diagonales equivalentes no se encontró estas condiciones de borde, entonces para determinar el ancho de las diagonales equivalentes del edificio se hicieron modelos de los muros de concreto basado en la técnica de elementos finitos (Wilson y Habibullah, 1989).

Para determinar las diagonales equivalentes de los muros se consideró el modelo que aparece en la fig 6.9 en donde el muro a modelar es el central, esto con la finalidad de representar mejor el confinamiento que proporcionan al muro los niveles superior e inferior. Los cambios que se tomaron en cuenta para determinar los anchos de las diagonales equivalentes de los muros en los modelos con respecto a la altura y el claro son: sección de las columnas, altura de entrepiso, módulos de elasticidad y espesores de los muros ya que se consideró el agrietamiento de los muros mediante la reducción del espesor.

Para la determinación del ancho de la diagonal equivalente de cada uno de los muros de concreto reforzado del edificio se siguió el siguiente procedimiento:

1. Los muros de concreto se modelan con 170 elementos finitos placa y las vigas y columnas con elementos finitos barra (fig 6.10a).
2. Para una carga aplicada se determina la rigidez lateral del muro central mediante el desplazamiento relativo de entrepiso.
3. Las diagonales equivalentes se modelan mediante elementos finitos barra considerando articulados sus extremos (fig 6.10b).
4. Se propone un ancho de la diagonal y para una carga aplicada se determina la rigidez

lateral de la diagonal central mediante el desplazamiento relativo de entrepiso.

5. Se procede iterativamente con el paso 4 hasta que los desplazamientos relativos del nivel central para el modelo a base de diagonales con respecto al modelo a base de muros sean prácticamente iguales.

### **6.7 Evaluación de Nuevos Modelos para Reproducir la Respuesta ante el Sismo de Copala**

A los modelos más representativos del edificio (**JS2M** y **JS2MIN**) se les cambio los muros de concreto reforzados como paneles a muros de concreto reforzado agrietados como diagonales equivalentes y la sección bruta de las columnas y cubo del elevador a sección agrietada para obtener los modelos **JS2MA** y **JS2MAIN**. Las frecuencias de estos modelos se presentan en la tabla 4.

Al comparar las frecuencias fundamentales del modelo **JS2MAIN** con las obtenidas experimentalmente se puede ver que presentan menos variaciones que las del modelo **JS2MIN**, siendo de 9, 18 y 30 por ciento en los componentes L, T y R, respectivamente, por lo que este modelo es más representativo y es en el que se determinó nuevamente la respuesta ante el sismo de Copala.

Para determinar la influencia que tienen en las frecuencias naturales de vibrar, las vigas equivalentes con sección agrietada, respecto a las de sección bruta, y los muros de concreto agrietados representados con diagonales equivalentes, respecto a los modelos con elementos panel, se hicieron modelos para tomar en cuenta estas consideraciones y en la tabla 4 se presentan sus frecuencias naturales.

Se puede ver que las vigas equivalentes (**JS2MAV**) influyen más en la determinación de las propiedades dinámicas del modelo que los muros de concreto representados como diagonales equivalentes (**JS2MAM**), ya que presentan mayor variación en las frecuencias al considerarlas como sección agrietada.

A los porcentajes de reducción en el momento de inercia bruta de la sección transversal de los

elementos estructurales en dirección L y T que se consideraron en los modelos, se les calculó el promedio y este se presenta a continuación:

**Vigas:** dirección L =  $(0.24 \pm 0.04) * I_{bruta}$  dirección T =  $(0.23 \pm 0.09) * I_{bruta}$

**Columnas:** dirección L =  $(0.97 \pm 0.21) * I_{bruta}$  dirección T =  $(0.92 \pm 0.20) * I_{bruta}$

**Muros de concreto:** dirección L =  $(0.40 \pm 0.02) * I_{bruta}$

**Cubo de elevador:** dirección L =  $0.60 * I_{bruta}$  dirección T =  $1.10 * I_{bruta}$

En la fig 6.11 se comparan la respuesta analítica (línea punteada) con la experimental (línea continua) en desplazamiento absoluto para los niveles que se tienen instrumentados. Se puede ver que las señales para los cuatro niveles son muy parecidas entre sí tanto en frecuencia como en amplitud para la dirección L, mientras que en la dirección T se presentan ciertas diferencias.

A fin de evaluar la representatividad de la respuesta del modelo con la experimental, se calcularon las distorsiones de entrepiso promedio en el centro geométrico entre los cuatro niveles instrumentados. En la fig 6.12 se presentan las historias de distorsión calculadas (línea punteada) y las estimadas a partir de los registros sísmicos (línea continua). En la tabla 7 se comparan los valores máximos de estas distorsiones. En la dirección T los valores concuerdan bien, pero en la dirección L aparecen diferencias hasta de 30 por ciento. Las distorsiones máximas de entrepiso obtenidas superan por mucho el límite de agrietamiento de 0.002 para muros de mampostería (Meli y Salgado 1969), por lo que era de esperar que para estas distorsiones se agrieten como se ve en la fig 4.2. El modelo JS2MA (calibrado) se presenta en la fig 6.1.

## 7. MODELOS MATEMÁTICOS PLANOS

### 7.1. Programa de Análisis

Para el análisis de modelos planos lineales (2DL) y no lineales (2DNL) se empleó el programa modificado DRAIN-2D (Mendoza, 1991). Esta versión ampliada denominada DRAINTEER, tiene la capacidad de tomar en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura al considerar por separado dos grados de libertad adicionales que son:

- Uno de traslación representado por una masa, un resorte elástico lineal y un amortiguador viscoso referido al grado de libertad de desplazamiento horizontal de la base de la estructura.
- Otro de cabeceo representado por una inercia rotacional, un resorte elástico lineal y un amortiguador viscoso referido al grado de libertad de rotación de la base de la estructura.

Los valores de los parámetros que se usaron en la interacción suelo-estructura se determinaron con el método de Novak (Paolucci, 1993) y estos se presentan en la tabla 5.

### 7.2. Determinación de los Modelos Lineales (2DL)

Dada la imposibilidad de elaborar modelos tridimensionales con el programa de análisis DRAINTEER, las limitantes en el proceso de cómputo para hacer el modelo completo del edificio en cada dirección (L y T) y a los estudios preliminares que se le hicieron al edificio (Murià Vila *et al.*, 1993 y Moreno, 1994) que indicaron que la respuesta de un marco evaluado independientemente difiere del comportamiento de todo el sistema, se seleccionaron dos marcos tipo planos por dirección del edificio, formando lo que se denominó "sistema equivalente", de modo que sus propiedades dinámicas sean prácticamente iguales a las del modelo tridimensional representativo JS2MAIN. Se usaron los mismos marcos tipo seleccionados por Moreno (1994), siendo los marcos 1 y 2 para la dirección L y los marcos

C y E para la dirección T (fig 2.5).

Si se conoce la rigidez para cada marco, entonces para aislar un sistema equivalente de marcos manteniendo las propiedades dinámicas del conjunto en total, se requiere determinar el porcentaje de la masa total que le corresponde al sistema equivalente de marcos. Como la masa está en función de la rigidez, para determinar el porcentaje de la masa que le corresponde al sistema equivalente, se usó el modelo tridimensional representativo **JS2MAIN** del edificio, y el procedimiento que se siguió fue aplicar al modelo una carga lateral triangular para cada dirección en forma independiente, con la finalidad de determinar el porcentaje del cortante total por nivel que resisten las columnas de los marcos equivalentes seleccionados para cada dirección, siendo este porcentaje igual al porcentaje de la masa total. El porcentaje y la masa correspondiente para los marcos equivalentes de cada dirección para cada nivel se presenta en la tabla 8.

A los modelos planos de los que se partió (Moreno, 1994) se le hicieron modificaciones para que tomen en cuenta las mismas consideraciones de análisis asumidas en los modelos tridimensionales.

Los elementos definidos en el **DRAINER** que se usaron para la elaboración de los modelos matemáticos fueron: armadura, viga-columna y viga con degradación de rigidez, y estos se describen a continuación.

### **Armadura**

El elemento armadura puede ser orientado en el plano XY, pero solo transmite carga axial. Dos alternativas de comportamiento inelástico sin degradación de rigidez pueden ser especificadas: cedencia en tensión y compresión, y cedencia en tensión y pandeo elástico en compresión. La resistencia de este elemento esta definida por el esfuerzo de fluencia en tensión y compresión.

### **Viga-columna**

El elemento viga-columna posee capacidad a flexión y rigidez axial, y su resistencia se define con un diagrama de interacción en el que se toma en cuenta la flexión y la carga axial. No consideran la degradación de rigidez.

### **Viga con degradación de rigidez**

Este elemento posee capacidad a flexión y rigidez axial y su resistencia está definida solamente por los momentos positivo y negativo de cada extremo de la sección. Permite incluir el fenómeno de degradación de rigidez a través del modelo de Takeda.

## **7.3. Modelos no Lineales (2DNL)**

Para obtener los modelos no lineales, a los modelos lineales se les cambió solamente las resistencias muy grandes de los elementos estructurales a resistencias determinadas con base en sus propiedades. En la determinación de la resistencia se tomaron en cuenta las reservas adicionales que no se contemplan en los diseños convencionales (efectos de sobrerresistencia).

### **7.3.1 Fuentes de sobrerresistencia**

Estudios experimentales y analíticos en edificios dañados por sismos intensos (Zurita y Meli, 1991) y modelos a escala sometidos a excitaciones sísmicas (Shahrooz y Mochle, 1990) han confirmado que las estructuras cuentan con resistencias mayores que las que se contemplan en diseños convencionales, por lo que para poder reproducir con mayor precisión el comportamiento real de un edificio es necesario considerar estas fuentes de sobrerresistencia.

A continuación se describen las fuentes de sobrerresistencia que se consideraron en los modelos 2DNL:

### **Esfuerzo promedio en el concreto y en el acero**

Usando la resistencia a compresión del concreto determinada de pruebas experimentales (Aire y Murià Vila, 1993), se calcularon los valores del esfuerzo promedio del concreto mediante la fórmula propuesta por Mendoza (1990), obteniéndose  $312 \text{ kg/cm}^2$  para los siete primeros niveles y  $343 \text{ kg/cm}^2$  para los restantes.

Las varillas de acero AE-TOR-60 que se usaron en los elementos estructurales son laminados en frío. La curva esfuerzo deformación que se utilizó se muestra en la fig 7.1 (Aceros Ecatepec, Catálogo de productos). Para determinar el punto de fluencia se trazó una línea paralela a la parte recta de la curva desde un valor de deformación unitaria de 0.002 y la intersección con la curva es el punto de fluencia.

### **Efecto de endurecimiento por deformación del acero**

El efecto de endurecimiento por deformación del acero se tomó en cuenta ya que éste en algunos casos puede llegar a ser importante al obtener las resistencias de los elementos estructurales. El acero que se usó en el edificio es acero laminado en frío y como se ve en la fig 7.1 no tiene plataforma de cedencia bien definida, por lo que el endurecimiento por deformación comienza inmediatamente después de la cedencia.

### **Confinamiento del núcleo de concreto**

El confinamiento que proporcionan los estribos a los elementos de concreto reforzado hace que su capacidad de deformación y la resistencia a compresión aumente. Para tomar en cuenta este efecto se usó el modelo esfuerzo-deformación propuesto por Scott *et al.* (1982) ya que este modelo toma en cuenta el confinamiento de los elementos estructurales, proporcionando altos valores de deformación comparables con los que inducen las cargas sísmicas.

### **Importancia de la losa en el patín de la viga equivalente**

La participación de la losa en la rigidez y resistencia de las vigas equivalentes es importante. Para la rigidez se consideró el ancho efectivo que proponen Rodríguez y Díaz (1987) adoptado por el RCDF. Para la resistencia se consideró este ancho y el acero que se encuentra en un ancho igual a la mitad de los claros adyacentes (Moreno, 1994).

Al evaluar los elementos estructurales en función de su capacidad, los incrementos en promedio que presentaron al considerar los efectos de la sobrerresistencia son los siguientes:

- Las vigas entre un 20 a 50 por ciento en momento positivo de fluencia y 10 a 25 por ciento en momento negativo.
- Para las columnas fueron de 5 a 9, 37 a 47, y 4 por ciento en flexión de fluencia, compresión y tensión pura, respectivamente.
- Los muros de concreto en un 10 por ciento en esfuerzo a cortante.

### **7.4. Evaluación de los Modelos 2DL**

Para comparar las propiedades dinámicas de los modelos matemáticos con las obtenidas experimentalmente de registros sísmicos, se calcularon las frecuencias fundamentales de los modelos 2DL. La simulación teórica se hizo aplicando una excitación en la base del modelo definida por una historia de carga linealmente creciente hasta 2 s, después de este tiempo se anula la carga. El amortiguamiento viscoso que se usó en la estructura fue 5 por ciento del crítico. En la tabla 9 se presentan las frecuencias fundamentales de los modelos, se puede ver que las frecuencias obtenidas mediante los modelos planos son iguales a las obtenidas mediante los modelos tridimensionales y semejantes a las obtenidas experimentalmente.

### Respuesta ante el Sismo de Copala

Con los modelos planos lineales representativos del edificio se calculó la respuesta en desplazamiento absoluto para los niveles instrumentados y en la fig 6.11 se compara la respuesta analítica derivada de los modelos planos (línea discontinua) y modelo tridimensional (línea punteada) con la experimental (línea continua). En esta figura se puede ver que en la dirección L los modelos tienen la misma frecuencia y amplitud para los 4 niveles y si se comparan con la experimental se tiene una buena reproducción de la respuesta. En la dirección T los modelos presentan ciertas diferencias entre ellos y al compararlas con la respuesta experimental estas son mayores.

El cálculo de la respuesta para los modelos no lineales (2DNL) ante el sismo de Copala no mostró incursión al comportamiento inelástico, por lo que ésta es idéntica a la de los modelos lineales (2DL).

Con la finalidad de verificar la representatividad de los modelos planos con la respuesta experimental en la fig 6.12 se presentan las historias de distorsión calculadas con los modelos planos (línea discontinua), modelo tridimensional (línea punteada) y experimentales (línea continua). En la tabla 7 se comparan los valores máximos de estas distorsiones. En la dirección L las historias de distorsión presentan una buena concordancia con las obtenidas con el modelo tridimensional y experimentalmente, pero en la dirección T hay ciertas diferencias en amplitud y frecuencia. Para los valores máximos de distorsión en la dirección T estos concuerdan bien pero en la dirección L aparecen diferencias hasta de 19 por ciento con respecto a las experimentales.

En general se puede ver que los datos obtenidos con los modelos planos presentan una buena correlación con los obtenidos de los modelos tridimensionales y experimentales, por lo que se puede decir que son representativos del edificio ante el sismo de Copala. Con estos modelos se estimará la respuesta para sismos de gran intensidad.

## 8. RESPUESTA ESTRUCTURAL ANTE SISMOS DE GRAN INTENSIDAD

El cálculo de la respuesta no lineal con los modelos 2DNL del edificio JAL ante sismos de gran intensidad, tiene como objetivo estudiar cuál sería el comportamiento del edificio en las condiciones en que se encuentra actualmente.

La respuesta del edificio se determinó estudiando los siguientes aspectos:

- Historia de desplazamientos y aceleraciones en azotea.
- Envolventes de desplazamiento y distorsión angular de entrepiso.
- Historias de cortante basal y envolventes de cortante.
- Ciclos histeréticos, demandas de ductilidad global y relación de fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea.
- Formación de articulaciones plásticas y demandas de ductilidad local.

### Cálculo de las demandas de ductilidad global

La capacidad de deformación inelástica del edificio se determinó como la demanda de ductilidad global que puede desarrollar ante la acción de fuerzas externas sin que se presente la falla. La formula que se usó para determinar la demanda de ductilidad global por desplazamiento es la siguiente:

$$\mu_d = \frac{\delta_u}{\delta_y}$$

donde:

$\delta_u$  : es el desplazamiento máximo de entrepiso

$\delta_y$  : es el desplazamiento de fluencia del entrepiso

La definición de desplazamiento de fluencia se calculó tomando en cuenta la energía de absorción de los ciclos histeréticos cortante-desplazamiento de cada nivel (Mahin y Bertero, 1976, fig 6.5).

Como la demanda de ductilidad global definida anteriormente no considera la degradación gradual que sufre el entrepiso al formarse las articulaciones plásticas, entonces, el factor de ductilidad acumulado por disipación de energía se calculó según la siguiente fórmula propuesta por Mahin y Bertero (Mahin y Bertero, 1976 y Vulcano 1991):

$$\mu_{\theta} = 1 + \frac{E_h}{E_e}$$

donde:

$$E_e = V * d_y$$

$E_h$  : Energía histerética disipada

$E_e$  : Energía elástica calculada

$V$  : Cortante para el desplazamiento de fluencia

$d_y$  : Desplazamiento de fluencia

### Cálculo de la ductilidad local

Para el cálculo de la ductilidad local se utilizó la ductilidad de curvatura de los elementos mediante la siguiente fórmula:

$$\mu_{\phi} = \frac{\Phi_p + \Phi_y}{\Phi_y}$$

donde:

$$\Phi_p = \frac{\theta_p}{l_p}$$

$$\Phi_y = \frac{M_y}{EI}$$

$$l_p = 0.08 * L + 0.00215 * d_b * f_y$$

$\Phi_p$  : Curvatura plástica

$\Phi_y$  : Curvatura de fluencia

$l_p$  : Longitud equivalente de articulación plástica propuesta por Paulay y Priestley (1992)

$\theta_p$  : Rotación plástica

$M_y$  : Momento de fluencia

$E$  : Módulo de elasticidad del concreto

$I$  : Momento de inercia de la sección transversal

$L$  : Longitud del elemento

$d_b$  : Diámetro del acero de refuerzo de la sección

$f_y$  : Esfuerzo de fluencia del acero longitudinal

### Estimación de las distorsiones angulares de entrepiso

La distorsión de entrepiso se calculó mediante la siguiente expresión:

$$D_i = \frac{\Delta r_i}{H_i}$$

Donde:

$\Delta r_i$  : Desplazamiento máximo relativo del nivel  $i$

$H_i$  : Altura del entrepiso  $i$

En edificios a base de marcos de concreto y muros estructurales que trabajan monolíticamente el comportamiento dominante es a flexión, por lo que Algan (1982) propone la siguiente expresión para calcular las distorsiones angulares de entrepiso:

$$T_i = \frac{(Z_{i+1} - Z_i)}{H_i} - \frac{(Z_i - Z_{i-1})}{H_{i-1}}$$

Donde:

$T_i$  : Distorsión angular del entrepiso  $i$

$Z_i$  : Desplazamiento del nivel  $i$

$H_i$  : Altura del entrepiso  $i$

Sin tomar en cuenta que los muros de concreto en el edificio se encuentran desligados en tres de sus bordes al marco que los confina, se utilizó esta para calcular las distorsiones angulares de entrepiso.

#### **Accelerogramas empleados para determinar la respuesta**

- El acelerograma registrado en la estación SCT el 19 de septiembre de 1985.
- Los acelerogramas simulados en dirección L y T de los eventos 94-11, 94-3 y 95-1 (fig 5.12).

En la fig 8.1 se grafican las envolventes de distorsión angular calculadas con los modelos planos para estos tres acelerogramas. En esta figura se observa que los del 94-3 producen las mayores envolventes con valores máximos de 0.013 en L y 0.011 en T (el RCDF propone 0.012 como valor límite en edificios que se garantice que los elementos no estructurales estén desligados de la estructura principal). Ya que la finalidad del presente trabajo es estudiar el comportamiento inelástico del edificio, se seleccionaron estos registros para calcular su respuesta del edificio dado que los otros dos no presentarían diferencias significativas.

### **Modelos estudiados**

Para analizar la respuesta del edificio se estudiaron cuatro modelos con base en la excitación sísmica y la sobrerresistencia de los elementos estructurales. Estos modelos consideran la degradación de la rigidez de los elementos viga usando el modelo de Takeda que proporciona el programa. Los modelos son los siguientes:

1. Con sobrerresistencia para el sismo simulado a partir del evento 94-3 (**94-3S**).
2. Con sobrerresistencia para el sismo de SCT (**SCT-CS**).
3. Sin sobrerresistencia para el sismo de SCT (**SCT-SS**).
4. Con sobrerresistencia y degradación de rigidez en las columnas que contienen a las diagonales para el sismo de SCT (**SCT-CST**). Este modelo se describirá más adelante y sólo se presenta su respuesta en demandas de ductilidad global y local para la dirección **L**.

## 8.1. Resultados en la Dirección L

### 8.1.1. Historias de desplazamientos y aceleraciones en azotea

Las historias de desplazamiento y aceleración en azotea para los tres primeros modelos se presentan en la fig 8.2, la línea continua representa la respuesta inelástica y la discontinua la respuesta elástica. Para el modelo 1 (94-3S) se observa un comportamiento inelástico a partir de los primeros 7 s aproximadamente, con máxima incursión entre 30 a 48 s, y ocurre un corrimiento en el tiempo manteniéndose hasta el final de la respuesta. Esto se debe a la degradación de rigidez que experimenta el modelo a raíz que se van formando articulaciones plásticas durante la historia del tiempo ocasionadas por el sismo simulado. Los valores máximos de desplazamiento y aceleración en respuesta inelástica, y aceleración elástica son 37 cm, 437 cm/s<sup>2</sup> y 972 cm/s<sup>2</sup>, respectivamente. En el modelo 2 (SCT-CS) el comportamiento inelástico y corrimiento en el tiempo debido a la degradación de rigidez se presenta nuevamente a los 7 s, con máxima incursión entre los 33 a 50 s. Los valores máximos de desplazamiento y aceleración en respuesta inelástica, y aceleración elástica son mayores que los del modelo 1, siendo de 60 cm, 523 cm/s<sup>2</sup> y 1370 cm/s<sup>2</sup>, respectivamente. Para el modelo 3 (SCT-SS) se tiene la misma descripción que el modelo 2 pero con valores máximos de desplazamiento y aceleración en respuesta inelástica un poco menores (58 cm y 498 cm/s<sup>2</sup>), esto es debido a que los elementos estructurales tienen menos resistencia (sin considerar los efectos de la sobrerresistencia) ocasionando una mayor disipación de energía a cambio de un mayor daño.

### 8.1.2. Envolventes de desplazamiento y distorsión angular de entrepiso

En la fig 8.3a se presentan las envolventes de desplazamiento y de distorsión angular para los modelos 1 a 3. El modelo 1 presenta un desplazamiento máximo en azotea de 33 cm y los valores máximos de distorsión se presentan en los niveles 4 y 5 con valores mayores que 0.012. Después del nivel 5 las distorsiones disminuyen paulatinamente hasta el nivel de azotea donde se tiene una distorsión de 0.0056. Comparando las distorsiones inelásticas con las elásticas (fig 8.3b), se puede ver que este modelo se daña ya que las distorsiones inelásticas son menores que las distorsiones elasticas. Si se evalúan las distorsiones mediante la propuesta

de Algan (1982), estas se presenta con una distribución distinta a las de la fig 8.3a y con un máximo en el nivel 2 de 0.007 (fig 8.3c).

El desplazamiento máximo que se presenta en azotea para el modelo 2 es de 55.4 cm, valor mucho mayor que el que se presenta en el modelo 1 (fig 8.3a). Las distorsiones de entrepiso máximas entre el nivel 3 a 9 son mayores que 0.012 alcanzándose la máxima distorsión en el nivel 5 con 0.024, por lo que para este nivel de distorsión los elementos estructurales se encuentran severamente dañados, ya que estudios realizados tomado en cuenta la vulnerabilidad, la importancia y el costo de reparación del edificio para distorsiones mayores que el 2 por ciento es lo que se podría esperar (Kappos, 1991). Solamente en los últimos 5 niveles se presenta distorsiones menores que 0.012. En la fig 8.3b se comparan las distorsiones inelásticas con las elásticas, en donde se observa que este modelo se daña más que el modelo 1 debido a la mayor diferencia entre las distorsiones elásticas y inelásticas. Las distorsiones de la fig 8.3c obtenidas mediante la propuesta de Algan (1982) son mucho menores que las que se presentan en la fig 8.3a con valor máximo de 0.0117 en el nivel 2.

El modelo 3 presenta el mismo comportamiento que el modelo 2 pero con valores un poco inferiores, siendo 54.5 cm de desplazamiento máximo en azotea, y 0.023 y 0.0112 de distorsiones máximas en las figs 8.3a y 8.3c, respectivamente.

### **8.1.3. Historias de cortante basal y envolventes de cortante**

Las historias de cortante basal para los marcos 1 y 2, y el sistema equivalente (la suma de los marcos 1 y 2) para los tres primeros modelos se presentan en la fig 8.4. Para el modelo 1 el comportamiento inelástico (línea continua) y corrimiento de tiempo con respecto a la respuesta elástica (línea discontinua) empieza a los 7 s y la máxima incursión inelástica se observa entre los 30 a 48 s. El corrimiento en tiempo que se presenta es debido a deformaciones inelásticas. El marco 1 que contiene a los muros de concreto, es el que absorbe más cortante siendo casi el doble que el que absorbe el marco 2 y esto se puede apreciar en las envolventes de cortante de la fig 8.5a. Para el modelo 2 se observa un comportamiento inelástico y corrimiento en el tiempo de igual manera que en el modelo 1 en los primeros 7 s manteniéndose hasta el final de la respuesta, con una máxima incursión entre los 33 a 50 s. El modelo 3 tiene el mismo

comportamiento que el modelo 2 como se puede ver en las figs 8.4 y 8.5. En la fig 8.5b se presentan las envolventes de cortante para el sistema equivalente de los tres modelos en donde se puede ver más claramente la distribución triangular característica para marcos con muros de concreto. Las historias de los coeficientes sísmicos para los marcos 1 y 2 y sistema equivalente de los tres modelos se presentan en la fig 8.6 y sus valores máximos en la tabla 10. Al comparar estos últimos para los marcos 1 y 2 se puede ver que hay una gran variación. Esto se explica porque la relación cortante basal y peso de la estructura para cada marco son diferentes. El marco 1 para los tres modelos no rebasa el valor de 0.2 (coeficiente sísmico de diseño), en cambio, el marco 2 si lo hace. Para el sistema equivalente solamente el modelo 1 no supera dicho valor.

#### **8.1.4. Ciclos histeréticos, demandas de ductilidad global y relación de fuerza cortante basa-desplazamiento lateral de azotea**

En la fig 8.7 se presentan los lazos histeréticos para los marcos 1 y 2 del modelo 1. Para el marco 1 se disipa energía en los niveles 2 a 9 mientras que para el marco 2 existe muy poca disipación en los niveles centrales. Al comparar las demandas de ductilidad global por desplazamiento (fig 8.10a) con lo observado en los lazos histeréticos, son congruentes solamente en los niveles en donde se disipa mayor energía. Estas diferencias se deben al criterio empleado para determinar el desplazamiento de fluencia (se calculó tomando en cuenta la energía de absorción de la curva cortante-desplazamiento resistente de cada nivel) ya que puede ser que en apariencia en un ciclo histerético se disipa energía, pero en realidad no se tiene tal ya que el desplazamiento y cortante máximo de este ciclo no rebasa el desplazamiento y cortante de fluencia. Si se comparan las demandas de ductilidad por energía (fig 8.10b) con lo observado en los lazos histeréticos, se puede ver que son diferentes ya que según las ductilidades por energía se disipa solamente en el marco 1 en los niveles 4 y 5. Esto se explica porque en el marco 2 la disipación de energía histerética ( $E_h$ ) es poca y al sustituir en la formula de ductilidad por energía se obtiene prácticamente la unidad.

Para el modelo 2 según los lazos histeréticos el marco 1 disipa energía entre los niveles 2 a 10 y para el marco 2 entre los niveles 2 a 8 (fig 8.8). Comparando los lazos histeréticos con las demandas de ductilidad global por desplazamiento (fig 8.10a) son congruentes ya que las

solicitaciones ocurren en los mismos niveles. Si se comparan con las demandas de ductilidad por energía (fig 8.10b) son congruentes solamente en el marco 1, ya que en el marco 2 se presenta en menos niveles debida a la poca disipación de energía histerética.

El modelo 3 presenta el mismo comportamiento que el modelo 2 pero con valores mayores de ductilidad por desplazamiento y energía, esto es debido a que a menor resistencia de los elementos estructurales mayor disipación de energía a cambio de un mayor daño (fig 8.9 a 8.10).

En la fig 8.11 se presenta la relación fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea en donde se puede ver que el modelo 1 presenta poca disipación de energía en comparación de los modelos 2 y 3.

#### **8.1.5. Formaciones de articulaciones plásticas y demandas de ductilidad local**

La formación de las articulaciones plásticas (índice de daño) para el modelo 1 se presentan en la fig 8.12. Para el marco 1 la mayoría de las articulaciones ocurren en las vigas de la crujía central, en las demás crujías sólo en ciertas vigas de los niveles inferiores. Estas se forman entre el intervalo de tiempo 6 a 56 s en donde las amplitudes de aceleración del acelerograma simulado son mayores. Sólomente las diagonales equivalentes (muros de concreto) de los tres últimos niveles permanecen sin daño. Las demandas de ductilidad oscilan entre 1.3 a 3.4. Para el marco 2 se presentan pocas articulaciones plásticas en las vigas, concentrándose entre los niveles centrales con valores de ductilidad demandada entre 1.1 a 2.5. Para los dos marcos no se formaron articulaciones plásticas en columnas.

En el modelo 2 se forman mayor número de articulaciones plásticas que en el modelo 1 (fig 8.13) concentrándose en los niveles centrales con valores mayores de ductilidad local. En el marco 1 y 2 las articulaciones se presentan entre los niveles E2 a 9 y PB a 8, respectivamente formándose entre el intervalo de tiempo 6 a 49 s, en donde las amplitudes de aceleración del acelerograma SCT son mayores. Los mayores valores de ductilidad ocurren en el marco 1, esto se debe a que contienen a los muros de concreto representados como diagonales equivalentes por lo que absorben mayores fuerzas sísmicas. Permanecieron sin daño solamente

las diagonales de los dos últimos niveles. Las columnas que se articularon fueron en su mayoría las que contienen a los muros en los niveles inferiores con valores elevados de ductilidad.

El modelo 3 presenta más articulaciones plásticas que el modelo 2, formándose entre el intervalo de tiempo 6 a 48 s (fig 8.14). Los valores de ductilidad local para las vigas se incrementaron debido a que no se consideraron los efectos de la sobrerresistencia. Para las columnas ocurre lo contrario, los valores de ductilidad disminuyen, esto es debido a que al disminuir la resistencia de las diagonales ocasionan menos daño a las columnas.

Si se evalúan los elementos más esforzados por medio de los diagramas de momento-curvatura, algunas secciones serían incapaces de desarrollar la ductilidad de curvatura demandada para los modelos 2 y 3. En la fig 8.15 se presentan los diagramas de momento-curvatura para tres secciones de columnas y vigas nombradas de la A a la F, que se marcan en las figs 8.12, 8.13 y 8.14 en donde  $\mu_d$  y  $\mu_s$  son las ductilidades demandada y suministrada, respectivamente. El valor de  $\mu_d$  es la máxima ductilidad local demandada que se presenta de los tres modelos.

Con la finalidad de identificar la distribución del daño en los modelos, se establecieron en las figs 8.12, 8.13 y 8.14 tres tamaños de puntos en columnas y triángulos en vigas en función de  $\mu_s$  para representar la ductilidad local estimada en cada articulación. En muros solo se definió un tipo de daño (fluencia de la sección), ya que nada más se puede verificar si se alcanzó su resistencia. Los daños que se establecieron para los elementos estructurales se describen a continuación:

#### Vigas

- ▲  $0 < 6$  : Daño moderado (aproximadamente el 50 por ciento de la ductilidad local suministrada)
- ▲  $6 - 12$ : Daño significativo
- ▲  $> 12$ : Daño severo o falla de la sección

#### Columnas

- $0 < 3.5$ : Daño moderado (aproximadamente el 50 por ciento de la ductilidad local

suministrada)

- 3.5 - 7 : Daño significativo
- > 7 : Daño severo o falla de la sección

### Muros

—#— : Fluencia de la sección

Con estos intervalos de daño se evaluaron los modelos, en la fig 8.12 para el modelo 1 se puede ver que es moderado el daño que se presenta en las vigas y columnas de los marcos 1 y 2, y fluencia de casi todas las diagonales equivalentes a excepción de los últimos tres niveles. Al comparar estos con las envolventes de distorsión angular (fig 8.3) se observa que en los niveles en donde ocurren los mayores daños se presentan las máximas distorsiones angulares.

En el modelo 2 en la mayoría de las vigas el daño es moderado, y para algunas de los niveles inferiores significativo y severo (fig 8.13 ). Las columnas presentan daños moderados, significativos y severos concentrándose estos últimos en los niveles inferiores del marco 1. Sólomente las diagonales de los últimos dos niveles permanecen elásticas. Si se comparan estos con las envolventes de distorsión angular (fig 8.3a) al igual que el modelo 1 los máximos ocurren en los mismos niveles.

El modelo 3 presenta el mismo comportamiento que el modelo 2 sólo que con mayor número de vigas dañadas, y el daño significativo y severo aumentó en estos elementos.

De los modelos 2 y 3 se puede ver que las columnas de los niveles inferiores del marco 1 que contienen a las diagonales equivalentes son las más dañadas. Revisando la distribución de carga entre las diagonales y las columnas que las confinan, se vió que es prácticamente soportada por las columnas. Esto se verificó al graficar las historias de carga axial-momento flexionante de las columnas A y B (fig 8.16) en donde las secciones fluyen por carga axial, esto explica el daño que se presenta en estos elementos.

Con el fin de que las columnas que contienen a las diagonales no fluyan ante carga axial se

hizo el modelo 4 (SCT-CST) en el que estos no tomaran en cuenta como límite de resistencia la carga axial, esto se logró mediante el uso del elemento viga con degradación de rigidez ya que la resistencia de este elemento esta definida con los momentos flexionantes de fluencia de la sección transversal sin tomar en cuenta la carga axial.

La finalidad de hacer el modelo 4 es evaluar cual sería su comportamiento mediante el cálculo de la ductilidad global y local, y compararlo con el modelo 2.

En la fig 8.10a se presentan las demandas de ductilidad global por desplazamiento del modelo 4 para los marcos 1 y 2. Comparándolas con el modelo 2 se puede ver que este disipa mayor energía. De igual forma ocurre si se comparan las ductilidades por energía (fig 8.10b).

Las articulaciones plásticas para el modelo 4 se presentan en la fig 8.17, se observa que para el marco 1 y las tres crujías centrales del marco 2 se forman en el mismo lugar con valores de ductilidad local prácticamente igual a las del modelo 2. El número de muros dañados son los mismos que el modelo 2. Las diferencias se presentan solamente en las crujías extremas del marco 1, formándose mayores articulaciones en las vigas y solamente dos en las columnas del nivel 2. Esto se explica porque al considerar el elemento viga con degradación de rigidez en las columnas que contienen a las diagonales, la carga axial ya no daña a estos elementos.

#### **8.1.6. Comentarios**

Es claro que el acelerograma de SCT es el que produce las mayores amplitudes de aceleración, desplazamiento, distorsión, cortante y ductilidad para el modelo, ya que este presenta frecuencias y magnitudes de aceleración mayores que el acelerograma simulado del evento 94-3.

Si se comparan las historias de desplazamientos y aceleraciones registrados en azotea entre los modelo 2 y 3 se puede ver que los valores que se presentan en el modelo 3 son menores, esto se debe a que al no considerar las sobrerresistencias disipa mayor energía a cambio de un mayor daño.

Al evaluar las distorsiones de entrepiso usando la propuesta de Algan (1982) en los modelos, estas no rebasan el valor de 0.012, por lo que si se comparan con las demandas de ductilidad local presentadas en dichos modelos se tienen grandes diferencias ya que los daños se presentan en los niveles centrales. Estas diferencias se explican porque la propuesta está hecha para muros de concreto ligados al marco que los confina trabajando monolíticamente y en el edificio los muros no se encuentran ligados en tres de sus bordes siendo representados estos muros en el modelo como diagonales equivalentes.

En las vigas los efectos de la sobrerresistencia hacen que disminuya el número de articulaciones plásticas y las ductilidades demandadas de estas. En las columnas que contienen a las diagonales equivalentes ocurre lo contrario, estos efectos aumentan las ductilidades demandadas y esto se explica porque a mayor resistencia de las diagonales demandan mayor momento y carga axial en las columnas por lo que esto es una limitante del modelado de los muros de concreto ya que en la realidad los efectos ocasionarían menos daños en las columnas. De lo anterior y observando en donde se presentan las articulaciones se concluye que estos efectos no cambian la tendencia del tipo de falla columna fuerte-viga débil.

Se comprobó que en los niveles en donde se presentaron envolventes de distorsiones angulares mayores a 0.012 es en donde ocurrieron articulaciones plásticas con demandas de ductilidad local elevadas que se traducen en daño.

Al comparar las demandas de ductilidad global por desplazamiento y energía con los lazos histeréticos para cada entrepiso de los modelos estudiados se observó que en general son congruentes ya que disipan energía en los mismos niveles.

De la evaluación de los elementos más esforzados por medio de los diagramas de momento-curvatura para los modelos estudiados, algunas secciones de columnas y vigas serían incapaces de desarrollar la ductilidad de curvatura demandada. Los muros se dañaron prácticamente en su totalidad permaneciendo solamente los tres niveles superiores del modelo 1 y dos de los modelos 2, 3 y 4 sin daño.

## 8.2. Resultados en la Dirección T

### 8.2.1. Historias de desplazamientos y aceleraciones en azotea

Las historias de desplazamiento y aceleración en azotea para los tres modelos se presentan en la fig 8.18, la línea continua representa la respuesta inelástica y la discontinua la respuesta elástica. Para el modelo 1 (94-3S) se aprecia un comportamiento inelástico insignificativo respecto del elástico y los valores máximos en desplazamiento y aceleración en respuesta inelástica y aceleración elástica son de 42 cm, 330 cm/s<sup>2</sup> y 347 cm/s<sup>2</sup>, respectivamente. El modelo 2 (SCT-CS) presenta un comportamiento inelástico después de los 18 s con una máxima incursión entre los 20 a 35 s. La respuesta inelástica es del orden de 20 por ciento menor que la elástica y los valores máximos de desplazamiento y aceleración en respuesta inelástica y aceleración elástica son 76 cm, 493 cm/s<sup>2</sup> y 640 cm/s<sup>2</sup>, respectivamente. El modelo 3 (SCT-SS) presenta el mismo comportamiento que el modelo 2 pero con valores de respuesta inelástica un poco menores, siendo de 74 cm y 485 cm/s<sup>2</sup>, por lo que el no considerar los efectos de sobrerresistencia ocasiona mayor disipación de energía a cambio de un mayor daño.

### 8.2.2. Envolventes de desplazamiento y distorsión angular de entrepiso

En la fig 8.19 se presentan las envolventes de desplazamiento por nivel para los marcos C y E de los tres modelos. Las distorsiones de los marcos C y E se presentan en forma independiente ya que en los niveles de estacionamiento estos marcos se encuentran a diferentes alturas como se puede ver en la fig 2.2. El modelo 1 tiene un valor máximo de desplazamiento en azotea de 35.6 cm. En el marco E se presenta un cambio notorio de desplazamiento entre el nivel E4 y 4, esto se debe a que en este nivel se tiene un entrepiso de doble altura correspondiente al área de estacionamiento. Las envolventes de distorsión angular para los marcos C y E de los tres modelos se muestran en la fig 8.20a, en donde se observa que los valores máximos se presentan en los niveles centrales pero no son mayores que 0.012. Comparando las distorsiones inelásticas con las elásticas (fig 8.20), se puede ver que este modelo se daña ya que las distorsiones inelásticas son menores que las distorsiones elásticas. En el modelo 2 los desplazamientos son mayores que el modelo 1 con un valor

máximo de desplazamiento en azotea de 64.5 cm. Para los marco C y E la distorsión de 0.012 se supera entre los niveles 3 a 12 teniendo un valor máximo en el nivel 6 de 0.02. Al comparar las distorsiones inelásticas con las elásticas (fig 8.20), se presenta más daño que en el modelo 1 ya que son mayores las diferencias entre las distorsiones elásticas y inelásticas. El modelo 3 tiene el mismo comportamiento que el modelo 2 en envolventes de desplazamiento y distorsión angular pero con valores un poco inferiores. En los tres modelos se presenta una distribución parabólica de distorsión angular, característica de marcos de concreto reforzado.

### **8.2.3. Historias de cortante basal y envolventes de cortante**

Para el modelo 1 las historias de cortante basal muestran que se tuvo un comportamiento elástico con un cortante máximo en el sistema equivalente de 210 t (fig 8.21). En las envolventes de cortante (fig 8.22a) el cortante que absorbe el marco C es casi el doble del que absorbe el marco E, esto se explica porque el marco C contiene al cubo del elevador. En la fig 8.22b aparecen las envolvente de cortante para el sistema equivalente, en donde el valor máximo se presenta en el nivel 5 con 231 t. Para el modelo 2 se observa un comportamiento inelástico a partir de los 18 s para ambos marcos, reduciéndose la respuesta elástica en un 40 por ciento aproximadamente y el máximo cortante basal que se presenta en el sistema equivalente es de 364 t (fig 8.21). En las envolventes de cortante ocurre lo mismo que en el modelo 1, el marco C absorbe casi el doble que el marco E y en el sistema equivalente el cortante máximo se presenta en el nivel 4 con 370 t (fig 8.22). El modelo 3 manifiesta un comportamiento inelástico a partir de los 18 s para ambos marcos y se tiene la misma descripción que el modelo 2 solo que con valores un poco inferiores, siendo un cortante basal máximo en el sistema equivalentes de 355 t y en la envolvente del sistema equivalente un cortante máximo en el nivel 5 de 364 t (figs 8.21 y 8.22).

En la fig 8.23 se presentan las historias de los coeficientes sísmicos para los marcos C y E y sistema equivalente de los 3 modelos y en la tabla 10 los valores máximos de estas historias. Se puede ver que el coeficiente sísmico de diseño de 0.2 no es rebasado en los tres modelos.

#### **8.2.4. Ciclos histeréticos, demandas de ductilidad global y relación de fuerza cortante basa-desplazamiento lateral de azotea**

Para el modelo 1 en ambos marcos se puede observar que no se presentó disipación de energía (fig 8.24), por tanto las demandas de ductilidad global por desplazamiento son menores o iguales a uno.

En la fig 8.25 se presentan los lazos histeréticos para los marcos C y E del modelo 2. Para el marco C de acuerdo a lo observado con los lazos histeréticos se disipa energía entre los niveles 2 a 9 y para el marco E entre los niveles 4 a 8. Si se comparan con las demandas de ductilidad global por desplazamiento (fig 8.27) son congruentes en el marco E ya que disipan energía en los mismos niveles, pero para el marco C sólo el nivel 9 presenta diferencias debido a que no disipa energía por ductilidad. Estas diferencias se deben al criterio empleado como se mencionó anteriormente para la dirección L (8.1.4). Al evaluar las demandas de ductilidad por energía se obtiene que no hay disipación con la fórmula propuesta por Mahin y Bertero (1976), ya que la energía histerética disipada es poca y al ser sustituida en esta fórmula las ductilidades son prácticamente unitarias.

El modelo 3 disipa mayor energía que el modelo 2 siendo entre los niveles 2 a 9 para el marco C y 4 a 8 para el marco E (fig 8.26). Al comparar estas con las demandas de ductilidad por desplazamiento (fig 8.27) son congruentes ya que se disipa energía en los mismos niveles. De igual forma que el modelo 2 las demandas de ductilidad por energía son prácticamente unitarias.

En la fig 8.28 se presenta la relación fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea en donde se puede ver que el modelo 1 disipa poca energía en comparación de los modelos 2 y 3.

#### **8.2.5. Formaciones de articulaciones plásticas y demandas de ductilidad local**

En la fig 8.29 se presentan las articulaciones plásticas para el modelo 1. Para el marco C se forman articulaciones plásticas en algunas vigas siendo el valor máximo de ductilidad local

3.1 y para el marco E solamente en tres vigas con valor máximo de ductilidad local de 2.6. Estas se forman entre el intervalo de tiempo 7 a 49 s, en donde las amplitudes de aceleración del acelerograma simulado son mayores.

En el modelo 2 se forman mayores articulaciones que en el modelo 1 (fig 8.30) generalizándose en todas las vigas del marco C a excepción de los tres últimos niveles y con un valor máximo de ductilidad local de 7.7. Para las columnas sólo se forma una articulación en el nivel E1 con ductilidad local de 1.9. Para el marco E las articulaciones plásticas se concentran en las vigas de esquina de los niveles centrales presentándose un valor máximo de ductilidad local de 7.1. Para las columnas se presentan en los niveles centrales de las columnas extremas con un valor máximo de 3.1. Las articulaciones plásticas se forman entre el intervalo de tiempo 14 a 38 s del acelerograma SCT, en donde las amplitudes de aceleración son mayores.

El modelo 3 presenta un número mayor de articulaciones plásticas que el modelo 2 (fig 8.31). Esto se explica porque al no considerarse las fuentes de sobrerresistencia se presentan mayores daños en los elementos estructurales aumentando el número de articulaciones y el valor de las demandas de ductilidad local. Para ambos marcos se tienen la misma descripción que el modelo 2 pero con valores máximos de ductilidad local mayores, siendo para las vigas de 10, y para las columnas de 2.9 y 3.2 para los marcos C y E, respectivamente. Las articulaciones plásticas se presentan entre el intervalo de tiempo 14 a 36 s.

Evaluando los elementos más esforzados en la fig 8.32 se presentan los diagramas de momento-curvatura para dos secciones de columnas y vigas nombradas de A a D, que se marcan en las figs 8.29, 8.30 y 8.31 en donde  $\mu_d$  y  $\mu_s$  son las ductilidades demandada y suministrada, respectivamente. El valor de  $\mu_d$  es la máxima ductilidad local demandada que se presenta de los tres modelos. Al evaluar los elementos más esforzados por medio de estos diagramas, no presentan problemas en desarrollar la ductilidad de curvatura demandada.

De las ductilidades locales suministradas por los elementos evaluados se vió que se podían establecer los mismos intervalos de daño para las columnas y vigas que en la dirección L (8.1.5).

Revisando las demandas de ductilidad presentadas en los modelos se tiene que en el modelo 1 los daños en columnas y vigas son moderados presentándose en los niveles centrales (fig 8.29).

En el modelo 2 el daño es moderado en la mayoría de las vigas con dos vigas en los niveles inferiores con daño significativo (fig 8.30). Las columnas presentan daños moderados. Si se comparan estos con las envolventes de distorsión angular (fig 8.20a) se puede ver que en los niveles en donde ocurren los mayores daños es en donde se presentan las distorsiones de entrepiso con valores máximos.

El modelo 3 presenta mayor número de vigas dañadas que el modelo 2 (fig 8.31) y el daño significativo y moderado aumenta en estos elementos. Para columnas los valores de ductilidad local demandada aumentan ligeramente pero permaneciendo el daño moderado. Se tiene el mismo comportamiento que el modelo 2 al comparar estos daños con las envolventes de distorsión angular (fig 8.20a).

#### **8.2.6. Comentarios**

Ante el acelerograma simulado del evento 94-3 no se presentan daños, pero ante el de SCT si, esto es debido a las diferencias en magnitudes de las aceleraciones y a las amplitudes en los contenidos de frecuencias que presentan dichos sismos.

Los valores en historias de desplazamiento y aceleración que se presentan en el modelo 3 son menores a las del modelo 2, esto se debe a que el modelo 3 no considera los efectos de las sobrerresistencias por lo que este presenta un mayor daño.

El considerar los efectos de las sobrerresistencias hace que se formen menos articulaciones y que el valor de las demandas de ductilidad disminuya.

El mecanismo de falla que tiende a presentarse ya sea con o sin sobrerresistencia es de tipo columna fuerte-viga débil en donde las articulaciones plásticas se presentan en las vigas.

En los niveles de los modelos en donde las distorsiones de entrepiso fueron mayores a 0.012 se presentaron articulaciones plásticas con demandas de ductilidad local elevadas. Estas ductilidades demandadas representaron en los modelos daños moderados y significativos en las vigas, y moderados en las columnas.

De la comparación de las demandas de ductilidad global por desplazamiento con los lazos histéricos para los modelos estudiados se concluye que en general son congruentes ya que disipan energía en los mismos niveles.

## 9. COMENTARIOS FINALES

El objetivo principal de este trabajo fue elaborar y calibrar modelos analíticos para determinar la respuesta estructural de un edificio de 14 niveles instrumentado en el valle de México ante sismos de gran intensidad, involucrando los efectos de interacción suelo-estructura y algunas fuentes de sobrerresistencia. Los resultados obtenidos tienen como finalidad predecir cual sería el comportamiento del edificio en las condiciones en que se encuentra actualmente dentro de las limitantes que presentan los programas de análisis estructural para modelar el edificio.

De los análisis efectuados y los resultados obtenidos se llegó a las siguientes observaciones:

- Con los modelos lineales se reprodujo aceptablemente la respuesta estructural en azotea ante el sismo de Copala que se usó para calibrarlos. Para ello se asumió un deterioro de la rigidez debido a los efectos de sismos anteriores mediante el uso de sección transversal agrietada de los elementos estructurales y descartar la participación de los muros de mampostería. Además se realizaron análisis especiales para determinar diagonales equivalentes de los muros de concreto y establecer un criterio para definir anchos de vigas equivalentes para losas planas reticulares. Estas consideraciones generalmente difieren de las que se asumen en un análisis convencional, pero se justifican en este caso por tratarse de un edificio dañado.
- Los acelerogramas que se usaron como excitación fueron el registro del 19 de septiembre de 1985 en la estación de SCT, y los simulados del sismo registrado el 10 de diciembre de 1994 en la estación de campo del edificio obtenidos mediante una metodología refinada para generar acelerogramas representativos de movimientos fuertes.
- El cálculo de la respuesta para los modelos estudiados del edificio indicó comportamientos distintos para cada dirección en donde la que presenta más daño es la dirección L, esto se explica porque las amplitudes de aceleración para 2 s de período fundamental en esta dirección son las máximas, alcanzándose 690 gal para el sismo simulado y 983 gal para SCT.

- De los modelos 2 y 3, si se comparan los niveles en donde las distorsiones angulares son mayores a 0.012 (límite propuesto por el RCDI<sup>2</sup> para que se presenten daños estructurales) con los daños presentados en los elementos estructurales, se puede ver que son congruentes ya que ocurren en los mismos niveles entre el 3 al 9 para la dirección L y el 3 al 12 para la dirección T. De igual forma ocurre en los niveles en donde se presentan las mayores distorsiones y daños.
- Las distorsiones calculadas con la propuesta de Algan (1982) en los modelos no predicen las zonas potenciales de daño ya que si se comparan con los daños presentados se tiene diferencias importantes. Estas diferencias se deben a que la propuesta está hecha para muros de concreto que trabajan monolíticamente con el marco que los confina dominando el comportamiento a flexión y en el edificio estos no trabajan así, ya que tres de los bordes de los muros se encuentran desligados al marco que los confina dominando el comportamiento a cortante.
- Los valores máximos de las historias de coeficiente sísmico para el sistema equivalente que se presentan en la dirección T para los modelos no son mayores que el de diseño (0.2). Para la dirección L los modelos 2 y 3 lo rebasan en un 13 y 8 por ciento, respectivamente por lo que se puede decir que la dirección L es capaz de soportar un coeficiente sísmico mayor que el de diseño y que los efectos de sobrerresistencia hacen que este aumente en un 5 por ciento.
- Al evaluar las secciones transversales más esforzadas de vigas y columnas que se presentan en los modelos para la excitación sísmica de SCT, algunas secciones en la dirección L para los niveles inferiores no son capaces de desarrollar la ductilidad de curvatura demandada. Las secciones más esforzadas en la dirección T no presentaron problemas en desarrollar las ductilidades demandadas.
- Los efectos de la sobrerresistencia en las vigas de la dirección L para el modelo 2 hace disminuir el número de articulaciones plásticas y la ductilidad local demandada de estas articulaciones, pero para las columnas que contienen a las diagonales equivalentes (muros de concreto) ocurre lo contrario, ya que se presentan más articulaciones y las ductilidades locales demandadas aumentan. Esto se debe a que al considerar los efectos

de la sobrerresistencia en las diagonales, ocasionan mayores solicitaciones de momento y carga axial a las columnas, por lo que se concluye que este es un problema del modelado de los muros como diagonales equivalentes ya que en la realidad si un muro tiene mayor capacidad de soportar cortante estos producen menos daños en las columnas.

- El daño que se presenta en los muros de concreto representados como diagonales equivalentes es generalizado, permaneciendo elásticos solamente los últimos tres niveles para el modelo 1 y dos niveles para los modelos 2 y 3. Este es nada más indicativo debido a la ley de comportamiento única del elemento diagonal (bilineal sin degradación de rigidez) ya que solo se puede verificar si se alcanzó su límite de resistencia, por lo que el daño que se presenta en las columnas que contienen a estas diagonales es menor al que se esperaría y entonces se concluye que para obtener mejores resultados es necesario involucrar la degradación de rigidez en el programa de análisis inelástico.
- El usar los muros de concreto reforzado como diagonales equivalentes tiene las siguientes consecuencias en las vigas y columnas que las contienen:
  - En las vigas, una sobreestimación de las deformaciones por flexión.
  - En las columnas, altas ductilidades locales que se traducen en daño y una transmisión de carga prácticamente total para estos elementos en los niveles más esforzados.

Debido a lo anterior se hizo otro modelo (modelo 4) en el que las columnas que contienen a las diagonales no tomaran en cuenta la carga axial como límite de resistencia, con la finalidad de evaluar cuál sería su comportamiento al calcular la ductilidad local y global, y ser comparadas con las del modelo 2. La comparación presenta resultados distintos ya que en el modelo 2 se dañan las columnas y en el modelo 4 no, lo cual sugiere que tal vez el daño en estos elementos se encuentre intermedio entre estos dos modelos, debido a que en la realidad esta carga axial también esta repartida con el muro de concreto reforzado.

- En general de la comparación de las demandas de ductilidad global por desplazamiento con los lazos histeréticos para cada entrepiso en la dirección L y T de los modelos estudiados, se concluye que son congruentes ya que la disipación máxima de energía se presenta en los mismos niveles y si se comparan estas con las ductilidades locales presentadas también ocurre lo mismo, por lo que estas se pueden considerar como un índice de daño ya que predicen adecuadamente en donde ocurrirán en el edificio ante sismos de gran intensidad.

## 10. REFERENCIAS

- Aceros Ecatepec**, Catalogo de Productos
- Aire C. y Murià Vila D. (1993)**, "Evaluación de las propiedades mecánicas de los concretos de un edificio de 14 pisos", Informe interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, Proyecto 2561, enero 1993
- Algan B. B. (1982)**, "Drift and damage considerations in earthquake-resistant design of reinforced concrete buildings", Tesis doctoral, Universidad de Illinois, Urbana, 1982
- Anderson J. C., Miranda E. y Bertero V. (1991)**, "Evaluation of the seismic performance of a thirty-story R.C. building", Report No. UCB/EERC-91/16, University of California at Berkeley, julio 1991
- Arias A. (1970)**, "A measure of earthquake intensity", Proc. Seismic Design for Nuclear Power Plant, Ed. R. J. Hansen, MIT, 1970
- Bazán Zurita E. y Meli Piralla R. (1984)**, "Manual de Diseño Sísmico de Edificios", Edit. Limusa, 1984, pp. 62-66 y 146-148
- Durrani A. J., Mau S. T., Ahmed a. y Li Y. (1994)**, "Earthquake response of flat-slab buildings" Journal of Structural Engineering, ASCE. Vol. 120, No. 3, marzo 1994
- Gamboa Ravell V. J. (1995)**, "Respuesta dinámica de un edificio de 14 niveles ante el sismo del 14 de marzo de 1994" Trabajo de Investigación I, DEPFI, UNAM, enero 1995
- Habibullah A. (1992)**, ETABS, "Three Dimensional Analysis of Building Systems", CSI, Users Manual, Versión 5.4, Berkeley California, agosto 1992
- Hartzell, S. H. (1978)**, "Earthquake aftershocks as Green's functions", Geophys Res Lett 5, 104, 1978
- Hwang S. y Mochle J. P. (1990)**, "An experimental study of flat-plate structures under vertical and lateral loads", Informe No. UBC/SEMM-90/11, Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley, julio 1990
- Kappos A. J.(1991)**, "Analytical prediction of the collapse earthquake for C/R buildings: suggested methodology", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 20, 1991, pp. 167-176
- Mahin S. A. y Bertero V. V. (1976)**, "Problems in establishing and predicting ductility in aseismic design", Proc. of the Int. Symp. of Earthq. Struct. Engng., St. Louis, Missouri, agosto 1976, pp. 613-628
- Meli R., Murià Vila D., Quaas R., Faccioli E. y Paolucci R. (1994)**, "Estudio de los

efectos de sitio y la respuesta estructural de un edificio de la ciudad de México ante sismos", Instituto de Ingeniería, UNAM y Politécnico de Milán, patrocinado por CONACyT y CEE, enero 1994

**Meli R. y Salgado G. (1969)**, "Comportamiento de muros de mampostería sujetos a carga lateral", Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 237, septiembre 1969

**Mendoza C. J. (1990)**, "Evaluación de la resistencia del concreto en la estructura por medio del ensaye de corazones", Instituto de Ingeniería, UNAM, 1990

**Mendoza Otero E. (1991)**, "Programa de computadora para el análisis sísmico inelástico de marcos planos con interacción suelo-estructura", Instituto de Ingeniería, UNAM, Proyecto 9767, diciembre 1991

**Moreno Rubín de Celis S. (1994)**, "Comportamiento estructural del edificio Jal ante sismos intensos", Tesis de Maestría, DEPI, UNAM, noviembre 1994

**Murià Vila D., González R., Dyer de León J., Torres J., Davila J. y Rios H. (1994)**, "Respuesta sísmica del edificio metro Juárez" Instituto de Ingeniería, UNAM, Proyecto 4515, patrocinado por DDF, septiembre 1994

**Murià Vila D., Gamboa Ravell V. y Toro Jaramillo A. (1995)**, "Respuesta sísmica de un edificio alto de la ciudad de México", Instituto de Ingeniería, UNAM, Proyecto 5517, patrocinado por DDF y CEE, diciembre 1995

**Murià Vila D. y González Alcorta R. (1996)**, "Seismic response of a tall building in México city", Instituto de Ingeniería, UNAM, Proceedings of 11 World Conf. on Earthquake Engineering, Acapulco, México, junio 1996

**Murià Vila D., González Alcorta R., Moreno Rubín de Celis S. y Quant R. (1993)**, "Análisis preliminar de la respuesta de un edificio instrumentado", Instituto de Ingeniería, UNAM, Proyecto 2561, abril 1993

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

**Ordaz M., Arboleda J. y Shri Krishna S. (1993)**, "Un nuevo método para simular acelerogramas usando registros pequeños como funciones de Green empíricas", Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puerto Vallarta, Jalisco, México 1993

**Ortiz Vásquez R. (1994)**, "Modelo representativo y evaluación estructural de un edificio restructurado de 14 niveles", Tesis de Maestría, DEPI, UNAM, septiembre 1994

**Pan A. D. y Moehle J. P. (1992)**, "An experimental study of slab-column connections", ACI Structural Journal, noviembre-diciembre 1992, pp. 626-638

- Paolucci R. (1993)**, "Soil-structure interaction effects on an instrumented building in Mexico City", *European Earthquake Engineering*, Vol. VII, No. 3, diciembre 1993, pp. 33-44
- Park P. y Paulay T. (1978)**, "Estructuras de concreto reforzado", edit., Limusa, 1978
- Paulay T. y Priestley M. J. N. (1992)**, "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings", A Wiley Interscience Publication, John Wiley and Sons, Inc., 1992
- RCDF (1996)**, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, 25 de marzo de 1996
- RDF (1993)**, "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", México, D. F., 2 de agosto de 1993
- Rodríguez M. y Santiago S. (1993)**, "Ensayes ante cargas laterales cíclicas de una estructura de losa plana reticular", *Series del Instituto de Ingeniería, UNAM*, No. 558, mayo 1993
- Rodríguez M. y Díaz C. (1987)**, "Análisis sísmico de edificios de concreto reforzado" *Revista del IMCYC*, Vol. 25, No. 98, noviembre 1987
- Rodríguez M. y Santiago S. (1996)**, "Ensayes sísmicos de una estructura de losa plana reticular rehabilitada", *Series del Instituto de Ingeniería, UNAM*, No. 579, febrero 1996
- Scott B. D., Park R. y Priestley M. J. N. (1982)**, "Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high rates", *ACI Journal*, enero-febrero 1982
- Shahrooz B. M. y Moehle J. P., (1990)**, "Evaluation of seismic performance of reinforced concrete frames", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 116, No. 5, mayo 1990, pp. 1403-1422
- Solnes J. (1992)**, "Theory of stochastic processes and random vibration with applications in geophysics and engineering", *Instituto de Ingeniería, UNAM*, 1992
- Tanaka T., Yoshizawa S. y Osawa Y. (1969)**, "Period and damping of vibration in actual buildings during earthquakes", *Bull. of the Earth. Research Institute*, Vol. 47, 1969, pp. 1073-1092
- TGC Geotécnia (1992)**, "Exploración e instalación de acelerómetros en Jalapa 12 y 15 col. Roma, México, DF", informe TGC 92-1375, noviembre 1992
- Wilson E. L. y Habibullah A. (1989)**, SAP90, "Series of computer programs for the finite element analysis of structures", *CSI, User Manual, Versión 5.1*, Berkeley California, 1989
- Zurita F. y Meli R. (1991)**, "Respuesta sísmica medida y calculada de un edificio de concreto sometido al sismo del San Salvador de octubre de 1986", *Revista de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica*, No. 41, enero-abril 1991.

## **TABLAS Y FIGURAS**

TABLA 1. SECCIONES TRASVERSALES Y ARMADOS DE LAS COLUMNAS DEL EDIFICIO JAL

| PARA LOS NIVELES: N9 A AZOTEA |              |                            |                        |          |
|-------------------------------|--------------|----------------------------|------------------------|----------|
| COLUMNAS                      | SECCIÓN (cm) | ARMADO                     | ESTRIBOS               | $\rho$ % |
| A1, A4, F1, F4                | 40 x 40      | 4 # 10                     | # 3 @ 30               | 2.3      |
| B1, B4, E1, E4                | 35 x 50      | 4 # 10                     | # 3 @ 30               | 2.0      |
| C1, C4, D1, D4                | 40 x 50      | 4 # 12                     | # 3 @ 30               | 2.5      |
| A2, A3, F2, F3                | 50 x 40      | 8 # 10                     | # 3 @ 30               | 3.6      |
| B2, B3, E2, E3                | 60 x 75      | 8 # 12 + *(4 # 12 + 8 # 5) | # 3 @ 30 + *(# 3 @ 20) | 3.6      |
| C2, D2                        | 70 x 60      | 8 # 10 + *(4 # 12 + 8 # 5) | # 3 @ 30 + *(# 3 @ 20) | 3.2      |

| PARA LOS NIVELES: N6 A N9 |              |                            |                        |          |
|---------------------------|--------------|----------------------------|------------------------|----------|
| COLUMNAS                  | SECCIÓN (cm) | ARMADO                     | ESTRIBOS               | $\rho$ % |
| A1, A4, F1, F4            | 40 x 50      | 4 # 10                     | # 3 @ 30               | 1.8      |
| B1, B4, E1, E4            | 40 x 55      | 4 # 10 + 4 # 5             | # 3 @ 30               | 2.0      |
| C1, C4, D1, D4            | 40 x 60      | 8 # 10                     | # 3 @ 30               | 2.9      |
| A2, A3, F2, F3            | 50 x 50      | 8 # 12                     | # 3 @ 30               | 4.1      |
| B2, B3, E2, E3            | 65 x 80      | 8 # 12 + *(4 # 12 + 8 # 5) | # 3 @ 30 + *(# 3 @ 20) | 3.1      |
| C2, D2                    | 80 x 65      | 8 # 12 + *(4 # 12 + 8 # 5) | # 3 @ 30 + *(# 3 @ 20) | 3.2      |

| PARA LOS NIVELES: N3 A N6 |              |                                     |                        |          |
|---------------------------|--------------|-------------------------------------|------------------------|----------|
| COLUMNAS                  | SECCIÓN (cm) | ARMADO                              | ESTRIBOS               | $\rho$ % |
| A1, A4, F1, F4            | 40 x 50      | 8 # 10                              | # 3 @ 30               | 3.5      |
| B1, B4, E1, E4            | 50 x 60      | 8 # 10 + 4 # 5                      | # 3 @ 30               | 2.6      |
| C1, C4, D1, D4            | 50 x 60      | 12 # 10                             | # 3 @ 30               | 3.5      |
| A2, A3, F2, F3            | 50 x 60      | 8 # 12                              | # 4 @ 30               | 3.3      |
| B2, B3, E2, E3            | 70 x 90      | 8 # 12 + *(4 # 12 + 8 # 5)          | # 3 @ 30 + *(# 3 @ 20) | 2.6      |
| C2, D2                    | 90 x 70      | 8 # 12 + 4 # 10 + *(4 # 12 + 8 # 5) | # 3 @ 30 + *(# 3 @ 20) | 3.1      |

| PARA LOS NIVELES: SÓTANO A N3 |              |                             |                        |          |
|-------------------------------|--------------|-----------------------------|------------------------|----------|
| COLUMNAS                      | SECCIÓN (cm) | ARMADO                      | ESTRIBOS               | $\rho$ % |
| A1, A4, F1, F4                | 40 x 60      | 8 # 10                      | # 3 @ 30               | 2.9      |
| B1, B4, E1, E4                | 50 x 70      | 12 # 10                     | # 3 @ 30               | 2.9      |
| C1, C4, D1, D4                | 50 x 70      | 8 # 12                      | # 4 @ 30               | 2.8      |
| A2, A3, F2, F3                | 50 x 70      | 12 # 12                     | # 4 @ 30               | 4.2      |
| B2, B3, E2, E3                | 80 x 100     | 12 # 12 + *(4 # 12 + 8 # 5) | # 3 @ 30 + *(# 3 @ 20) | 2.6      |
| C2, D2                        | 100 x 70     | 12 # 12 + *(4 # 12 + 8 # 5) | # 3 @ 30 + *(# 3 @ 20) | 3.0      |

\* Acero para el reforzamiento de la columna original

TABLA 2. PARÁMETROS IDENTIFICADOS EXPERIMENTALMENTE

| EVENTO              | FECHA     | M <sub>w</sub> | D. E.<br>(Km) | MODO | FRECUENCIAS (Hz) |           |           | A <sub>máx</sub><br>(cm/s <sup>2</sup> ) | γ <sup>L</sup> <sub>máx</sub><br>(x10 <sup>-3</sup> ) | γ <sup>T</sup> <sub>máx</sub><br>(x10 <sup>-3</sup> ) |
|---------------------|-----------|----------------|---------------|------|------------------|-----------|-----------|--|---|---|
|                     |           |                |               |      | L                | T         | R         |  |   |   |
| VIBRACIÓN AMBIENTAL | 23/sep/92 | --             | --            | 1    | 0.73             | 0.44      | 0.83      | <0.1                                     | --  | --  |
|                     |           |                |               | 2    | 3.12             | 1.60      | 2.54      |  |   |   |
|                     |           |                |               | 3    | 5.95             | 2.93      | 4.30      |  |   |   |
|                     |           |                |               | 4    | 8.89             | 4.39      | 6.15      |  |   |   |
| 93-3                | 15/may/93 | 6.0            | 318           | 1    | 0.65             | 0.37      | 0.57-0.67 | 11                                       | 0.21  | 0.46  |
|                     |           |                |               | 2    | 2.58             | 1.34      | 2.16-2.28 |  |   |   |
|                     |           |                |               | 3    | 4.81             | 2.47      | 3.50-3.80 |  |   |   |
| 93-4                | 15/may/93 | 6.1            | 315           | 1    | 0.61             | 0.35      | 0.51-0.60 | 28                                       | 0.76  | 0.94  |
|                     |           |                |               | 2    | 2.66             | 1.29      | 1.89-1.97 |  |   |   |
|                     |           |                |               | 3    | 4.72             | 2.25      | 3.30-3.48 |  |   |   |
| 93-11               | 24/oct/93 | 6.7            | 303           | 1    | 0.57             | 0.35      | 0.50-0.55 | 56                                       | 1.42  | 1.32  |
|                     |           |                |               | 2    | 2.47             | 1.26      | 1.86-1.92 |  |   |   |
|                     |           |                |               | 3    | 4.67             | 2.20      | 3.02-3.20 |  |   |   |
| VIBRACIÓN AMBIENTAL | 25/nov/93 | --             | --            | 1    | 0.70             | 0.44      | 0.68      | <0.1                                     | --  | --  |
|                     |           |                |               | 2    | 2.64             | 1.45      | 2.31      |  |   |   |
|                     |           |                |               | 3    | 4.91             | 2.56      | 3.81      |  |   |   |
|                     |           |                |               | 4    | 7.25             | 4.00      | 5.61      |  |   |   |
| 94-1                | 24/mar/94 | 6.3            | 206           | 1    | 0.55             | 0.37      | 0.51-0.59 | 19                                       | 0.44  | 0.45  |
|                     |           |                |               | 2    | 2.22             | 1.31      | 1.94      |  |   |   |
|                     |           |                |               | 3    | 4.52             | 2.30      | 3.28      |  |   |   |
| 94-3                | 10/dic/94 | 6.5            | 280           | 1    | 0.42-0.53        | 0.29-0.31 | 0.43-0.51 | 124                                      | 3.45  | 2.40  |
|                     |           |                |               | 2    | 1.57-2.32        | 1.22      | 1.87-2.45 |  |   |   |
|                     |           |                |               | 3    | 3.29-4.65        | 2.12-2.19 | 3.25-3.39 |  |   |   |
| VIBRACIÓN AMBIENTAL | 4/feb/95  | --             | --            | 1    | 0.64-66          | 0.44      | 0.65-0.68 | <0.1                                     | --  | --  |
|                     |           |                |               | 2    | 2.50-2.54        | 1.43-1.47 | 2.25-2.30 |  |   |   |
|                     |           |                |               | 3    | 4.83             | 2.59      | 3.64-3.86 |  |   |   |
|                     |           |                |               | 4    | 7.15-7.25        | 3.91-3.96 | 5.57      |  |   |   |
| 95-1                | 14/sep/95 | 7.5            | 298           | 1    | 0.45             | 0.28      | 0.43      | 130                                      | 3.76  | 4.71  |
|                     |           |                |               | 2    | 1.94             | 1.16      | 1.77      |  |   |   |
|                     |           |                |               | 3    | 3.82             | 1.67      | 3.31      |  |   |   |
| VIBRACIÓN AMBIENTAL | 23/sep/95 | --             | --            | 1    | 0.66             | 0.42-0.44 | 0.64-0.66 | <0.1                                     | --  | --  |
|                     |           |                |               | 2    | 2.51             | 1.42-1.47 | 2.20-2.25 |  |   |   |
|                     |           |                |               | 3    | 4.64             | 2.34-2.54 | 3.74-3.77 |  |   |   |
|                     |           |                |               | 4    | 7.11-7.20        | 3.86-3.88 | 5.37-5.52 |  |   |   |

M<sub>w</sub> - Magnitud, D. E. - Distancia epicentral

L - Dirección longitudinal, T - Dirección trasversal, R - Torsión

A<sub>máx</sub> - Aceleración máxima en el edificio, γ<sup>L</sup><sub>máx</sub> - Distorsión de entrepiso máxima en L

γ<sup>T</sup><sub>máx</sub> - Distorsión de entrepiso máxima en T

**TABLA 3. COMPARACIÓN DE FRECUENCIAS NATURALES DE VIBRAR DE LOS DISTINTOS MODELOS ANALÍTICOS DEL EDIFICIO PARA BAJOS NIVELES DE ESFUERZO**

| BASE EMPOTRADA  |      |      |      |      | BASE FLEXIBLE   |      |      |      |      |
|---|------|------|------|------|---|------|------|------|------|
| MODELO  | MODO | L    | T    | R    | MODELO  | MODO | L    | T    | R    |
| J1<br>Sección agrietada en vigas<br>Diagonales <sup>(1)</sup>                                   | 1    | 1.05 | 0.53 | 0.99 | J1IN<br>Sección agrietada en vigas<br>Diagonales <sup>(1)</sup><br>ISE: Novak                                   | 1    | 0.77 | 0.44 | 0.93 |
|   | 2    | 3.77 | 1.59 | 3.36 |   | 2    | 2.73 | 1.51 | 2.88 |
|   | 3    | 7.91 | 2.97 | 6.37 |   | 3    | 5.06 | 2.77 | 4.63 |
|   | 4    | 12.5 | 4.57 | 9.88 |   | 4    | 8.70 | 4.03 | 7.53 |
| J2<br>Sección agrietada en vigas<br>Sin diagonales <sup>(2)</sup>                               | 1    | 0.75 | 0.53 | 0.81 | J2IN<br>Sección agrietada en vigas<br>Sin diagonales <sup>(2)</sup><br>ISE: Novak                               | 1    | 0.63 | 0.44 | 0.75 |
|   | 2    | 3.33 | 1.58 | 2.92 |   | 2    | 2.44 | 1.50 | 2.60 |
|   | 3    | 7.47 | 4.56 | 6.07 |   | 3    | 4.71 | 2.75 | 4.35 |
|   | 4    | 12.1 | 6.54 | 9.52 |   | 4    | 8.30 | 4.01 | 7.17 |
| J2M<br>Sección agrietada en vigas<br>Sin muros de mampostería <sup>(3)</sup>                    | 1    | 0.74 | 0.48 | 0.81 | J2MIN<br>Sección agrietada en vigas<br>Sin muros de mampostería <sup>(3)</sup><br>ISE: Novak                    | 1    | 0.61 | 0.41 | 0.75 |
|   | 2    | 3.33 | 1.42 | 3.95 |   | 2    | 2.43 | 1.38 | 2.60 |
|   | 3    | 7.43 | 2.68 | 6.21 |   | 3    | 4.69 | 2.52 | 4.31 |
|   | 4    | 12.0 | 4.20 | 9.46 |   | 4    | 8.19 | 3.74 | 7.07 |
| J2E<br>Sección agrietada en vigas<br>Sin diagonales <sup>(2)</sup><br>Sin escaleras de servicio | 1    | 0.75 | 0.51 | 0.81 | J2EIN<br>Sección agrietada en vigas<br>Sin diagonales <sup>(2)</sup><br>Sin escaleras de servicio<br>ISE: Novak | 1    | 0.63 | 0.43 | 0.75 |
|   | 2    | 3.32 | 1.55 | 2.96 |   | 2    | 2.44 | 1.48 | 2.60 |
|   | 3    | 7.43 | 2.88 | 6.06 |   | 3    | 4.70 | 2.70 | 4.34 |
|   | 4    | 12.0 | 4.47 | 9.49 |   | 4    | 8.25 | 4.95 | 7.15 |
| J2R<br>Sección agrietada en vigas<br>Sin diagonales <sup>(2)</sup><br>Sin rampas <sup>(4)</sup> | 1    | 0.74 | 0.52 | 0.81 | J2RIN<br>Sección agrietada en vigas<br>Sin diagonales <sup>(2)</sup><br>Sin rampas <sup>(4)</sup><br>ISE: Novak | 1    | 0.62 | 0.44 | 0.74 |
|   | 2    | 3.29 | 1.58 | 2.87 |   | 2    | 2.41 | 1.50 | 2.58 |
|   | 3    | 7.37 | 2.97 | 5.96 |   | 3    | 4.70 | 2.75 | 4.34 |
|   | 4    | 11.9 | 4.55 | 9.43 |   | 4    | 8.22 | 4.00 | 7.08 |

Notas: (1) Muros de mampostería de fachadas laterales representados con diagonales equivalentes  
(2) Sin las diagonales equivalentes de los muros de mampostería de las fachadas laterales  
(3) Sin muros de mampostería en las escaleras de servicio  
(4) Sin considerar las rampas de estacionamiento  
L - Dirección longitudinal, T - Dirección trasversal, R - Torsión

**TABLA 4. COMPARACIÓN DE FRECUENCIAS NATURALES DE VIBRAR DE LOS DISTINTOS MODELOS ANALÍTICOS DEL EDIFICIO PARA ALTOS NIVELES DE ESFUERZO**

| BASE EMPOTRADA*   |      |       |      |      | BASE FLEXIBLE   |      |      |      |      |
|---|------|-------|------|------|---|------|------|------|------|
| MODELO  | MODO | L     | T    | R    | MODELO  | MODO | L    | T    | R    |
| JS1<br>Sección agrietada en vigas<br>Diagonales <sup>(1)</sup>  | 1    | 0.89  | 0.47 | 0.84 | JS1IN<br>Sección agrietada en vigas<br>Diagonales <sup>(1)</sup><br>ISE: Novak  | 1    | 0.68 | 0.40 | 0.80 |
|   | 2    | 3.25  | 1.41 | 2.90 |   | 2    | 2.51 | 1.35 | 2.62 |
|   | 3    | 6.83  | 2.61 | 5.54 |   | 3    | 4.60 | 2.46 | 4.23 |
|   | 4    | 10.88 | 4.01 | 8.58 |   | 4    | 7.58 | 3.67 | 6.60 |
| JS2<br>Sección agrietada en vigas<br>Sin diagonales <sup>(2)</sup>  | 1    | 0.65  | 0.46 | 0.71 | J2IN<br>Sección agrietada en vigas<br>Sin diagonales <sup>(2)</sup><br>ISE: Novak   | 1    | 0.57 | 0.41 | 0.66 |
|   | 2    | 2.90  | 1.39 | 2.56 |   | 2    | 2.39 | 1.38 | 2.26 |
|   | 3    | 6.48  | 2.61 | 5.28 |   | 3    | 4.41 | 2.52 | 4.03 |
|   | 4    | 10.54 | 3.96 | 8.28 |   | 4    | 7.41 | 3.70 | 6.36 |
| JS2M<br>Sección agrietada en vigas<br>Sin muros de mampostería <sup>(3)</sup>   | 1    | 0.64  | 0.41 | 0.70 | JS2MIN<br>Sección agrietada en vigas<br>Sin muros de mampostería <sup>(3)</sup><br>ISE: Novak   | 1    | 0.55 | 0.37 | 0.66 |
|   | 2    | 2.89  | 1.24 | 2.57 |   | 2    | 2.22 | 1.21 | 2.37 |
|   | 3    | 6.46  | 2.34 | 5.41 |   | 3    | 4.32 | 2.24 | 3.98 |
|   | 4    | 10.51 | 3.66 | 8.22 |   | 4    | 7.25 | 3.38 | 6.29 |
| JS2MA<br>Sección agrietada <sup>(4)</sup><br>Sin muros de mampostería<br>Muros de concreto agrietados<br>como diagonales                            | 1    | 0.55  | 0.36 | 0.58 | JS2MAIN<br>Sección agrietada <sup>(4)</sup><br>Sin muros de mampostería<br>Muros de concreto<br>agrietados como diagonales<br>ISE: Novak                            | 1    | 0.49 | 0.33 | 0.56 |
|   | 2    | 2.10  | 1.10 | 1.84 |   | 2    | 1.90 | 1.08 | 1.75 |
|   | 3    | 4.35  | 2.11 | 3.46 |   | 3    | 3.57 | 2.04 | 3.15 |
|   | 4    | 6.71  | 3.38 | 5.04 |   | 4    | 5.11 | 3.17 | 4.40 |
| JS2MAV<br>Sección agrietada <sup>(5)</sup><br>Sin muros de mampostería<br>Sección bruta en vigas<br>Muros de concreto agrietados<br>como diagonales | 1    | 0.67  | 0.47 | 0.64 | JS2MAVIN<br>Sección agrietada <sup>(5)</sup><br>Sin muros de mampostería<br>Sección bruta en vigas<br>Muros de concreto<br>agrietados como diagonales<br>ISE: Novak | 1    | 0.56 | 0.41 | 0.63 |
|   | 2    | 2.32  | 1.41 | 2.01 |   | 2    | 2.07 | 1.37 | 1.90 |
|   | 3    | 4.60  | 2.60 | 3.69 |   | 3    | 3.74 | 2.47 | 3.32 |
|   | 4    | 7.02  | 3.97 | 5.30 |   | 4    | 5.34 | 3.62 | 4.48 |
| JS2MAM<br>Sección agrietada <sup>(4)</sup><br>Sin muros de mampostería<br>Muros de concreto agrietados<br>como panel                                | 1    | 0.59  | 0.37 | 0.62 | JS2MAMIN<br>Sección agrietada <sup>(4)</sup><br>Sin muros de mampostería<br>Muros de concreto<br>agrietados como panel<br>ISE: Novak                                | 1    | 0.52 | 0.33 | 0.59 |
|   | 2    | 2.40  | 1.11 | 2.12 |   | 2    | 2.08 | 1.09 | 1.97 |
|   | 3    | 5.11  | 2.11 | 4.19 |   | 3    | 3.86 | 2.04 | 3.56 |
|   | 4    | 8.04  | 3.39 | 6.29 |   | 4    | 5.83 | 3.18 | 5.01 |

Notas: (1) Muros de mampostería de fachadas laterales representados con diagonales equivalentes  
(2) Sin las diagonales equivalentes de los muros de mampostería de las fachadas laterales  
(3) Sin muros de mampostería en las escaleras de servicio  
(4) Sección agrietada en las vigas, columnas y cubo del elevador  
(5) Sección agrietada en columnas y cubo del elevador  
L - Dirección longitudinal, T - Dirección trasversal, R - Torsión

**TABLA 5. RIGIDECES ASOCIADAS A LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA**

| RIGIDEZ  | MÉTODO DE NOVAK |
|--|-----------------|
| Traslación, dirección L = $K_x$ (t/m)              | 1.83E+05        |
| Traslación, dirección T = $K_y$ (t/m)              | 1.89E+05        |
| Cabeceo, dirección L = $K_R$ (t*m/rad)             | 5.03E+07        |
| Cabeceo, dirección T = $K_R$ (t*m/rad)             | 2.22E+07        |
| Torsión $K_T$ (t*m/rad)                            | 3.68E+07        |
| Amortiguamiento en traslación, dirección L (t*s/m) | 7600            |
| Amortiguamiento en traslación, dirección T (t*s/m) | 7480            |
| Amortiguamiento de cabeceo, dirección L (t*s/m)    | 725000          |
| Amortiguamiento de cabeceo, dirección T (t*s/m)    | 1706000         |

**TABLA 6. RIGIDECES OBTENIDAS MEDIANTE LAS DISTINTAS PROPUESTAS**

| MODELO    | PROPUESTAS     | ANCHO EQUIVALENTE (cm) | RIGIDEZ PARA EL CORTANTE MÁXIMO (t/cm) |                   |              |
|-----------|----------------|------------------------|--|-------------------|--------------|
|           |                |                        | SECCIÓN BRUTA                          | SECCIÓN AGRIETADA | EXPERIMENTAL |
| ORIGINAL  | HWANG Y MOEHLE | 115                    | 15.07                                  | 9.12              | 5.62         |
|           | PAN Y MOEHLE   | 40                     | *                                      | 10.55             |              |
|           | RCDF           | 62                     | 11.62                                  | 6.78              |              |
| REFORZADO | HWANG Y MOEHLE | 115                    | 53.63                                  | 20.86             | 12.05        |
|           | PAN Y MOEHLE   | 40                     | *                                      | 19.76             |              |
|           | RCDF           | 62                     | 45.97                                  | 16.10             |              |

\* El planteamiento considera sección agrietada

**TABLA 7. DISTORSIONES DE ENTREPISO EXPERIMENTALES (E) Y CALCULADAS (3D=LINEAL Y 2DNL=NO LINEAL)**

| MODELOS | DIRECCIÓN T ( $10^3$ ) |        |       | DIRECCIÓN L ( $10^3$ ) |        |       |
|---------|------------------------|--------|-------|------------------------|--------|-------|
|         | AC/N11                 | N11/N6 | N6/SC | AC/N11                 | N11/N6 | N6/SC |
| E       | 3.22                   | 4.71   | 2.94  | 3.30                   | 3.76   | 2.68  |
| 3D      | 3.17                   | 4.23   | 3.12  | 2.80                   | 3.12   | 1.83  |
| 2DNL    | 3.15                   | 4.21   | 3.24  | 3.19                   | 3.37   | 2.16  |

**TABLA 8. PORCENTAJE Y MASA CORRESPONDIENTE A LOS MARCOS EQUIVALENTES**

| NIVEL  | DIRECCIÓN L |                              | DIRECCIÓN T |                              |
|--------|-------------|------------------------------|-------------|------------------------------|
|        | PORCENTAJE  | MASA (kg*s <sup>2</sup> /cm) | PORCENTAJE  | MASA (kg*s <sup>2</sup> /cm) |
| 13     | 0.513       | 333.43                       | 0.285       | 185.16                       |
| 12     |             | 346.86                       |             | 192.62                       |
| 11     |             | 346.86                       |             | 192.62                       |
| 10     | 0.436       | 294.95                       | 0.314       | 212.72                       |
| 9      |             | 298.44                       |             | 215.17                       |
| 8      |             | 298.44                       |             | 215.17                       |
| 7      | 0.432       | 295.75                       | 0.305       | 208.60                       |
| 6      |             | 299.8                        |             | 211.46                       |
| 5      |             | 299.8                        |             | 211.46                       |
| 4      |             | 299.8                        |             | 211.46                       |
| E1     | 0.34        | 237.1                        | 0.383       | 267.91                       |
| E4     | 0.170       | 56.07                        | 0.361       | 118.07                       |
| E2     |             | 45.62                        |             | 96.07                        |
| E5     | 0.288       | 86.57                        | 0.286       | 85.91                        |
| E3     |             | 80.85                        |             | 80.23                        |
| E6     | 0.492       | 186.66                       | 0.141       | 53.60                        |
| SÓTANO |             | 243.47                       |             | 69.92                        |

**TABLA 9. FRECUENCIAS NATURALES DE VIBRAR DE LOS MODELOS ANALÍTICOS PLANOS**

| MODELO     | BASE FLEXIBLE |      | BASE EMPOTRADA |      |
|------------|---------------|------|----------------|------|
|            | L             | T    | L              | T    |
| 2DL Y 2DNL | 0.50          | 0.33 | 0.55           | 0.36 |

**TABLA 10. COEFICIENTES SÍSMICOS PARA LOS TRES MODELOS ESTUDIADOS**

| MODELOS | MARCO               | DIRECCIÓN L | DIRECCIÓN T |
|---------|---------------------|-------------|-------------|
| 94-3S   | 1                   | 0.167       | 0.091       |
|         | 2                   | 0.263       | 0.062       |
|         | SISTEMA EQUIVALENTE | 0.190       | 0.079       |
| SCT-CS  | 1                   | 0.175       | 0.153       |
|         | 2                   | 0.400       | 0.115       |
|         | SISTEMA EQUIVALENTE | 0.225       | 0.137       |
| SCT-SS  | 1                   | 0.151       | 0.147       |
|         | 2                   | 0.387       | 0.115       |
|         | SISTEMA EQUIVALENTE | 0.215       | 0.134       |

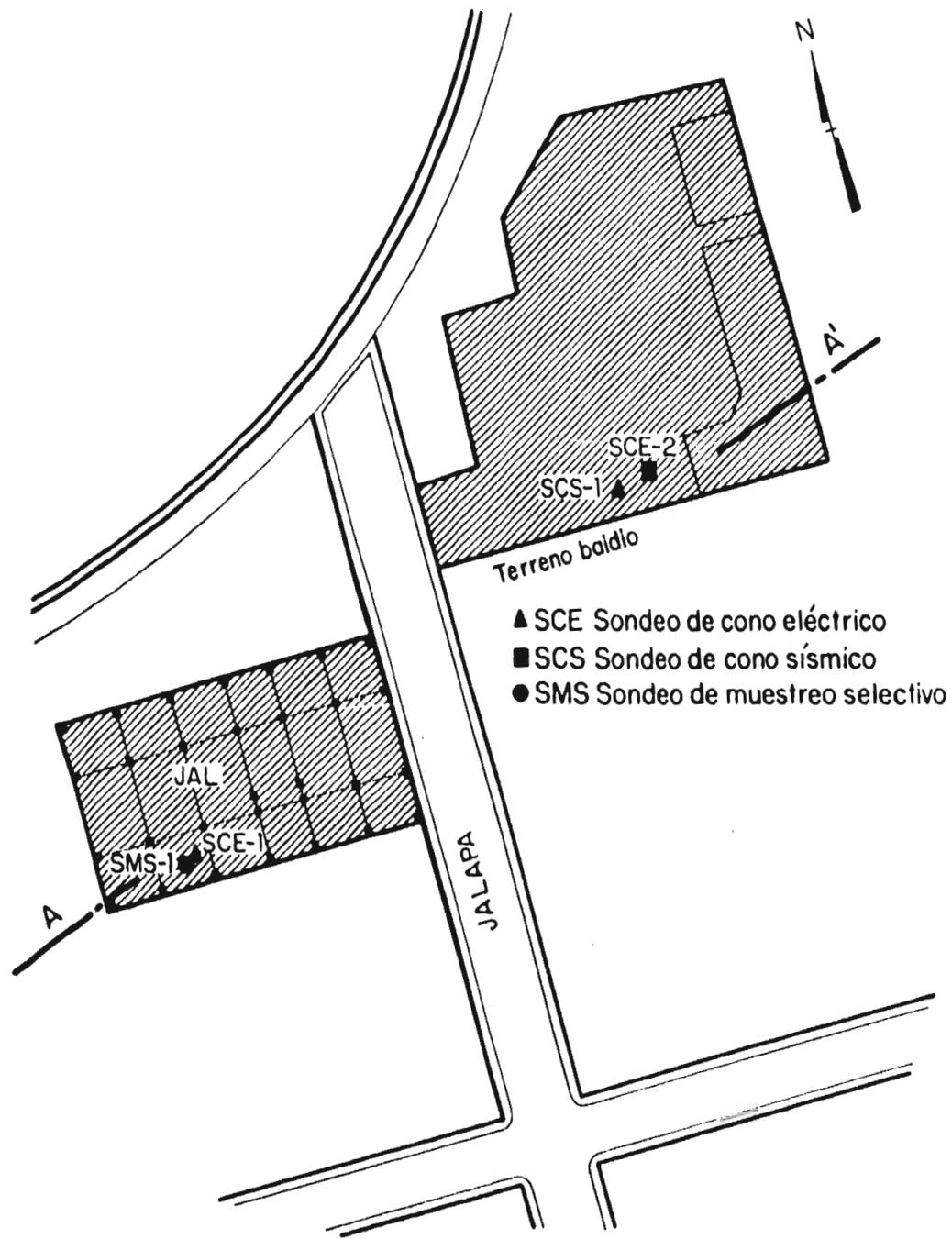


Fig 2.1a Corte estratigráfico

# CORTE ESTRATIGRÁFICO A-A'

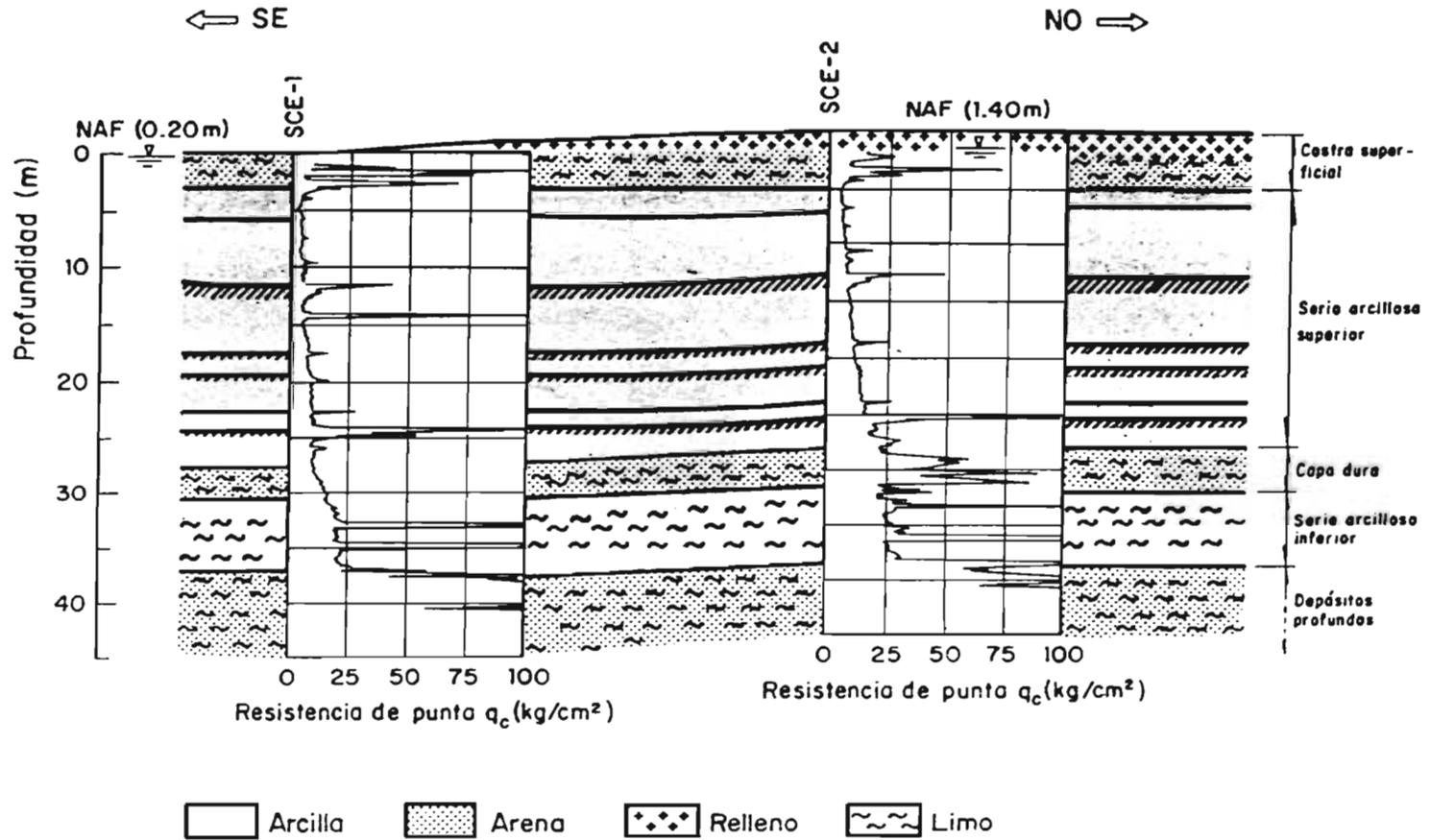


Fig 2.1b Localización de sondeos

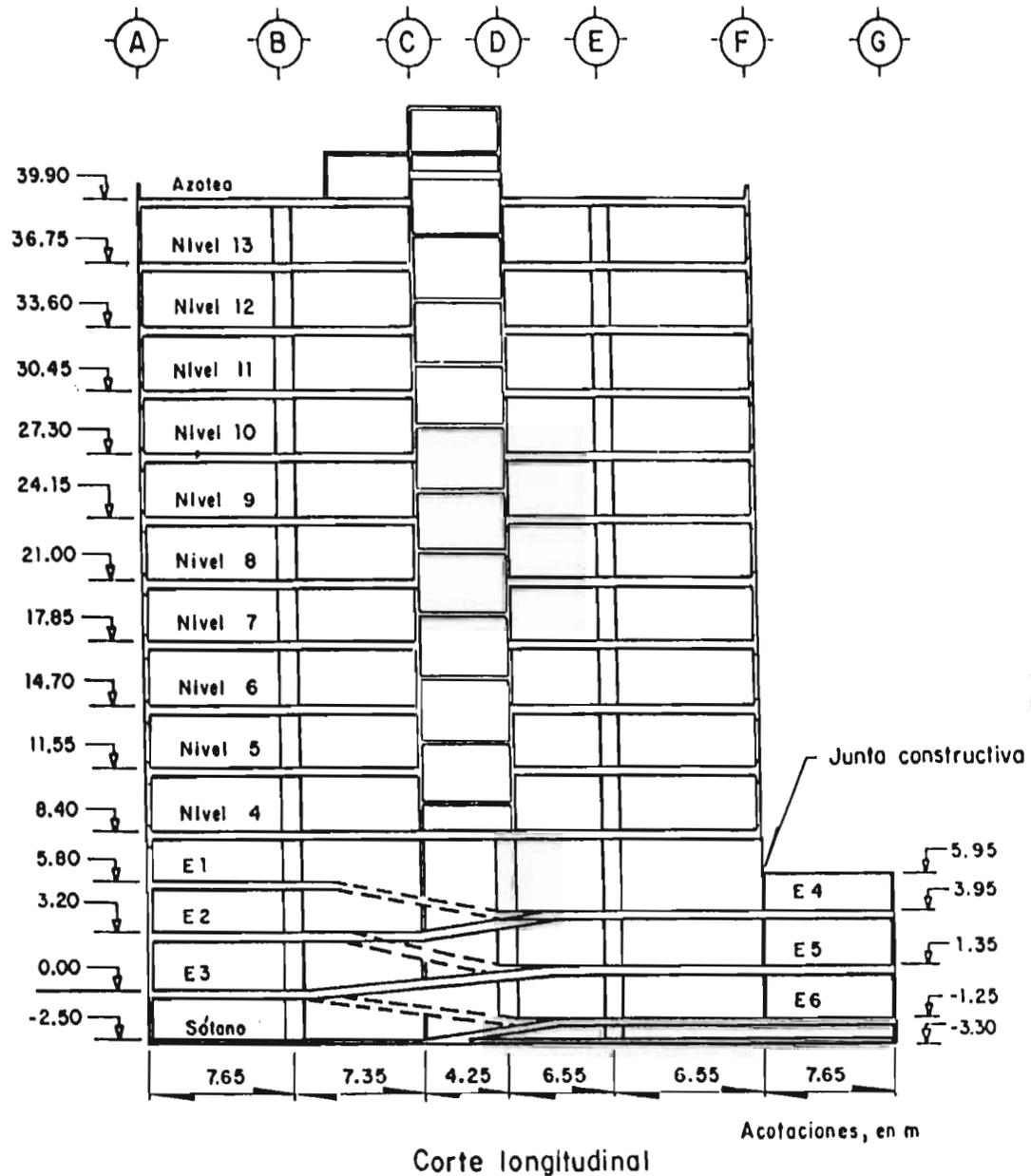
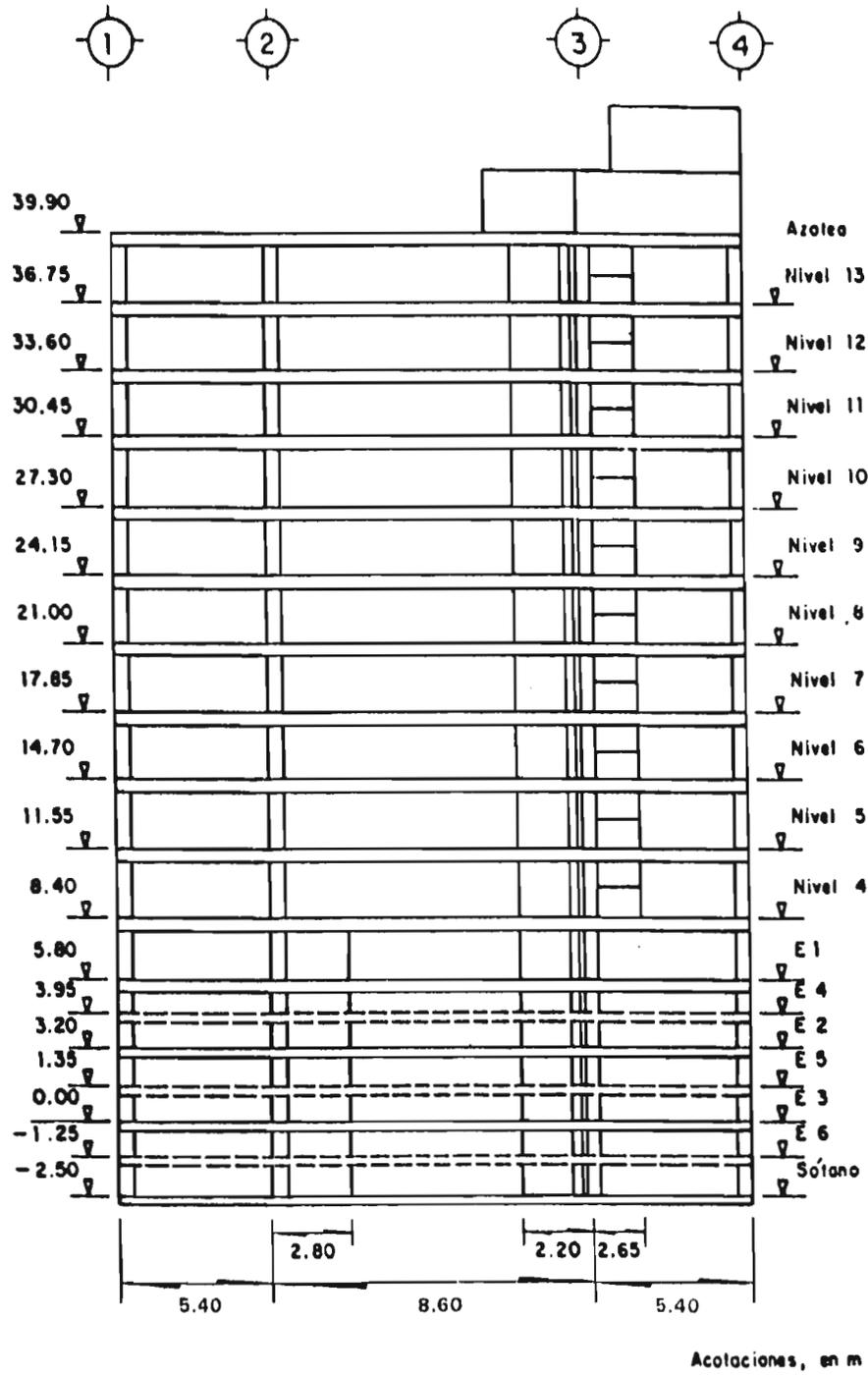


Fig 2.2 Corte longitudinal del edificio



Corte trasversal

Fig 2.3 Corte trasversal del edificio

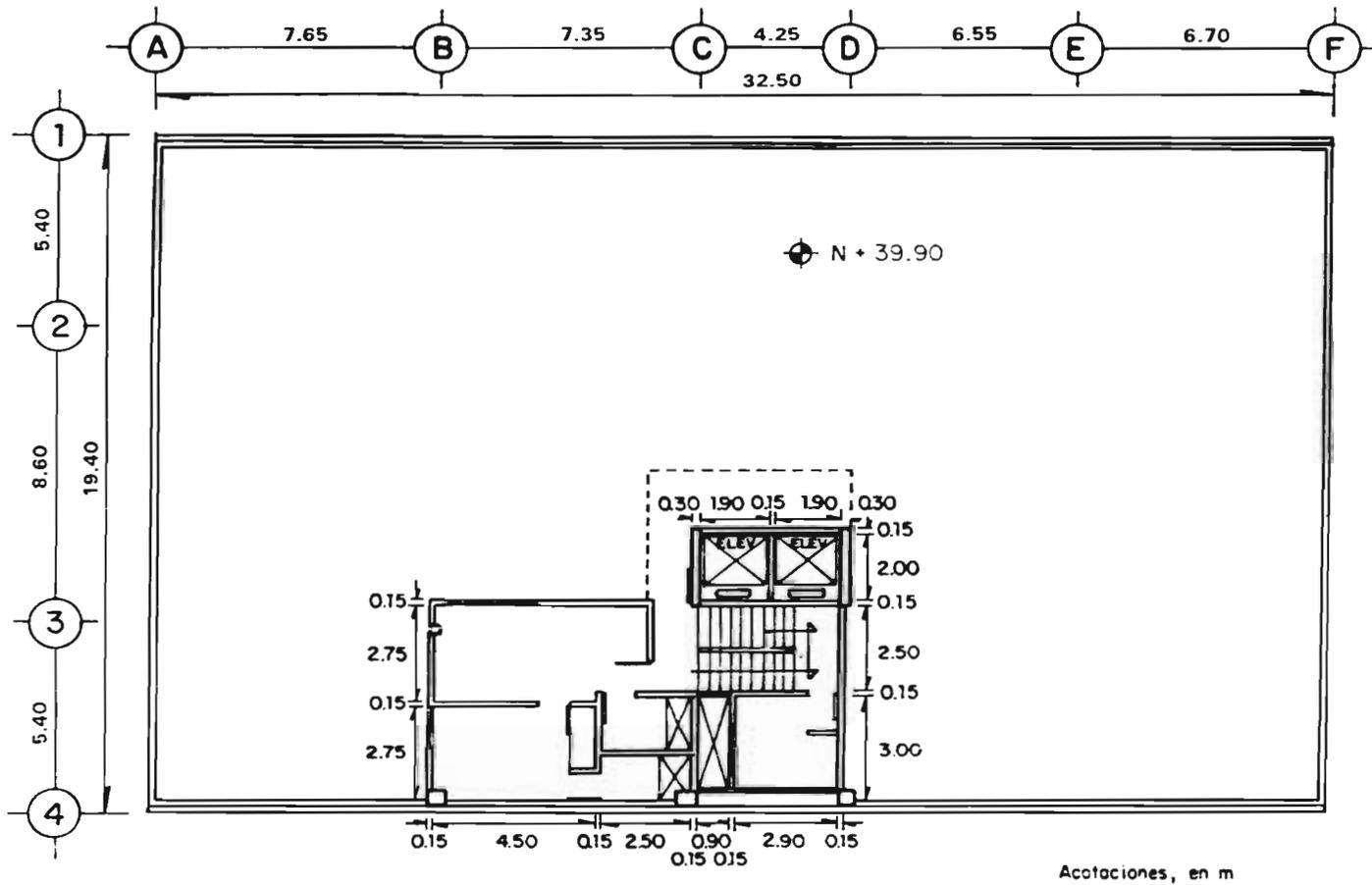


Fig 2.4 Planta de azotea

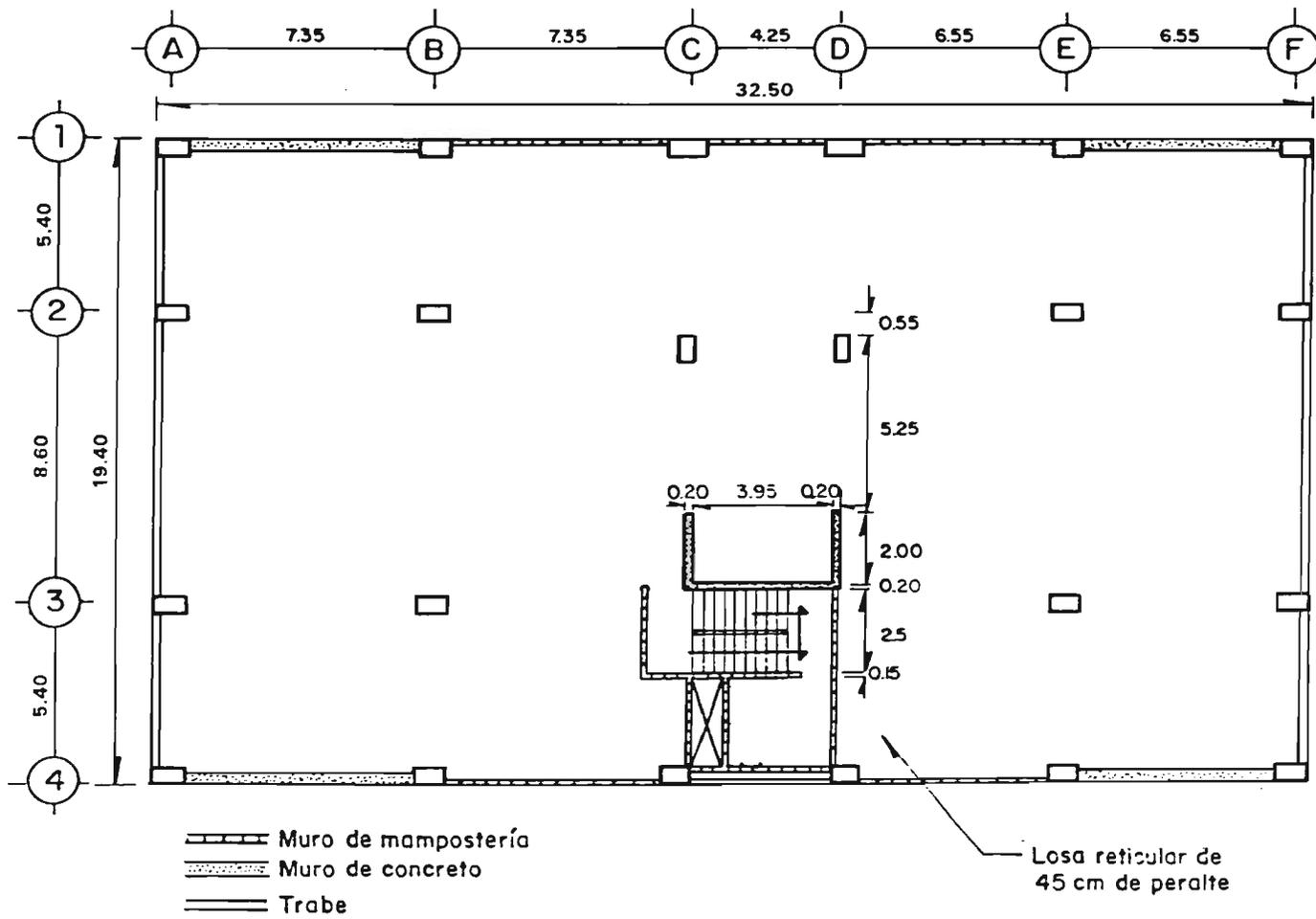


Fig 2.5 Planta tipo de los niveles de oficina

Acotaciones en m

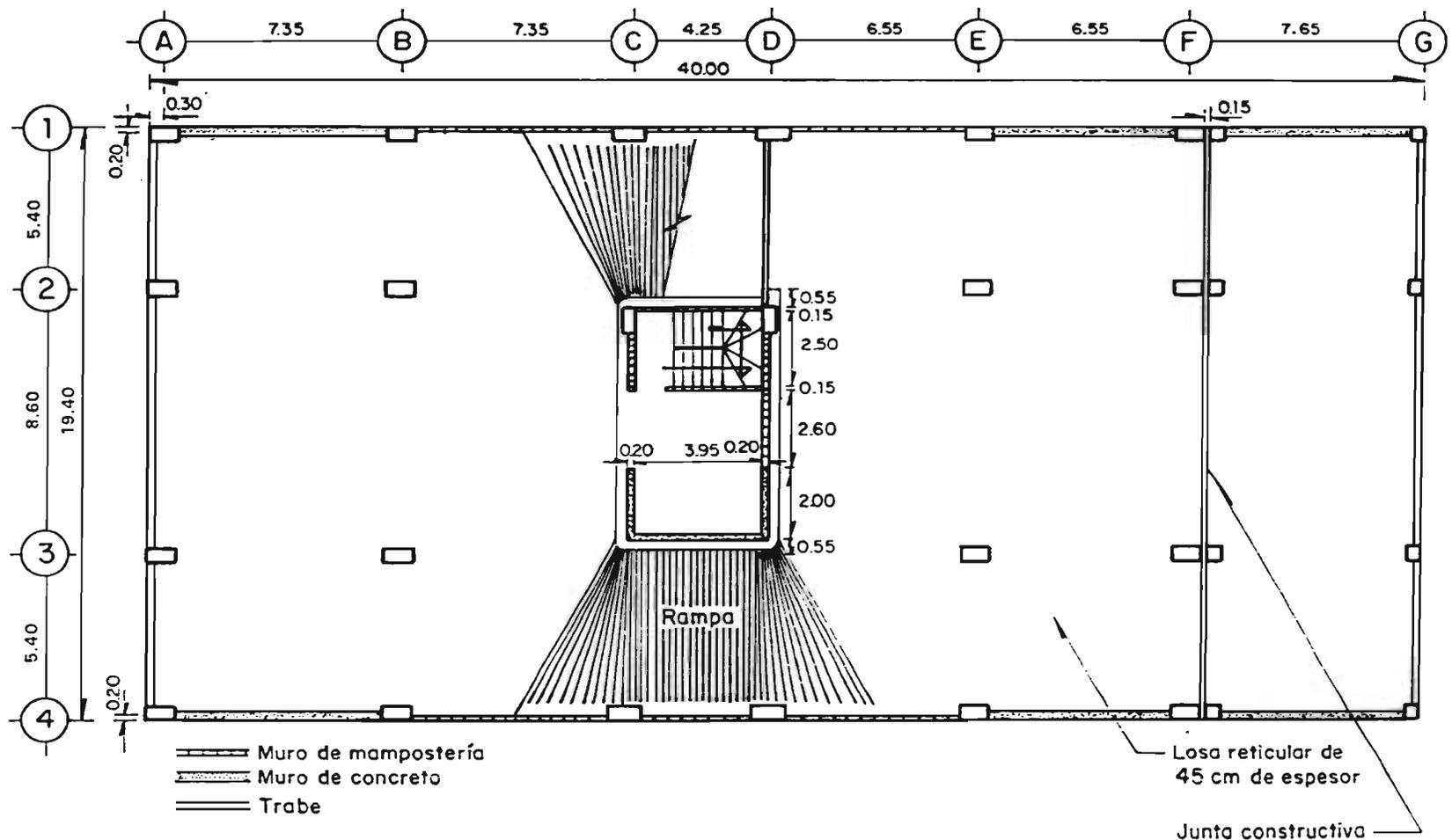
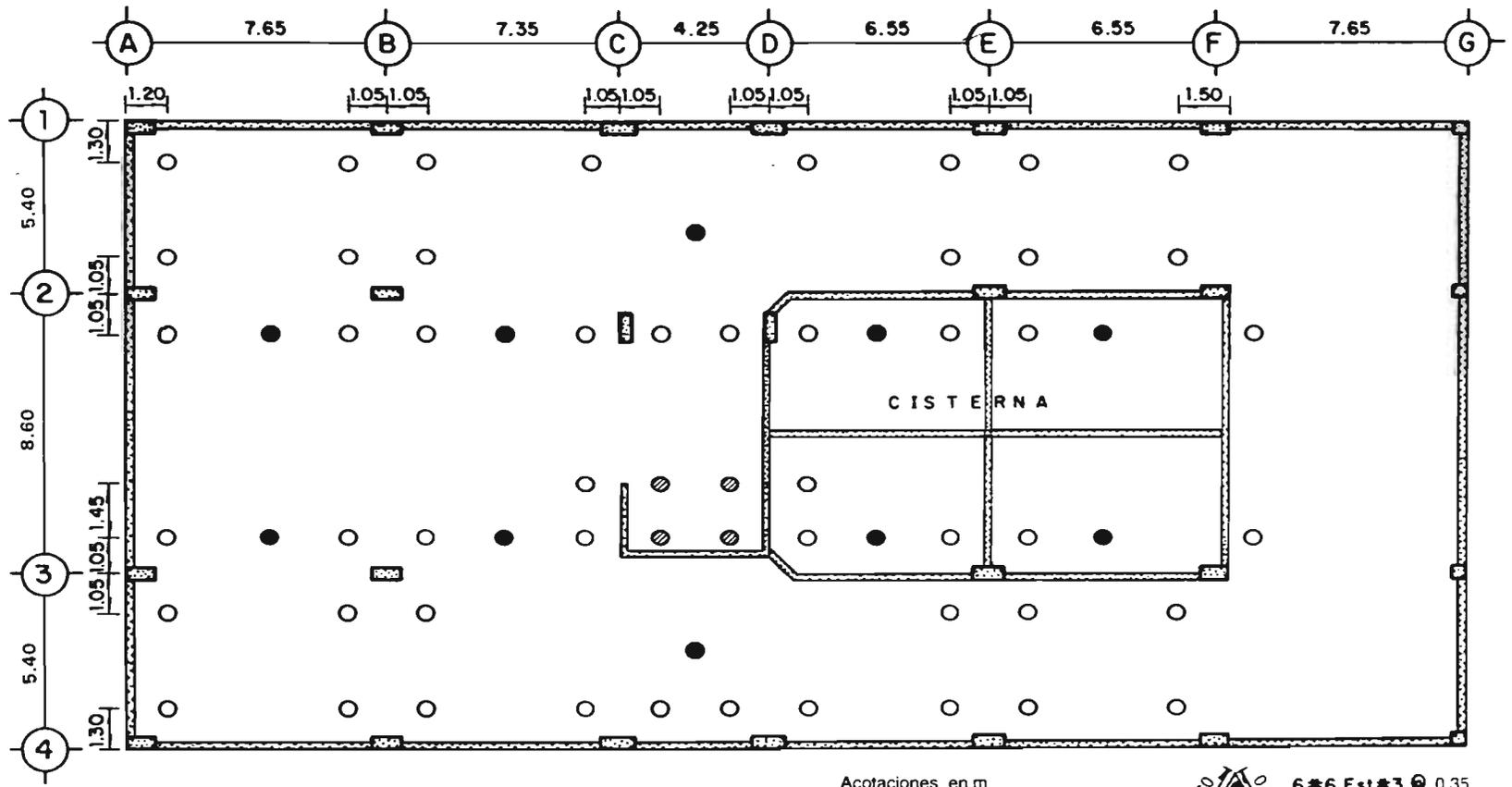


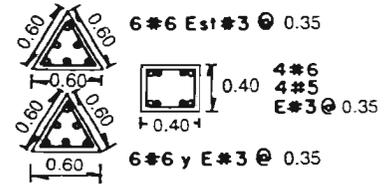
Fig 2.6 Planta tipo de los niveles de estacionamiento

Acataciones en m



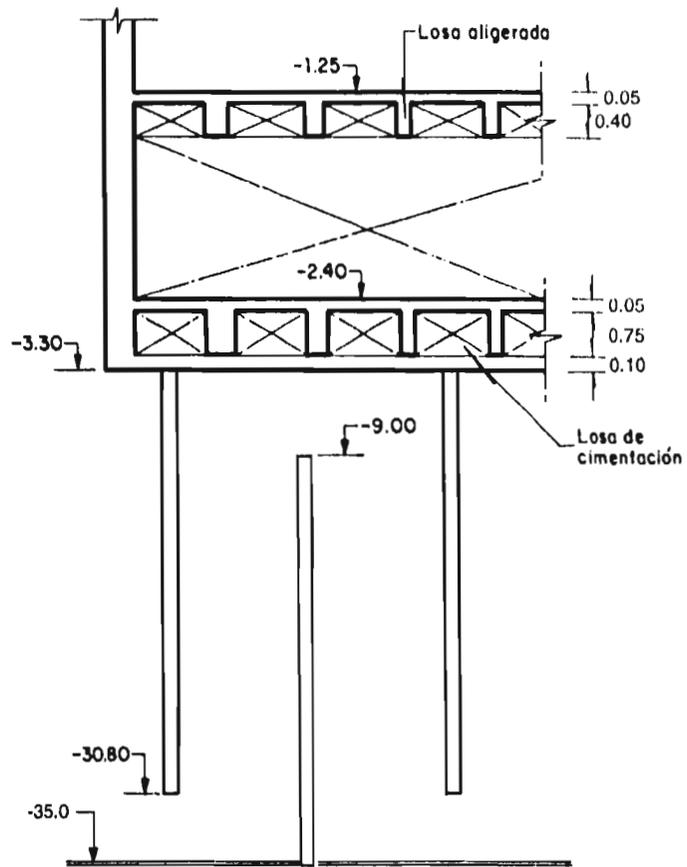
Acotaciones, en m

- 50 Pilotes sección triangular, 60cm de lado y de 28m de longitud del nivel - 2.80 al - 30.80
- 10 Pilotes de sección cuadrada de 40cm de lado y 26m de longitud del nivel - 9.00 al - 35.00
- ⊗ 4 Pilotes sección triangular, 60cm de lado y de 28m de longitud del nivel - 2.80 al - 30.80



• VS #5 • VS #6

Fig 2.7 Planta de cimentación y localización de pilotes



Acotaciones, en m

Fig 2.8 Corte de la cimentación del edificio

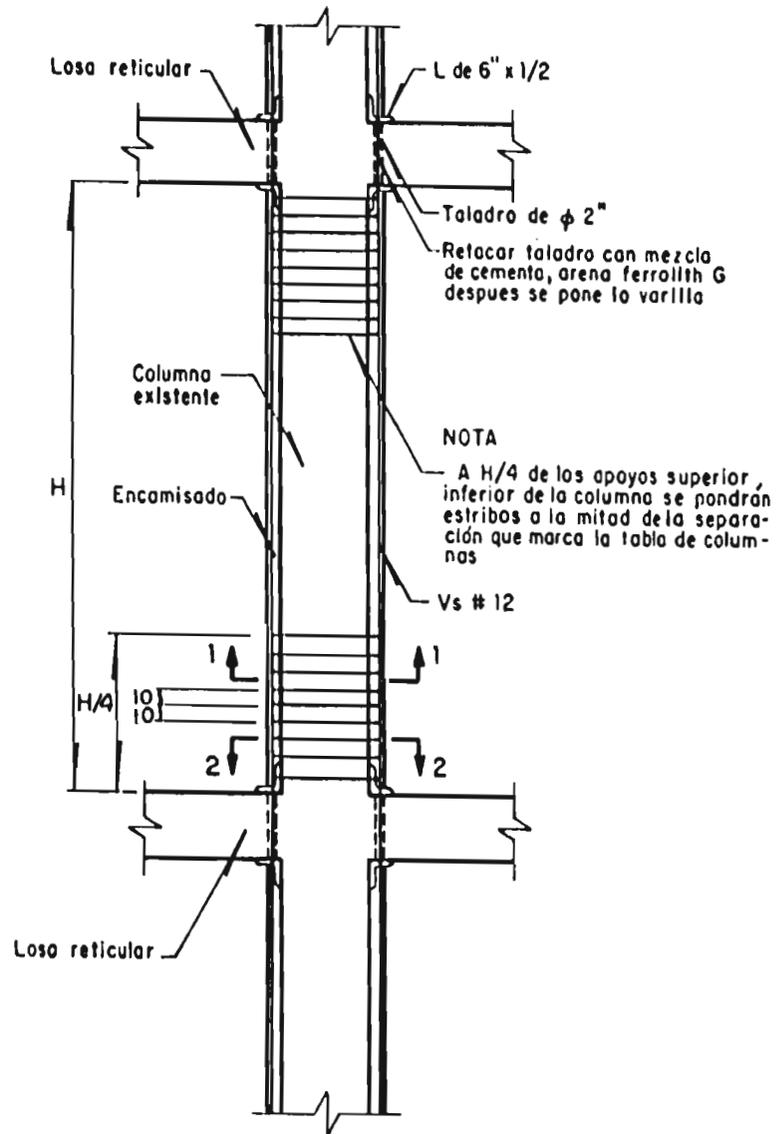
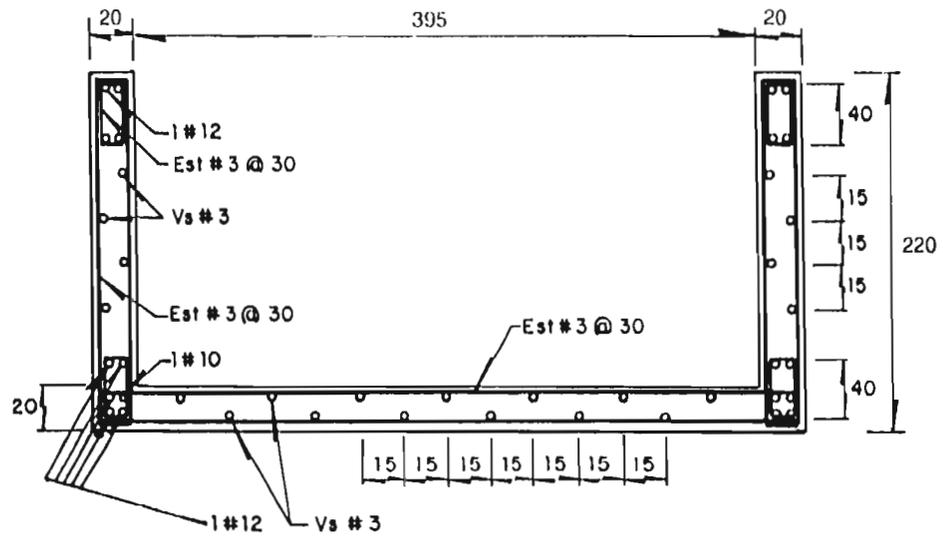


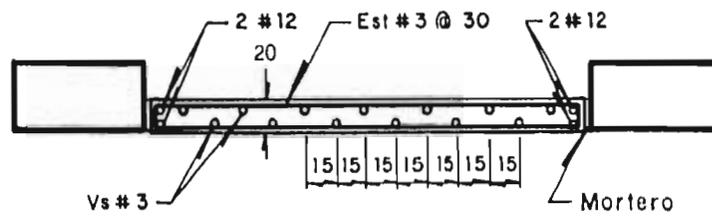
Fig 2.9 Encamisado de las columnas





Muro de concreto M 1

Acotaciones, en cm



Muro de concreto M2

Fig 2.11 Muros de concreto reforzado

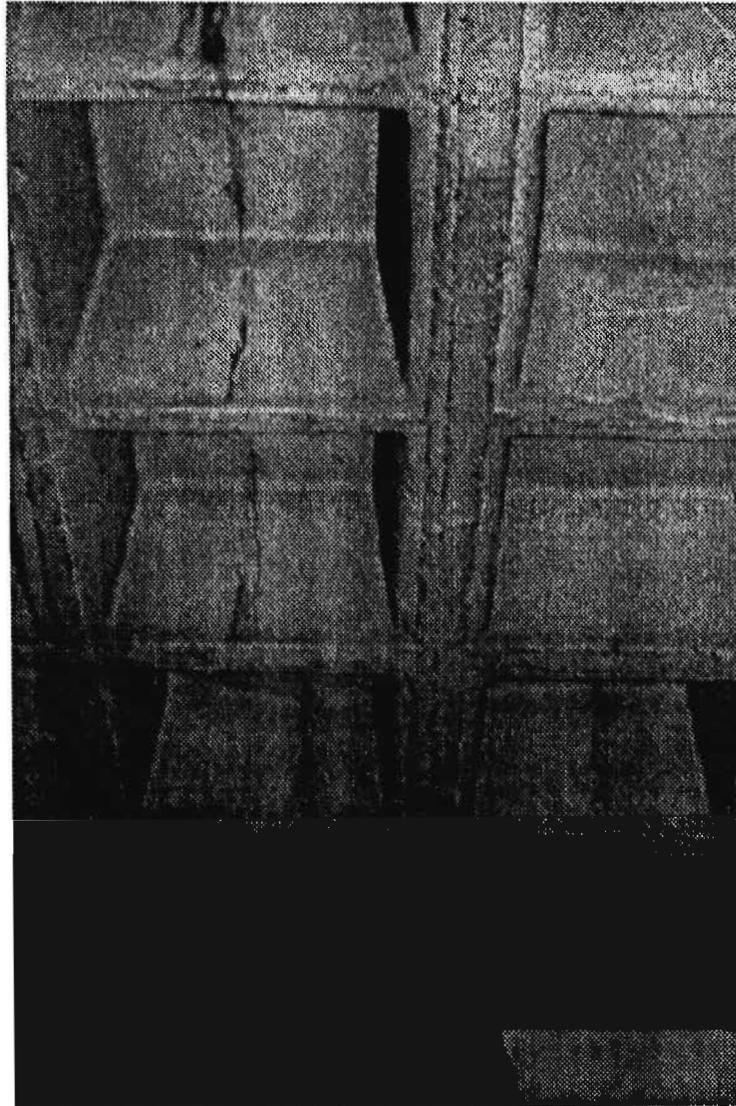


Fig 2.12 Agrietamiento de las losas reticulares. Losa del nivel E1 en dirección transversal

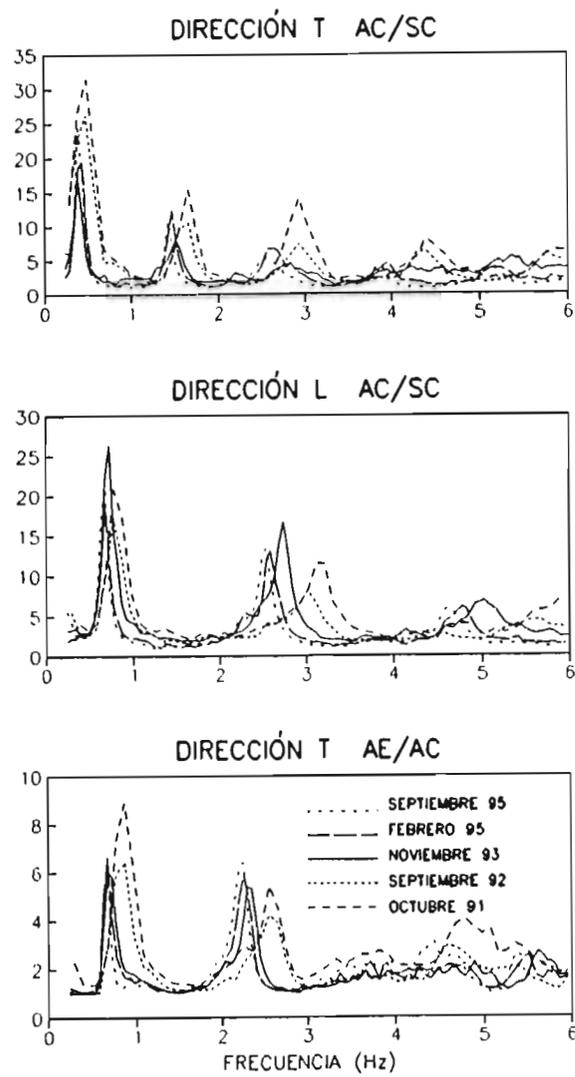
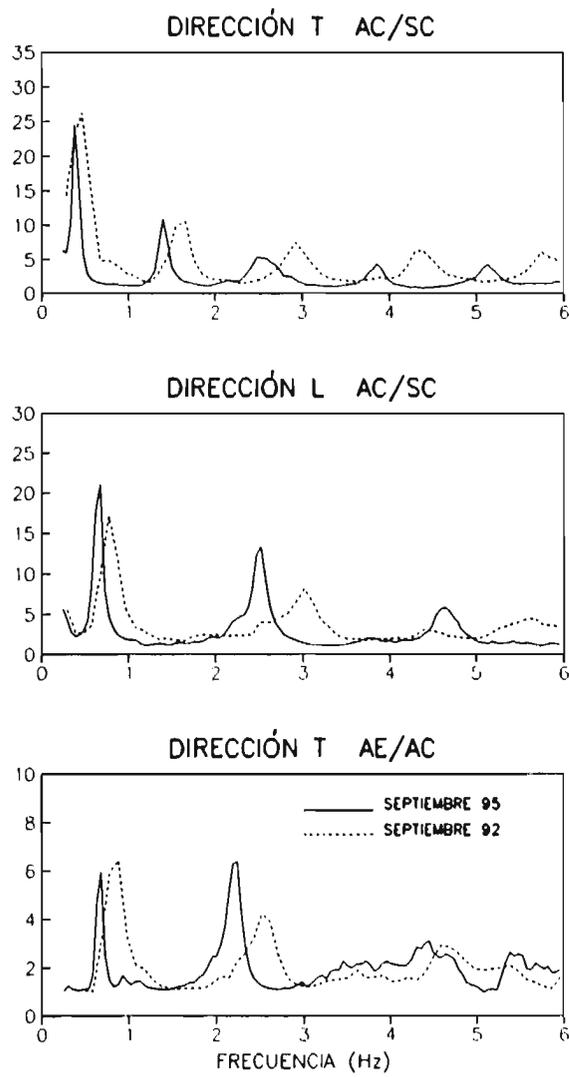
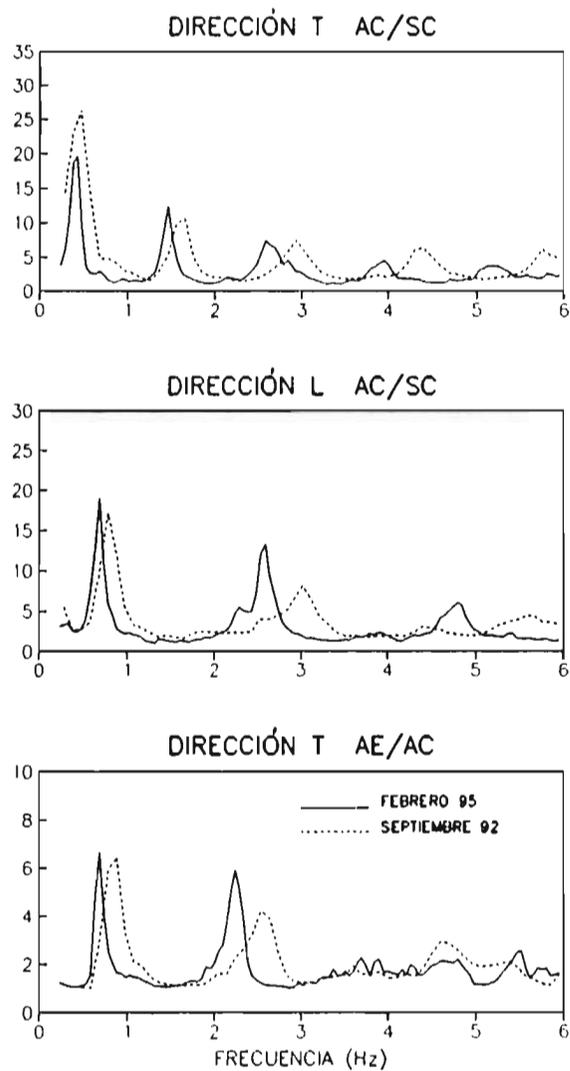


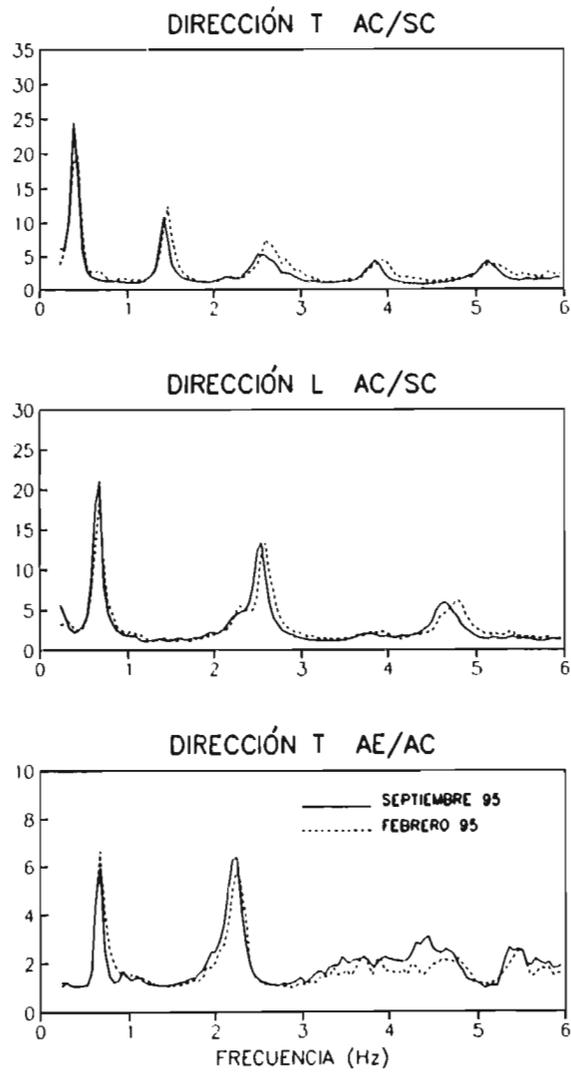
Fig 3.1 Comparación de las funciones de transferencia entre AC/SC y AE/AC, calculadas de los registros de las pruebas de vibración ambiental



**Fig 3.2** Comparación de las funciones de transferencia entre AC/SC y AE/AC, calculadas de los registros de las pruebas de vibración ambiental de la primera y última etapa (después de ocurrido el evento 95-1)



**Fig 3.3** Comparación de las funciones de transferencia entre AC/SC y AE/AC, calculadas de los registros de las pruebas de vibración ambiental de la primera y penúltima etapa (después de ocurrido el evento 94-3)



**Fig 3.4** Comparación de las funciones de transferencia entre AC/SC y AE/AC, calculadas de los registros de las pruebas de vibración ambiental de la penúltima (después de ocurrido el evento 94-3) y última etapa (después de ocurrido el evento 95-1)

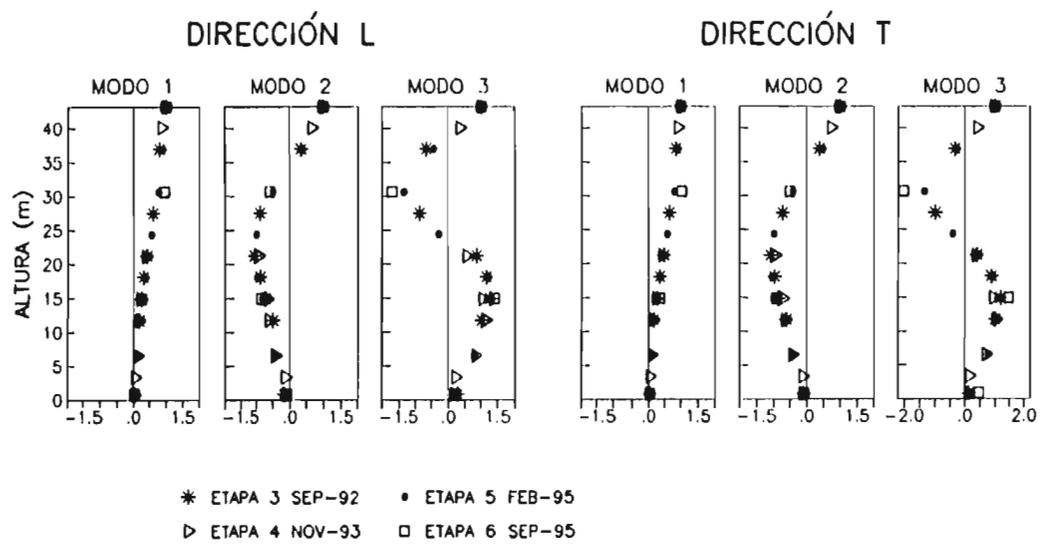


Fig 3.5 Comparación de las formas modales deducidas de los registros de vibración ambiental

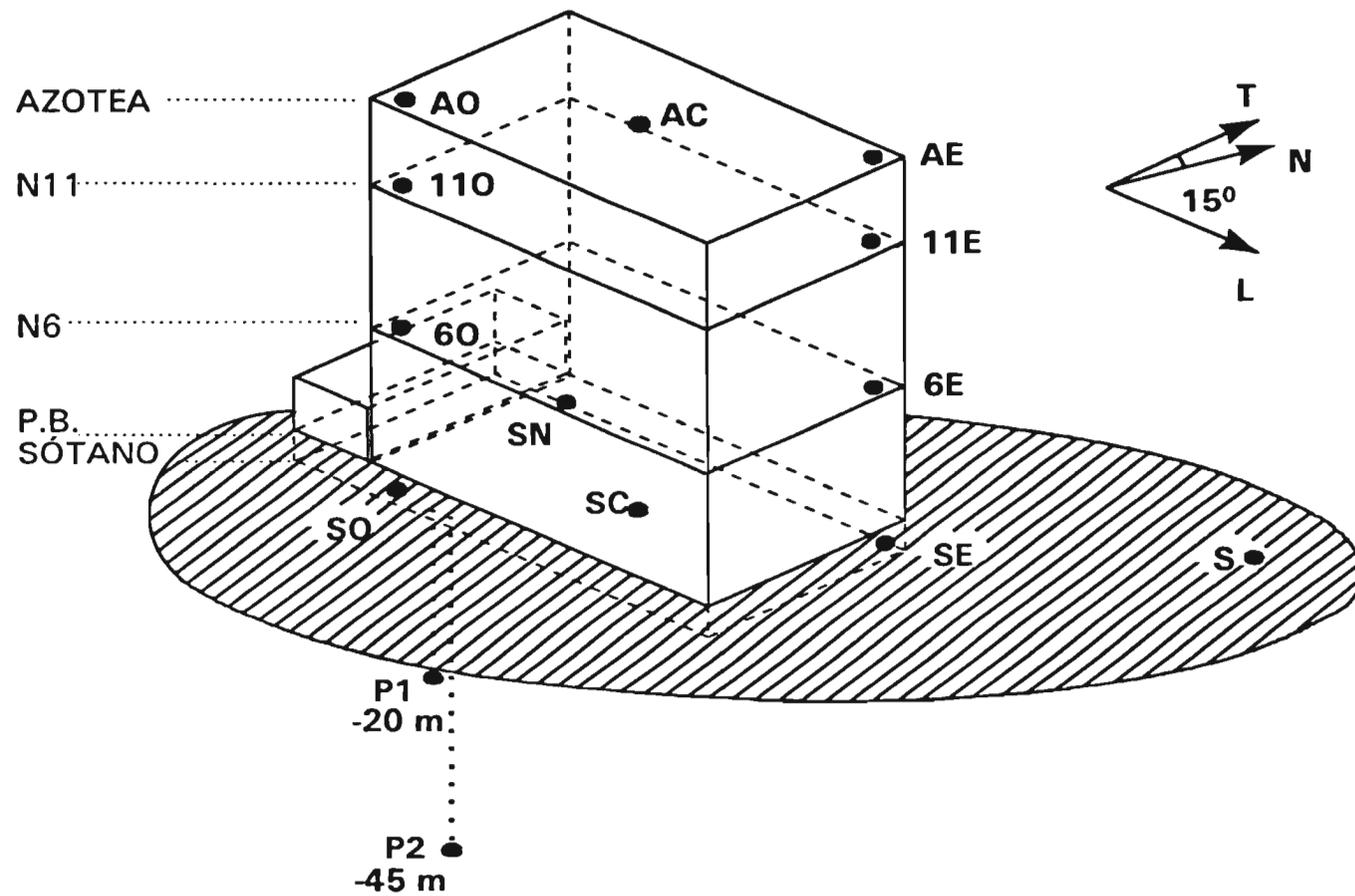
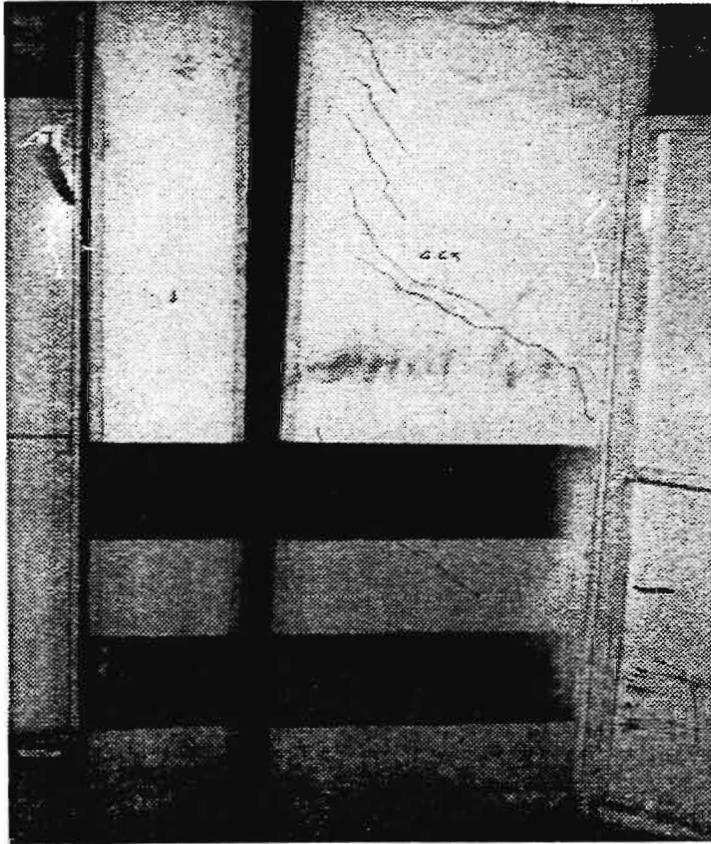


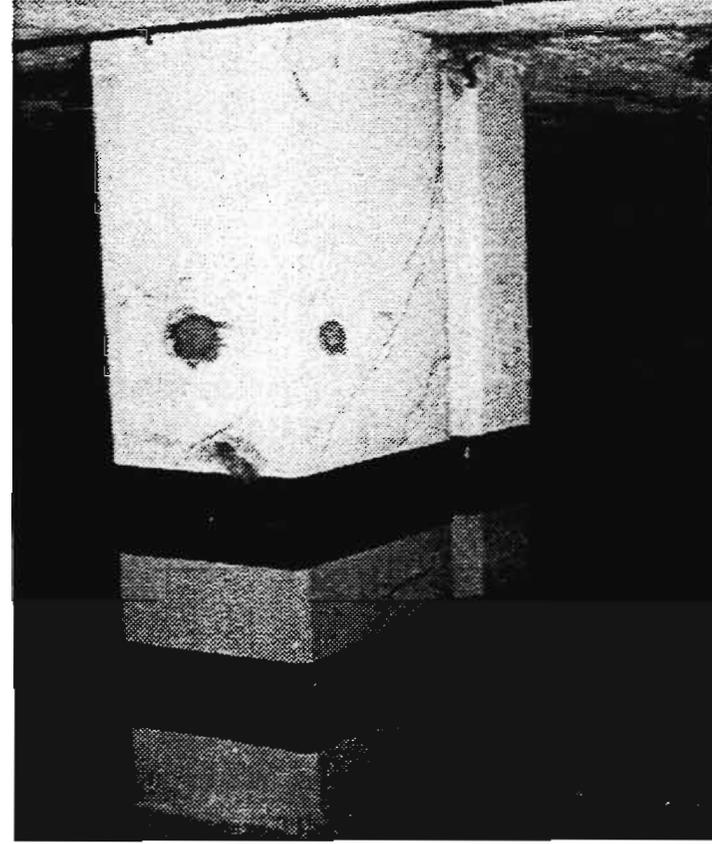
Fig 4.1 Localización de los acelerógrafos del edificio



Fig 4.2      Agrictamientos en muros de mampostería a raíz del sismo de Copala (14 de septiembre de 1995) . Muro del nivel 6 en dirección longitudinal



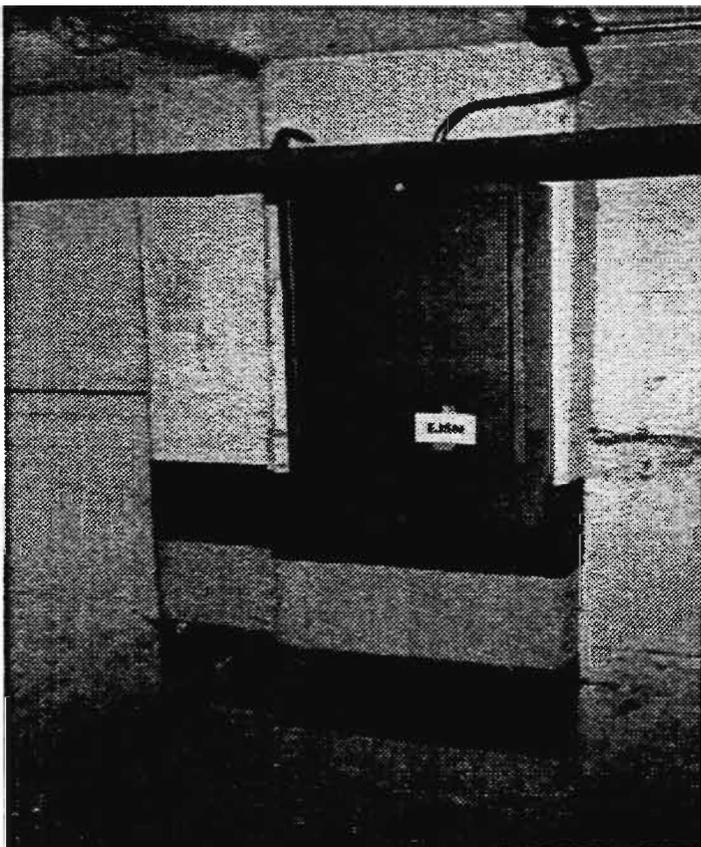
(a)



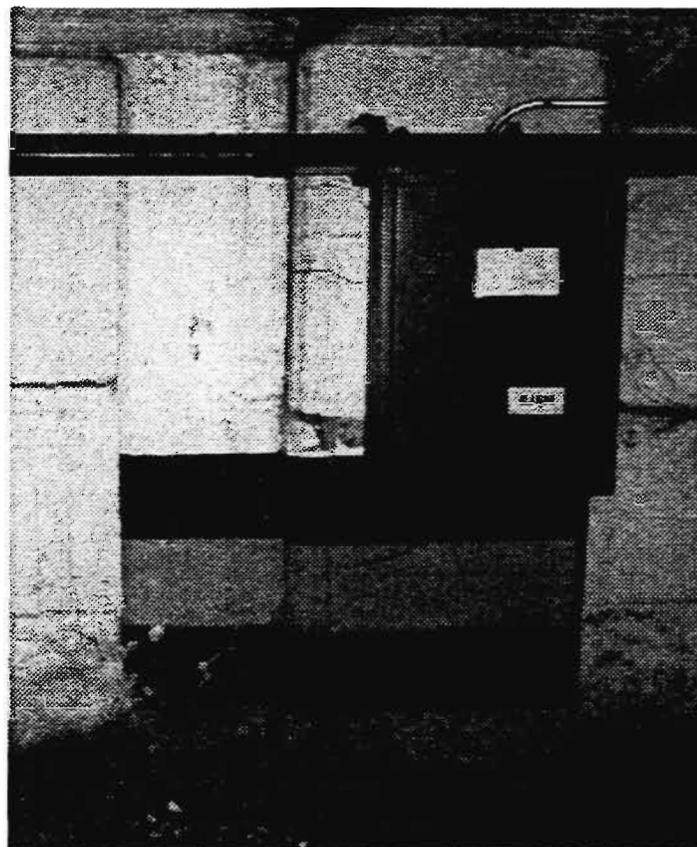
(b)

Fig 4.3a Desplome y agrietamientos en las columnas del sótano. Columna (a) localizada entre los ejes E y 2, y (b) entre los ejes E y 3

**Antes del sismo de copala**



**Después del sismo de copala**



**Fig 4.3b** Desprendimiento del recubrimiento de la columna donde está fijado el acelerógrafo ante el sismo de Copala. Columna localizada entre los ejes E y 4

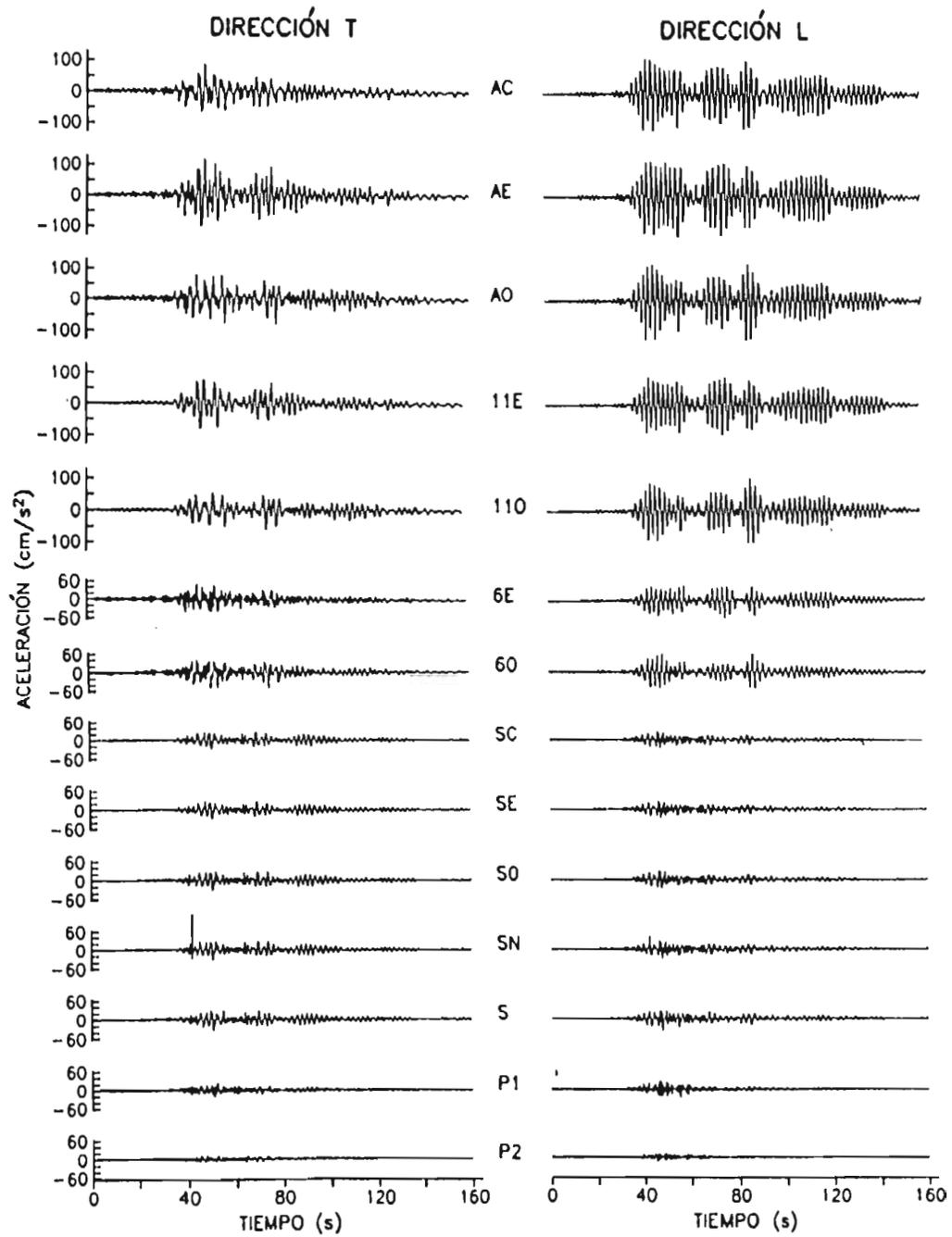


Fig 4.4a Historias de aceleración del evento del 14 de septiembre de 1995

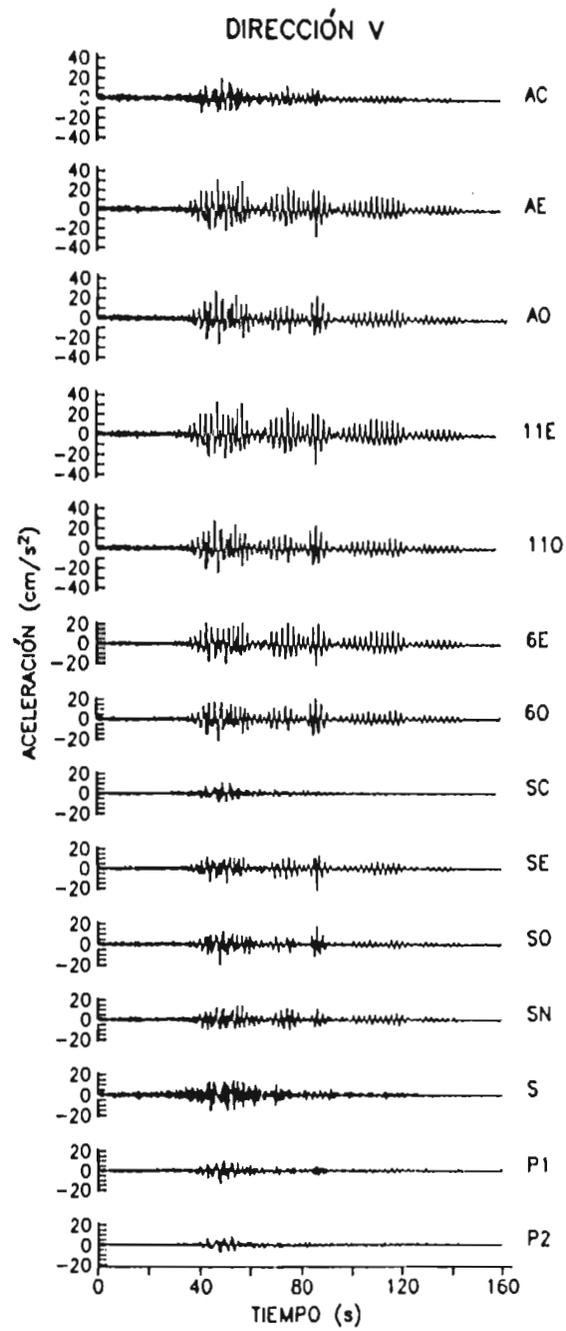


Fig 4.4b Historias de aceleración del evento del 14 de septiembre de 1995

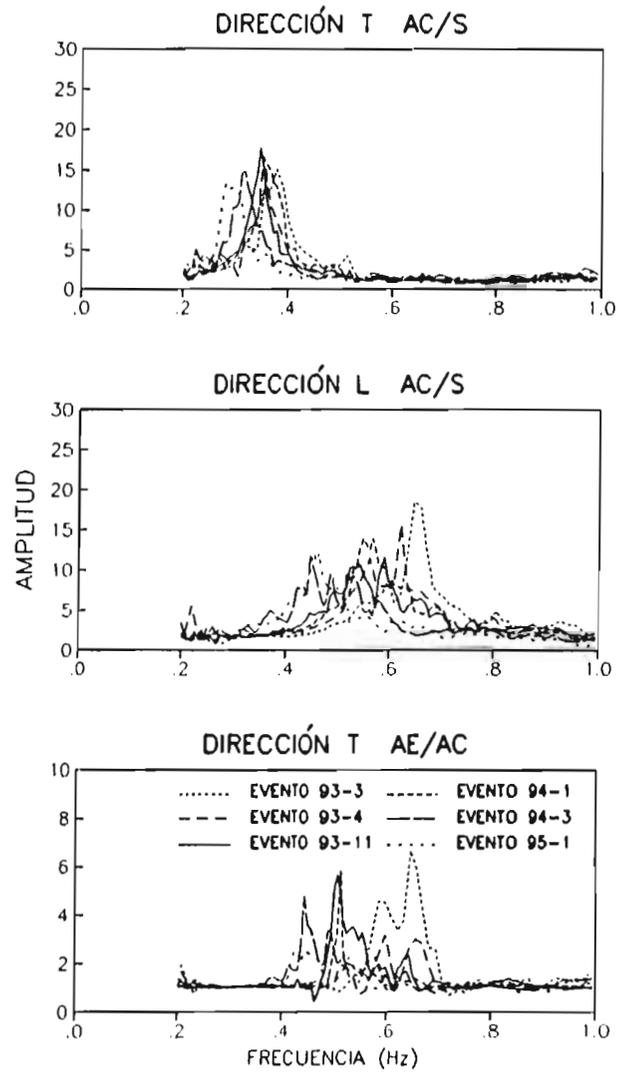
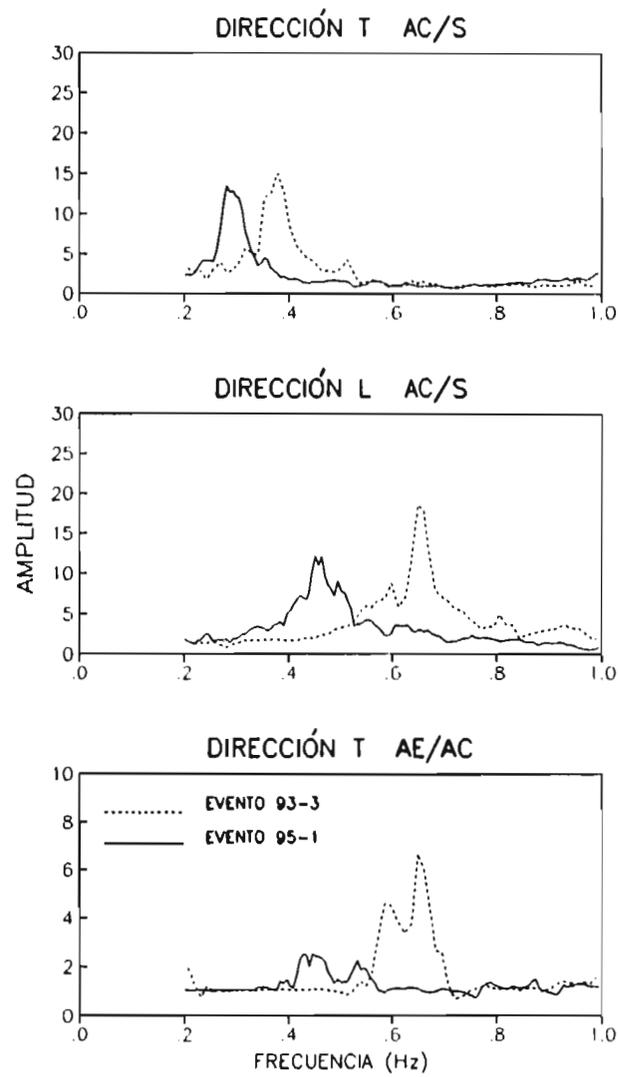
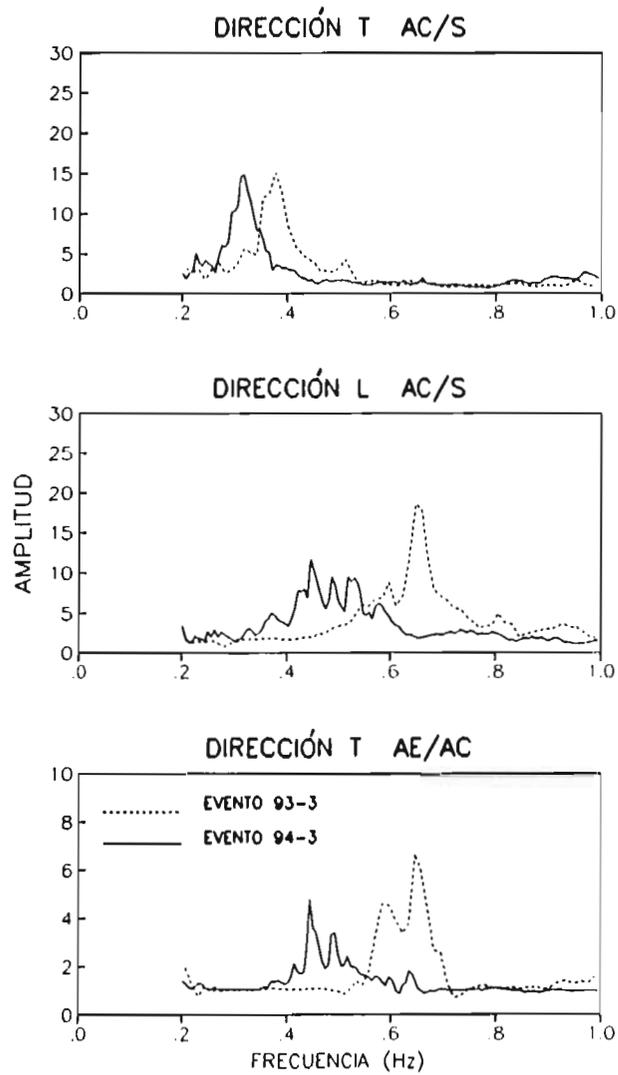


Fig 4.5 Comparación de las funciones de transferencia entre AC/SC y AE/AC, calculadas de los registros sísmicos



**Fig 4.6** Comparación de las funciones de transferencia entre AC/SC y AE/AC, calculadas de los registros de los eventos 93-3 y 95-1



**Fig 4.7** Comparación de las funciones de transferencia entre AC/SC y AE/AC, calculadas de los registros de los eventos 93-3 y 94-3

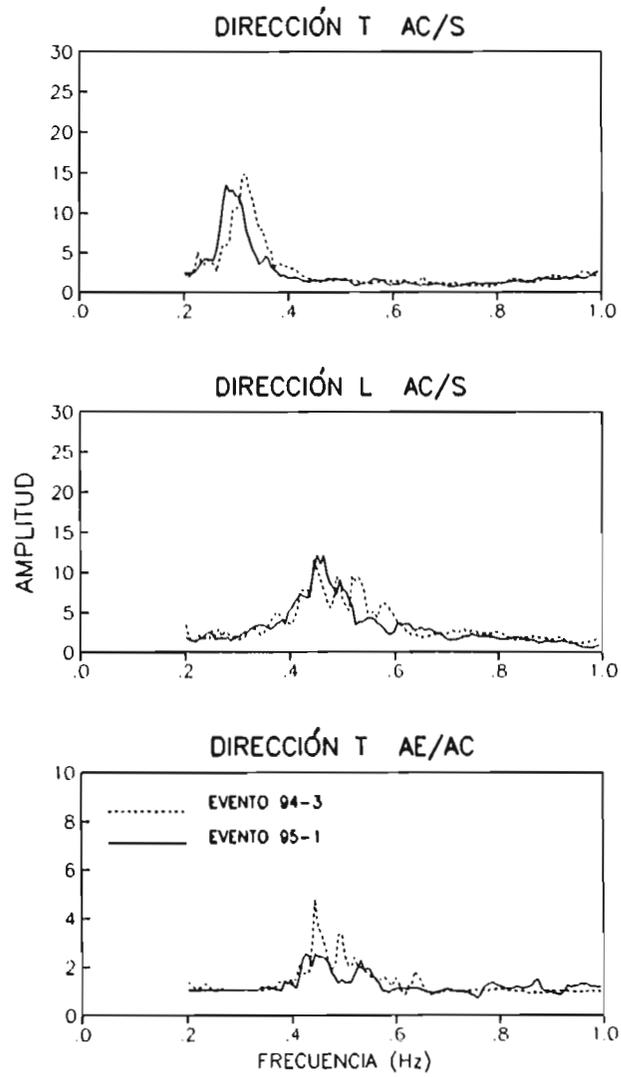


Fig 4.8 Comparación de las funciones de transferencia entre AC/SC y AE/AC, calculadas de los registros de los eventos 94-3 y 95-1

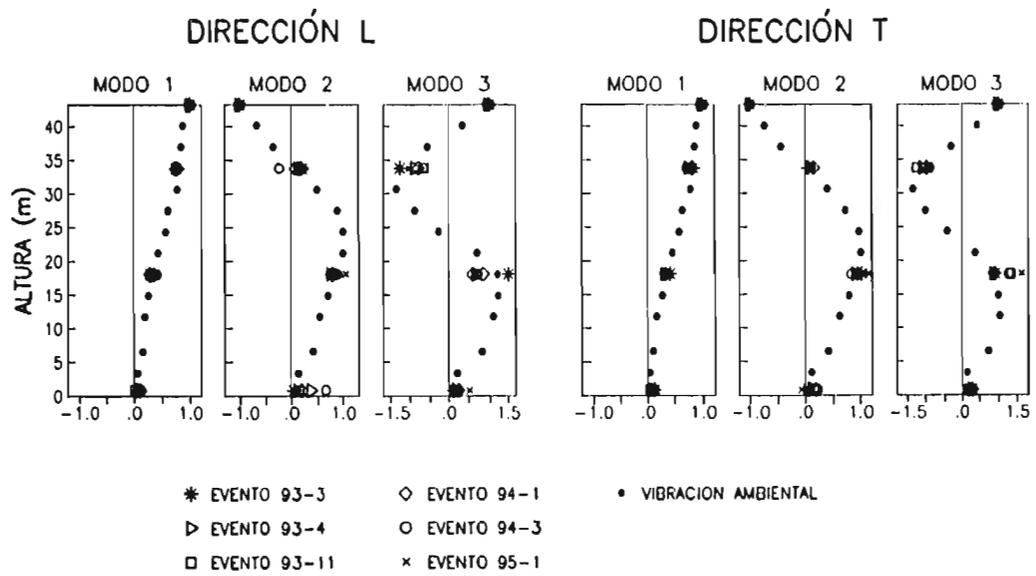


Fig 4.9 Comparación de las formas modales obtenidas de los registros sísmicos

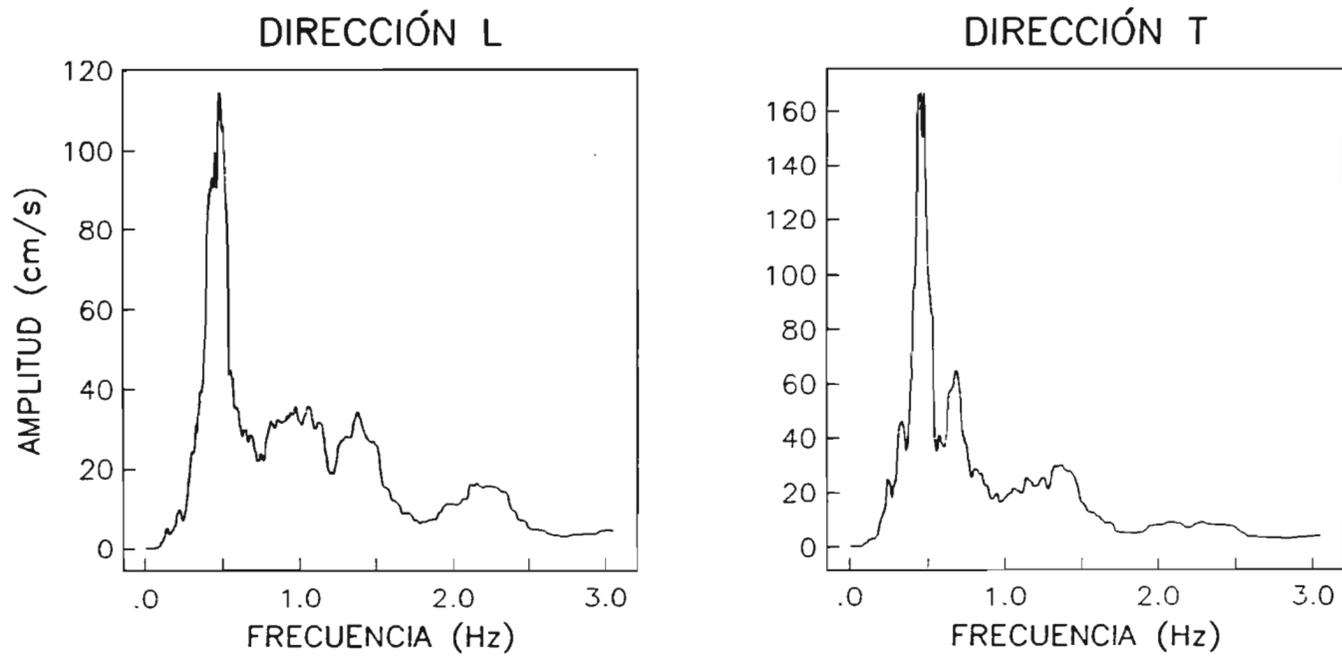
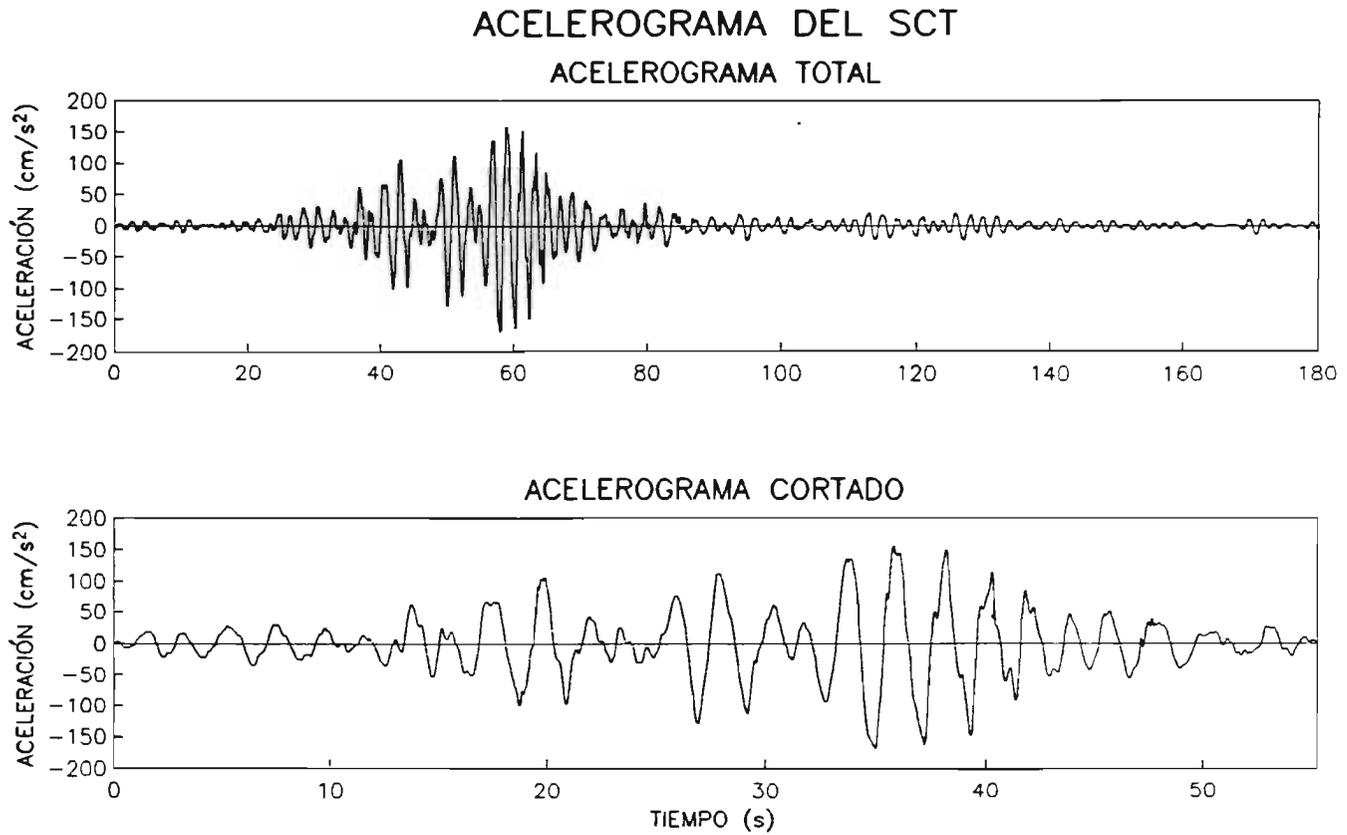


Fig 5.1 Espectros de amplitudes de Fourier para el sismo de Copala ocurrido el 14 de septiembre de 1995 en la superficie del suelo



**Fig 5.2**      **Acclerograma del sismo registrado el 19 de septiembre 1985 en la estación de SCT en la componente EO**

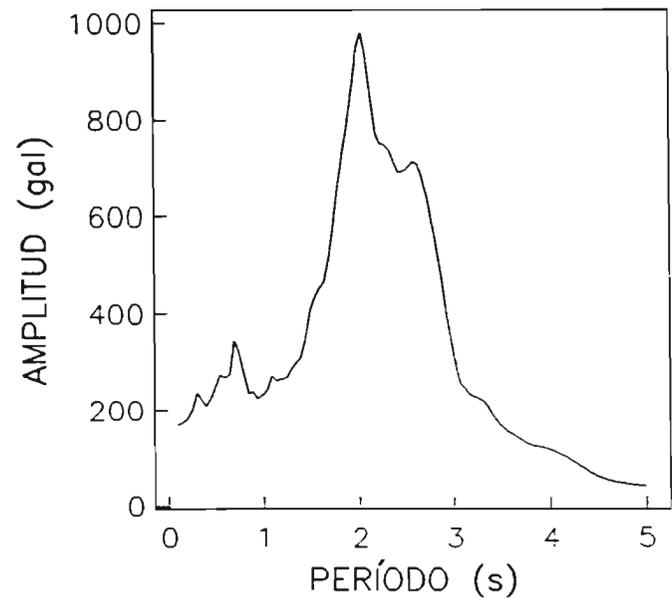
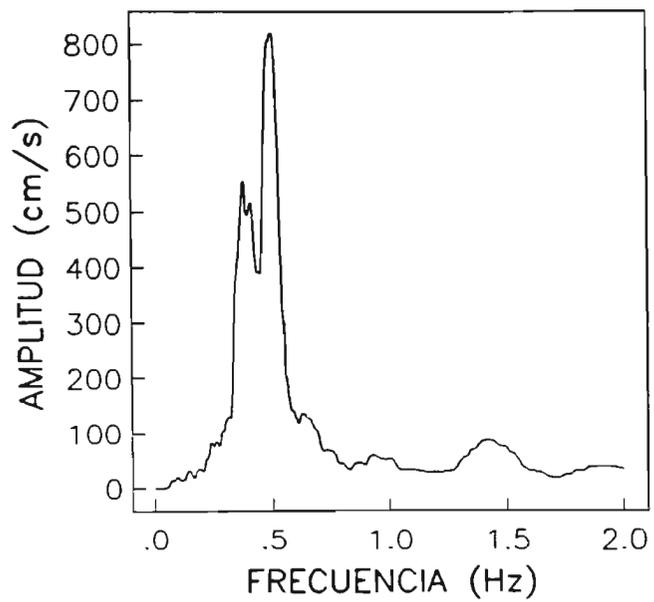
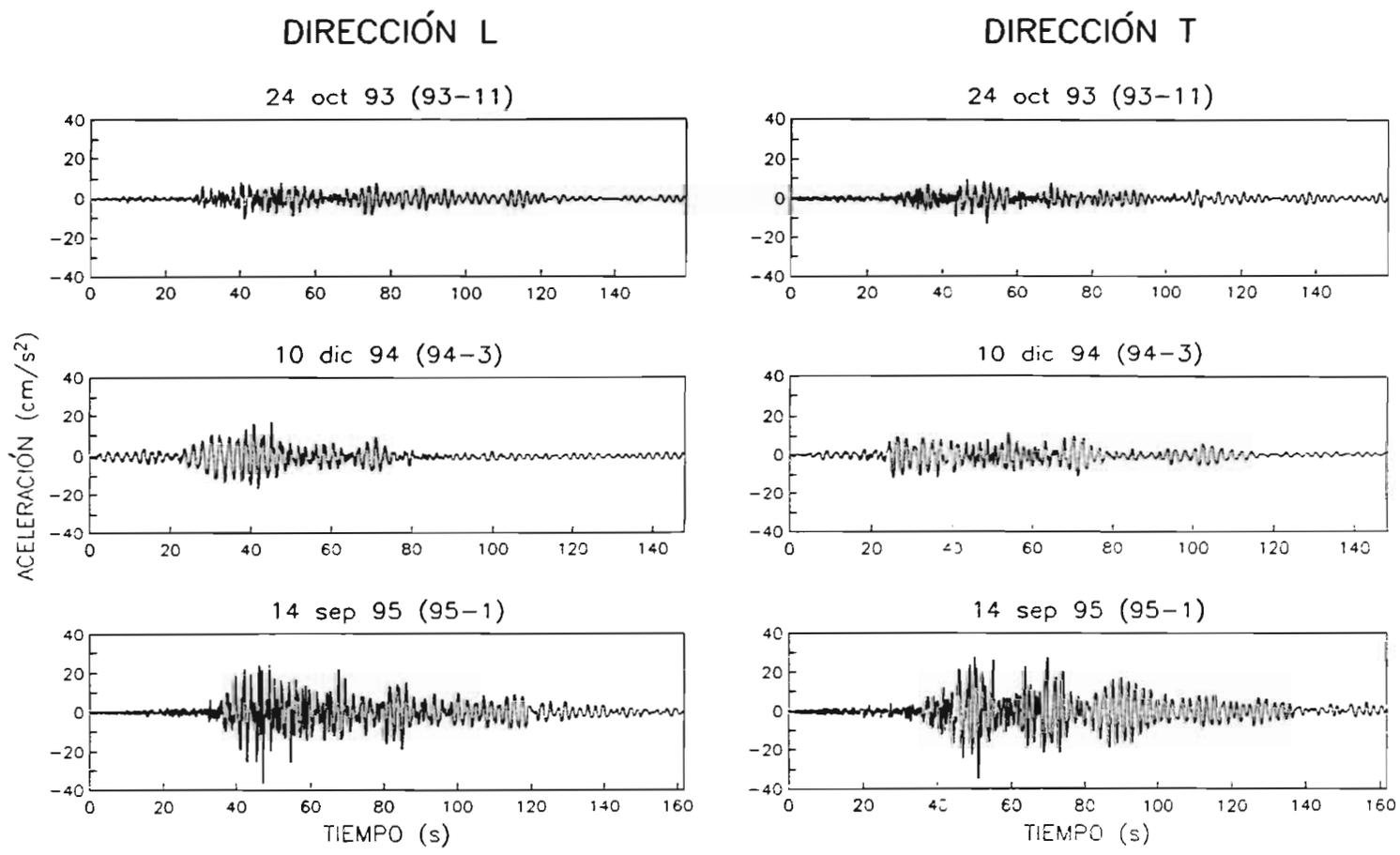


Fig 5.3 Espectro de amplitudes de Fourier y de respuesta del sismo registrado el 19 de septiembre de 1985 en la estación de SCT



**Fig 5.4** Acelerogramas registrados en la estación de campo del edificio para los eventos 93-11, 94-3 y 95-1, utilizados como función de Green del medio

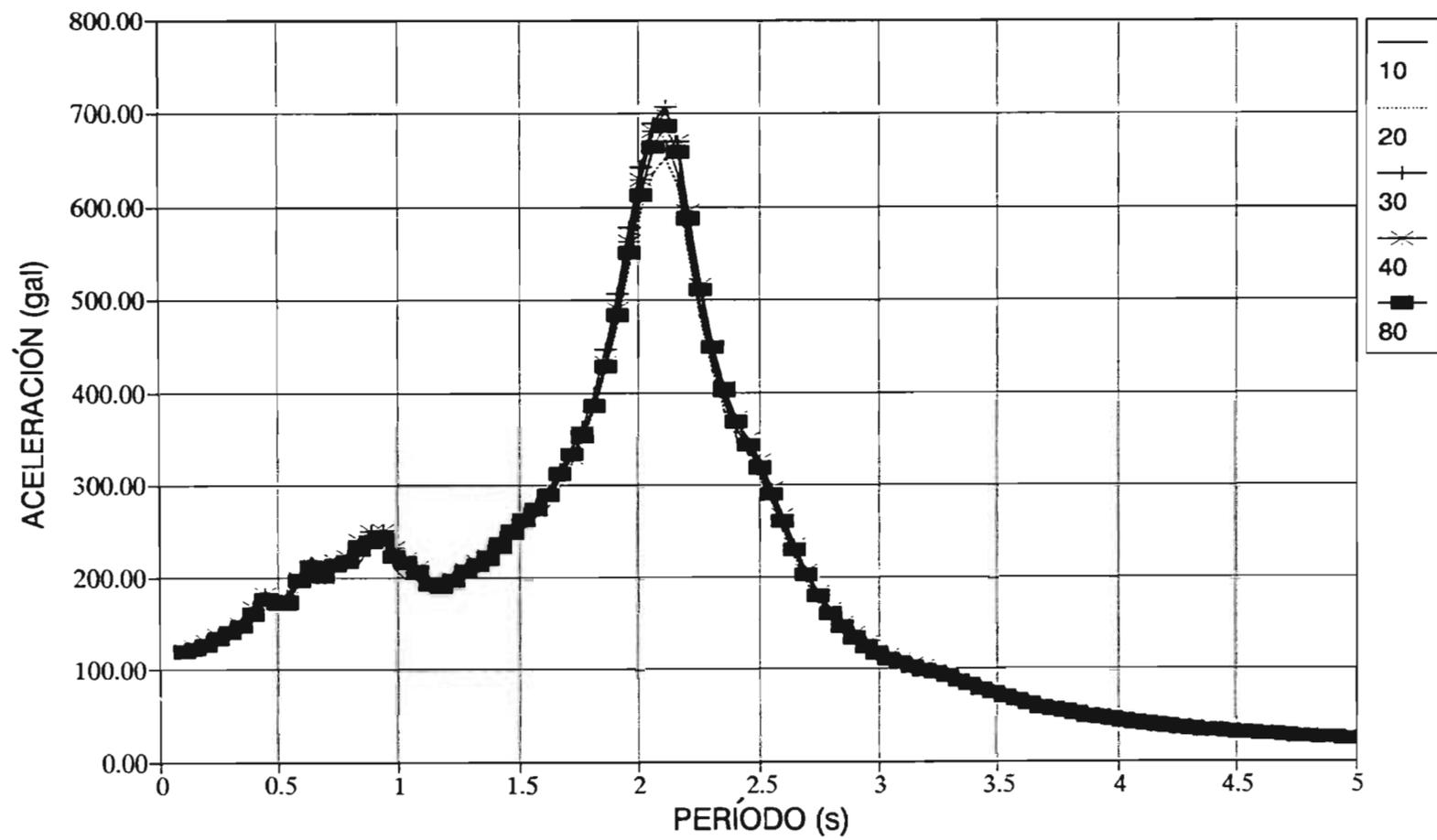


Fig 5.5 Espectros de respuestas promedios de las simulaciones para el evento 94-3 en la dirección L

## DIRECCIÓN LONGITUDINAL

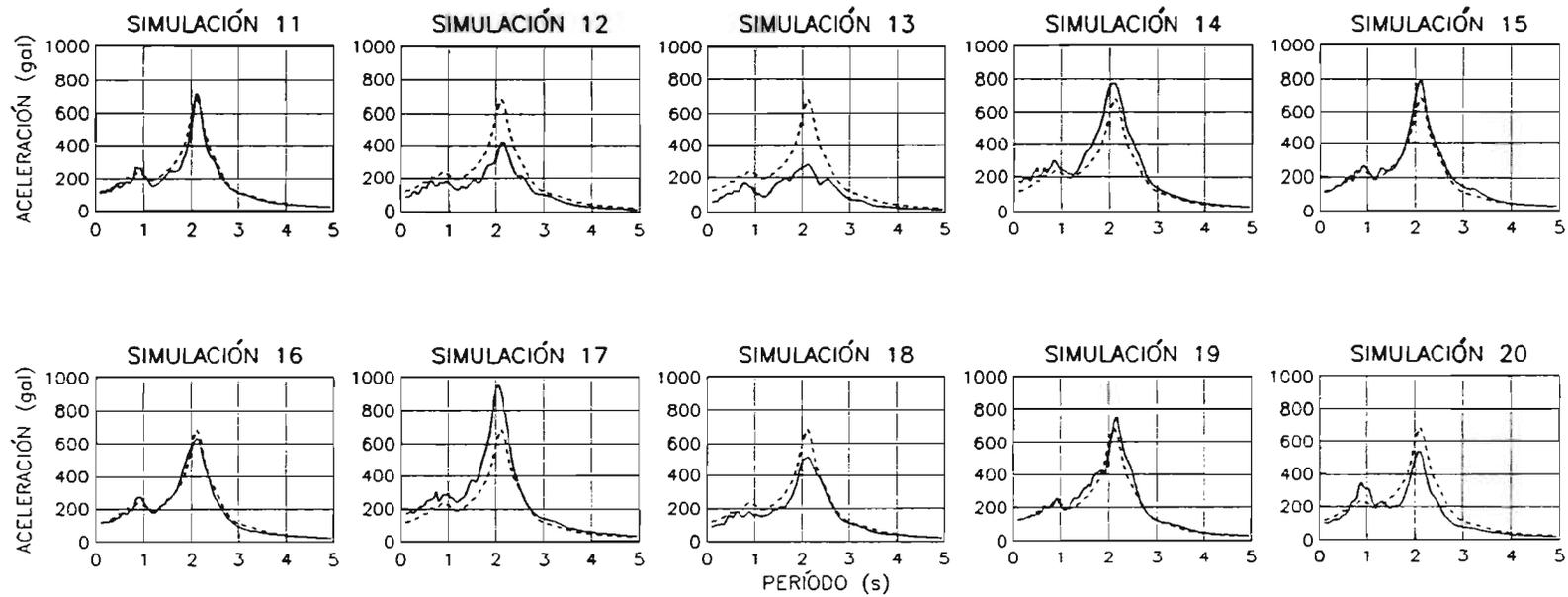


Fig 5.6 Comparación de los espectros de respuesta de las simulaciones (línea continua) con el espectro de respuesta esperado (línea discontinua) en la dirección L

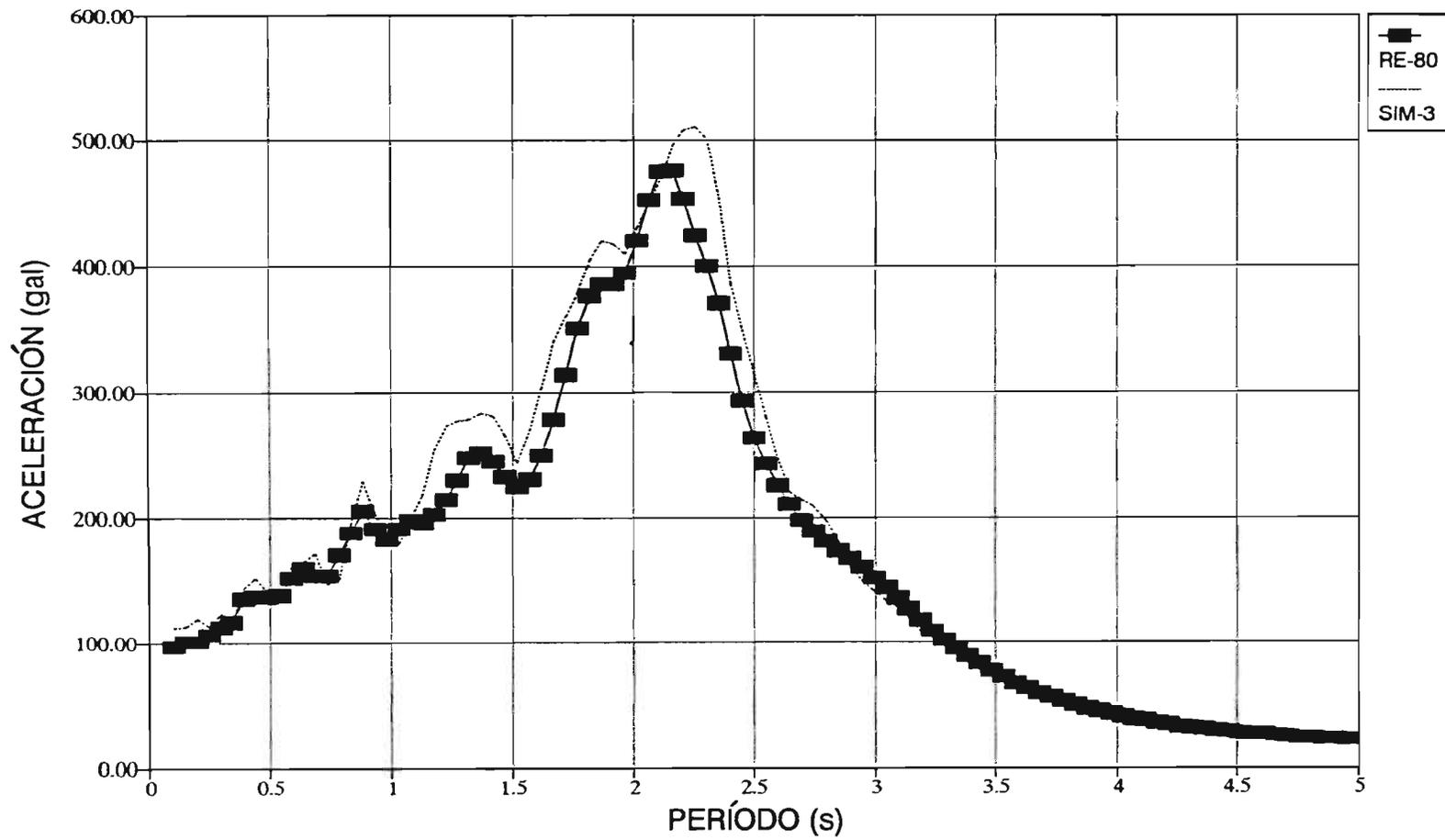


Fig 5.7 Comparación del espectro de respuesta esperado (RE-80) con el espectro de respuesta de la simulación seleccionada (SIM-3) para el evento 94-3 en la dirección T

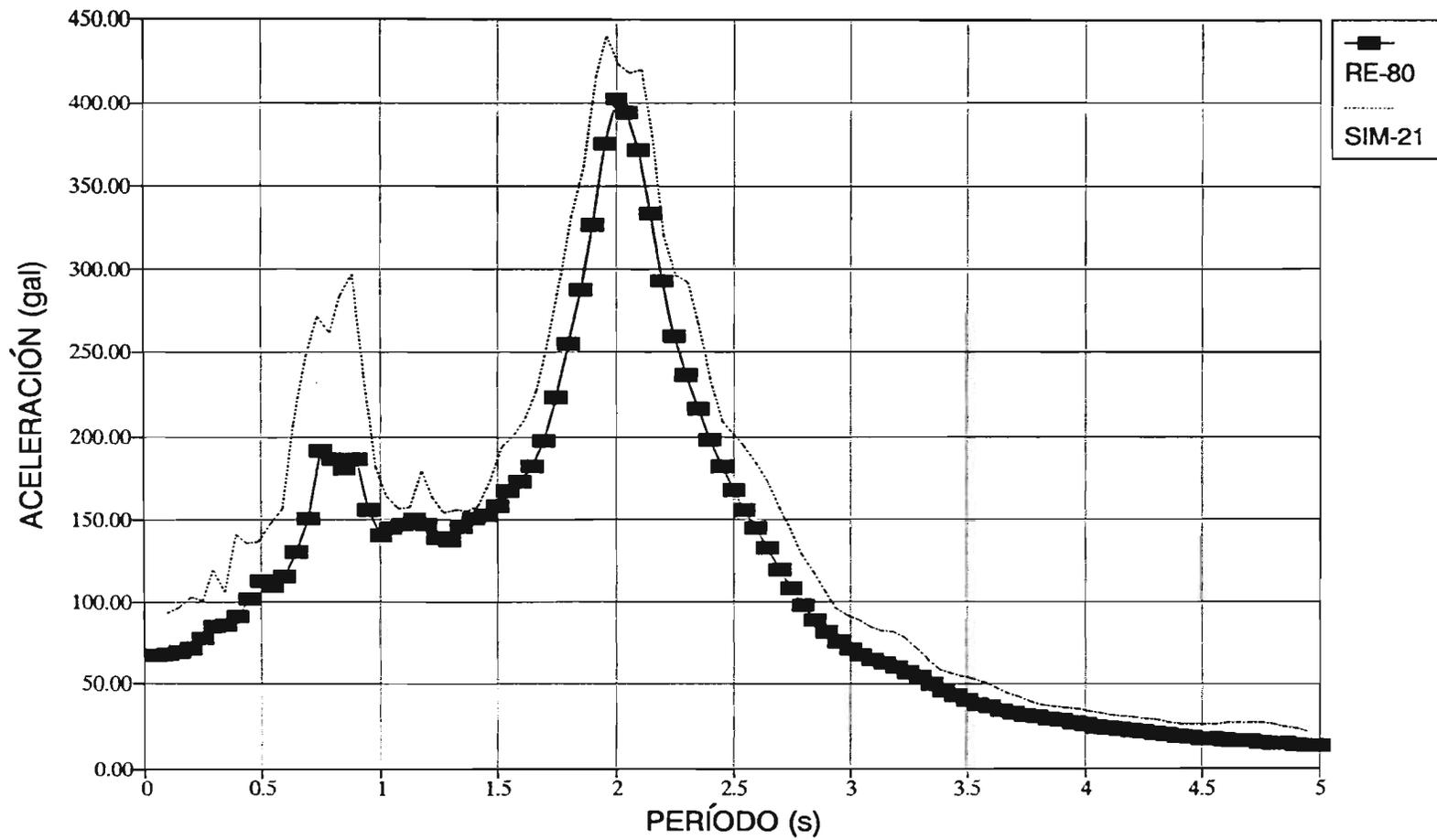


Fig 5.8 Comparación del espectro de respuesta esperado (RE-80) con el espectro de respuesta de la simulación seleccionada (SIM-21) para el evento 93-11 en la dirección L

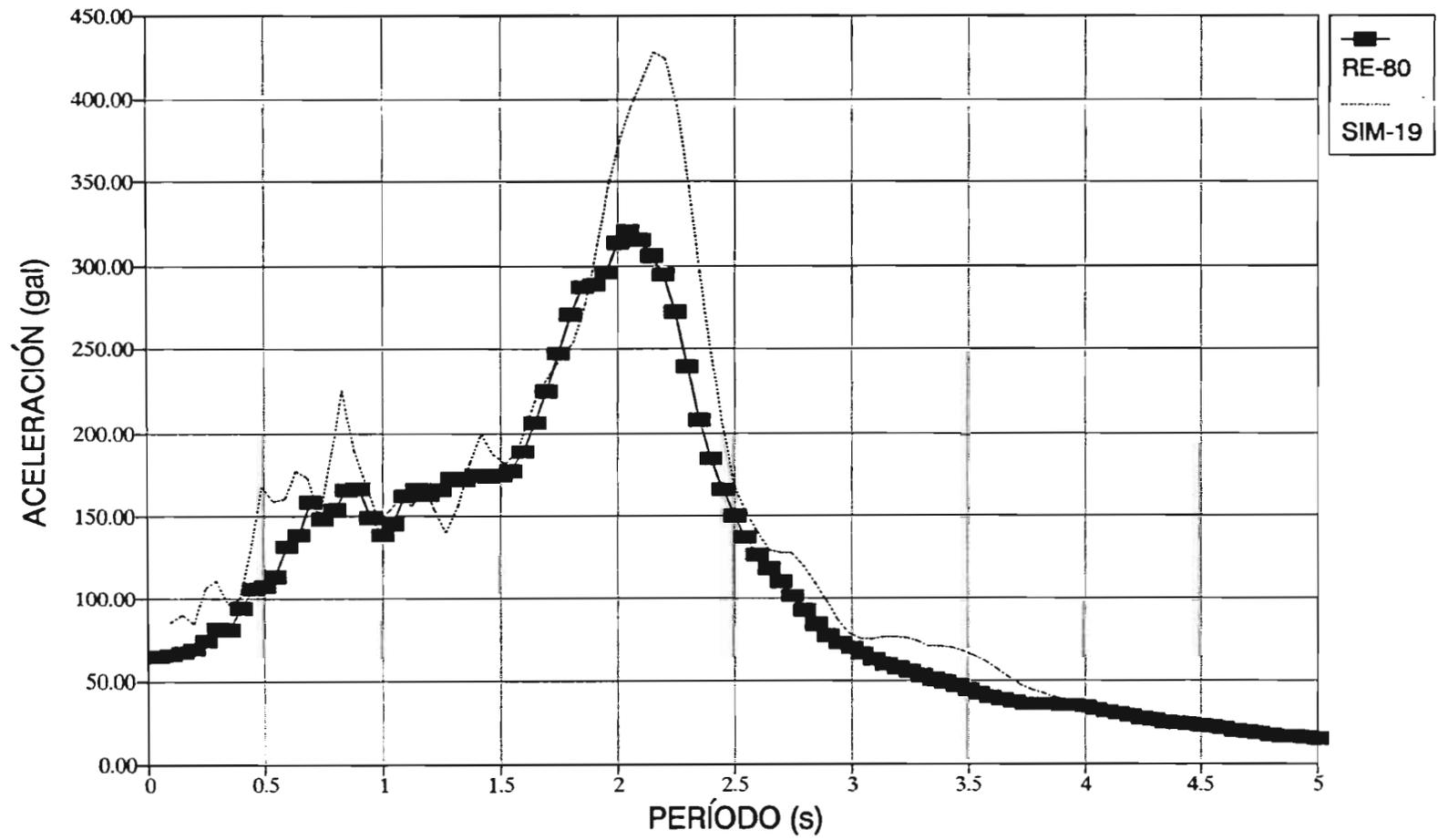


Fig 5.9 Comparación del espectro de respuesta esperado (RE-80) con el espectro de respuesta de la simulación seleccionada (SIM-19) para el evento 93-11 en la dirección T

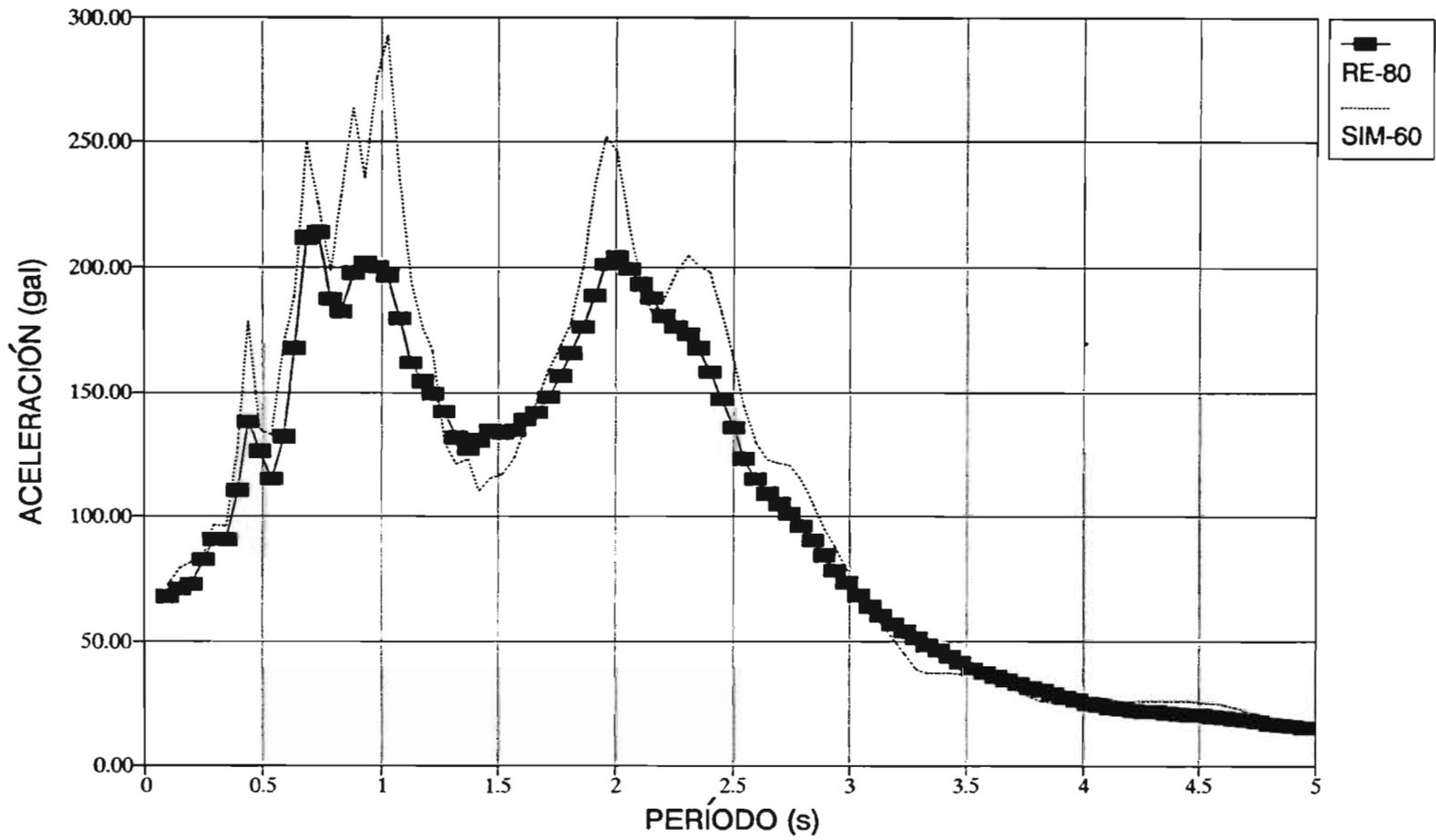


Fig 5.10 Comparación del espectro de respuesta esperado (RE-80) con el espectro de respuesta de la simulación seleccionada (SIM-60) para el evento 95-1 en la dirección L

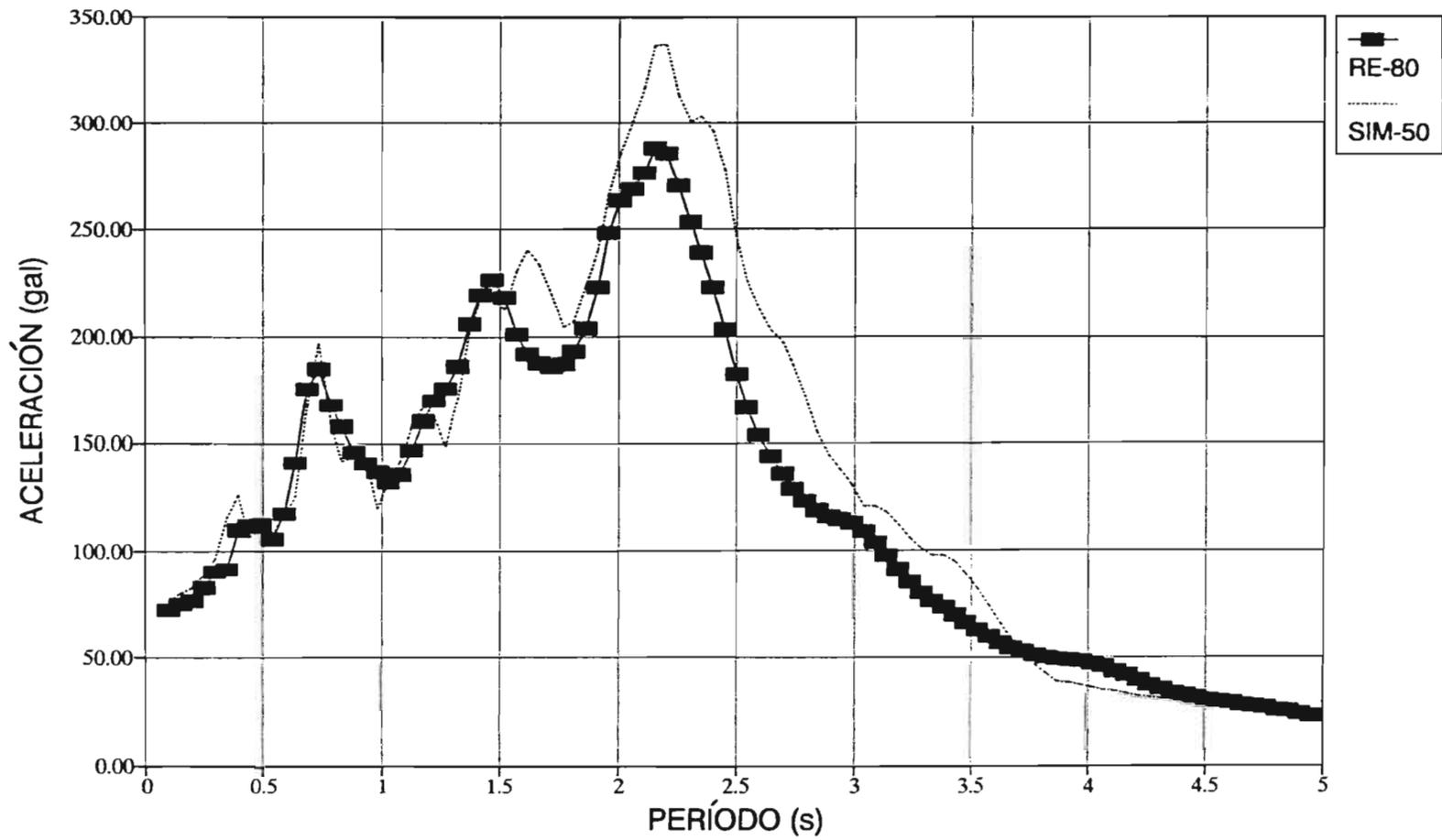


Fig 5.11 Comparación del espectro de respuesta esperado (RE-80) con el espectro de respuesta de la simulación seleccionada (SIM-50) para el evento 95-1 en la dirección T

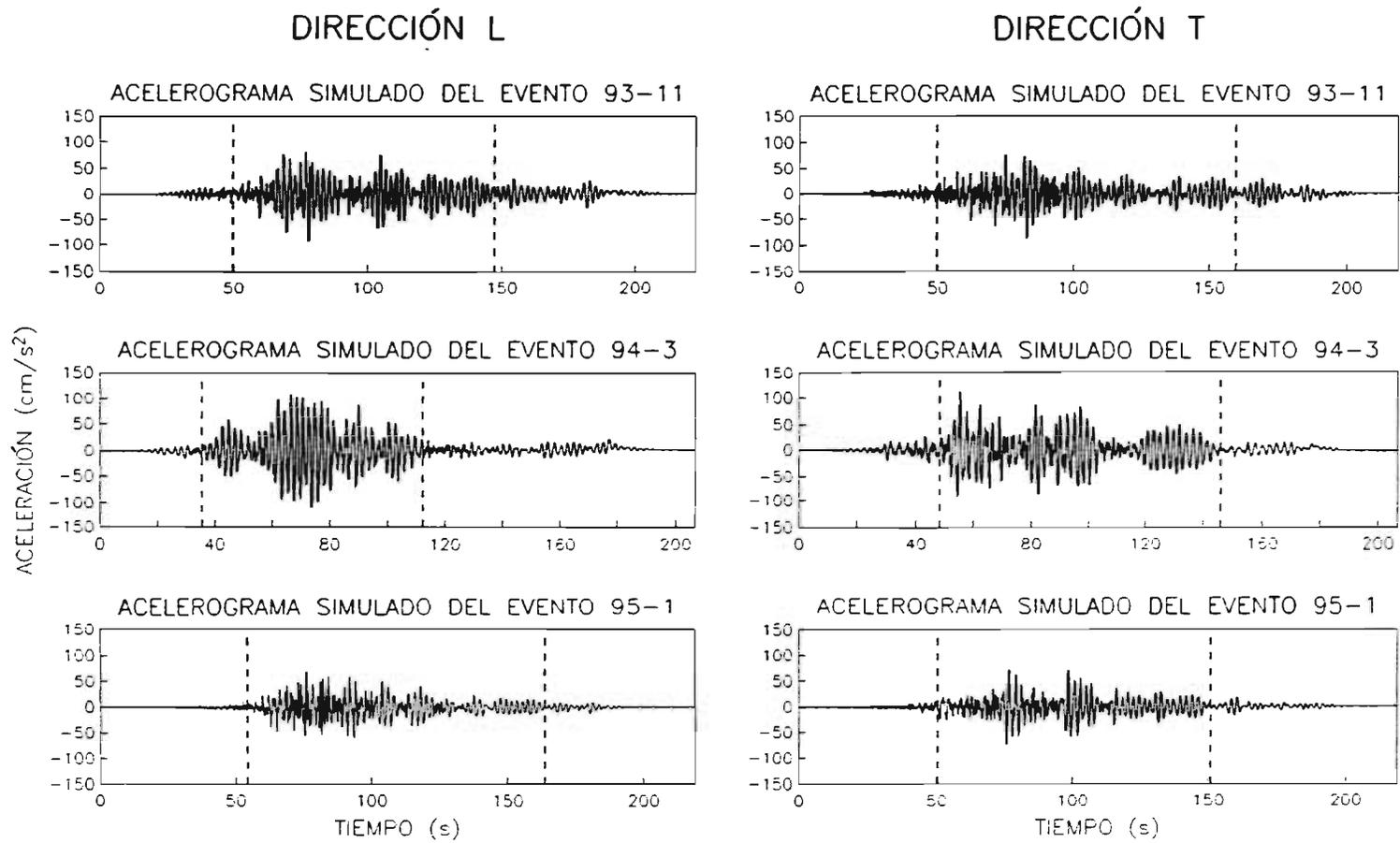
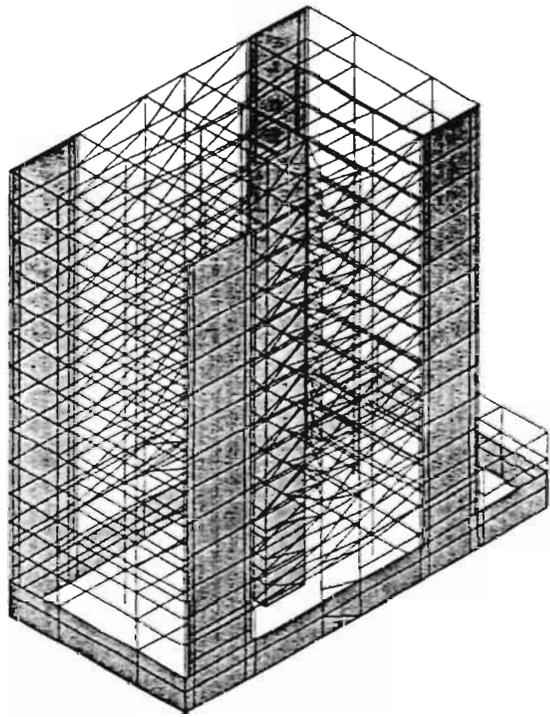
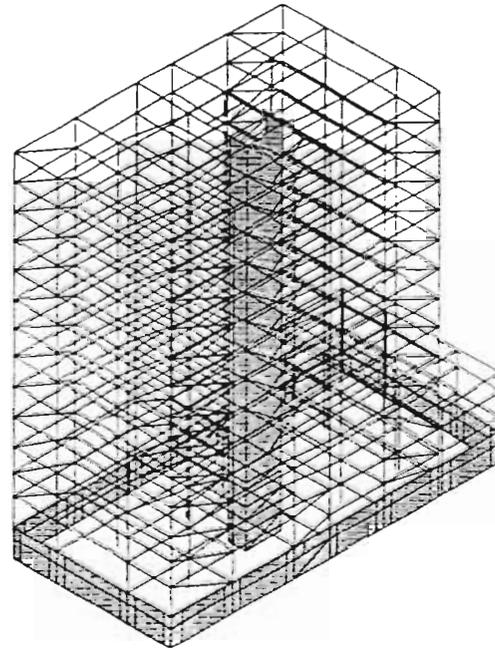


Fig 5.12 Acelerogramas simulados seleccionados para los eventos 93-11, 94-3 y 95-1



(a)



(b)

Fig 6.1 Modelo base J1 (a) y modelo calibrado JS2MA (b)

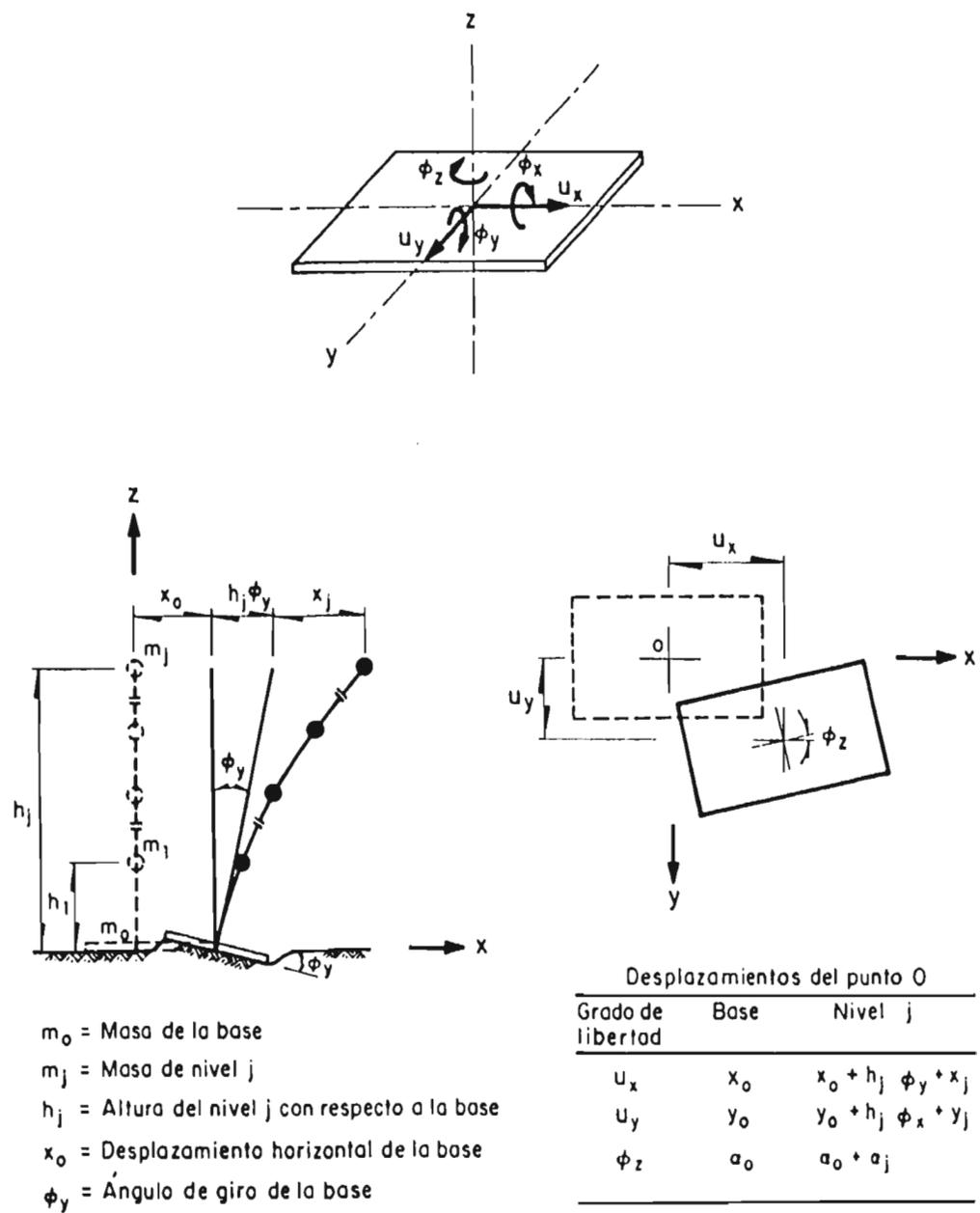


Fig 6.2 Idealización del sistema suelo-estructura

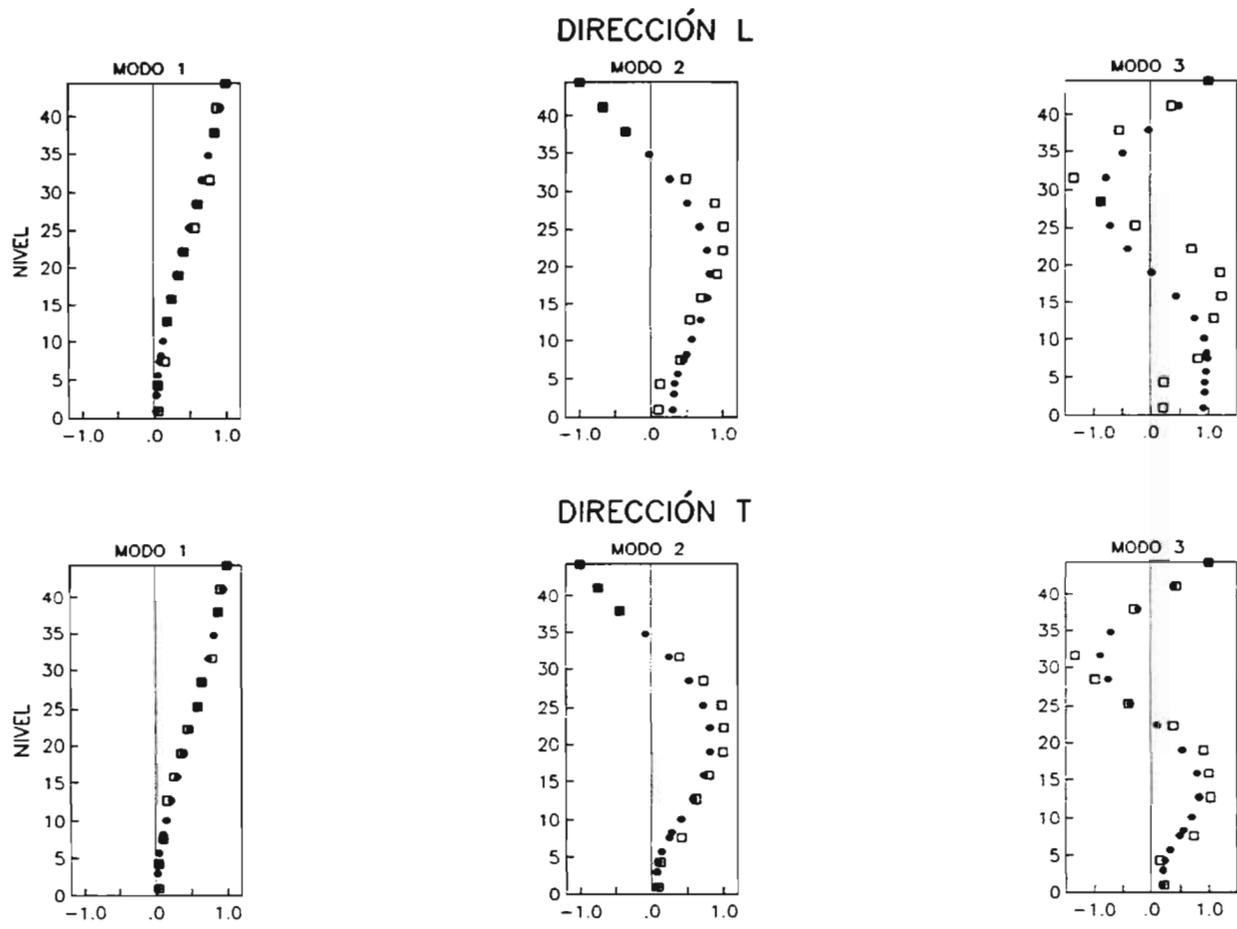


Fig 6.3a Formas modales del modelo J2MIN: Experimentales (□) y calculadas (○)

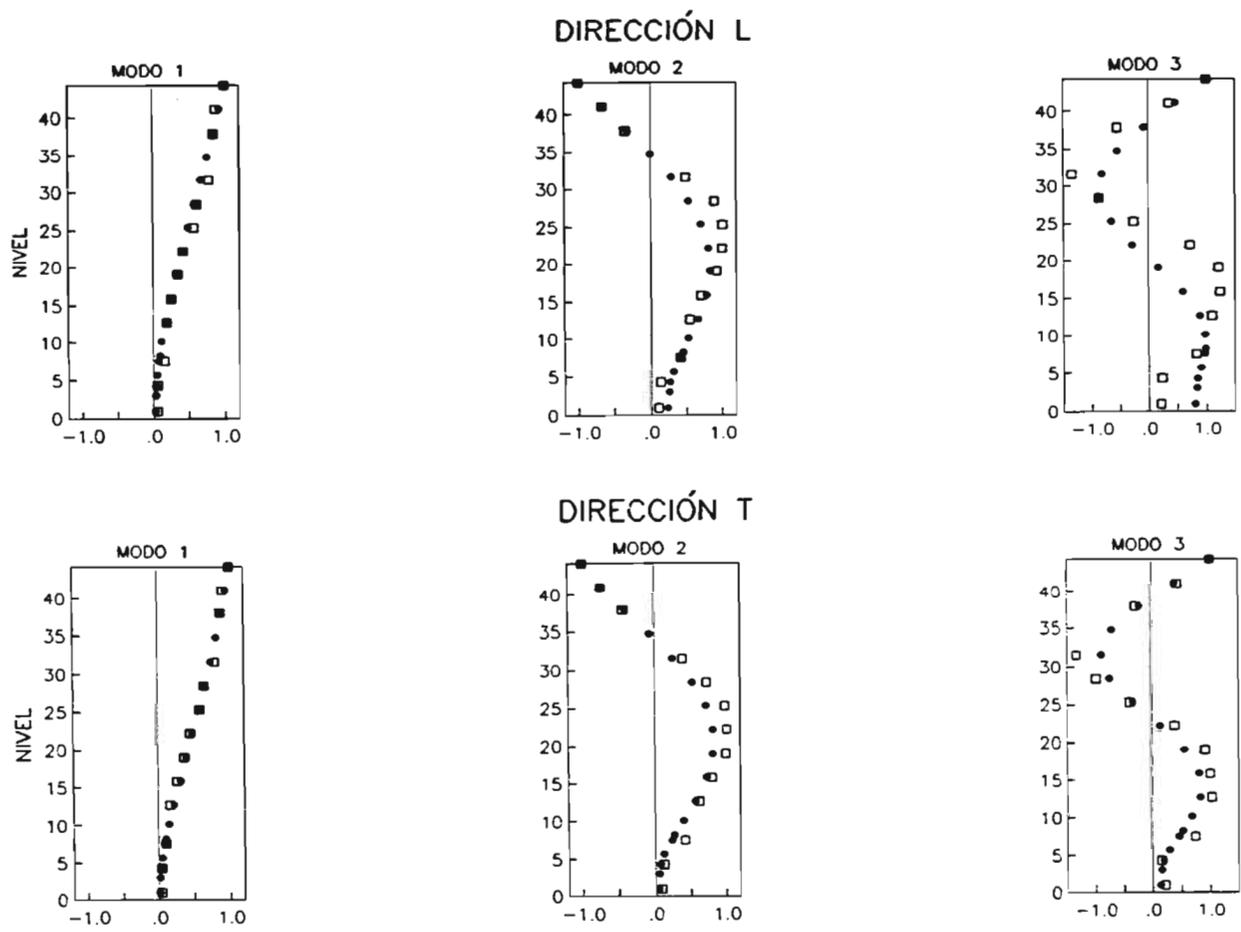
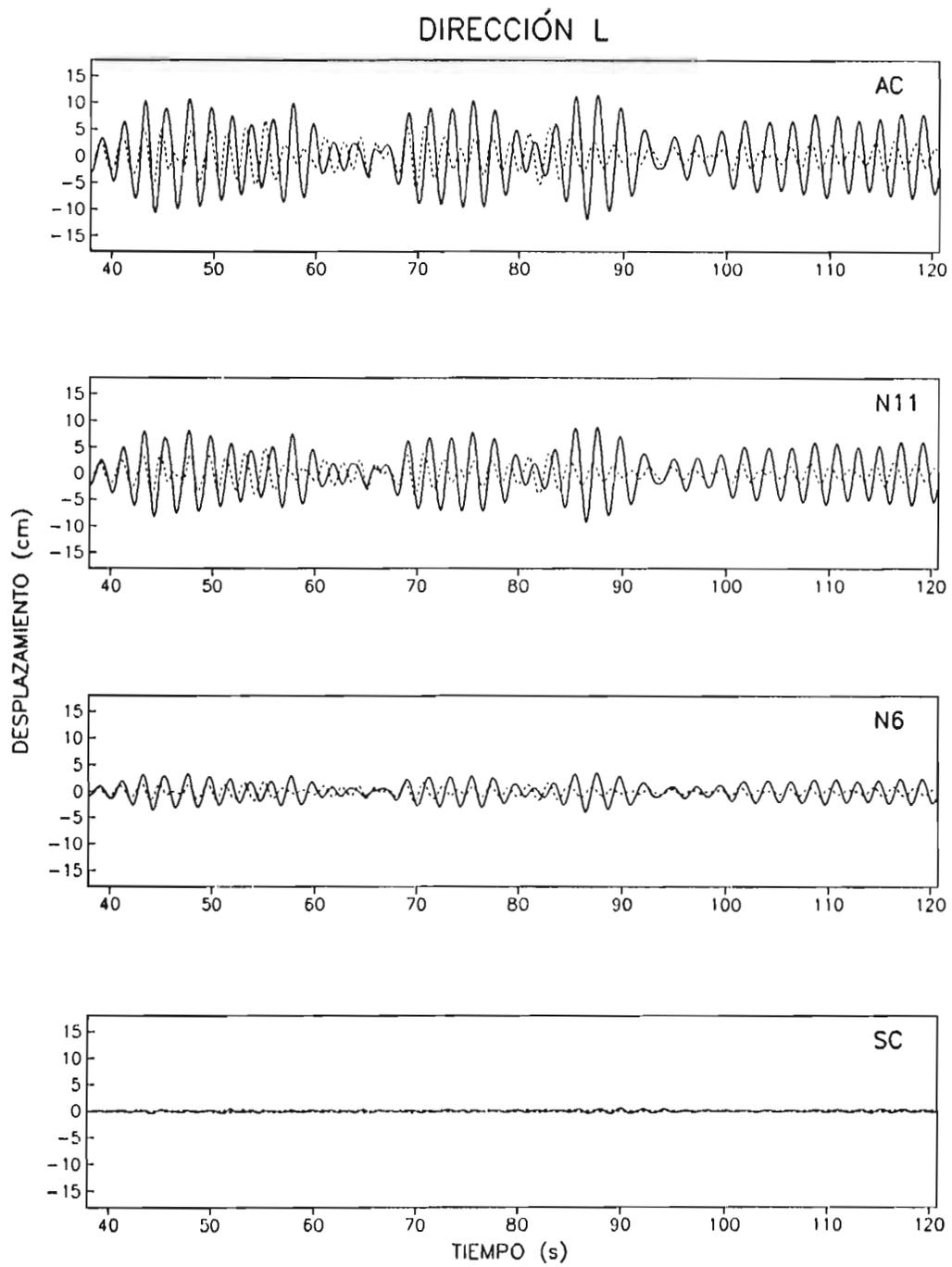
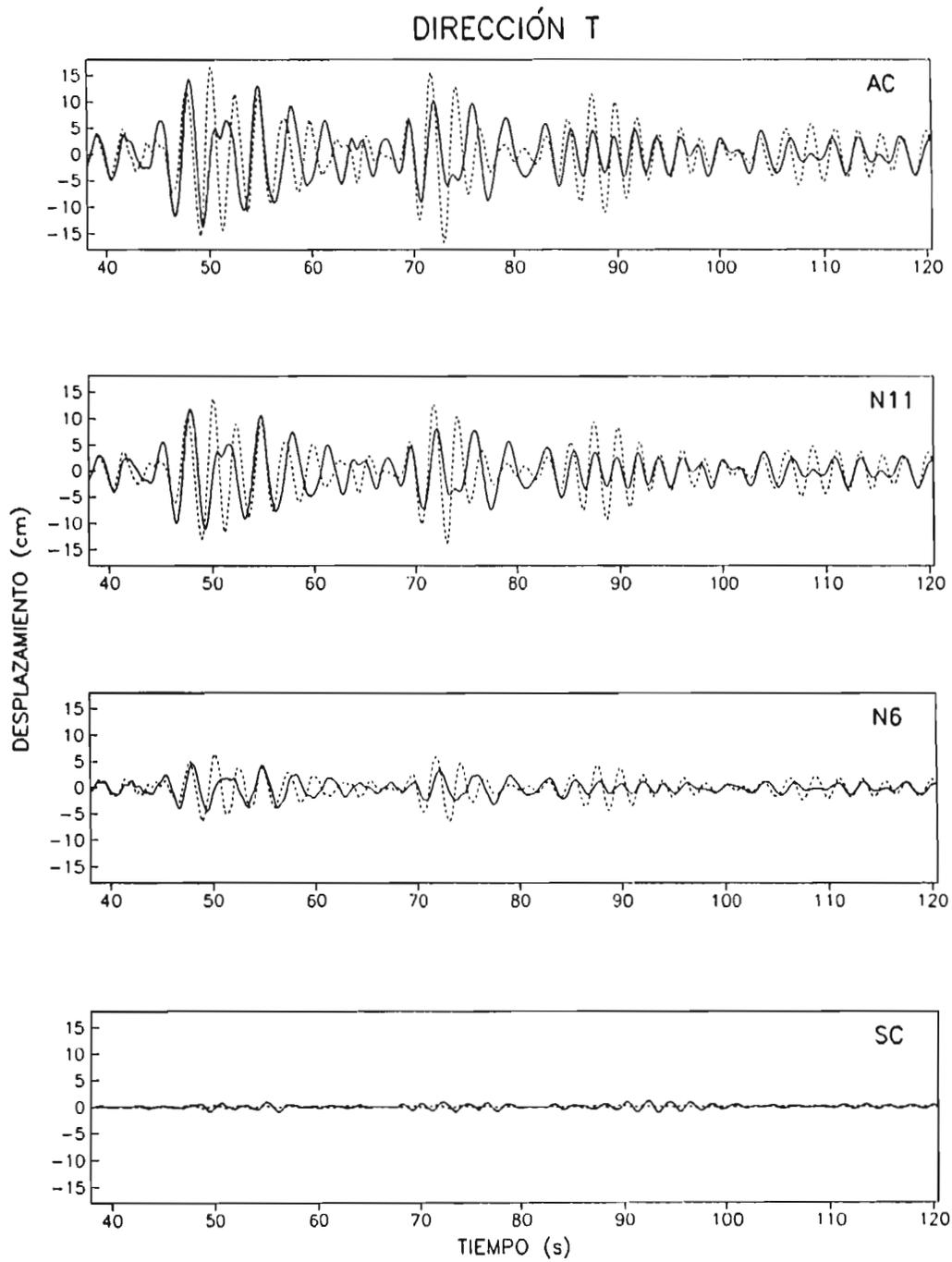


Fig 6.3b Formas modales del modelo JS2MIN: Experimentales (□) y calculadas (●)



**Fig 6.4a** Comparación de la respuesta experimental (línea continua) y la calculada (línea discontinua) en la dirección L para el sismo de Copala



**Fig 6.4b** Comparación de la respuesta experimental (línea continua) y la calculada (línea discontinua) en la dirección T para el sismo de Copala

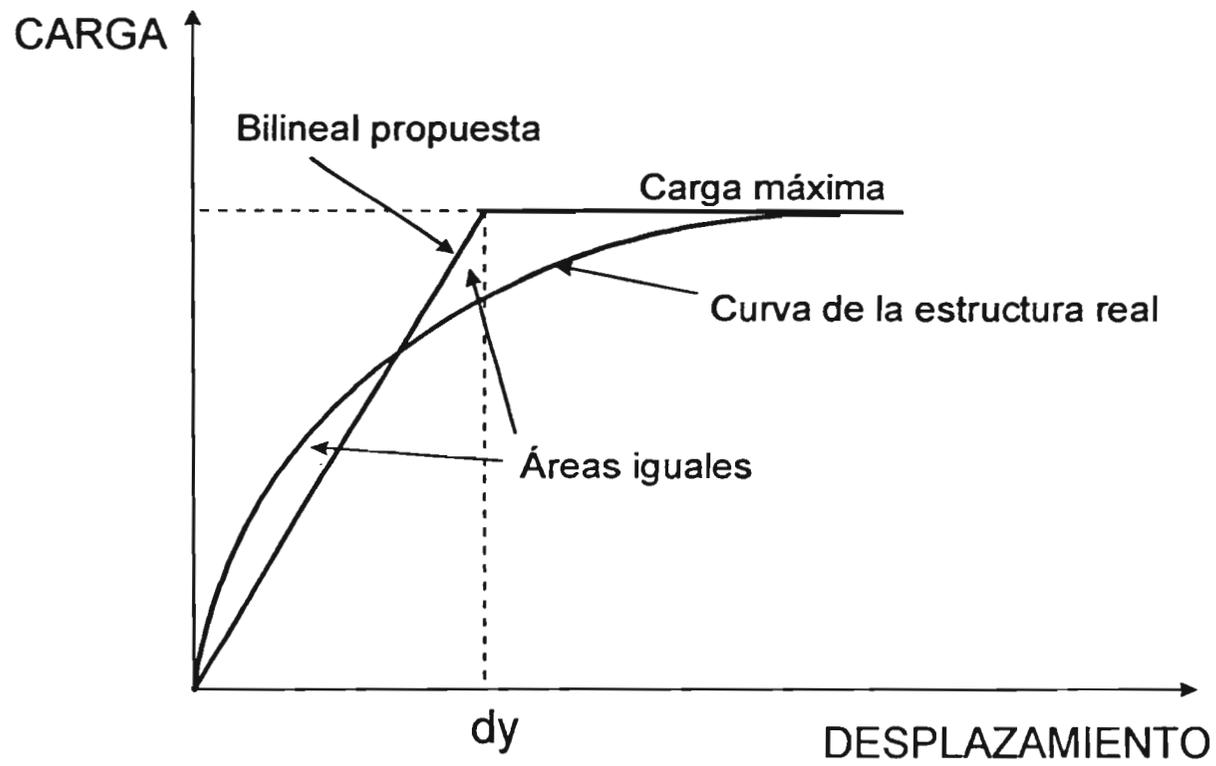


Fig 6.5 Definición de desplazamiento de fluencia basado en la energía de absorción de la curva histerética

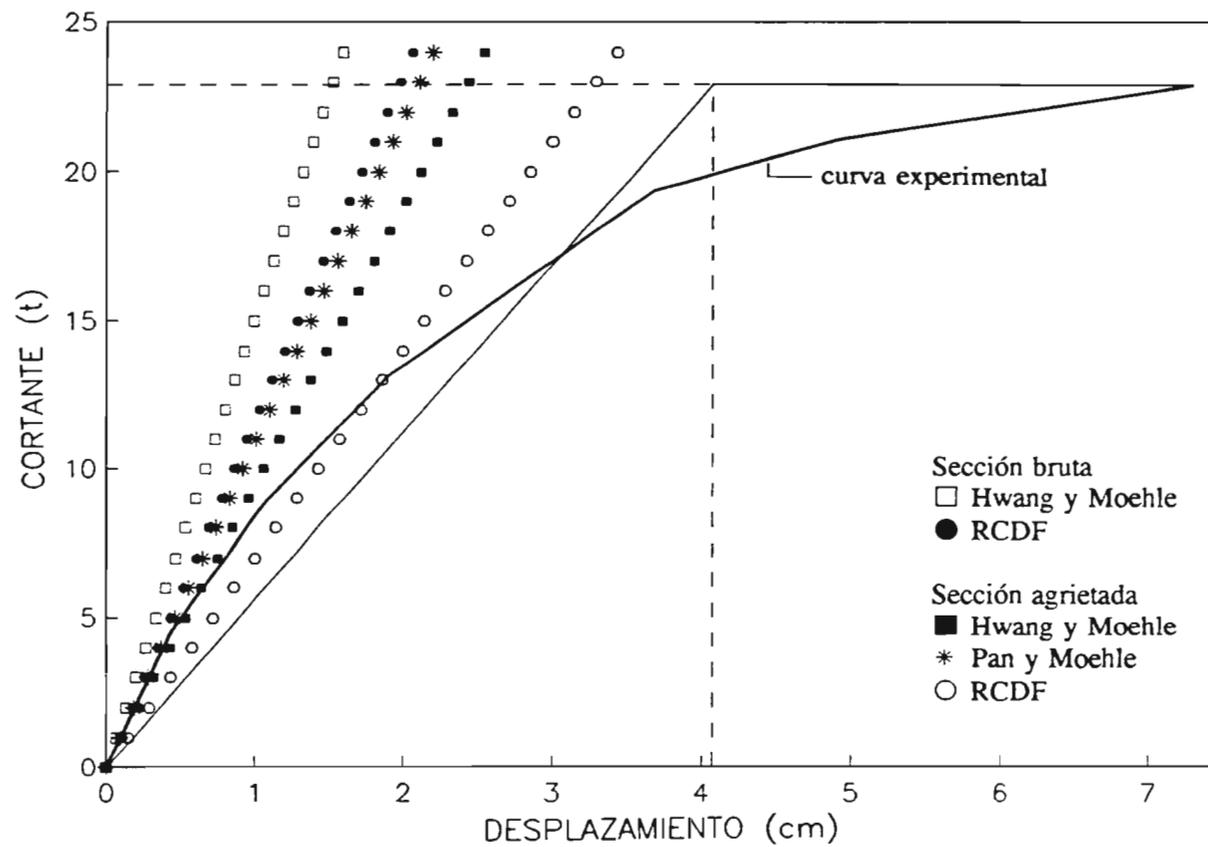


Fig 6.6 Comparación de la envolvente cortante-desplazamiento experimental para el modelo original con las rigideces calculadas mediante las distintas propuestas

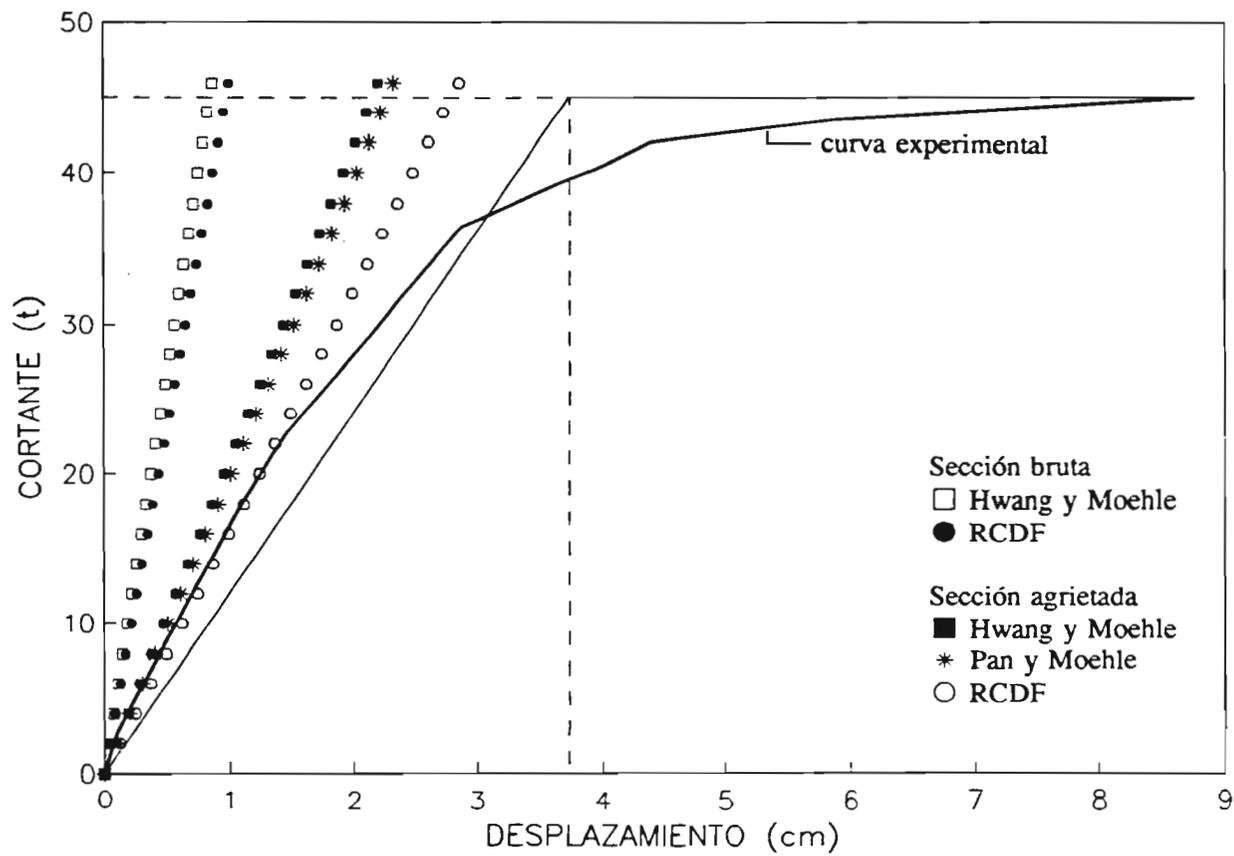


Fig 6.7 Comparación de la envolvente cortante-desplazamiento experimental para el modelo reforzado con las rigideces calculadas mediante las distintas propuestas

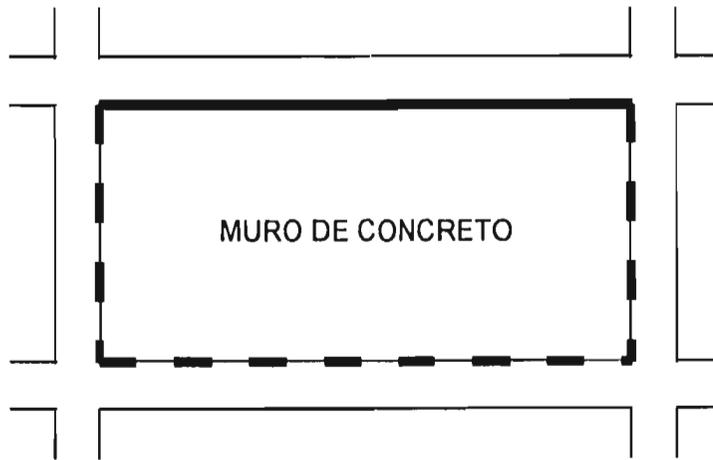


Fig 6.8 Gráfica de las condiciones de borde de los muros del concreto reforzado del edificio en donde la línea continua es borde empotrado y la discontinua desligado

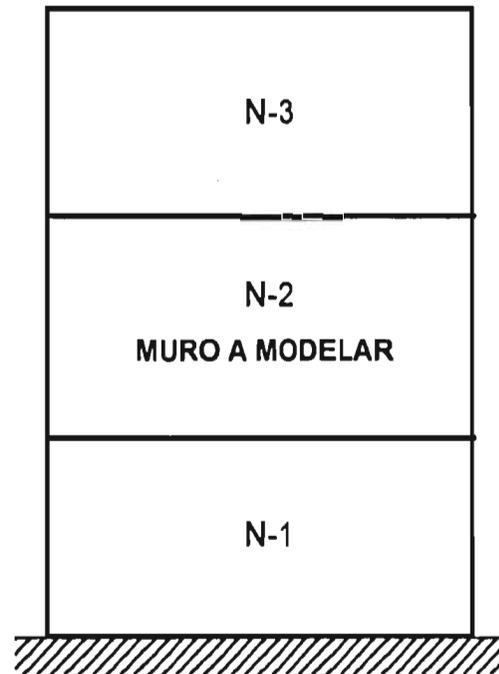
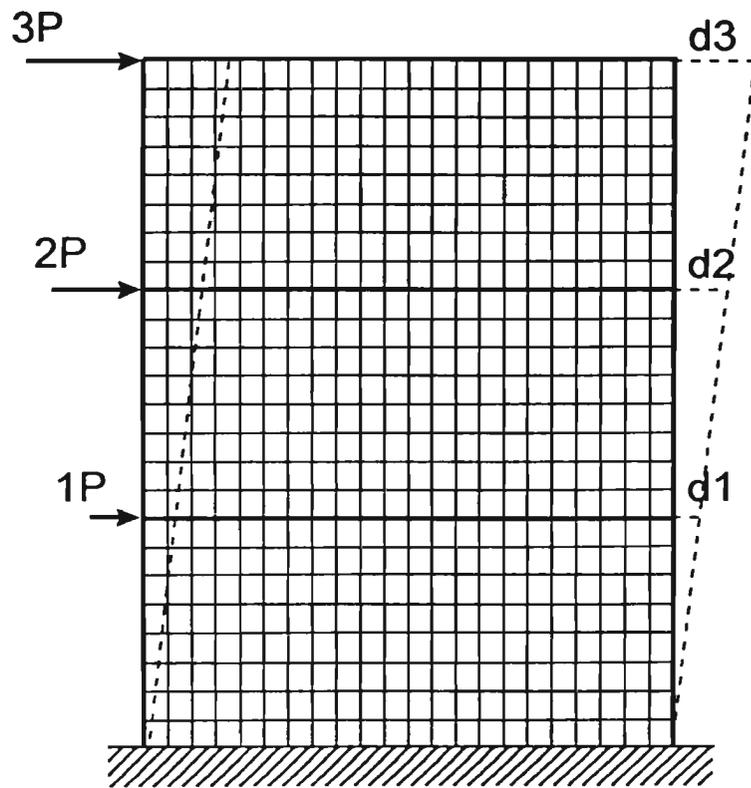
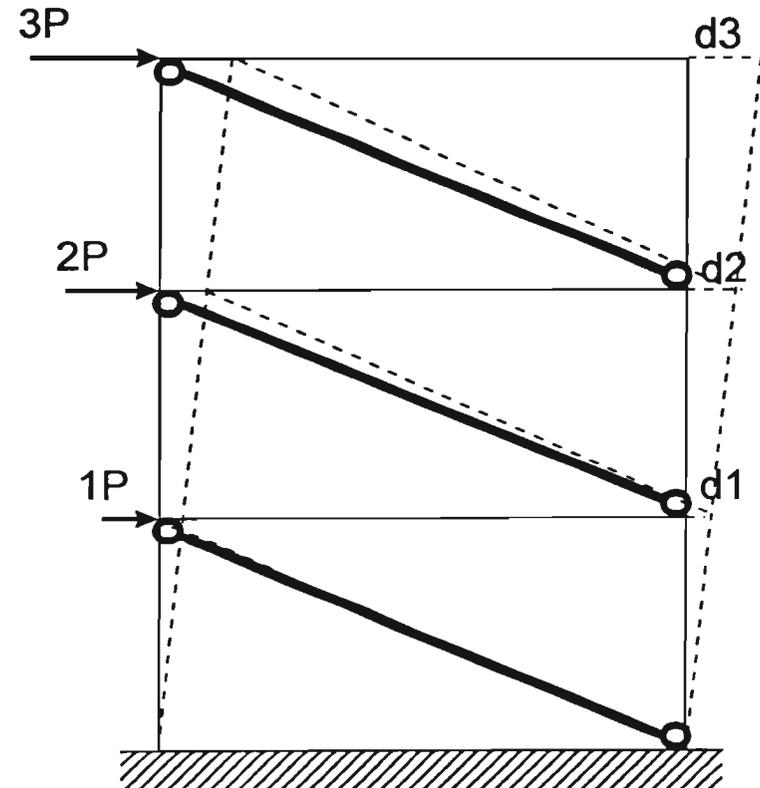


Fig 6.9 Modelo de muros de concreto reforzado confinados por un marco para usar en elemento finito

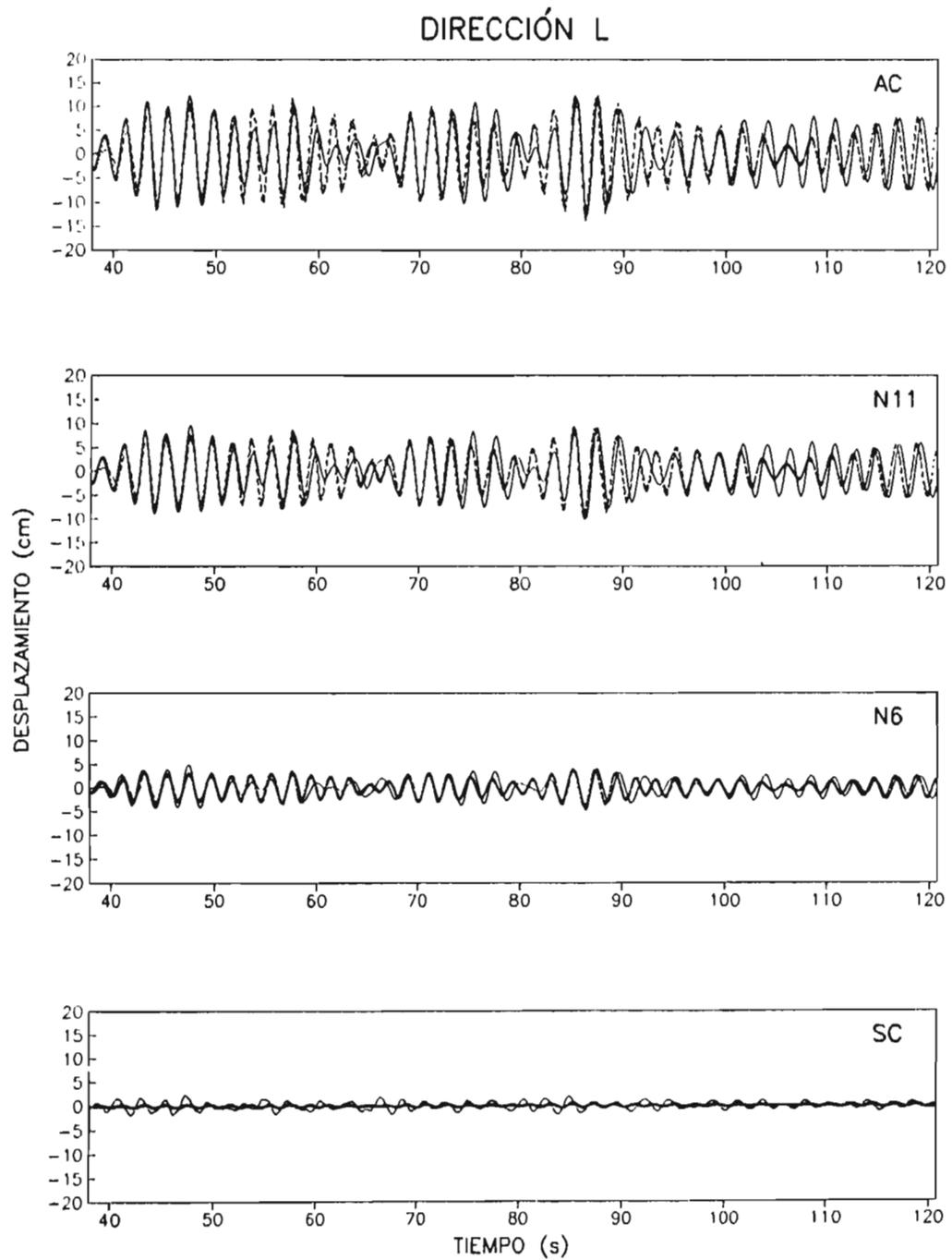


(a)

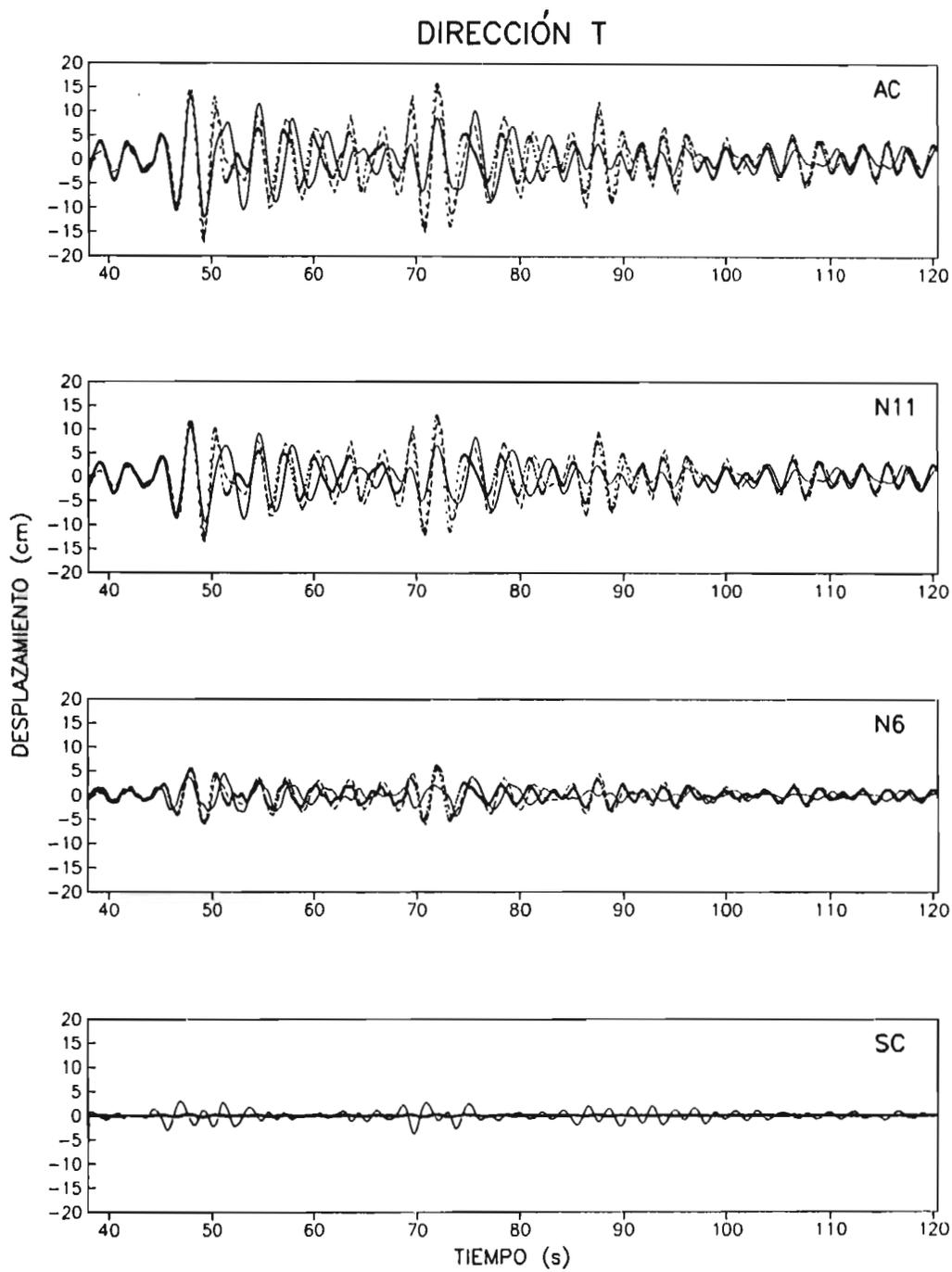


(b)

Fig 6.10 Modelos de muros confinados representados con elementos placa (a) y con elementos barra (b)



**Fig 6.11a** Comparación de la respuesta experimental (línea continua) con la derivada de los modelos 3D (línea punteada) y 2DL (línea discontinua) para el sismo de Copala



**Fig 6.11b** Comparación de la respuesta experimental (línea continua) con la derivada de los modelos 3D (línea punteada) y 2DL (línea discontinua) para el sismo de Copala

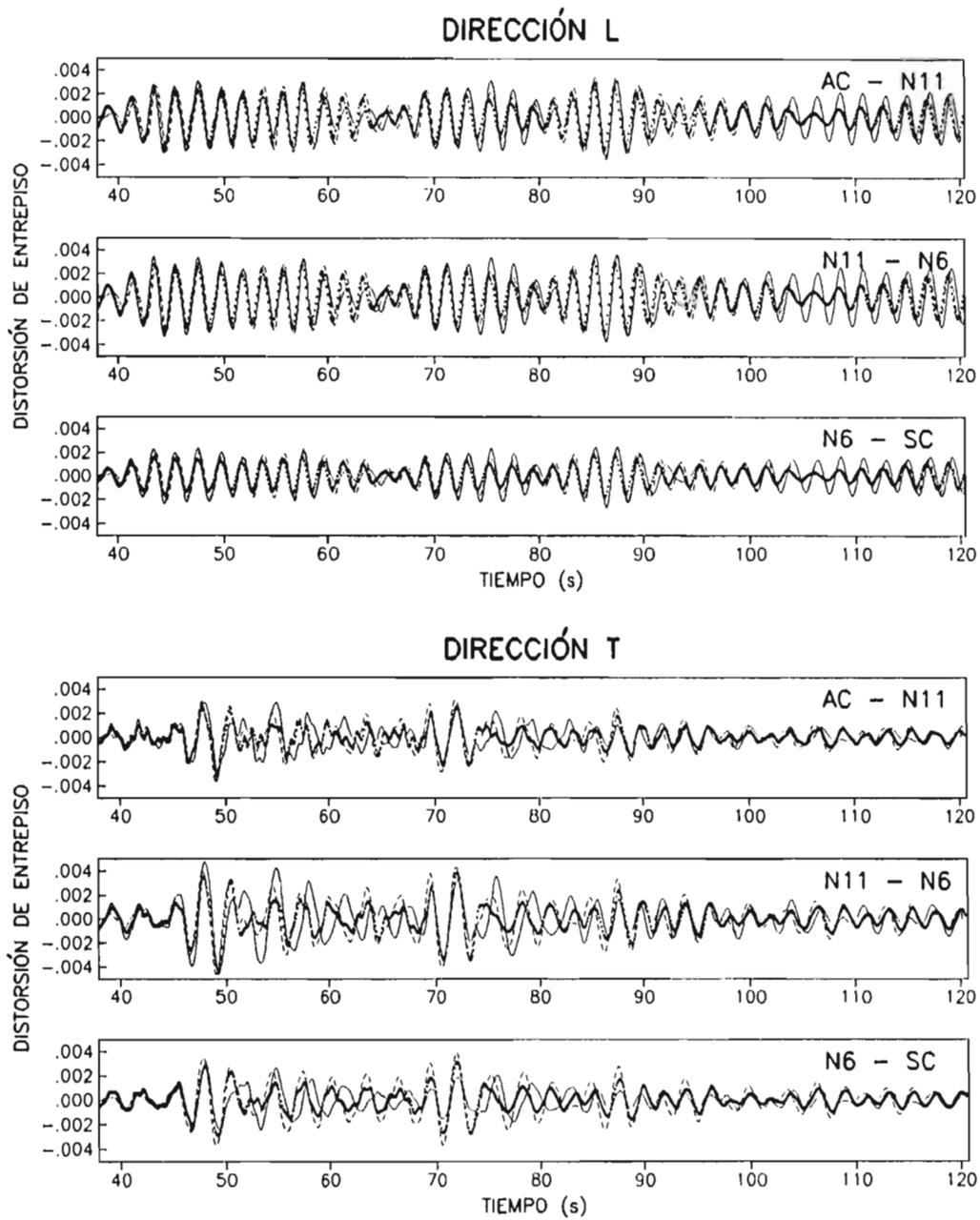


Fig 6.12 Comparación de las distorsiones de entrepiso promedio experimentales (línea continua) con las derivadas de los modelos 2DL (línea discontinua) y 3D (línea punteada)

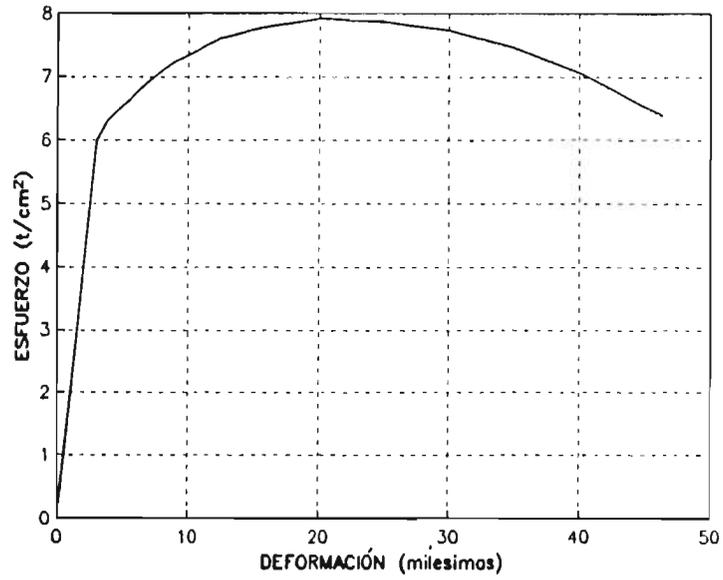


Fig 7.1 Relación esfuerzo-deformación del acero AE-TOR-60 torcido en frío

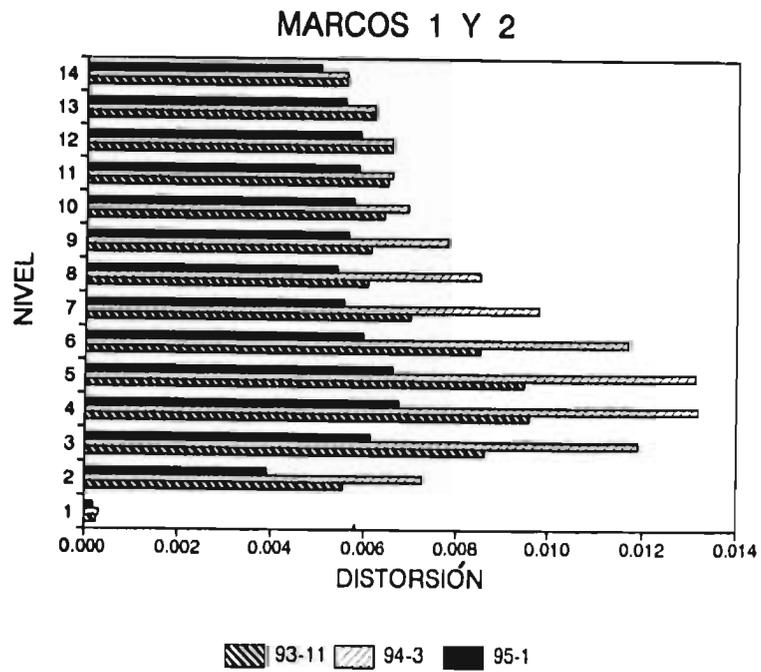


Fig 8.1a Comparación de envolventes de distorsión para los sismos simulados de los eventos 93-11, 94-3 y 95-1 en la dirección L

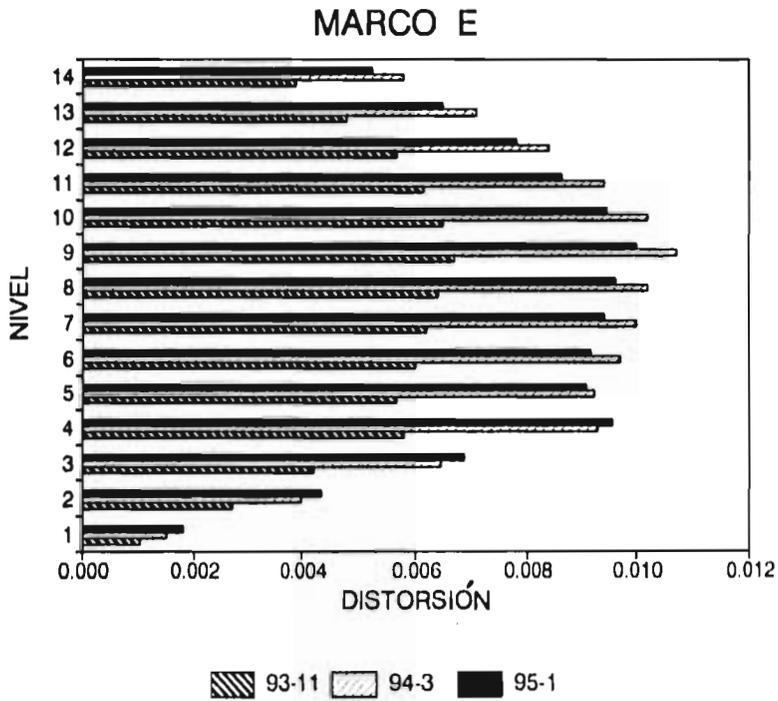
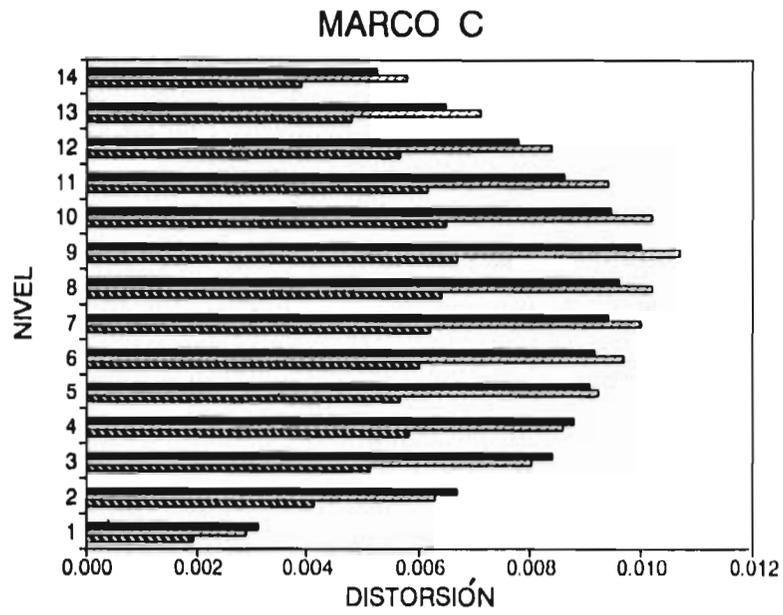
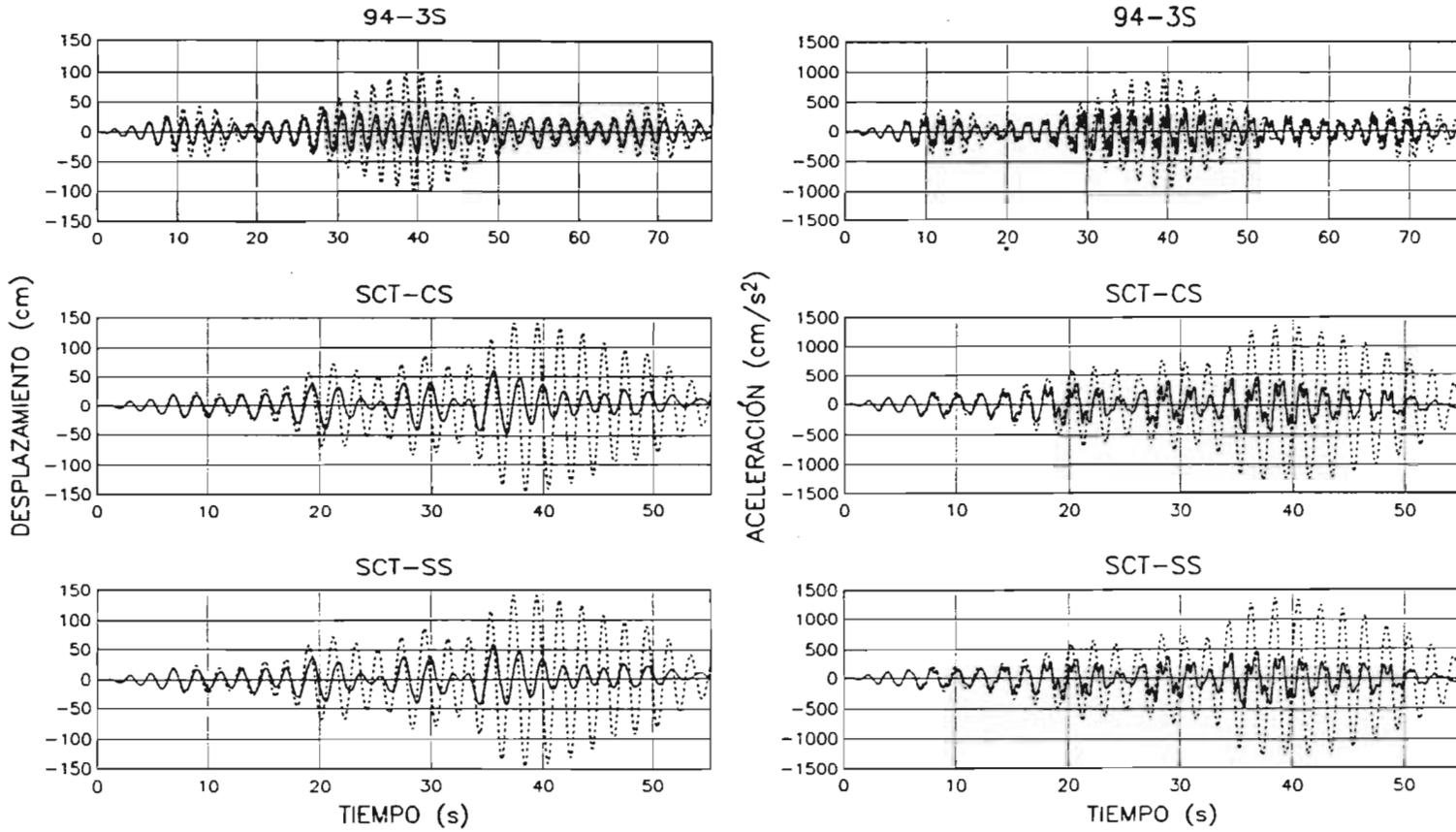


Fig 8.1b Comparación de envolventes de distorsión para los sismos simulados de los eventos 93-11, 94-3 y 95-1 en la dirección T

## DIRECCIÓN L



Elástico - - - - -

Inelástico ———

Fig 8.2

Historias de desplazamientos y aceleraciones en azotea para tres modelos

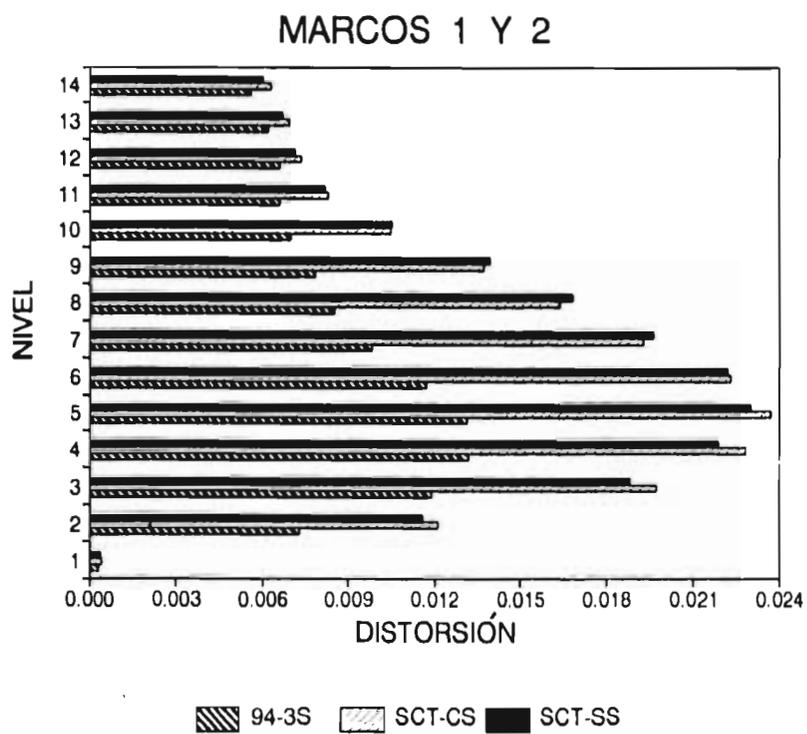
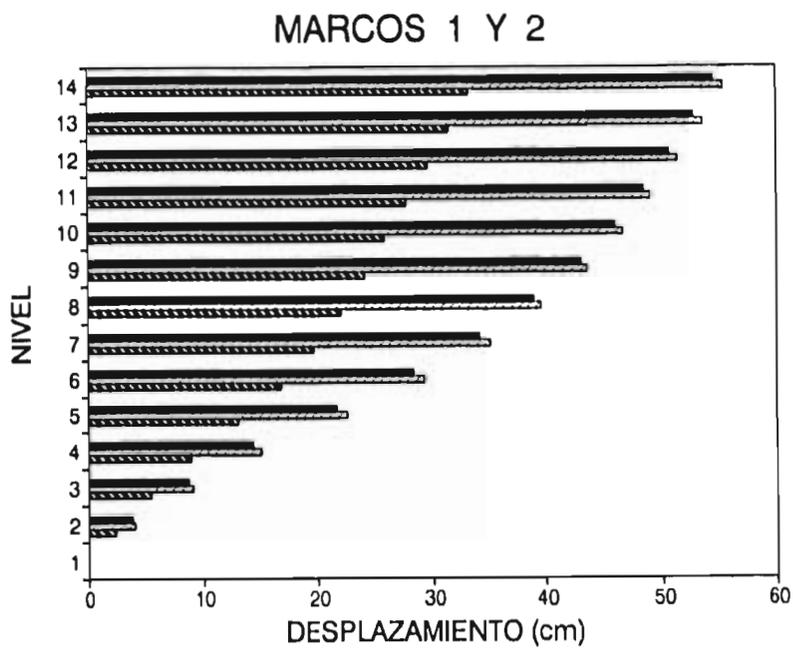
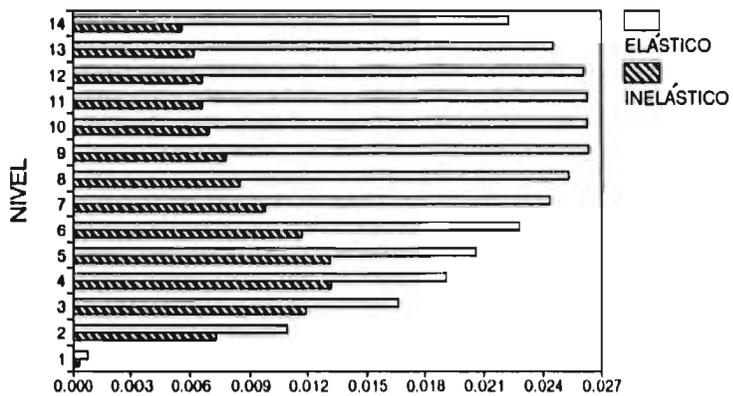


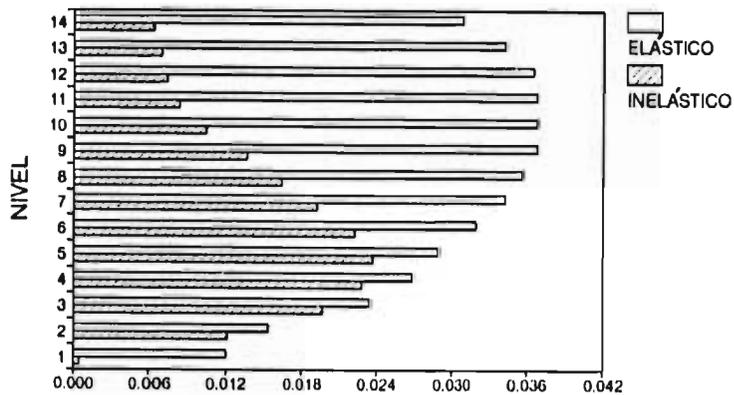
Fig 8.3a Envolturas de desplazamiento y distorsiones en la dirección L para tres modelos

# MARCOS 1 Y 2

94-3S



SCT-CS



SCT-SS

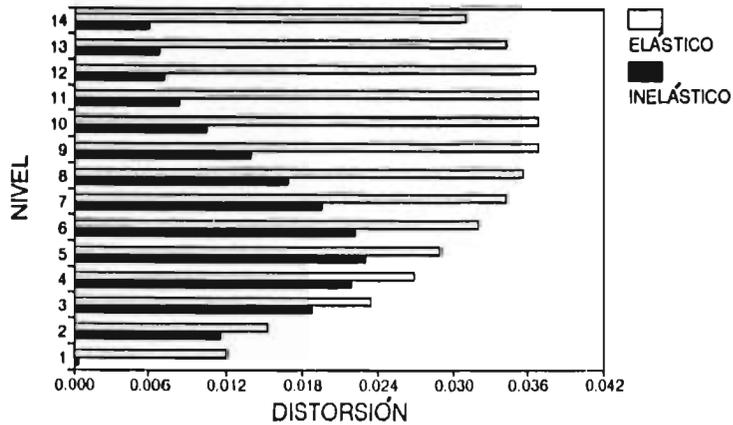


Fig 8.3b Envolturas de distorsiones elásticas e inelásticas para tres modelos

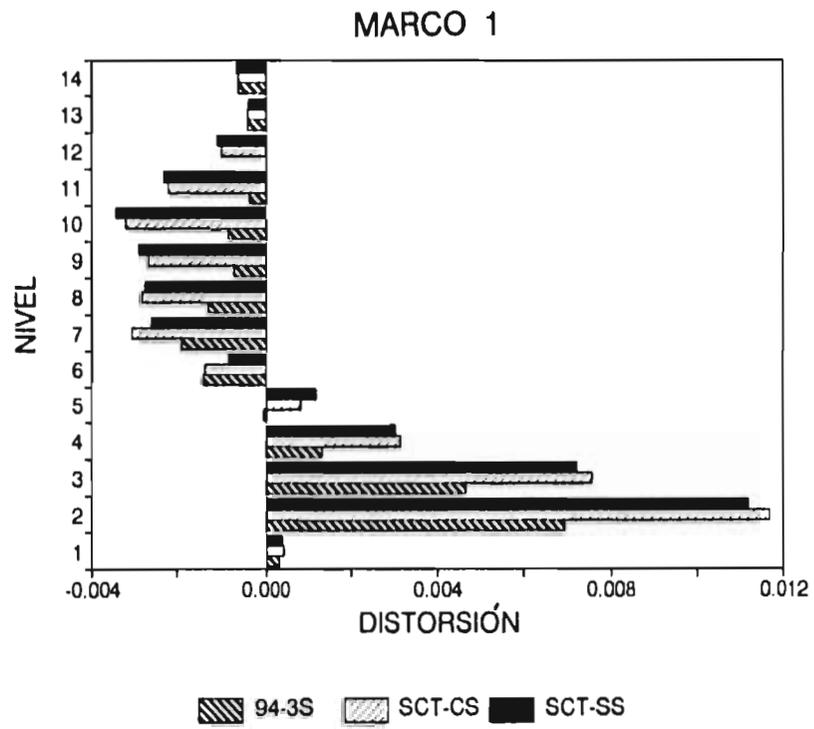
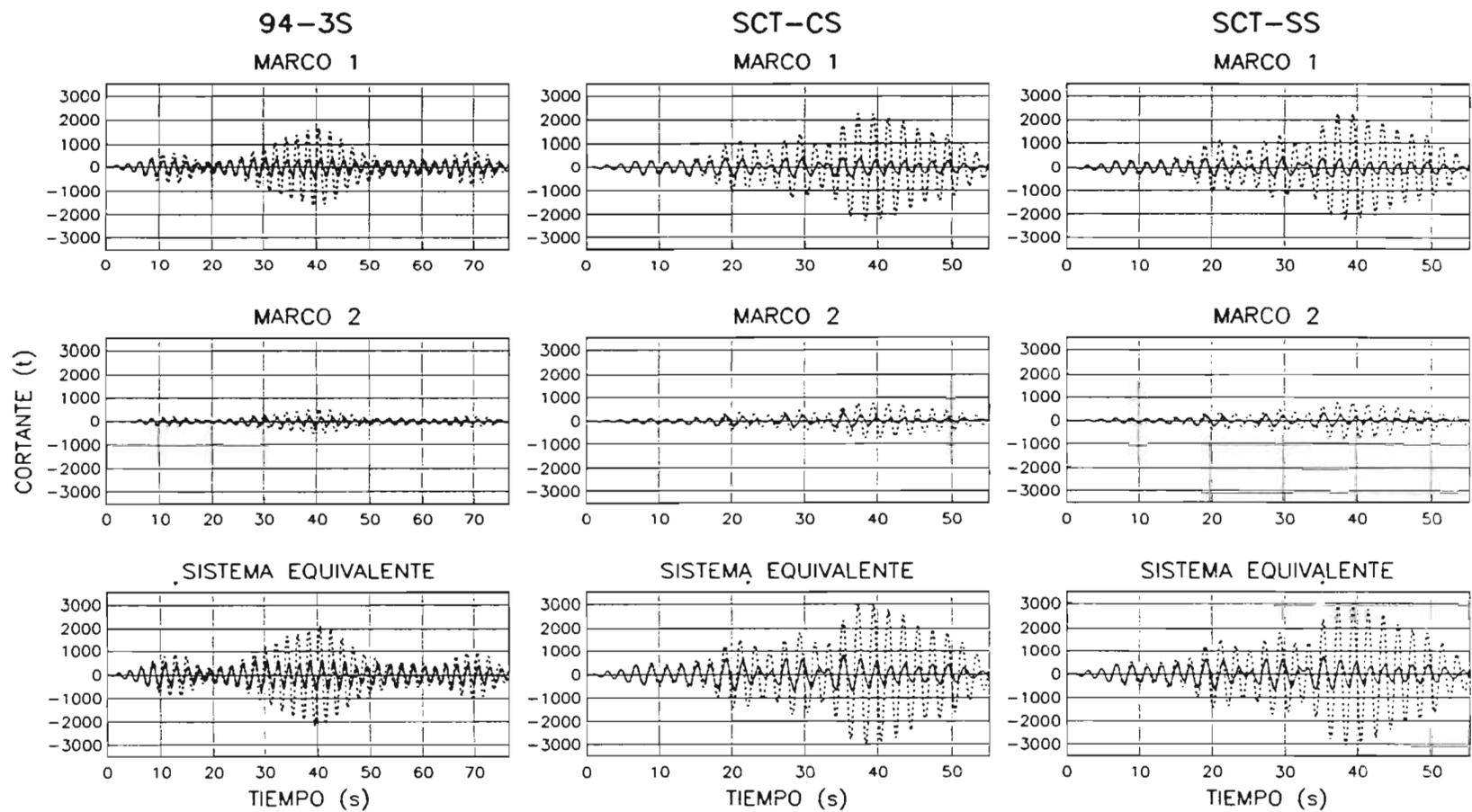


Fig 8.3c    Envolventes de distorsiones con la propuesta de Algan en la dirección L para tres modelos



Elástico -----
Inelástico ———  
**Fig 8.4** Historias de cortante en la base para los marcos tipo y sistema equivalente correspondiente a tres modelos en la dirección longitudinal

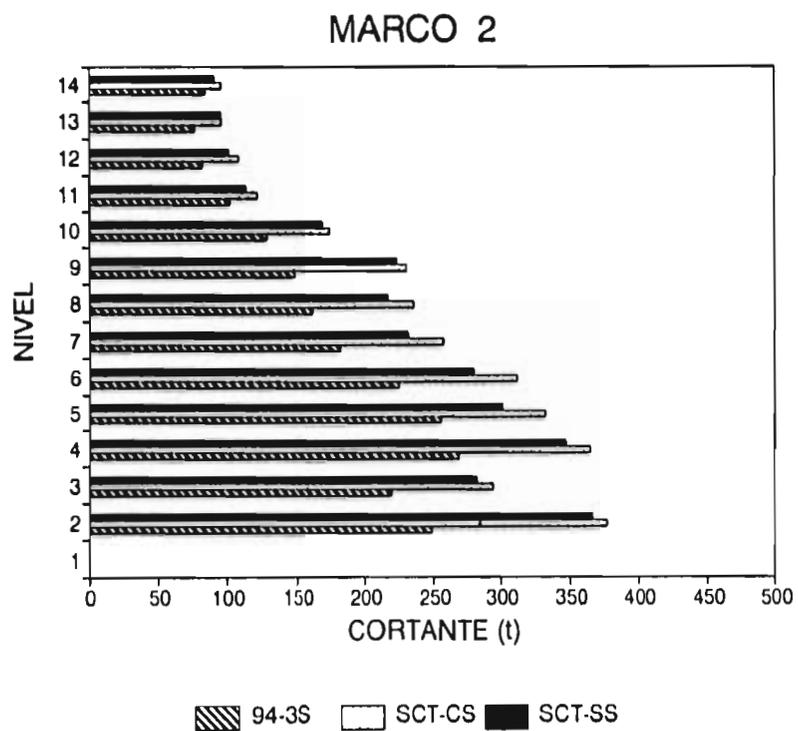
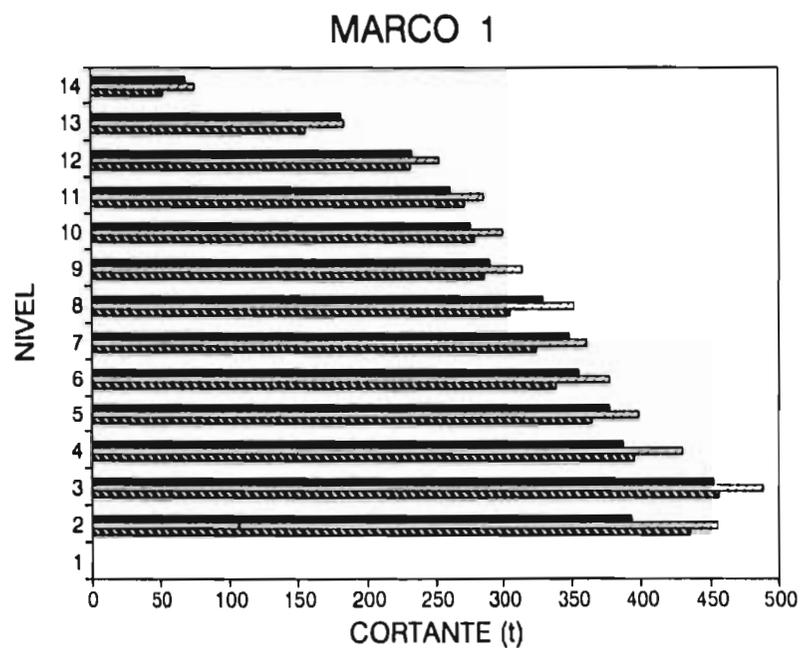


Fig 8.5a Envolturas de cortante para los marcos 1 y 2 en la dirección L correspondiente a tres modelos

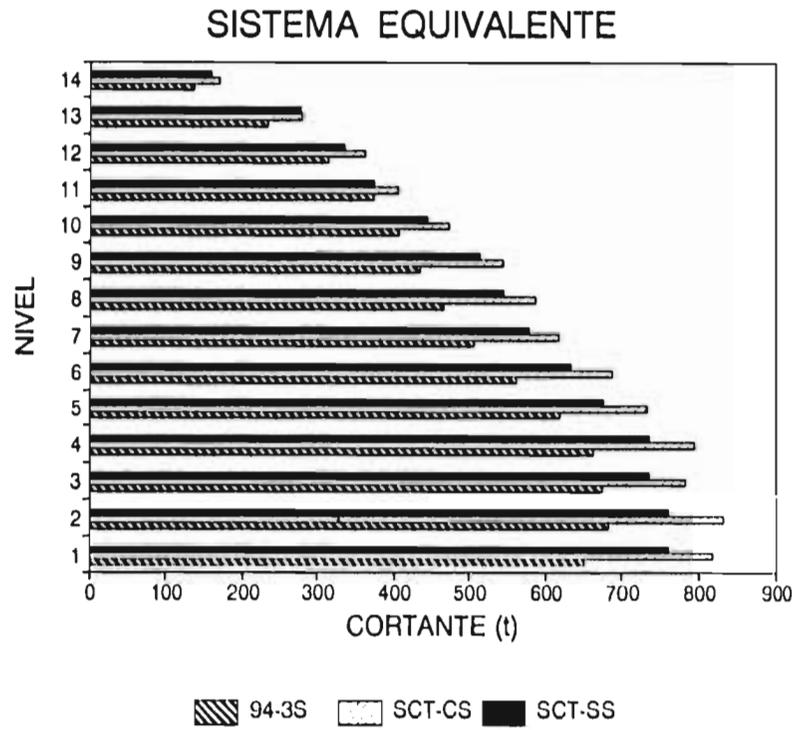


Fig 8.5b Envolturas de cortante para el sistema equivalente en la dirección longitudinal correspondiente a tres modelos

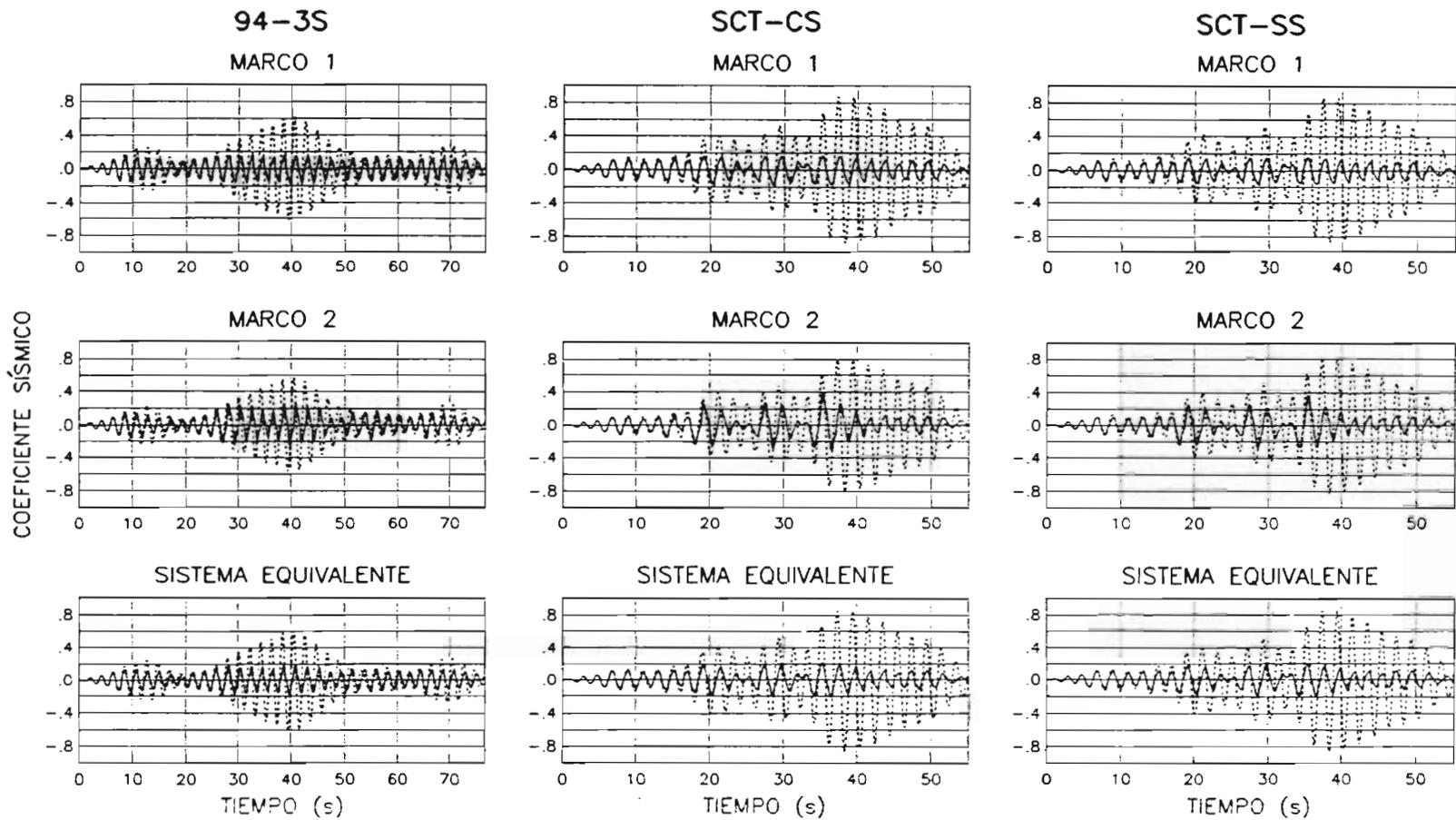


Fig 8.6      Elástico -----      Inelástico ———  
 Historias de coeficiente sísmico en la base para los marcos tipo y sistema equivalente correspondiente a tres modelos en la dirección L

DIRECCIÓN L  
MARCO 1  
94-3S

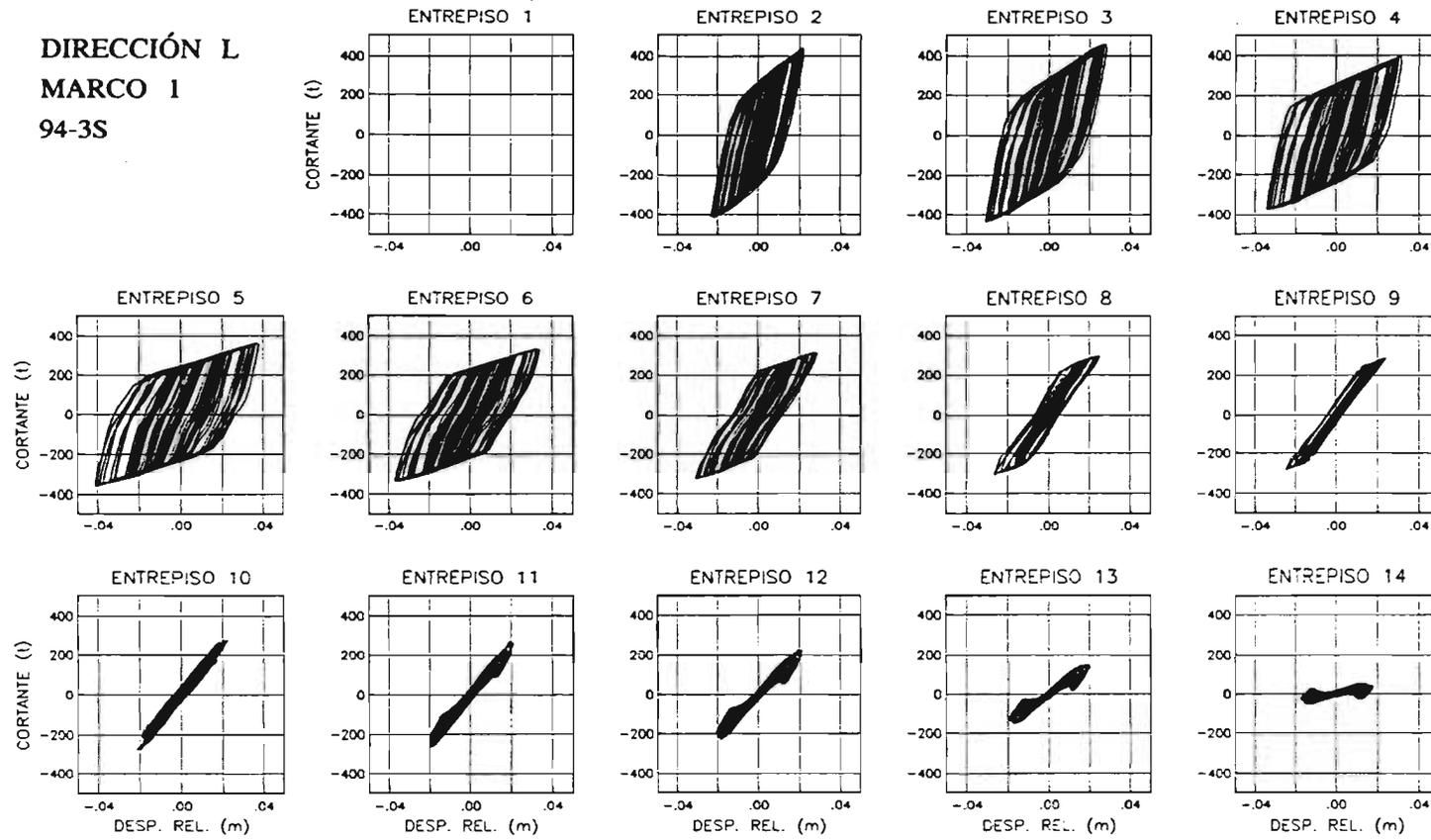


Fig 8.7a Ciclos histeréticos de entrepiso para el modelo 1

DIRECCIÓN L  
MARCO 2  
94-3S

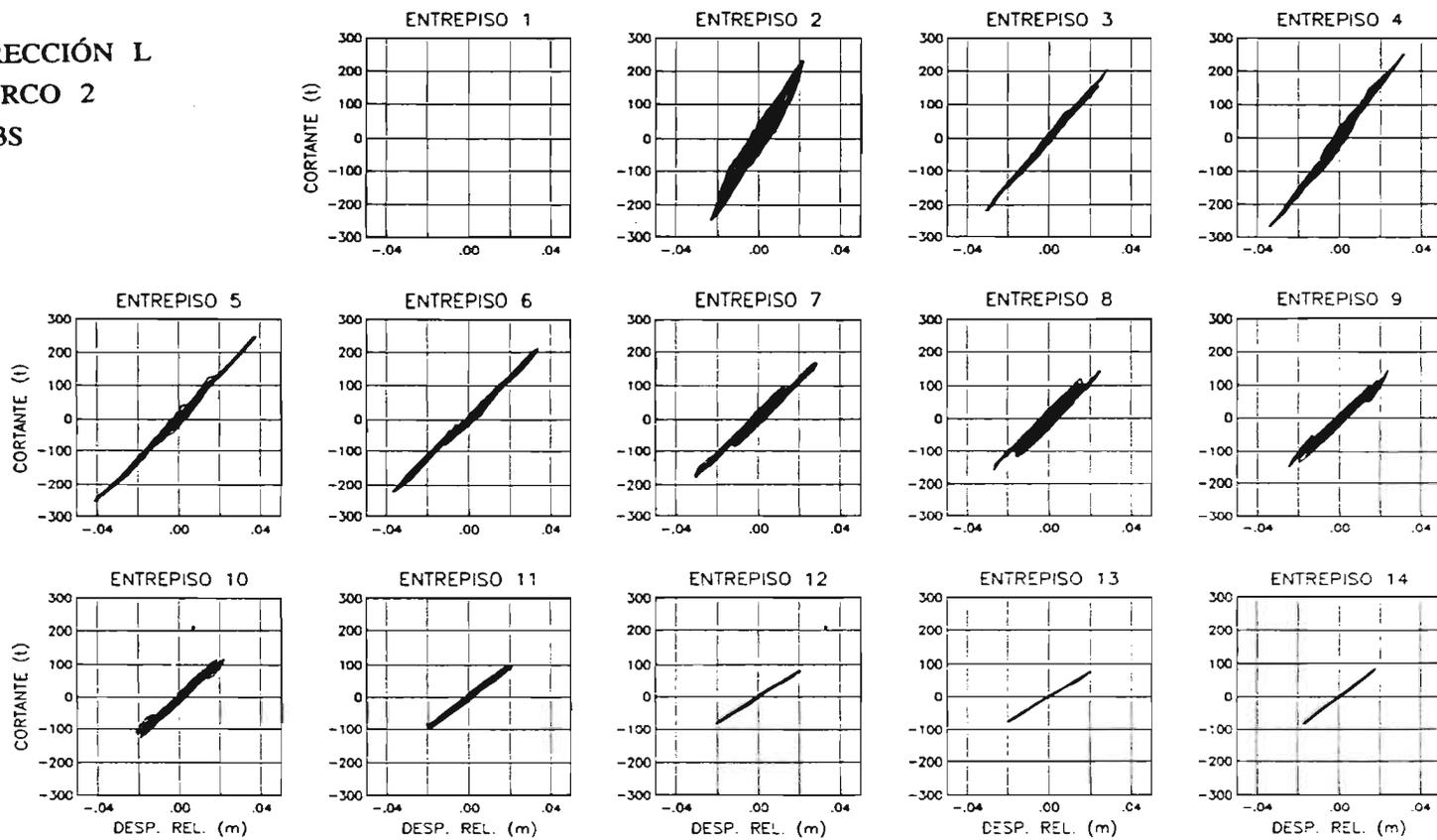


Fig 8.7b Ciclos histeréticos de entrepiso para el modelo 1

DIRECCIÓN L  
MARCO 1  
SCT-CS

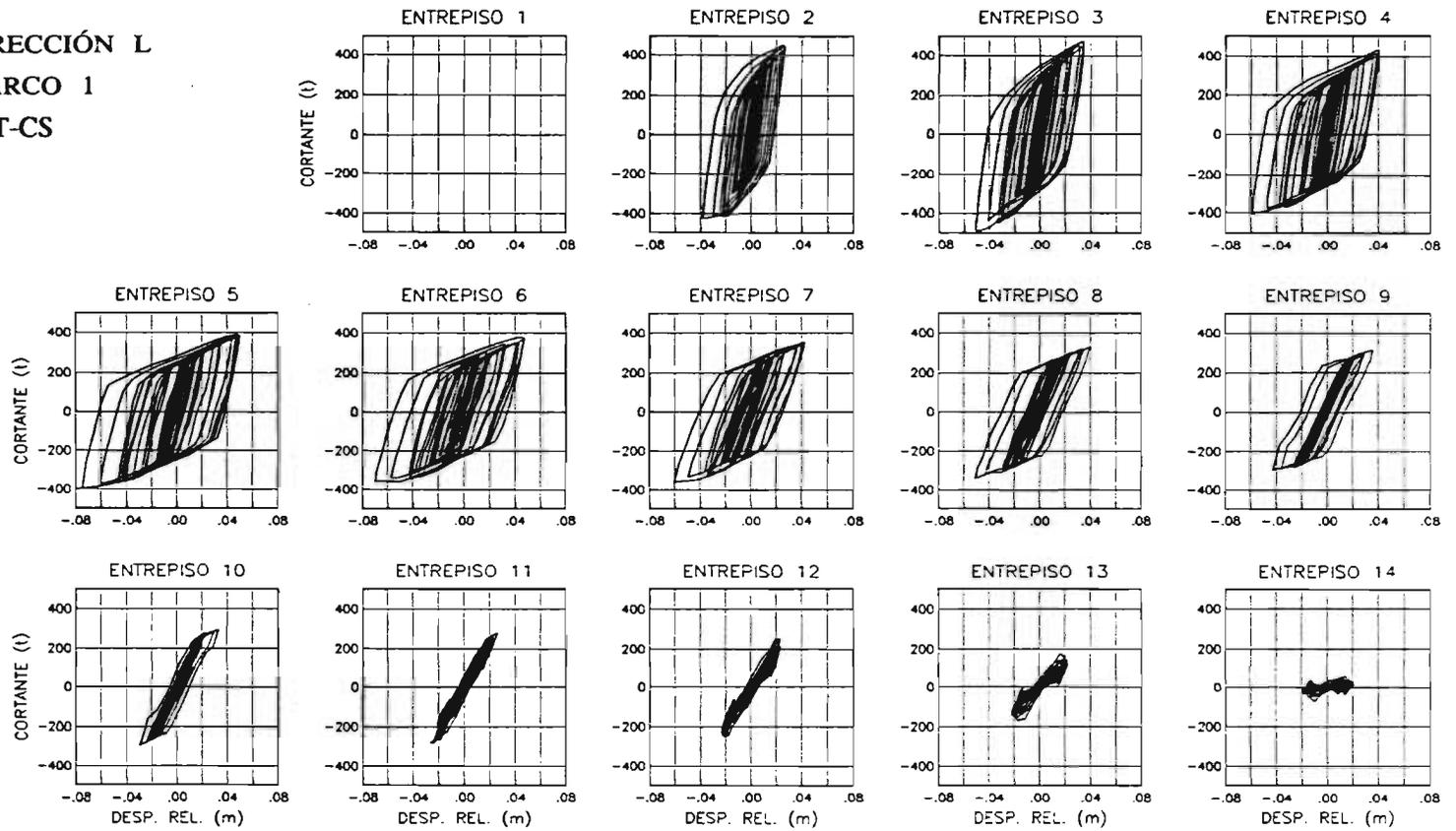


Fig 8.8a Ciclos histeréticos de entrepiso para el modelo 2

DIRECCIÓN L  
MARCO 2  
SCT-CS

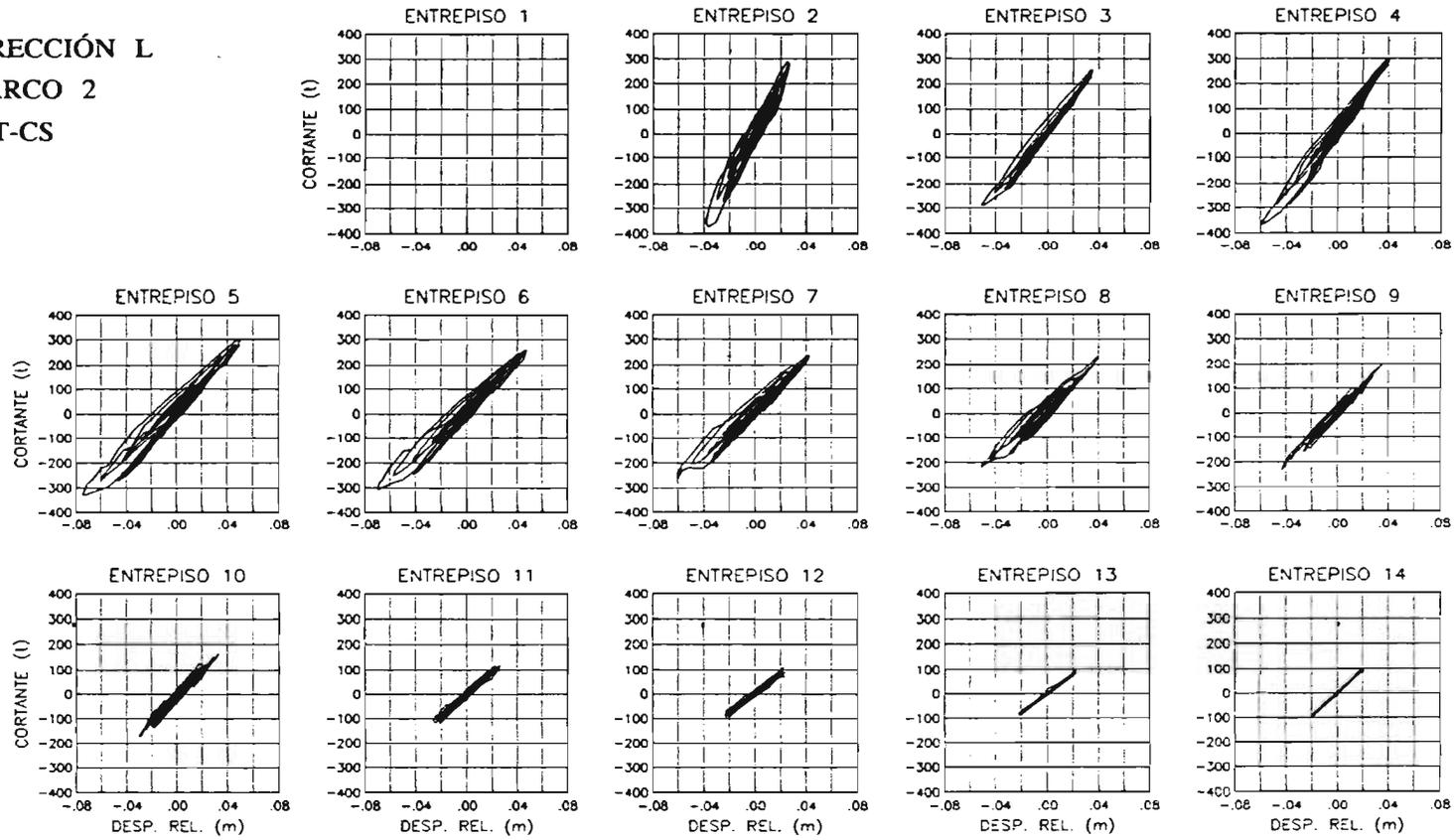


Fig 8.8b Ciclos histeréticos de entrepiso para el modelo 2

DIRECCIÓN L  
MARCO 1  
SCT-SS

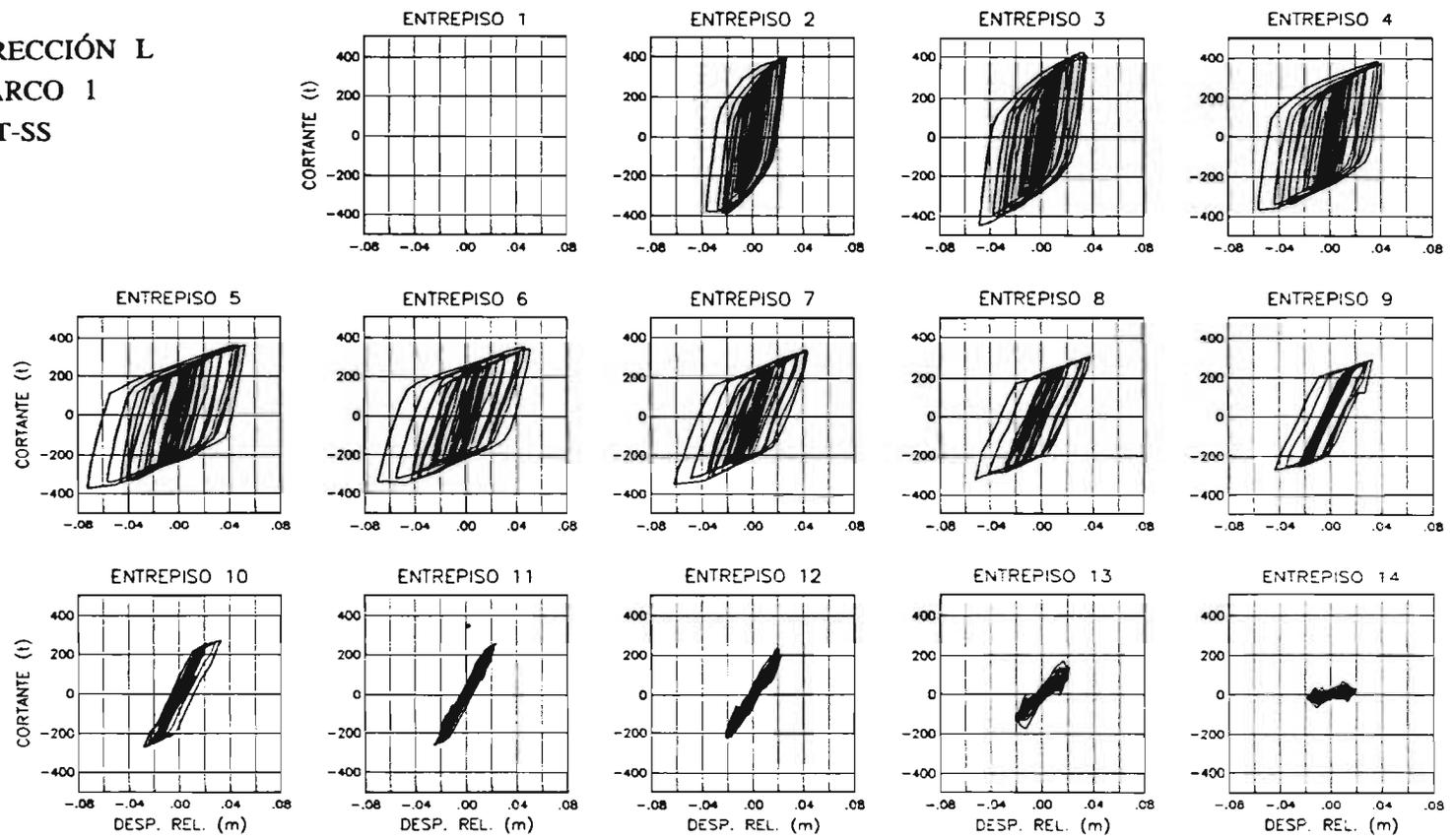


Fig 8.9a Ciclos histeréticos de entrepiso para el modelo 3

DIRECCIÓN L  
MARCO 2  
SCT-SS

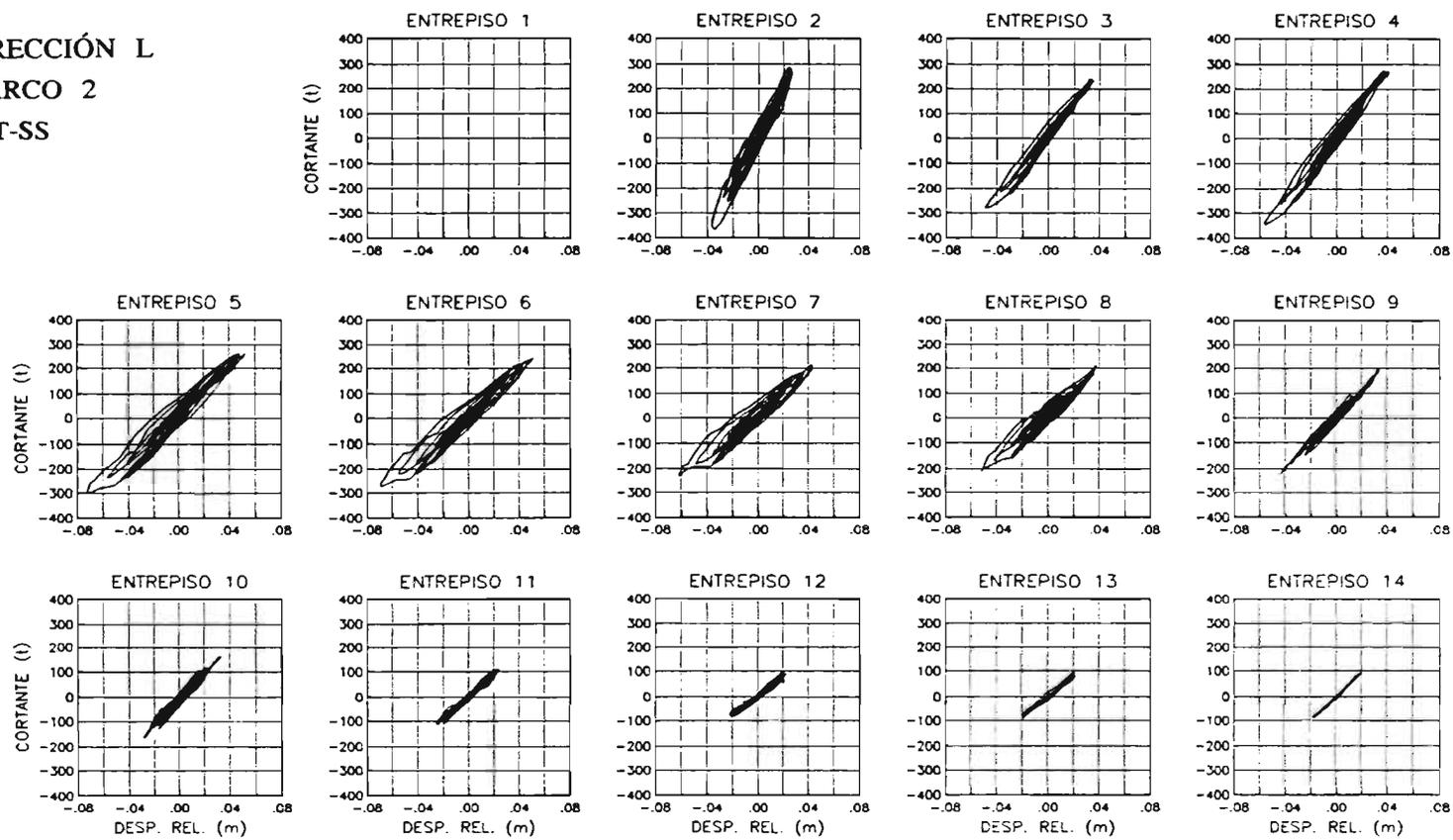


Fig 8.9b Ciclos histeréticos de entrepiso para el modelo 3

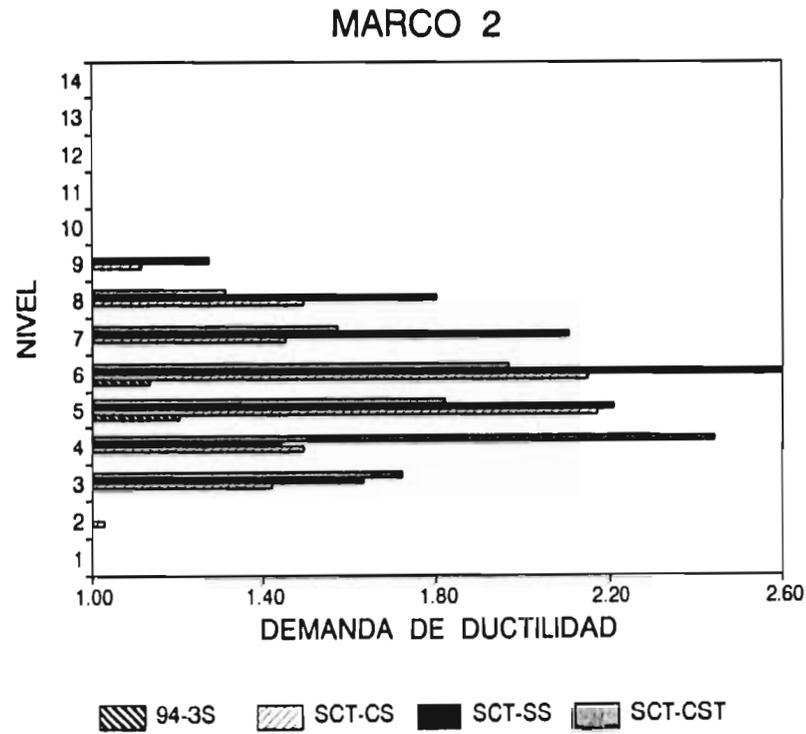
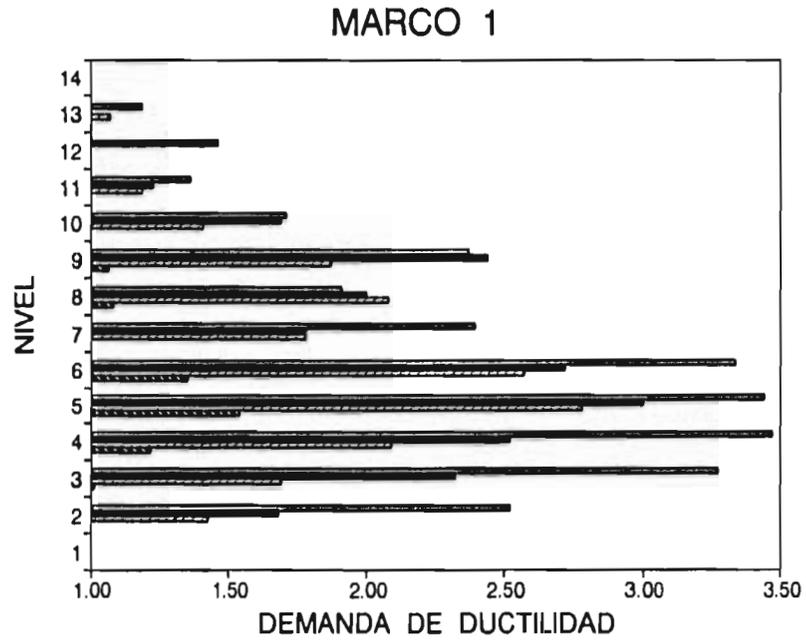


Fig 8.10a Demandas de ductilidad global de entrepiso evaluadas por desplazamiento para los marcos tipo de cuatro modelos en la dirección L

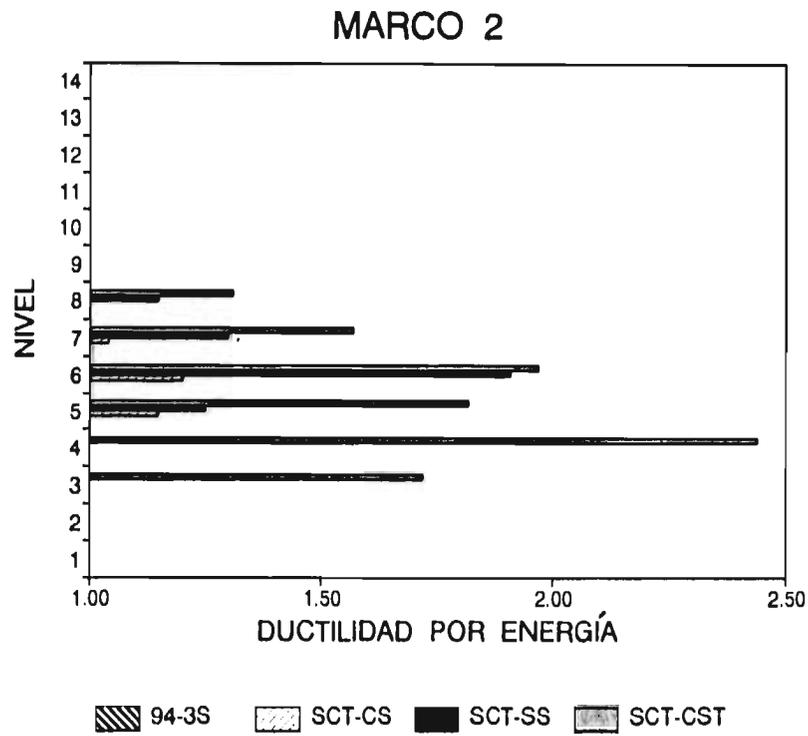
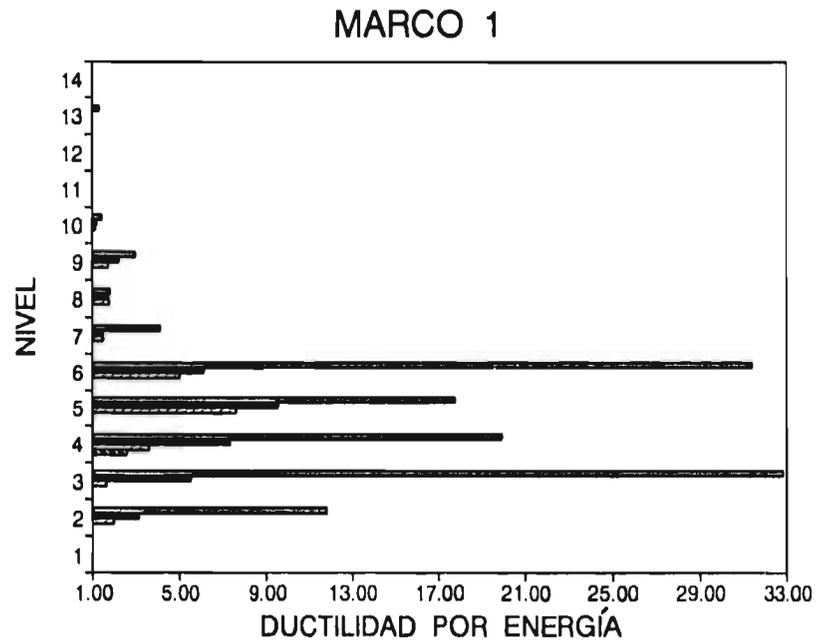


Fig 8.10b Demandas de ductilidad global de entrepiso evaluadas por energía para los marcos tipo de cuatro modelos estudiados en la dirección L

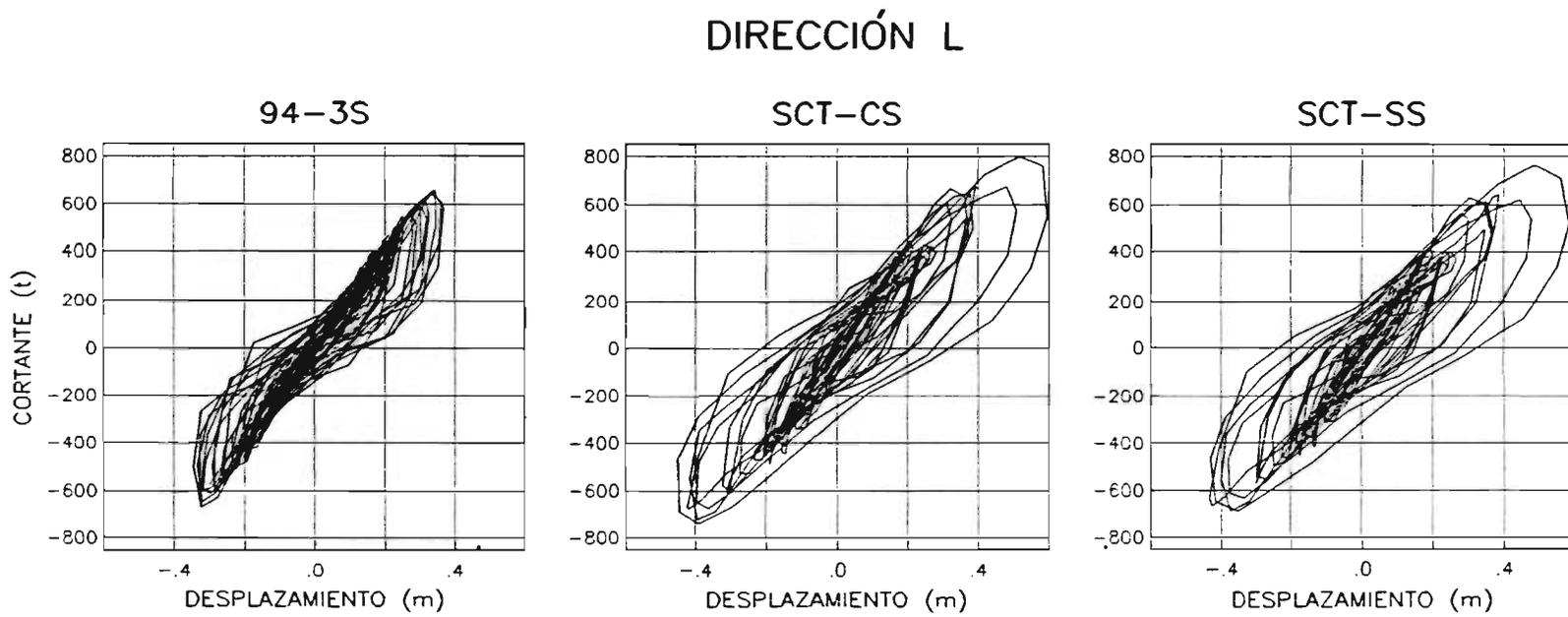


Fig 8.11 Fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea para tres modelos

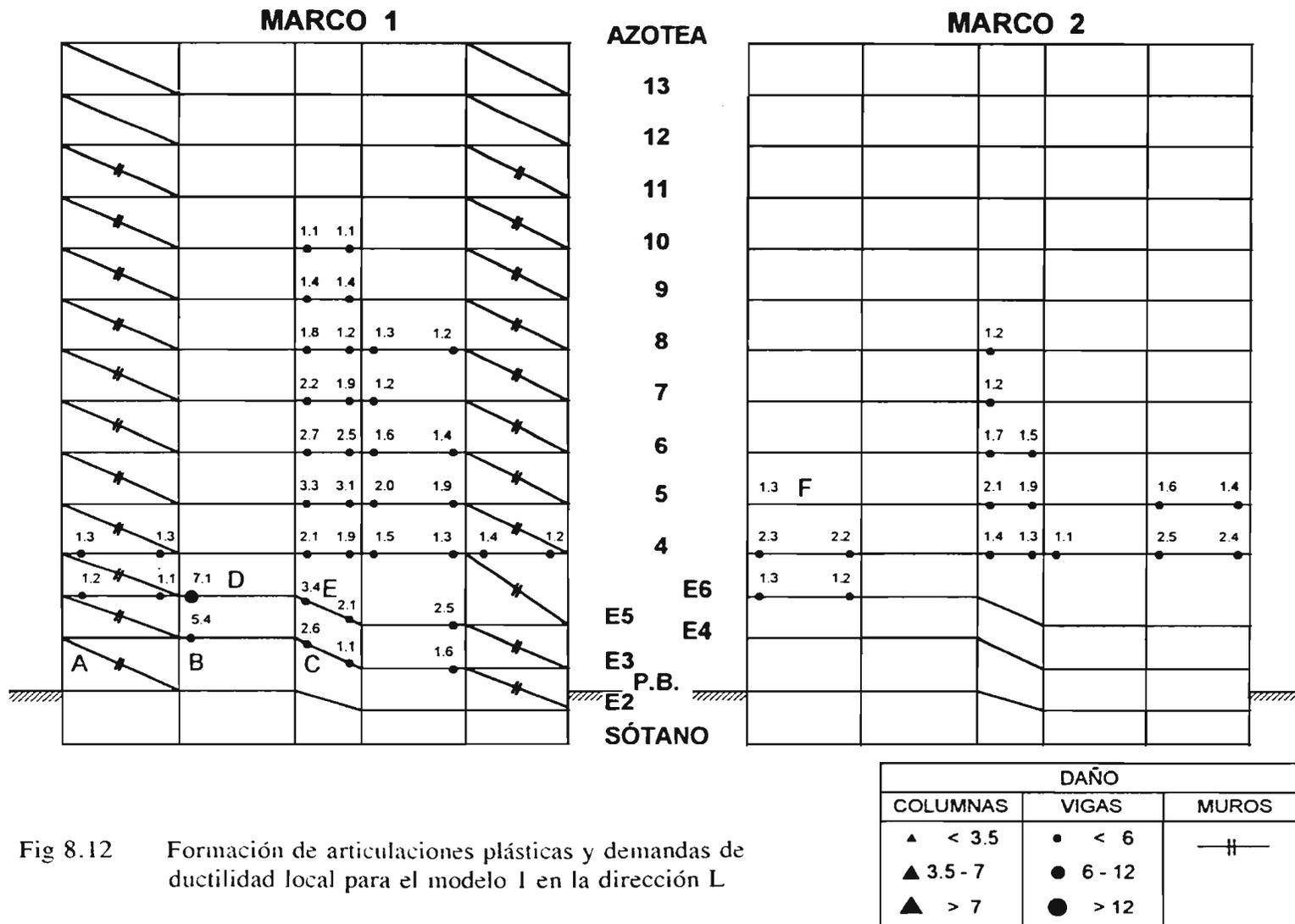


Fig 8.12 Formación de articulaciones plásticas y demandas de ductilidad local para el modelo I en la dirección L

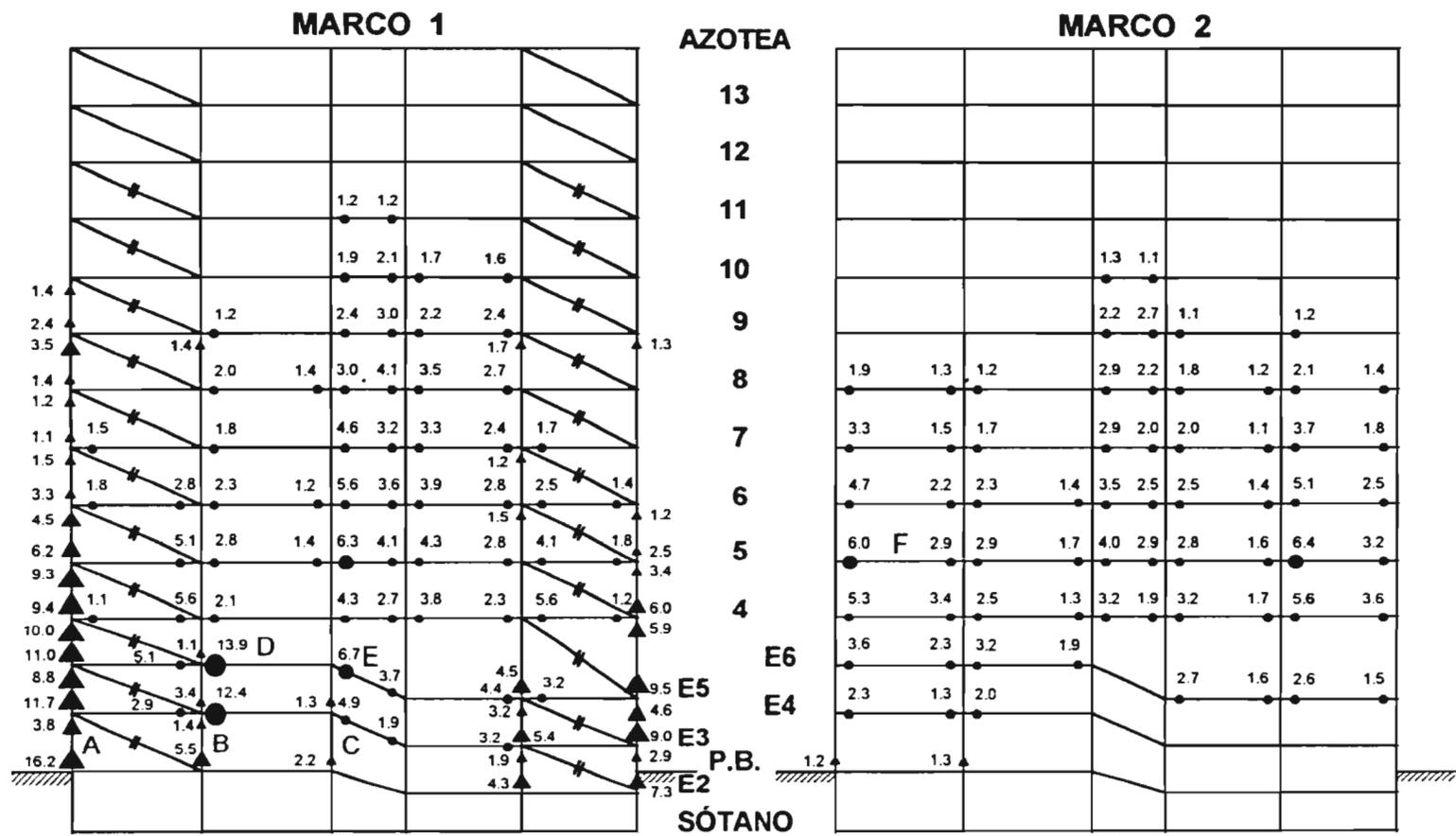


Fig 8.13 Formación de articulaciones plásticas y demandas de ductilidad local para el modelo 2 en la dirección L

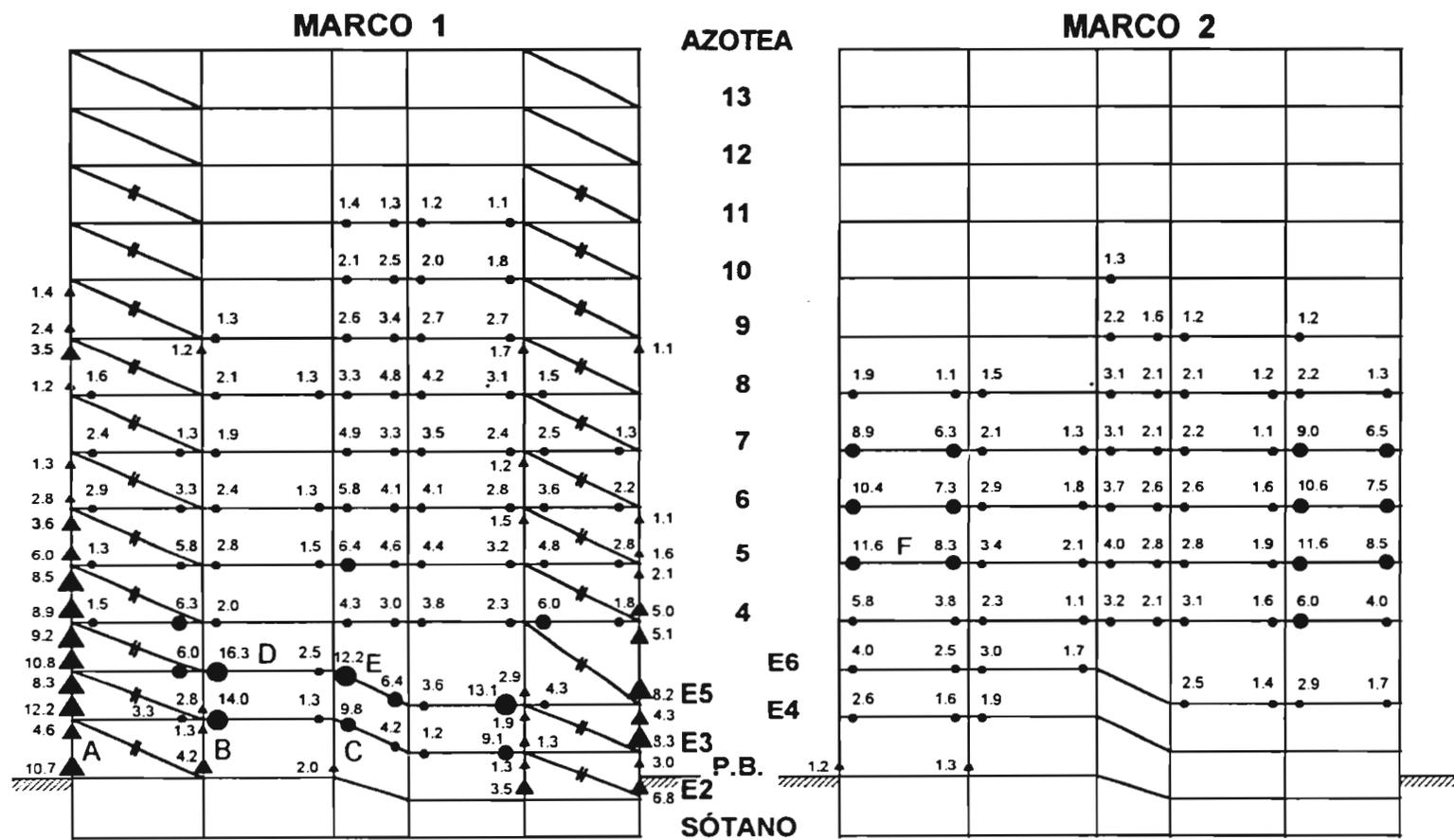


Fig 8.14 Formación de articulaciones plásticas y demandas de ductilidad local para el modelo 3 en la dirección L

| DAÑO      |          |       |
|-----------|----------|-------|
| COLUMNAS  | VIGAS    | MUROS |
| ▲ < 3.5   | ● < 6    | —  —  |
| ▲ 3.5 - 7 | ● 6 - 12 |       |
| ▲ > 7     | ● > 12   |       |

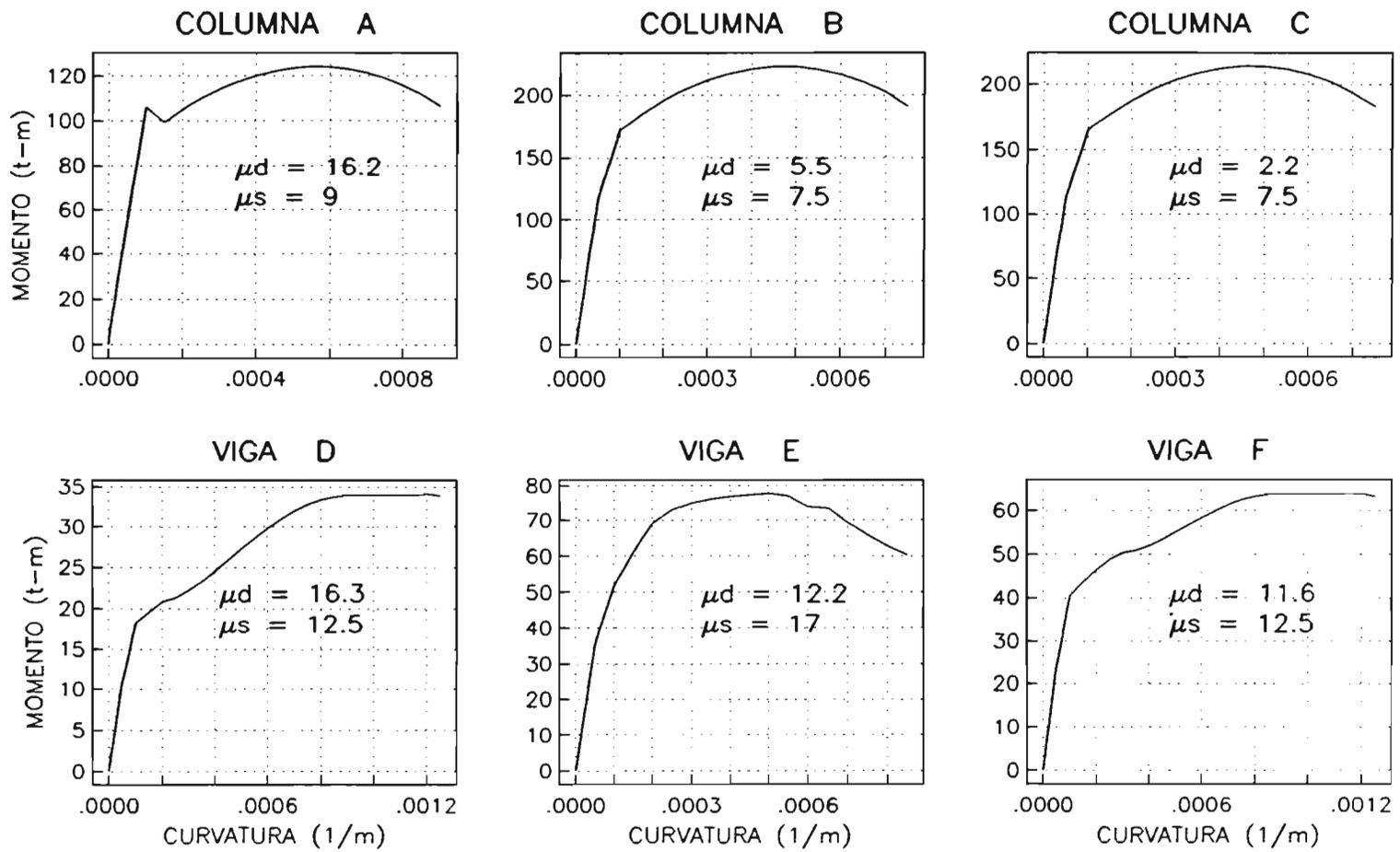


Fig 8.15 Gráficas de momento-curvatura para algunas secciones de vigas y columnas en la dirección L

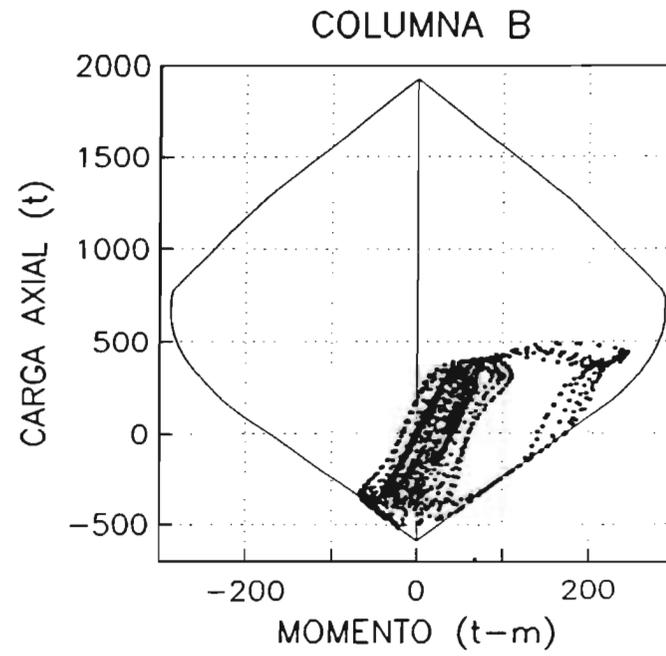
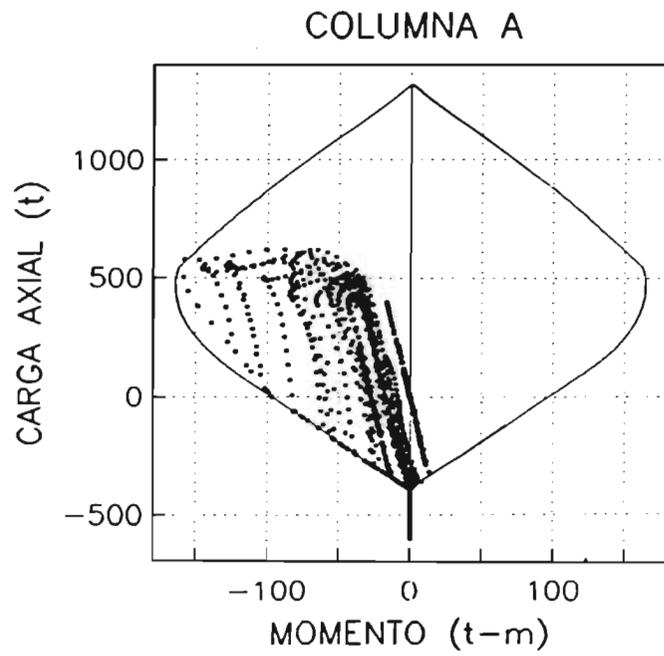


Fig 8.16 Historias de carga axial-momento flexionante

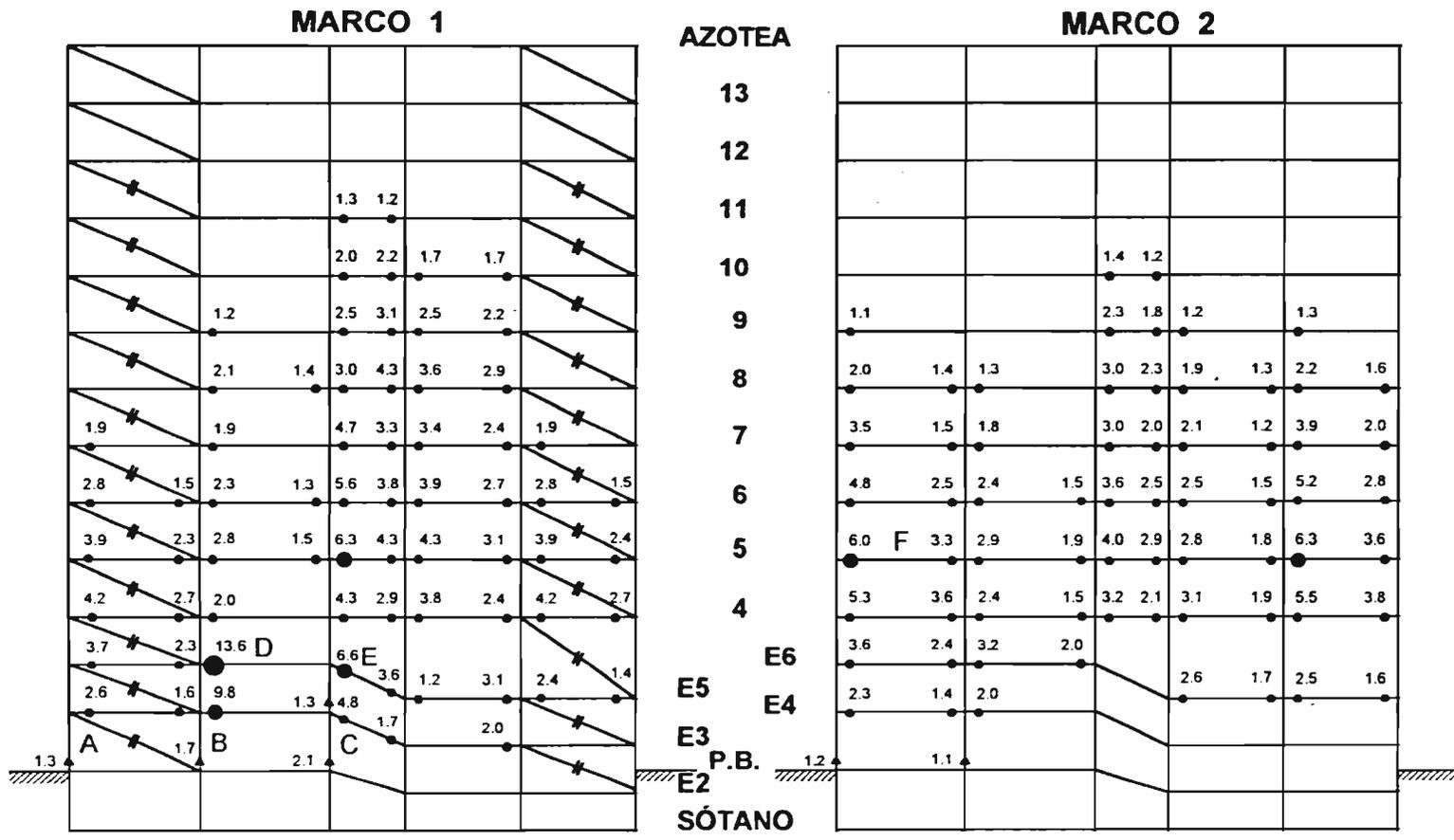
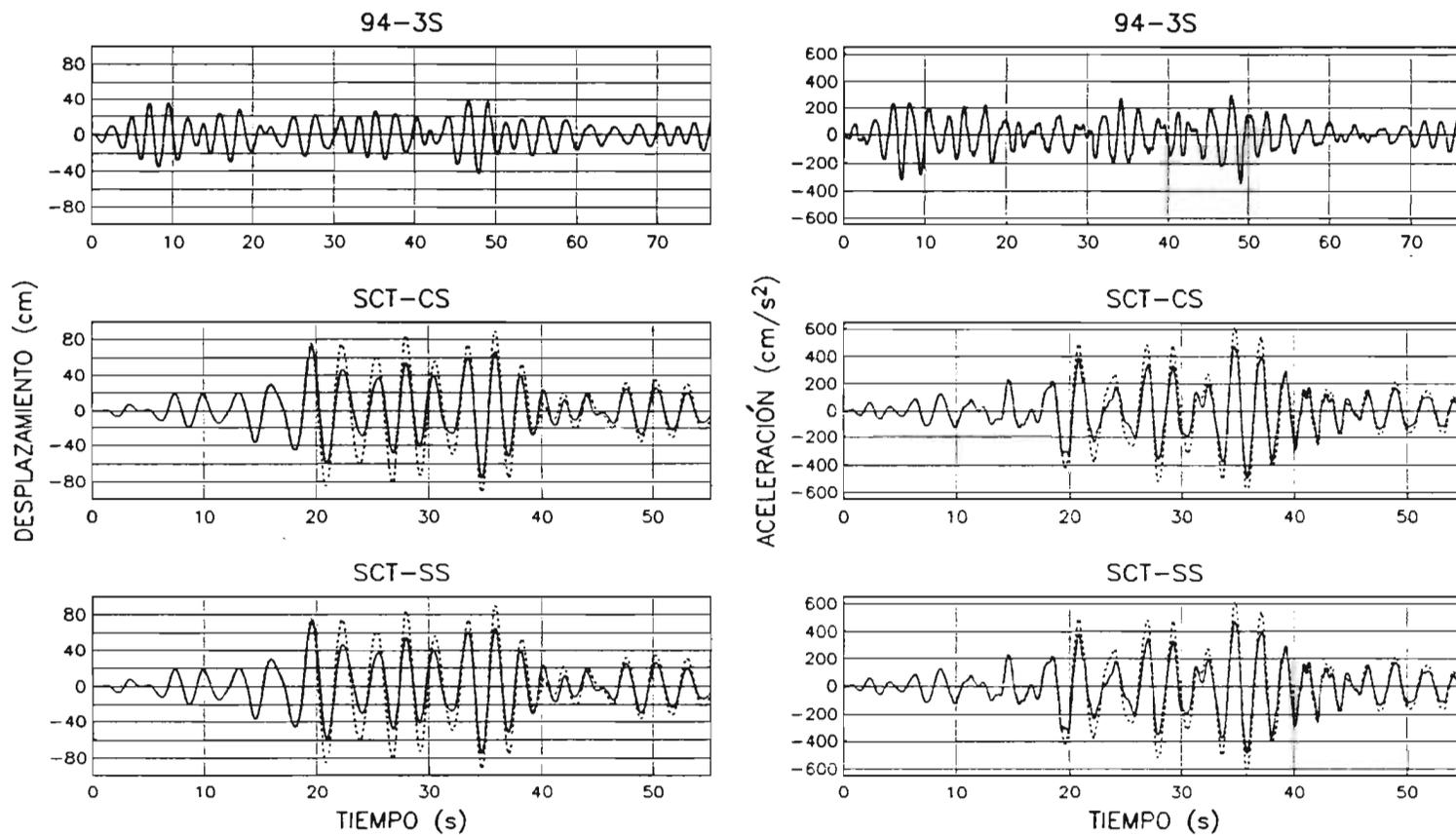


Fig 8.17 Formación de articulaciones plásticas y demandas de ductilidad local para el modelo 4 en la dirección L

| DAÑO      |          |       |
|-----------|----------|-------|
| COLUMNAS  | VIGAS    | MUROS |
| ▲ < 3.5   | ● < 6    | —  —  |
| ▲ 3.5 - 7 | ● 6 - 12 |       |
| ▲ > 7     | ● > 12   |       |

## DIRECCIÓN T



Elástico -----
Inelástico ———  
**Fig 8.18**    Historias de desplazamientos y aceleraciones en azotea para tres modelos

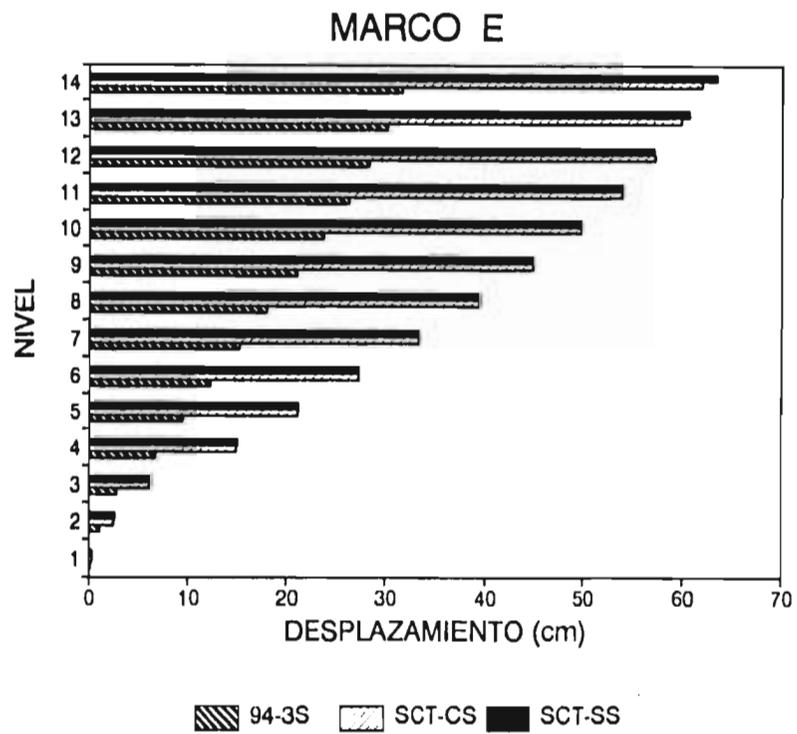
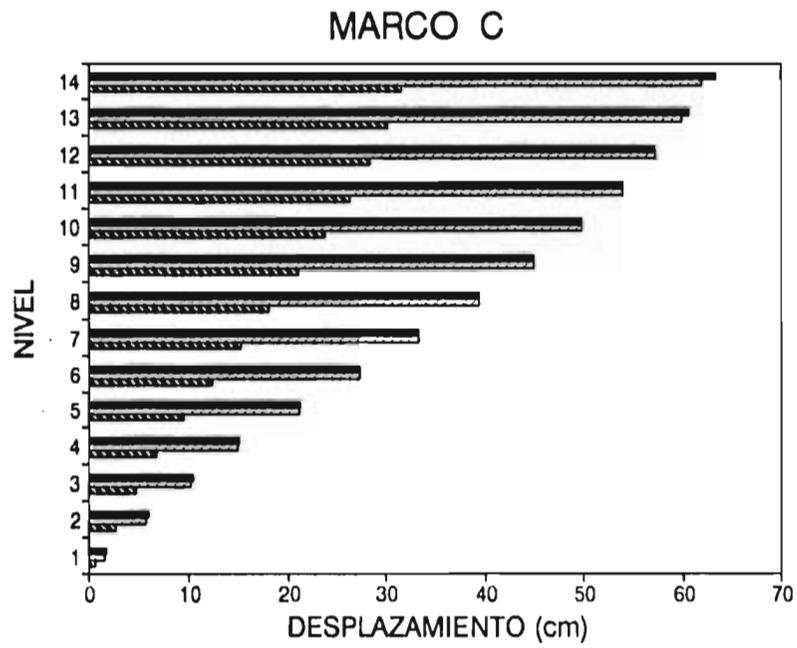
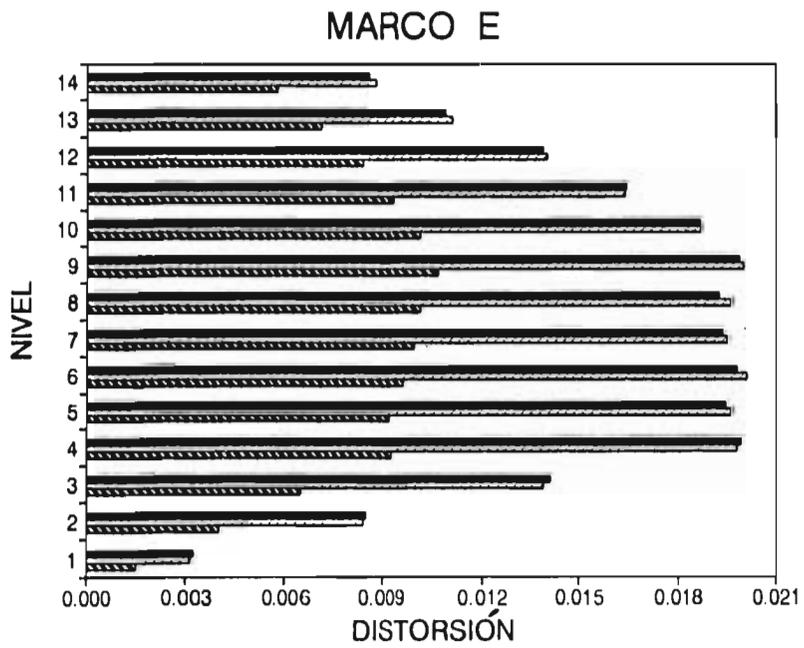
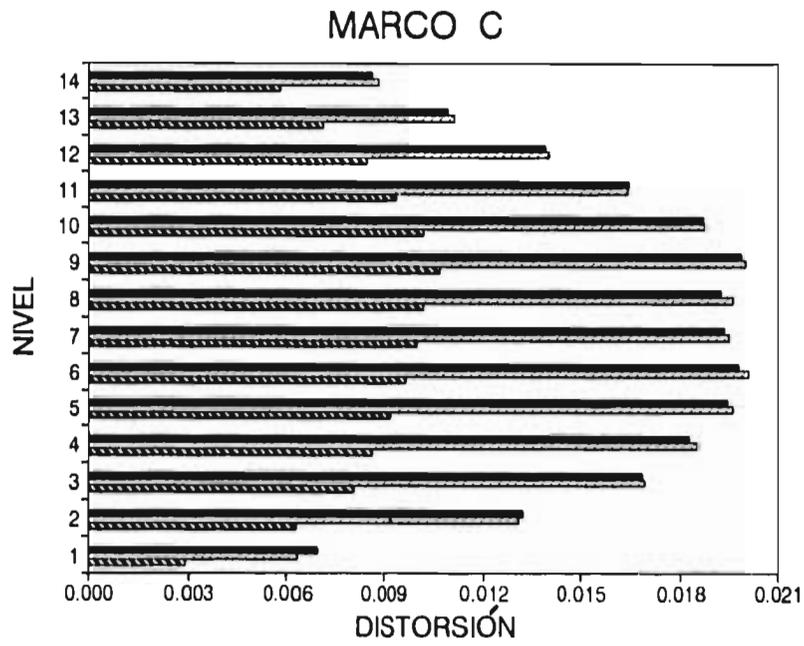


Fig 8.19 Envolturas de desplazamiento para los marcos tipo en la dirección T para tres modelos



94-3S  
  SCT-CS  
  SCT-SS

Fig 8.20a Envolturas de distorsión para los marcos tipo en la dirección T para tres modelos

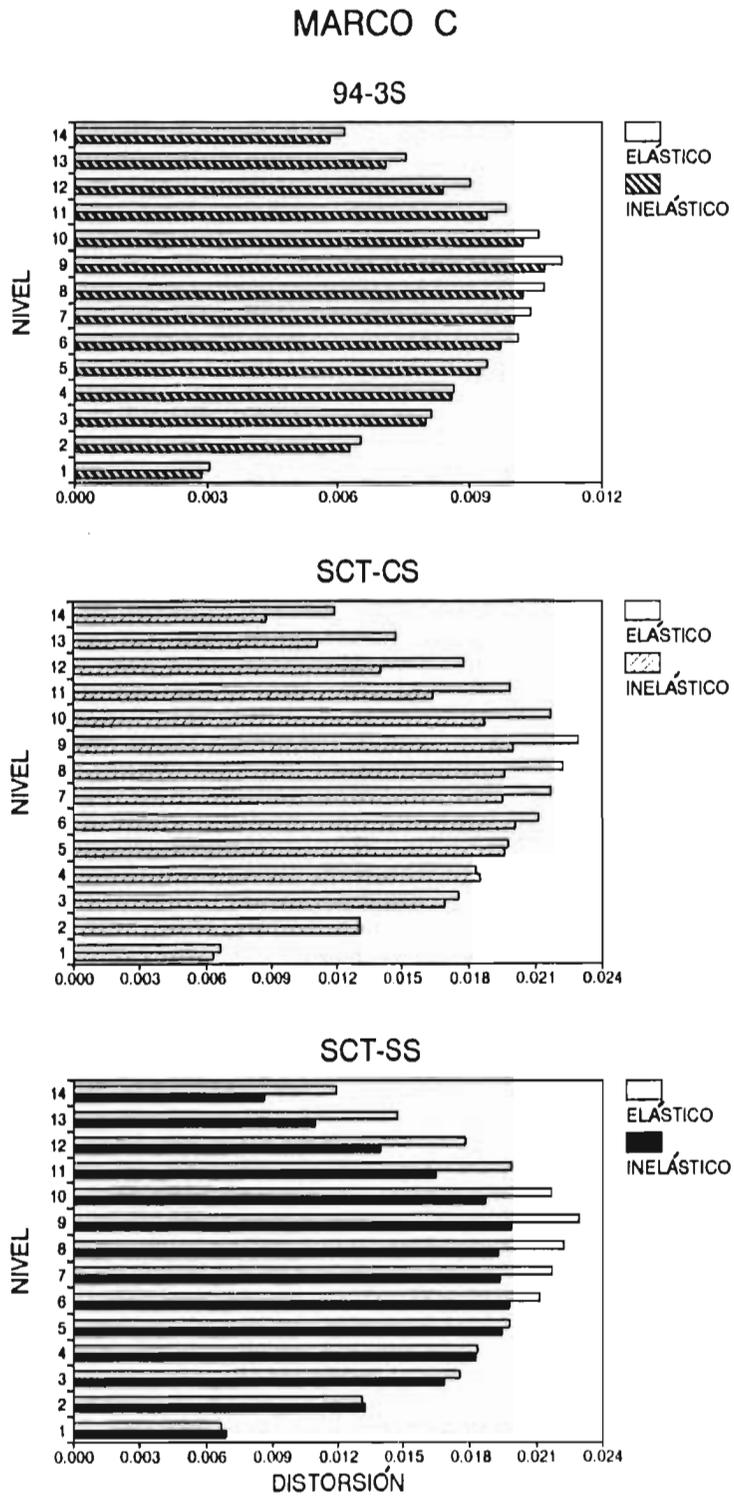


Fig 8.20b Envolturas de distorsiones elásticas y inelásticas para tres modelos

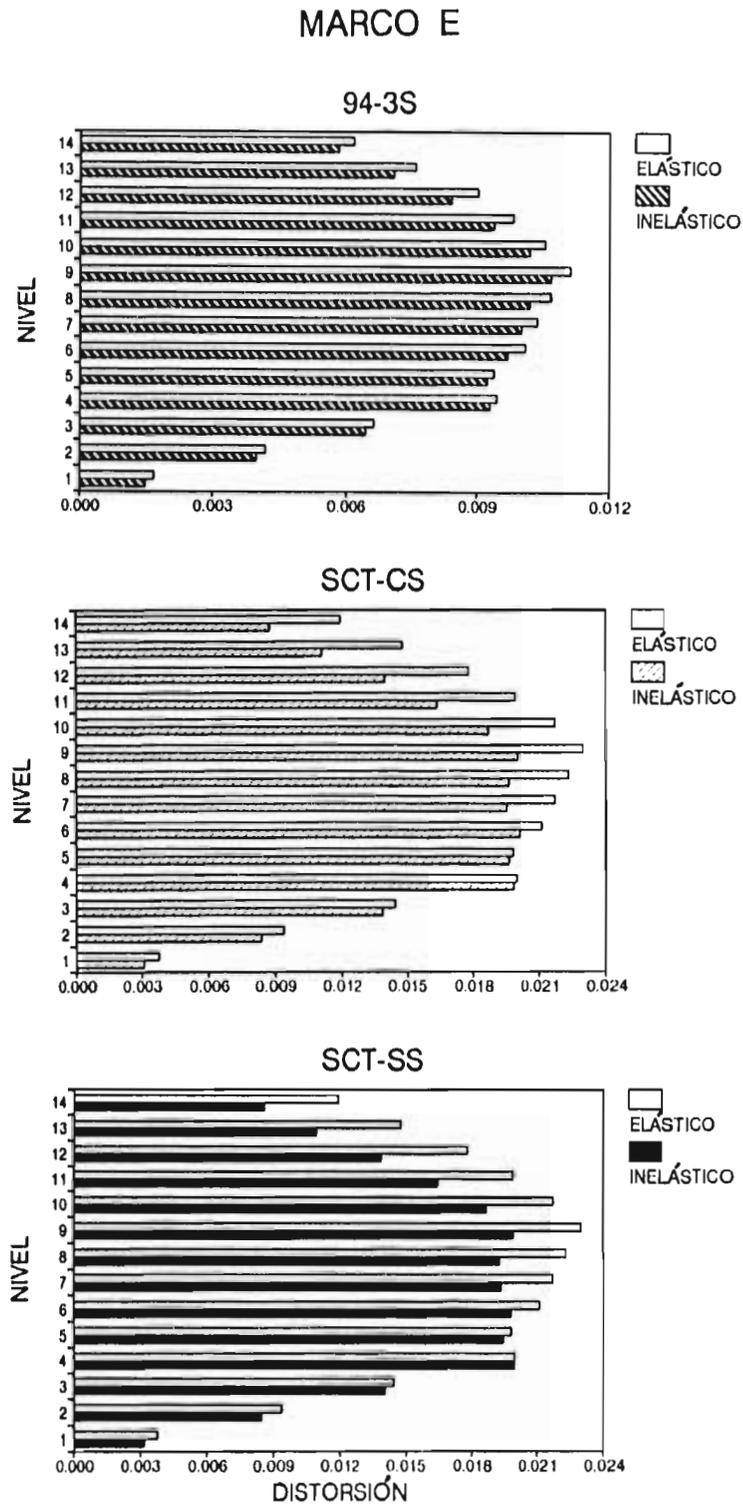
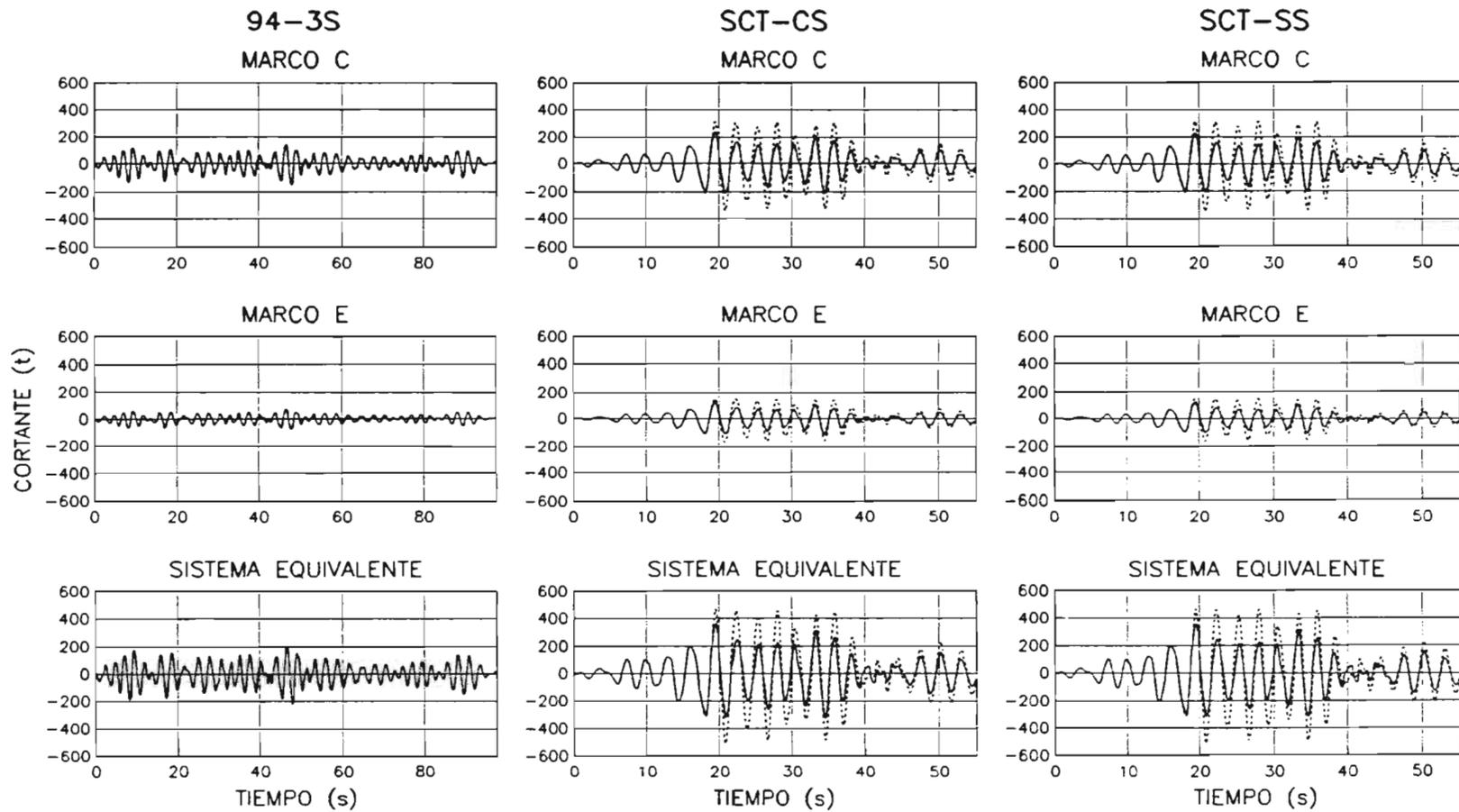


Fig 8.20c Envolturas de distorsiones elásticas e inelásticas para tres modelos



Elástico -----      Inelástico ————  
 Fig 8.21      Historias de cortante en la base en para los marcos tipo y sistema equivalente correspondiente a tres modelos la dirección T

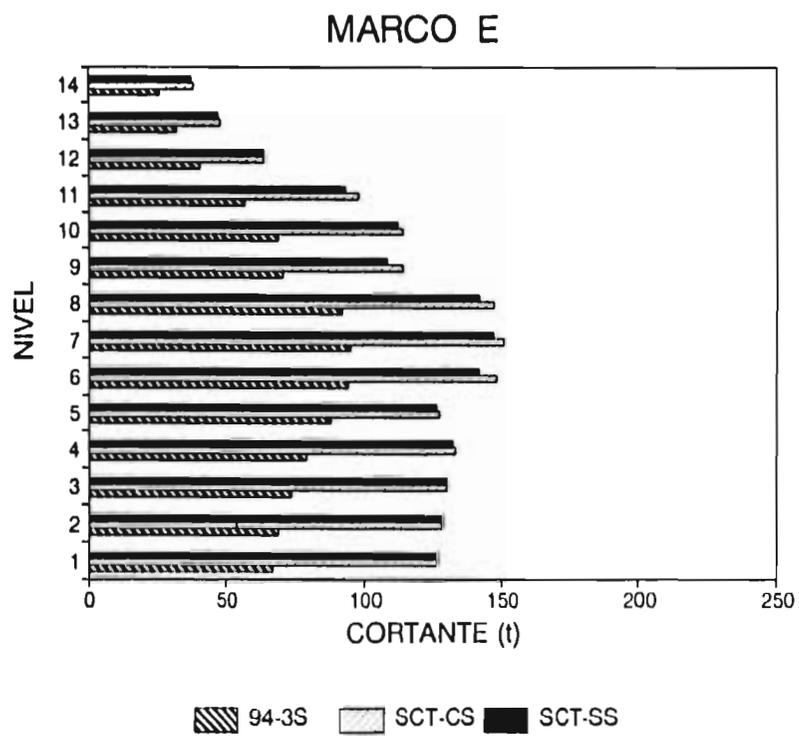
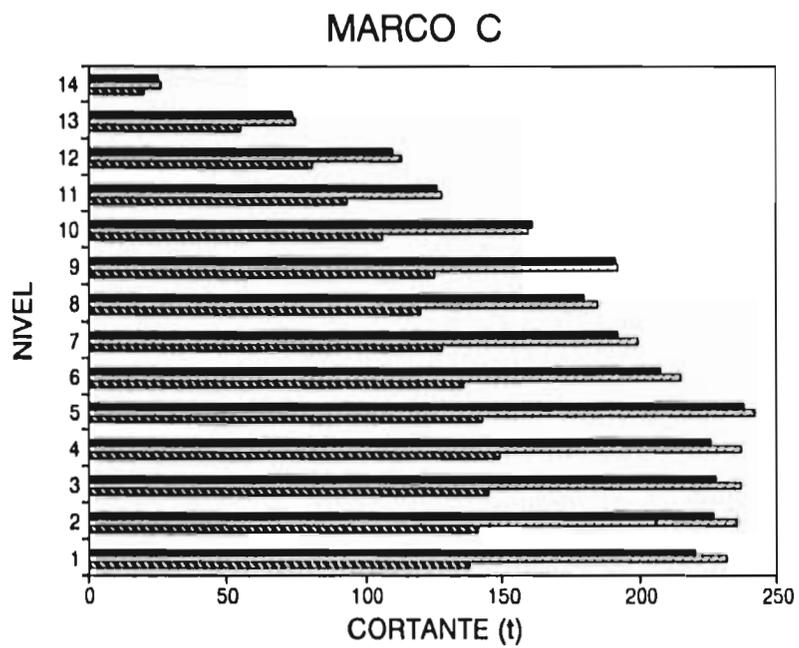


Fig 8.22a Envolturas de cortante para los marcos 1 y 2 en la dirección T correspondiente a tres modelos

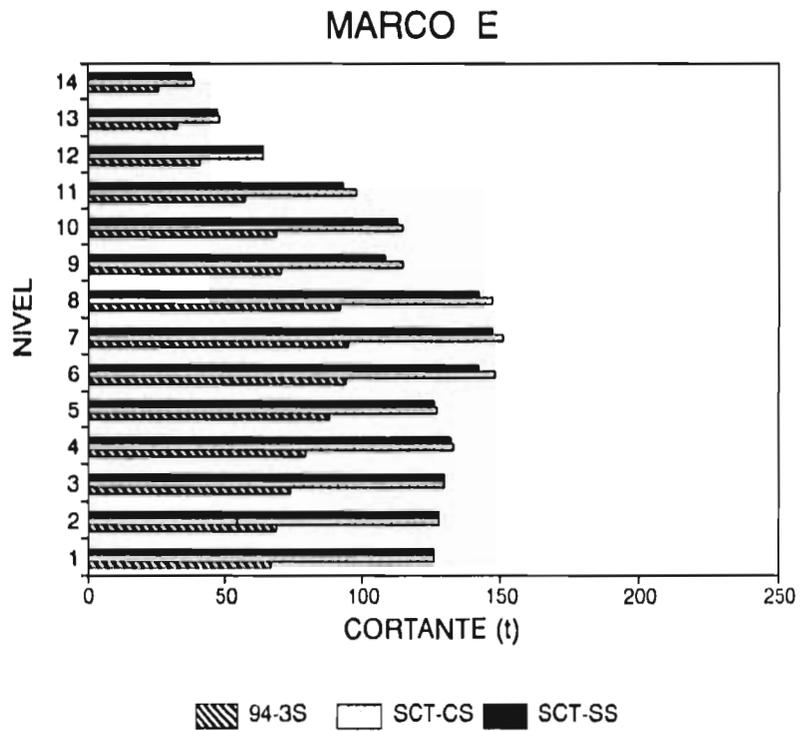
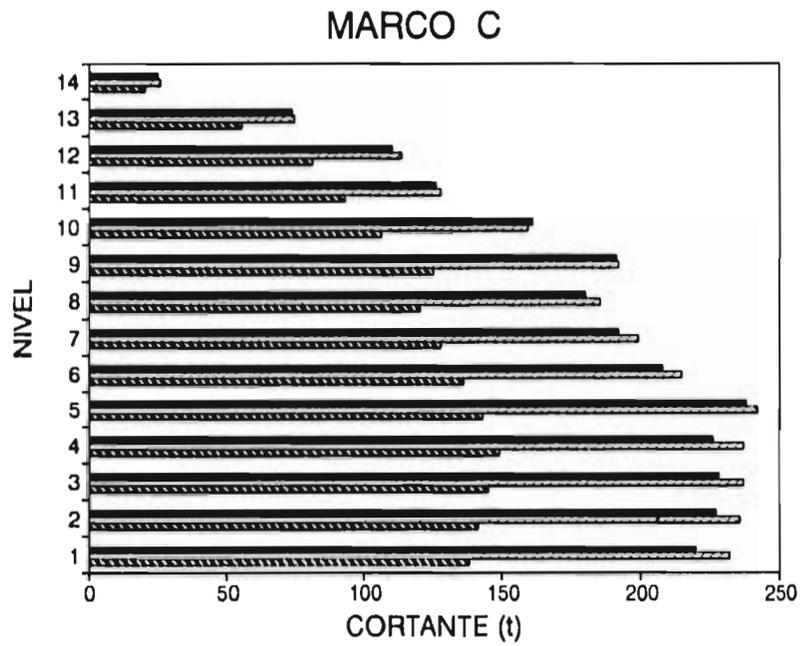


Fig 8.22a Envolturas de cortante para los marcos 1 y 2 en la dirección T correspondiente a tres modelos

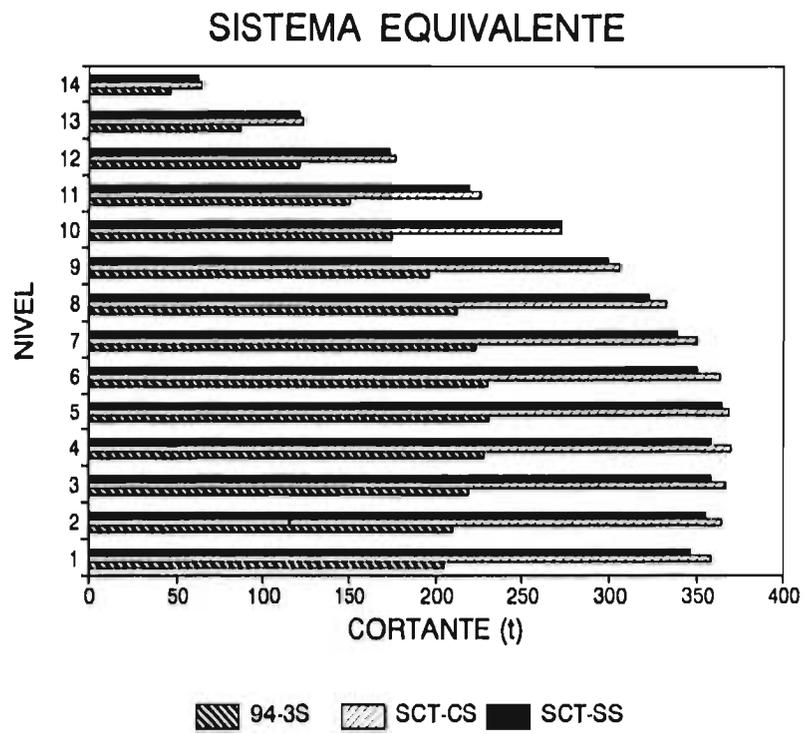
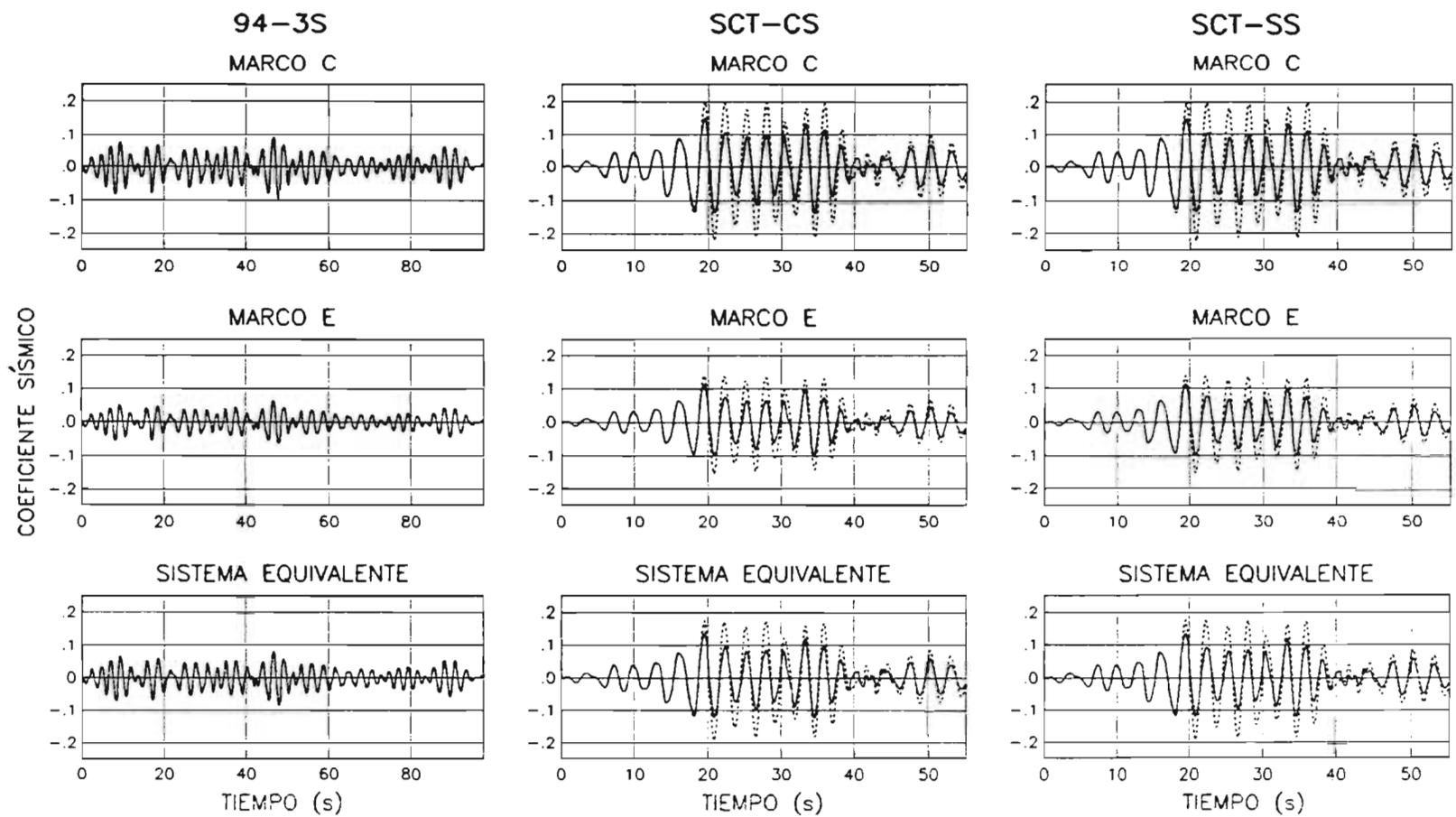


Fig 8.22b Envolturas de cortante para el sistema equivalente en la dirección T correspondiente a tres modelos



Elástico ----- Inelástico ———  
 Fig 8.23 Historias de coeficiente sísmico en la base para los marcos tipo y sistema equivalente correspondiente a tres modelos en la dirección trasversal

DIRECCIÓN T  
MARCO C  
94-3S

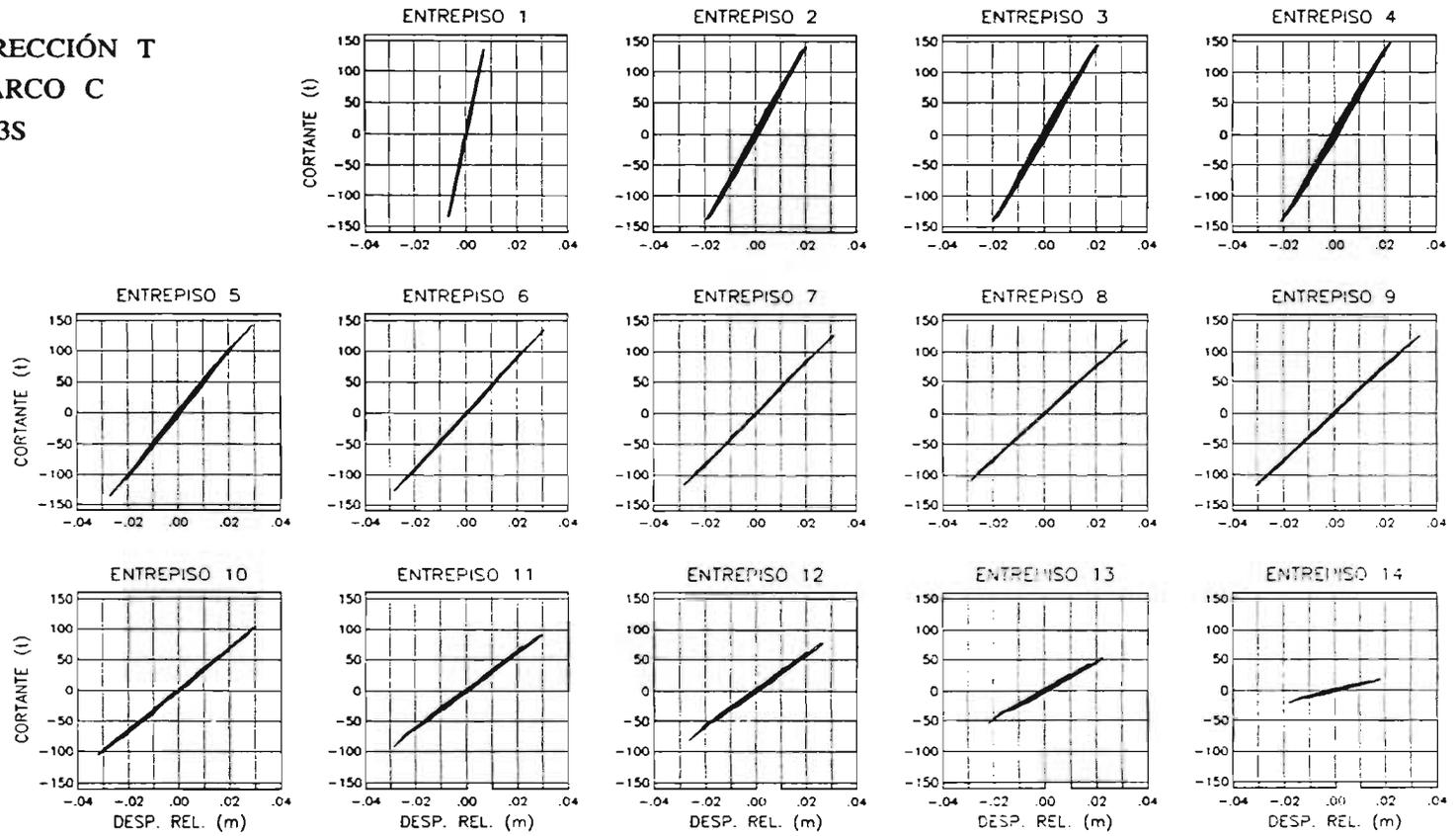


Fig 8.24a Ciclos histeréticos de entrepiso para el modelo 1

DIRECCIÓN T  
MARCO E  
94-3S

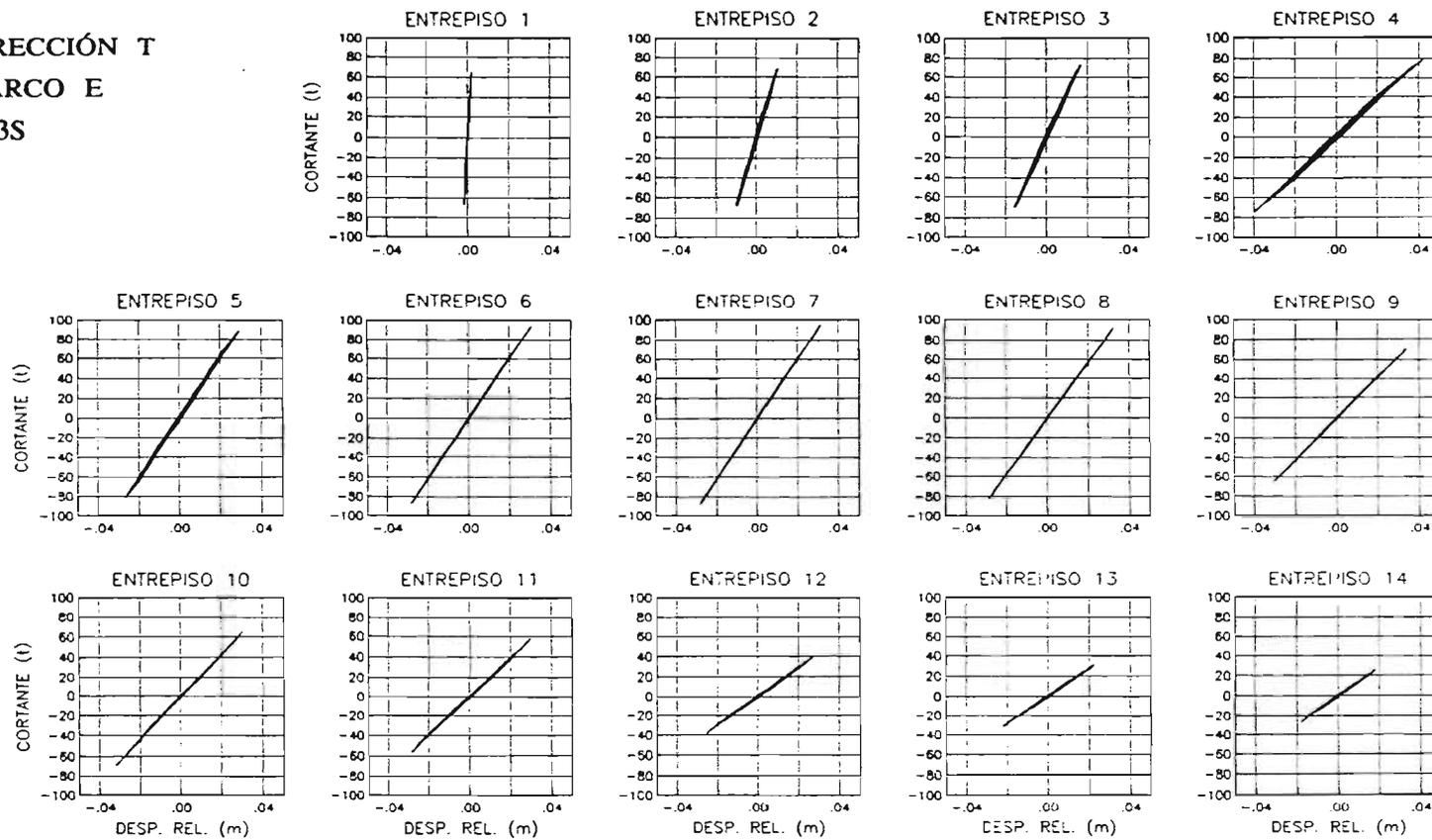


Fig 8.24b Ciclos histéricos de entrepiso para el modelo 1

DIRECCIÓN T  
MARCO C  
SCT-CS

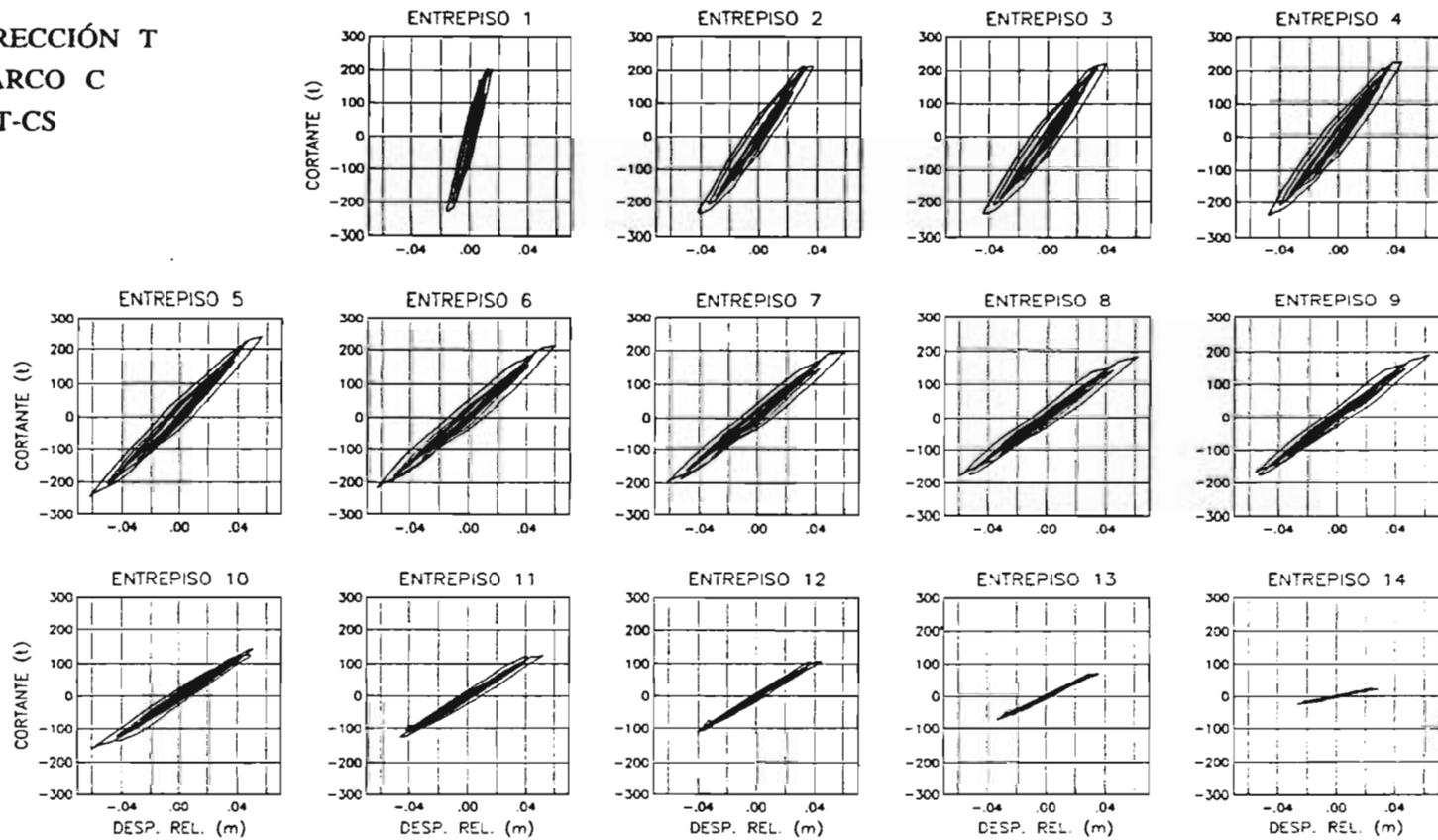
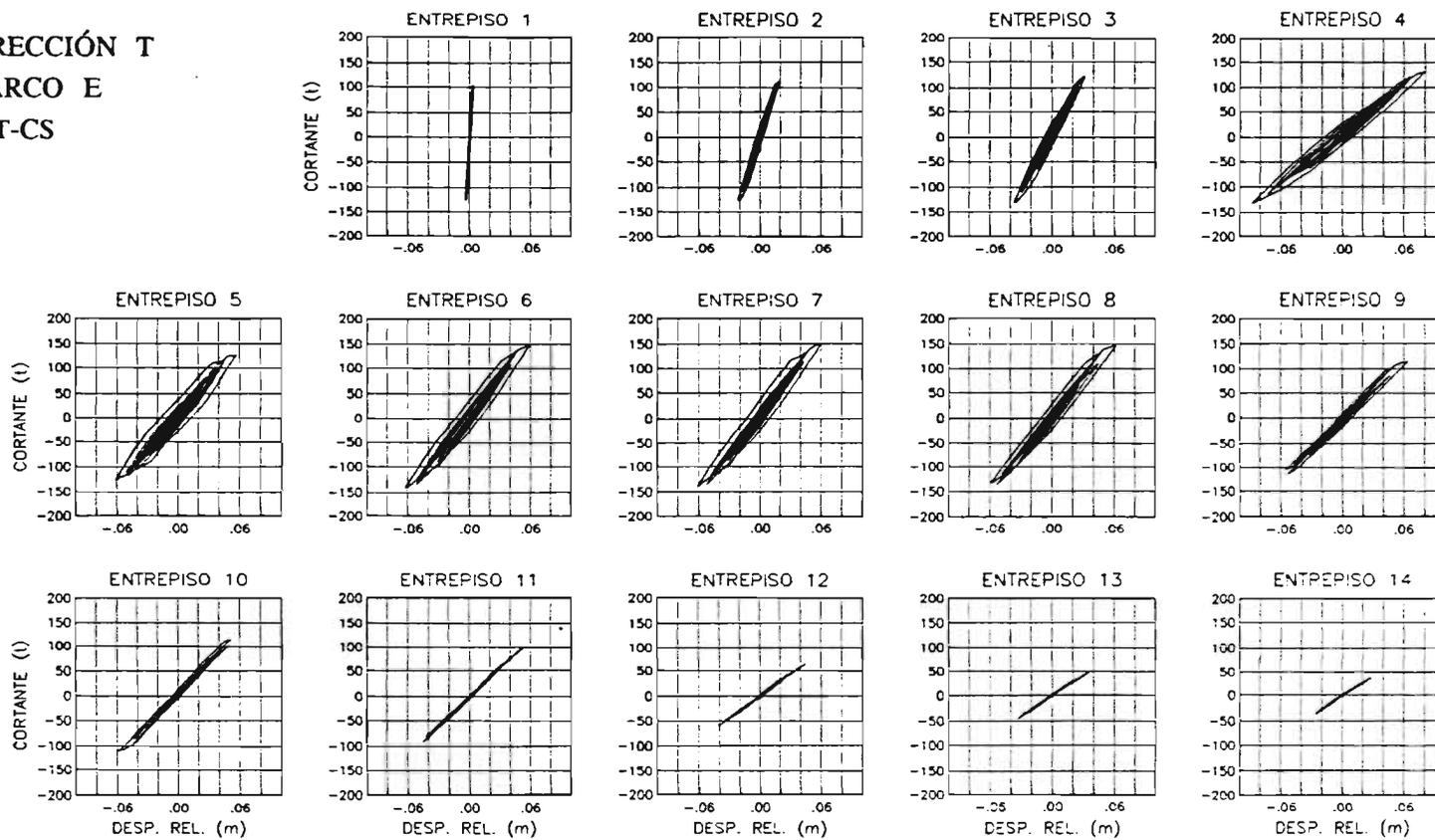


Fig 8.25a Ciclos histeréticos de entrepiso para el modelo 2

DIRECCIÓN T  
MARCO E  
SCT-CS



ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA

Fig 8.25b Ciclos histeréticos de entrepiso para el modelo 2

DIRECCIÓN T  
MARCO C  
SCT-SS

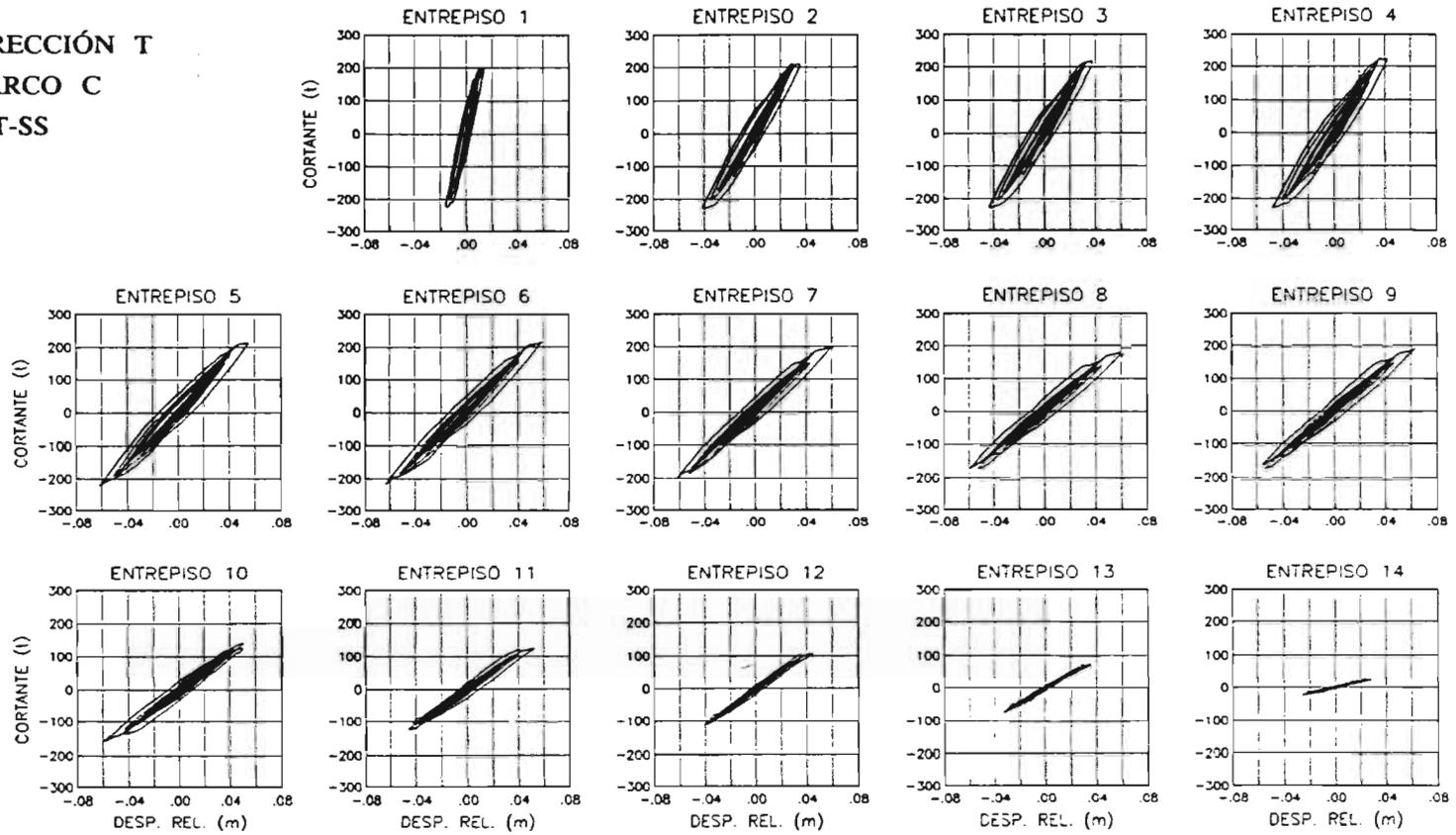


Fig 8.26a Ciclos histéricos de entrepiso para el modelo 3

DIRECCIÓN T  
MARCO E  
SCT-SS

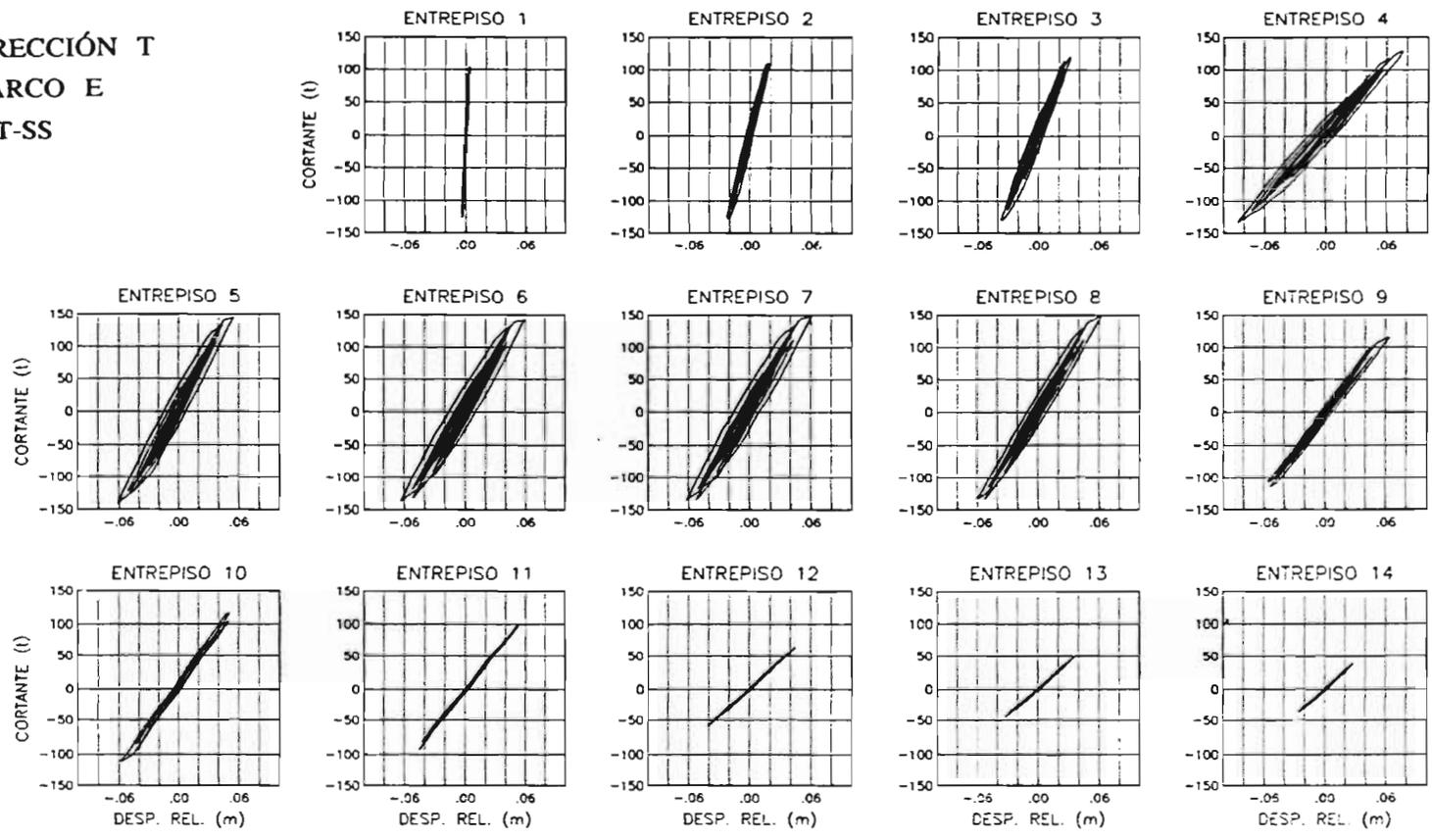


Fig 8.26b Ciclos histéricos de entrepiso para el modelo 3

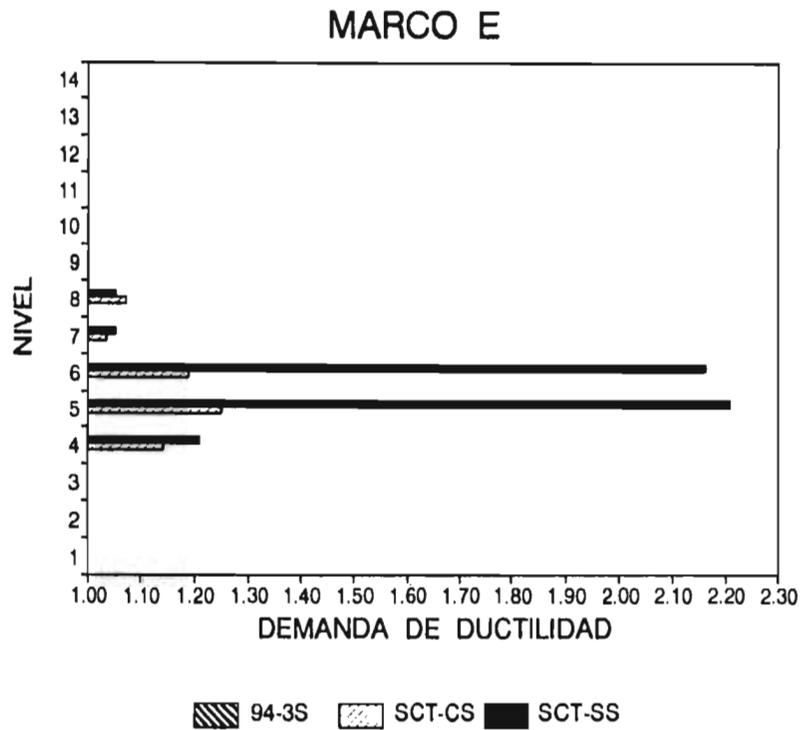
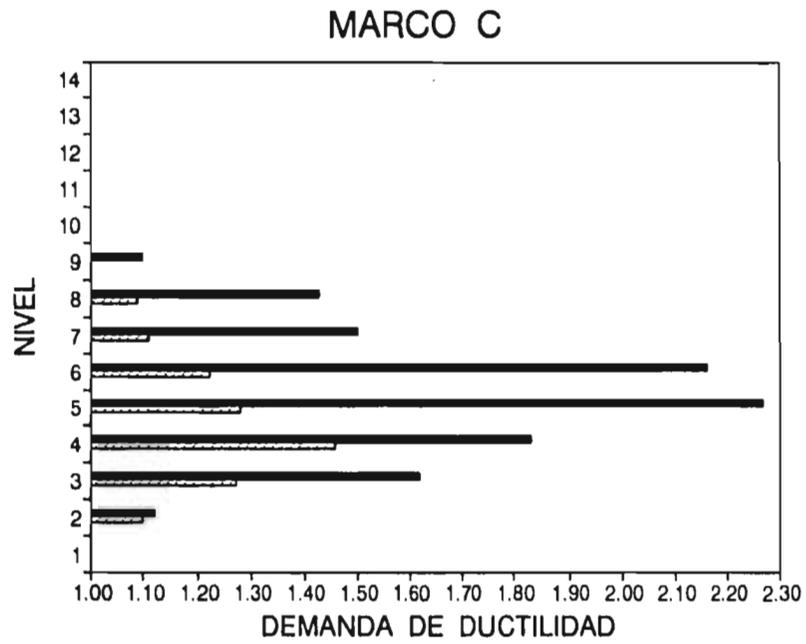


Fig 8.27 Demandas de ductilidad global de entrepiso evaluadas por desplazamiento para los marcos tipo de tres modelos en la dirección T

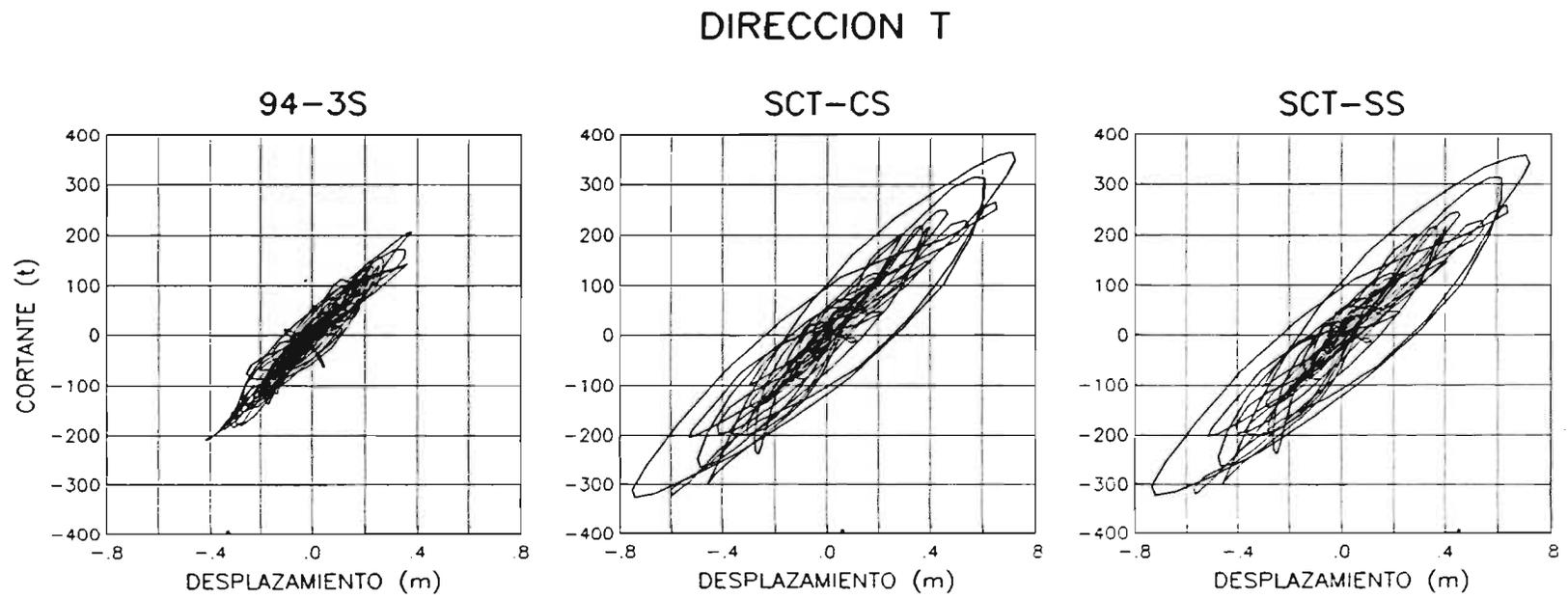


Fig 8.28 Fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea para tres modelos

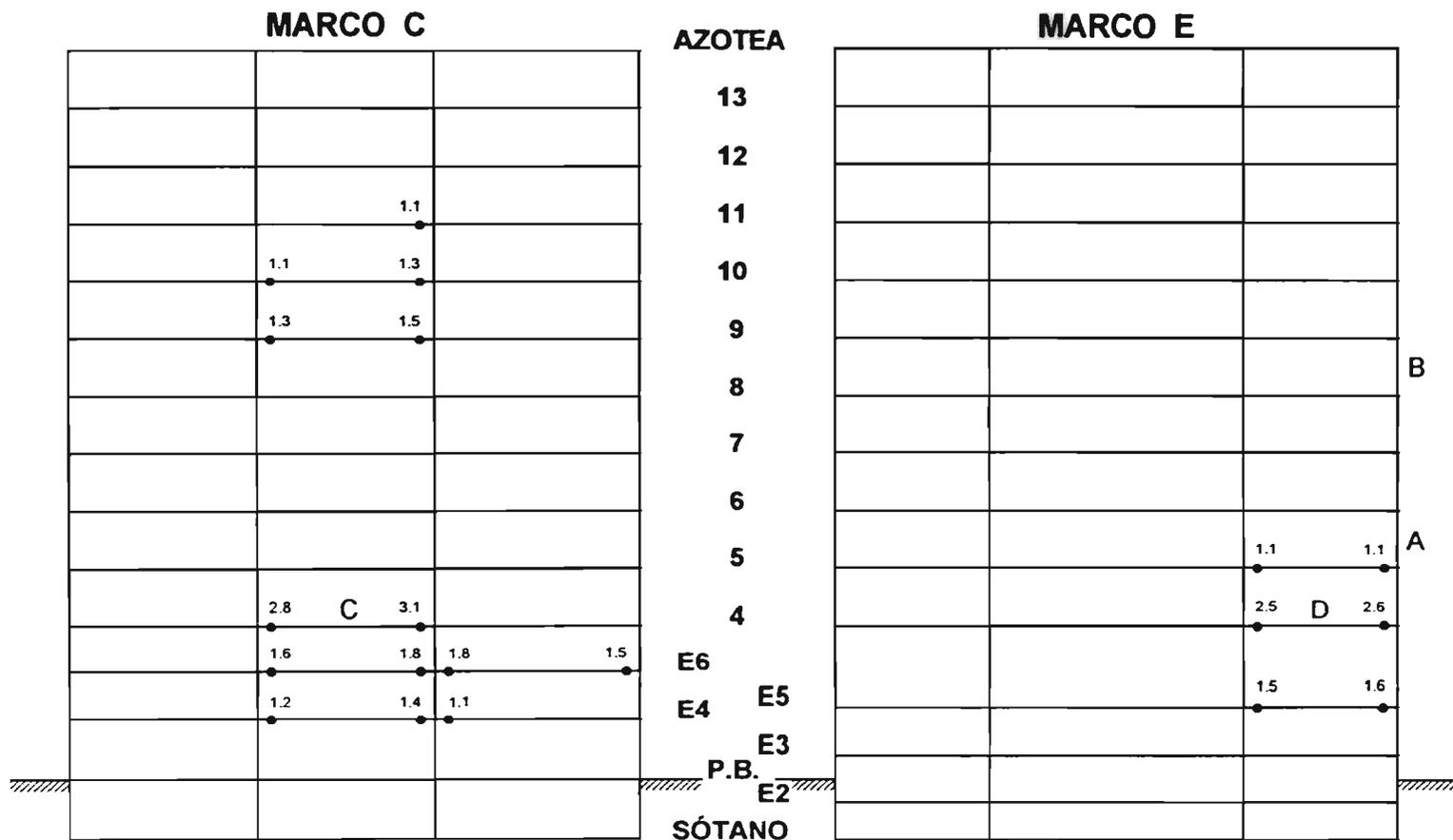


Fig 8.29 Formación de articulaciones plásticas y demandas de ductilidad local para el modelo 1 en la dirección T

| DAÑO      |          |
|-----------|----------|
| COLUMNAS  | VIGAS    |
| ▲ < 3.5   | • < 6    |
| ▲ 3.5 - 7 | ● 6 - 12 |
| ▲ > 7     | ● > 12   |

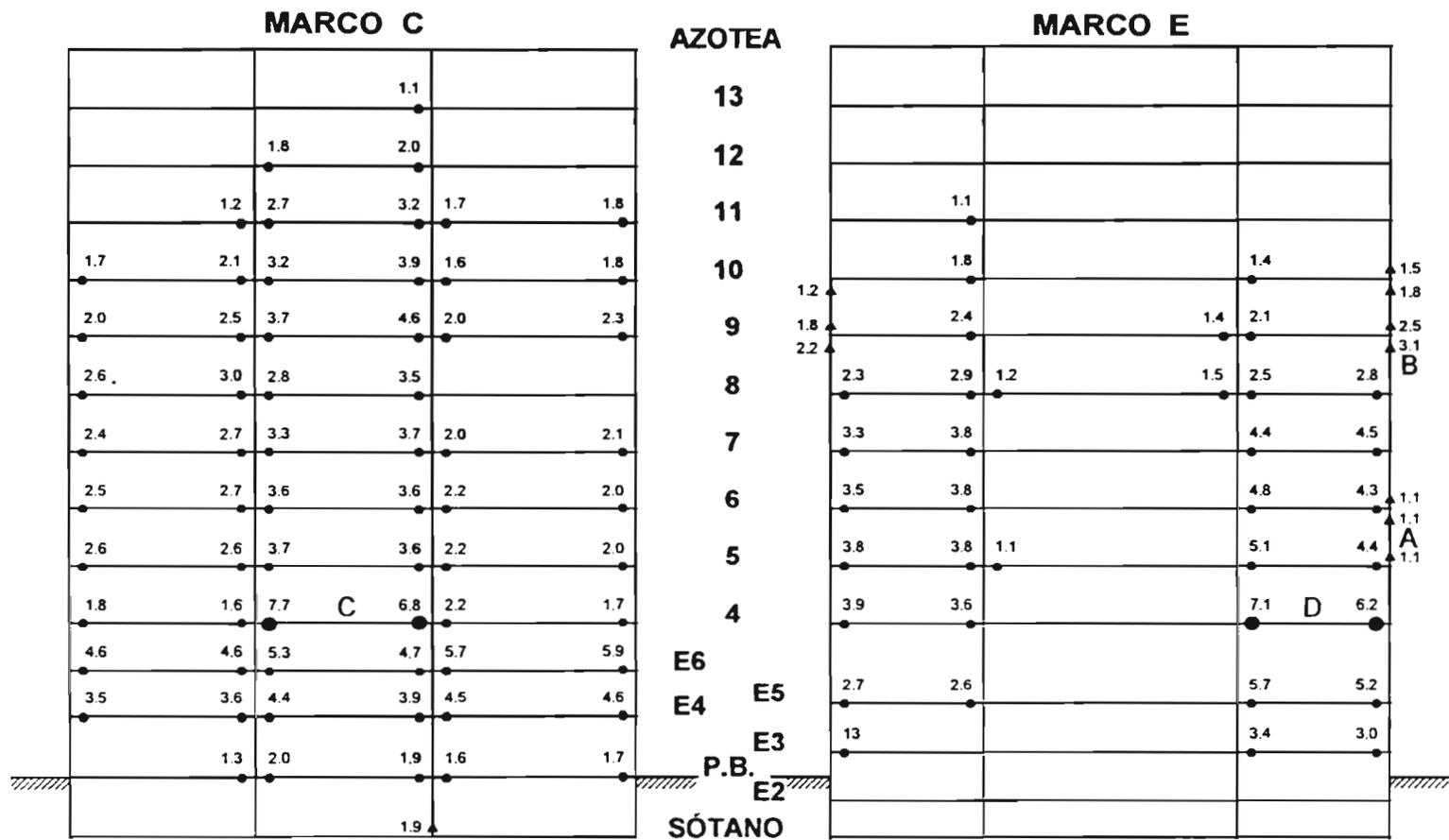


Fig 8.30 Formación de articulaciones plásticas y demandas de ductilidad local para el modelo 2 en la dirección T



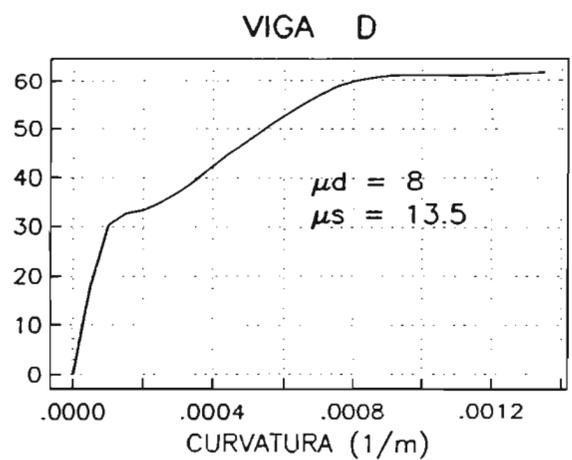
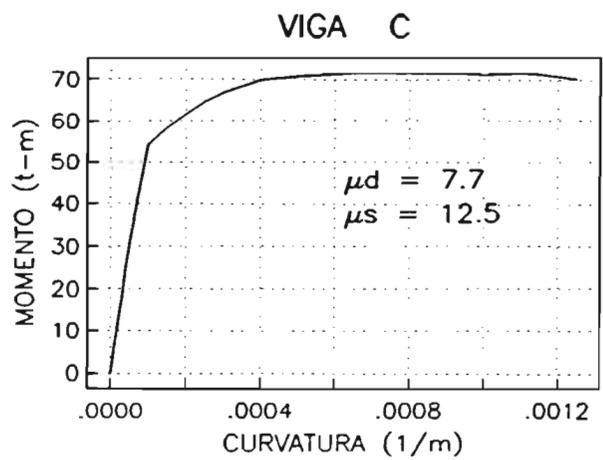
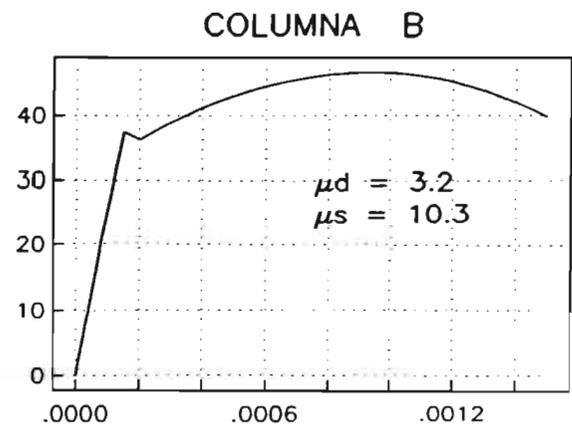
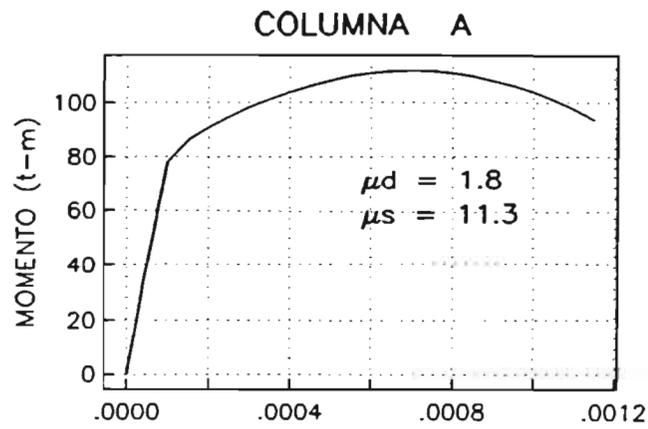


Fig 8.32 Gráficas de momento-curvatura para algunas secciones de vigas y columnas en la dirección L.