

01161

**MODELOS CALIBRADOS DE UN EDIFICIO
INSTRUMENTADO**

LUIS ROBERTO FUENTES OLIVARES

TESIS

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

286452

**CIUDAD UNIVERSITARIA, MÉXICO, D.F.
MÉXICO, OCTUBRE 2000**



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

RECONOCIMIENTOS

A mis padres, María del Carmen Olivares Ponce de León (QEPD) y Luis Roberto Fuentes, gracias por todo. Agradezco a mi tía, Martha Olivares Ponce de León, por su apoyo de hoy y siempre, y a mi hermano Bernardo y a mi prima Patricia García Olivares, por su solidaridad.

Agradezco a mi tutor académico, Dr. David Murià Vila, por haber dirigido mi trabajo durante los casi cinco años de mi estancia en el Instituto de Ingeniería, pero sobre todo, mi reconocimiento por la paciencia, dedicación y calidad humana de que hizo gala durante este proceso de enseñanza y que, a mi juicio, debería tener todo profesor para con sus alumnos.

Mi reconocimiento a los profesores José Alberto Escobar Sánchez, Santiago Loera Pizarro, Roberto Meli Piralla y Arturo Tena Colunga por sus comentarios que contribuyeron a enriquecer este trabajo.

Mi agradecimiento a mis compañeros y amigos del Instituto de Ingeniería, por todo este tiempo de grata convivencia.

Finalmente, deseo hacer patente mi reconocimiento al Instituto de Ingeniería de la UNAM por las facilidades que se me brindaron para desarrollar esta tesis, así como por la oportunidad para continuar mi formación académica y profesional.

ÍNDICE

- 1 INTRODUCCIÓN**
- 2 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO**
 - 2.1 Primera rehabilitación
 - 2.2 Segunda rehabilitación
- 3 PROPIEDADES DINÁMICAS IDENTIFICADAS**
 - 3.1 Primera rehabilitación
 - 3.2 Segunda rehabilitación
- 4 MODELOS CALIBRADOS PARA LA PRIMERA REHABILITACIÓN**
 - 4.1 Programa de análisis
 - 4.2 Consideraciones generales de análisis
 - 4.3 Modelos de la estructura original
 - 4.4 Modelos de la primera rehabilitación
 - 4.4.1 Consideraciones de análisis
 - 4.4.2 Modelos calibrados para condiciones de vibración ambiental
 - 4.4.3 Modelos calibrados para sismos de pequeña intensidad
 - 4.4.4 Modelos calibrados para sismos de moderada intensidad
 - 4.5 Análisis y discusión de resultados
- 5 MODELOS CALIBRADOS PARA LA SEGUNDA REHABILITACIÓN**
 - 5.1 Modelos de la segunda rehabilitación
 - 5.1.1 Consideraciones de análisis
 - 5.1.2 Modelos calibrados para condiciones de vibración ambiental
 - 5.1.3 Modelos calibrados para sismos de pequeña intensidad
 - 5.1.4 Modelos calibrados para sismos de moderada intensidad
 - 5.2 Análisis y discusión de resultados
- 6 PROPUESTA DE MODELOS SIMPLIFICADOS**
 - 6.1 Criterios y consideraciones de análisis propuestos para construir modelos simplificados
 - 6.2 Modelos calibrados simplificados
 - 6.3 Modelos ingenieriles
 - 6.4 Comparación de los modelos calibrados, calibrados simplificados e ingenieriles
 - 6.5 Análisis y discusión de resultados
- 7 COMENTARIOS FINALES Y CONCLUSIONES**

REFERENCIAS

NOTACIÓN

TABLAS Y FIGURAS

APÉNDICE A: EVALUACIÓN DE LAS RIGIDECES ASOCIADAS A LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA CON LOS CRITERIOS DE LUCO Y DE NOVAK

APÉNDICE B: EVALUACIÓN DE LAS INTERFACES CONCRETO-CONCRETO Y CONCRETO-ACERO EN LOS ELEMENTOS DE REHABILITACIÓN DEL EDIFICIO

APÉNDICE C: EVALUACIÓN DE DIAGONALES DE ACERO DE LA REHABILITACIÓN DEL EDIFICIO

APÉNDICE D: ESTIMACIÓN DE LA RIGIDEZ LATERAL EFECTIVA DEL SISTEMA DE CONTRAVENTE

APÉNDICE E: PROPUESTA DE FACTORES DE REDUCCIÓN DE RIGIDEZ PARA DIAGONALES DE ACERO USADAS EN LA REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO

1. INTRODUCCIÓN

Los sismos son una fuente potencial de daño para las construcciones ubicadas en zonas de elevada actividad tectónica. Cuando una estructura está frecuentemente sujeta a la acción de sismos es posible que sufra deterioro en sus propiedades de rigidez y resistencia, o disminución de su capacidad de desplazamiento o de disipación de energía, por lo que su vulnerabilidad ante acciones sísmicas subsecuentes crece.

El criterio actual de diseño de edificios permite que en los sistemas estructurales ocurra daño durante sismos de gran magnitud, por lo que es necesario entender el comportamiento de estos más allá de su límite elástico. Como generalmente no se considera el posible deterioro que está implícito en el factor de comportamiento sísmico, las hipótesis que se hacen para el cálculo de la rigidez lateral de edificios pueden afectar significativamente el diseño estructural, porque de éstas dependerán las demandas sísmicas.

La adecuada valoración de las demandas sísmicas y de la capacidad de la estructura para resistirlas debe conducir a un diseño o a un esquema de rehabilitación técnicamente eficiente y económicamente factible. Como la práctica de diseño estructural de edificios se basa en modelos matemáticos para determinar las demandas sísmicas a las que estará sometido un edificio durante su vida útil, es deseable contar con un modelo matemático en el que se incorporen sus características estructurales más significativas, y que sea capaz de estimar las propiedades dinámicas y la respuesta estructural ante las posibles acciones sísmicas. Sin embargo, desde un punto de vista teórico, es posible determinar varios modelos matemáticos para un mismo sistema estructural, cuyas soluciones proporcionarán la respuesta de la estructura con diferente grado de aproximación. El problema radica en elegir el modelo más adecuado para fines de diseño.

Los criterios empleados en la elaboración del modelo para diseño distan de ser uniformes en la práctica; la disparidad en las consideraciones de modelado puede llevar a los analistas a obtener

diferencias mayores al cien por ciento en sus resultados, así se emplee la misma herramienta matemática (Murià Vila *et al.*, 2000a y 2000b). De aquí la necesidad de estudiar qué aspectos son prioritarios en el análisis de una estructura, cuáles son prescindibles y cuáles son los efectos de considerar o no algunos parámetros tradicionalmente soslayados en los despachos de cálculo estructural.

A fin de evaluar los métodos de cálculo y las consideraciones de análisis, se aplican en México algunos métodos para la determinación de características dinámicas de edificios reales, entre las que destacan las pruebas de vibración ambiental, las pruebas de tracción y el registro de movimientos sísmicos; los resultados obtenidos con estas técnicas pueden diferir, debido al nivel de esfuerzo al que llegan a trabajar las estructuras. Dadas las ventajas potenciales que presentan estos métodos, resulta necesario estimar la correlación existente entre sus resultados con los proporcionados por los modelos matemáticos que se utilicen.

En el Instituto de Ingeniería de la UNAM se han desarrollado investigaciones para evaluar la validez de distintos criterios de análisis en la elaboración de modelos matemáticos con fines de diseño estructural (Gamboa, 1997; Murià Vila *et al.*, 1997b, 2000a y 2000b). Tales estudios se fundamentan en los resultados obtenidos en un edificio instrumentado, rehabilitado en dos ocasiones, desplantado en suelo blando en la ciudad de México (edificio Jal). Con base en la información que provee la instrumentación del edificio se calibran modelos para reproducir las propiedades dinámicas de éste medidas en pruebas de vibración ambiental, y modelos para reproducir la respuesta registrada en eventos sísmicos de pequeña y moderada intensidad.

Objetivos de este trabajo son revisar modelos desarrollados para las condiciones originales del edificio y para aquellas condiciones generadas después de su primera rehabilitación, y construir modelos del edificio en su situación actual, en los que se incorpore el efecto del progresivo deterioro de sus elementos estructurales, debido a las acciones sísmicas, en las propiedades dinámicas del sistema y, con base en la calibración y validación de estos modelos, proponer un conjunto de criterios de análisis, que puedan usarse en la práctica para elaborar modelos matemáticos de edificios de similar estructuración con fines de diseño y de revisión estructural.

La metodología a seguir incluye la revisión de criterios para tomar en cuenta el agrietamiento en elementos estructurales y no estructurales, al igual que una revisión de criterios de modelado de muros de mampostería y de muros de concreto reforzado, de elementos de rehabilitación compuestos de concreto reforzado y acero estructural, de las interfaces entre estos materiales, con especial énfasis en los conectores y de diagonales de acero. Los modelos se calibran comparando las propiedades dinámicas y la respuesta sísmica obtenidas con ellos contra aquellas identificadas a partir de los registros experimentales.

2. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

El edificio se localiza en la zona de suelo blando de la ciudad de México, en donde el espesor del suelo arcilloso es de 31 m y los depósitos profundos se encuentran a 38.5 m de profundidad (fig 2.1). 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 separados en los restantes niveles por una junta constructiva de 15 cm de ancho (figs 2.2 a y b).

diferencias mayores al cien por ciento en sus resultados, así se emplee la misma herramienta matemática (Murià Vila *et al.*, 2000a y 2000b). De aquí la necesidad de estudiar qué aspectos son prioritarios en el análisis de una estructura, cuáles son prescindibles y cuáles son los efectos de considerar o no algunos parámetros tradicionalmente soslayados en los despachos de cálculo estructural.

A fin de evaluar los métodos de cálculo y las consideraciones de análisis, se aplican en México algunos métodos para la determinación de características dinámicas de edificios reales, entre las que destacan las pruebas de vibración ambiental, las pruebas de tracción y el registro de movimientos sísmicos; los resultados obtenidos con estas técnicas pueden diferir, debido al nivel de esfuerzo al que llegan a trabajar las estructuras. Dadas las ventajas potenciales que presentan estos métodos, resulta necesario estimar la correlación existente entre sus resultados con los proporcionados por los modelos matemáticos que se utilicen.

En el Instituto de Ingeniería de la UNAM se han desarrollado investigaciones para evaluar la validez de distintos criterios de análisis en la elaboración de modelos matemáticos con fines de diseño estructural (Gamboa, 1997; Murià Vila *et al.*, 1997b, 2000a y 2000b). Tales estudios se fundamentan en los resultados obtenidos en un edificio instrumentado, rehabilitado en dos ocasiones, desplantado en suelo blando en la ciudad de México (edificio Jal). Con base en la información que provee la instrumentación del edificio se calibran modelos para reproducir las propiedades dinámicas de éste medidas en pruebas de vibración ambiental, y modelos para reproducir la respuesta registrada en eventos sísmicos de pequeña y moderada intensidad.

Objetivos de este trabajo son revisar modelos desarrollados para las condiciones originales del edificio y para aquellas condiciones generadas después de su primera rehabilitación, y construir modelos del edificio en su situación actual, en los que se incorpore el efecto del progresivo deterioro de sus elementos estructurales, debido a las acciones sísmicas, en las propiedades dinámicas del sistema y, con base en la calibración y validación de estos modelos, proponer un conjunto de criterios de análisis, que puedan usarse en la práctica para elaborar modelos matemáticos de edificios de similar estructuración con fines de diseño y de revisión estructural.

La metodología a seguir incluye la revisión de criterios para tomar en cuenta el agrietamiento en elementos estructurales y no estructurales, al igual que una revisión de criterios de modelado de muros de mampostería y de muros de concreto reforzado, de elementos de rehabilitación compuestos de concreto reforzado y acero estructural, de las interfaces entre estos materiales, con especial énfasis en los conectores y de diagonales de acero. Los modelos se calibran comparando las propiedades dinámicas y la respuesta sísmica obtenidas con ellos contra aquellas identificadas a partir de los registros experimentales.

2. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

El edificio se localiza en la zona de suelo blando de la ciudad de México, en donde el espesor del suelo arcilloso es de 31 m y los depósitos profundos se encuentran a 38.5 m de profundidad (fig 2.1). 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 separados en los restantes niveles por una junta constructiva de 15 cm de ancho (figs 2.2 a y b).

Su estructura original es de concreto reforzado a base de columnas (tabla 1), muros de mampostería en las fachadas laterales y en el cubo de escaleras, un muro de concreto reforzado en el cubo de elevadores y losas reticulares de concreto reforzado de 45 cm de espesor; el ancho de las nervaduras varía entre 10 y 25 cm, tienen 40 cm de altura, la capa de compresión es de 5 cm y los huecos de los casetones son cuadrados, de 60 cm por lado. Las plantas del cuarto al décimo cuarto nivel tienen forma rectangular de 19.4 m de ancho (dirección T) por 32.45 m de largo (dirección L), con alturas de entrepiso constantes e iguales a 3.15 m. Las plantas de estacionamiento abarcan el cuerpo anexo y, sus dimensiones son 19.4 por 40 m. Los estacionamientos están escalonados y comunicados entre sí con rampas, y sus alturas de entrepiso varían entre 2.5 y 4.45 m. Las plantas tipo del edificio se muestran en las figs 2.3 a, b, y c.

La cimentación está compuesta por un cajón de concreto reforzado desplantado a una profundidad de 3.30 m con una losa reticular inferior de 80 cm de espesor apoyada sobre 54 pilotes de fricción de sección triangular de 60 cm de lado y 28 m de longitud que atraviesan la primera capa dura. Además hay 10 pilotes, de sección cuadrada de 40 cm de lado, intercalados con los anteriores, pero que no hacen contacto con el cajón de cimentación; su extremo superior se encuentra a una profundidad de 9 m (figs 2.4 a y b).

2.1 Primera rehabilitación

Durante los sismos de septiembre de 1985, el edificio sufrió algunos daños en sus elementos estructurales y no estructurales, que consistieron en agrietamientos de cortante en columnas y en muros de mampostería. Hubo fisuras mayores que 1 mm en columnas del estacionamiento principalmente, así como menores que 1 mm en varias columnas en casi todos los niveles. Además, se presentaron desprendimientos de material en algunas columnas del séptimo nivel hacia arriba. En el muro de concreto del cubo de elevadores se detectaron agrietamientos menores que 1 mm en varios niveles. En las losas reticulares se produjeron grietas de hasta 2 mm de ancho en nervaduras, que evidencian la formación de líneas de fluencia negativas y positivas.

Debido al nivel de daño que sufrió el edificio, se llevó a cabo su primera rehabilitación en 1986. Cuatro columnas interiores de los niveles de estacionamiento y todas las columnas interiores de los niveles de oficinas se encamisaron con una capa de concreto reforzado de 20 cm de espesor (fig 2.5). Además, se construyeron muros de concreto reforzado en las crujías extremas de los marcos exteriores en la dirección L (fig 2.6), con la particularidad que sólo la cara superior de estos muros se ancló efectivamente a la losa. En la tabla 1 se presentan las características de las columnas del edificio.

En 1993 se determinaron las resistencias y la calidad de los concretos de las columnas y muros a partir de pruebas no destructivas y del ensaye de núcleos de concreto extraídos de dichos elementos. Los resistencias nominales obtenidas fueron: 314 kg/cm² para los primeros siete niveles con módulo de elasticidad de 195000 kg/cm² y de 272 kg/cm² para los restantes con un módulo de elasticidad de 171000 kg/cm² (Meli *et al.*, 1998).

2.2 Segunda rehabilitación

Durante el sismo del 10 de diciembre de 1994 (evento 94-3), se produjeron daños moderados en elementos no estructurales (agrietamientos en muros de mampostería, así como agrietamientos y

desprendimientos de aplanados de yeso y plafones, fig 2.7), y daños estructurales leves (agrietamientos en muros de concreto) pero atribuibles en buena parte a la acumulación de los efectos de sismos anteriores (septiembre de 1985 y abril de 1989). Además apareció un leve agrietamiento por cortante en algunas columnas de estacionamiento debido a los asentamientos del cuerpo anexo.

Con el sismo de Copala del 14 de septiembre de 1995 (evento 95-1) aumentaron los daños no estructurales y los anchos de grietas en las columnas de los niveles inferiores alcanzaron valores de hasta 0.85 mm (fig 2.8). Este evento puso al descubierto pequeñas fisuras en los muros de concreto de la primera rehabilitación; sin embargo, estas se atribuyeron a los efectos del sismo del 29 de abril de 1989, cuya intensidad se ha estimado superior a la de los eventos 94-3 y 95-1, y en el que se supone que el inmueble sufrió daños en sus elementos estructurales y no estructurales (Murià Vila y Rodríguez, 1999). Ya que en 1995 se hizo evidente el mal comportamiento que el edificio tuvo ante las sollicitaciones de pequeña y moderada intensidad, se procedió a una segunda rehabilitación.

Esta rehabilitación se realizó principalmente en las tres crujías de los marcos extremos de la dirección T, consistiendo en la construcción de trabes de concreto de 20 cm de base por 108 cm de peralte, así como en la ampliación de la sección de las columnas existentes, formando un marco con material compuesto concreto reforzado y acero estructural (fig 2.9). Tanto las trabes nuevas como las ampliaciones de columnas se recubrieron en sus tres caras externas con placas de acero estructural, y en la crujía central se colocaron diagonales metálicas en forma de V (fig 2.10a). Las diagonales tienen sección transversal cuadrada hueca, están formadas con placas de acero estructural y se unieron a los marcos reforzados con placas de acero soldadas (fig 2.10b). Los elementos compuestos de concreto reforzado y acero estructural de rehabilitación (elementos T1) se fijaron a los elementos de la estructura original por medio de varillas de acero, la mitad de ellas soldadas a las placas y la otra mitad pegadas con resina epóxica, a través de perforaciones en el concreto de las columnas y losas existentes (figs 2.10c y 2.10d). Estas varillas fungen como conectores de cortante al quedar embebidas en el concreto (fig 2.10e). Las características de las secciones transversales de los elementos de rehabilitación se resumen en la tabla 2.

Al edificio se agregó un cuerpo de escaleras de emergencia, formadas con viguetas y placas de acero, las cuales están por un lado, unidas a la estructura principal en los niveles respectivos y, por el otro, sostenidas de un marco de acero con dos columnas de sección I, las cuales se unen en el último nivel del cuerpo anexo a dos columnas de concreto reforzado que se construyeron hasta la losa de cimentación. No se efectuaron modificaciones a la cimentación.

Los sismos de Tehuacán, Puebla, del 15 de junio de 1999 (evento 99-1), y Huajuapán, Oaxaca, el 30 de septiembre de 1999 (evento 99-3), provocaron diversos daños en el edificio.

El daño no estructural consistió principalmente del desprendimiento de aplanados y caída de piezas de yeso de los plafones en algunos niveles del edificio, daño en algunos pretilos, daño de ligero a moderado en muros de mampostería del cubo de escaleras y de fachadas laterales (fig 2.11).

El daño estructural consistió básicamente en agrietamientos en las juntas frías concreto-acero estructural, ligeros agrietamientos por flexión en los elementos T1 de rehabilitación, y de la reapertura de grietas existentes en muros de concreto y columnas en los niveles de estacionamiento (fig 2.12); aparición de algunas grietas nuevas en las proximidades de las ya

existentes en columnas y muros de concreto reforzado en los niveles de estacionamiento. En el nivel sótano aparecieron grietas de cortante de hasta 0.6 mm de ancho en las caras norte y sur de las columnas A2 y A3 (fig 2.13).

Al inspeccionar la estructura luego de los eventos 99-1 y 99-3 se notó evidencia de deslizamiento en las interfaces entre el acero estructural y el concreto en los elementos de rehabilitación, y en las interfaces concreto-concreto entre los elementos nuevos y originales (fig 2.14).

Mediciones de la verticalidad del edificio revelaron que su mayor desplomo es en la dirección L (0.33 por ciento), mientras que en dirección T el desplomo es ligeramente menor (0.28 por ciento), habiéndose efectuado las mediciones desde el nivel de azotea al nivel de estacionamiento E3 (Murià Vila y Rodríguez, 1999).

3. PROPIEDADES DINÁMICAS IDENTIFICADAS

Las mediciones de vibración ambiental que se desarrollaron en el proyecto del edificio Jal (Meli *et al.*, 1998, Murià Vila *et al.*, 1995, 1997a y 1999) aportaron la información requerida para identificar las frecuencias naturales, modos de vibración y fracciones de amortiguamiento crítico del edificio, en condiciones de pequeñas amplitudes de movimiento.

En 1993 el edificio se instrumentó con 14 acelerógrafos triaxiales (fig 3.1) con objeto de tener información sobre el comportamiento del edificio ante cargas sísmicas. Poco después se registraron eventos sísmicos de pequeña intensidad, en algunos de los cuales se detectaron cambios en las propiedades dinámicas de la estructura (93-3, 93-4 y 93-11). Los detalles de la instrumentación se presentan en la referencia de Meli *et al.* (1998). Las características de los eventos sísmicos involucrados en este estudio se presentan en la tabla 3.

3.1 Primera rehabilitación

Las frecuencias de vibración de la estructura identificadas con la información generada tanto en pruebas de vibración ambiental como en registros sísmicos aparecen en la tabla 4, donde se resume la información generada desde 1993 a 1996, hasta antes de iniciarse la segunda rehabilitación del edificio.

Pruebas de vibración ambiental

Entre 1993 y 1995 se realizaron seis pruebas de vibración ambiental. En la fig 3.2 se comparan las funciones de transferencia empíricas entre azotea centro y sótano centro (AC/SC) (componentes longitudinal, L y transversal, T) y entre azotea este y azotea centro (AE/AC) (componente de torsión, R) calculadas de los registros obtenidos de dichas pruebas. Es notorio el corrimiento hacia la izquierda de la frecuencia fundamental, que corresponde a las amplitudes máximas, lo que refleja la pérdida de rigidez del sistema debida al deterioro causado por los sucesivos eventos sísmicos.

existentes en columnas y muros de concreto reforzado en los niveles de estacionamiento. En el nivel sótano aparecieron grietas de cortante de hasta 0.6 mm de ancho en las caras norte y sur de las columnas A2 y A3 (fig 2.13).

Al inspeccionar la estructura luego de los eventos 99-1 y 99-3 se notó evidencia de deslizamiento en las interfaces entre el acero estructural y el concreto en los elementos de rehabilitación, y en las interfaces concreto-concreto entre los elementos nuevos y originales (fig 2.14).

Mediciones de la verticalidad del edificio revelaron que su mayor desplomo es en la dirección L (0.33 por ciento), mientras que en dirección T el desplomo es ligeramente menor (0.28 por ciento), habiéndose efectuado las mediciones desde el nivel de azotea al nivel de estacionamiento E3 (Murià Vila y Rodríguez, 1999).

3. PROPIEDADES DINÁMICAS IDENTIFICADAS

Las mediciones de vibración ambiental que se desarrollaron en el proyecto del edificio Jal (Meli *et al.*, 1998, Murià Vila *et al.*, 1995, 1997a y 1999) aportaron la información requerida para identificar las frecuencias naturales, modos de vibración y fracciones de amortiguamiento crítico del edificio, en condiciones de pequeñas amplitudes de movimiento.

En 1993 el edificio se instrumentó con 14 acelerógrafos triaxiales (fig 3.1) con objeto de tener información sobre el comportamiento del edificio ante cargas sísmicas. Poco después se registraron eventos sísmicos de pequeña intensidad, en algunos de los cuales se detectaron cambios en las propiedades dinámicas de la estructura (93-3, 93-4 y 93-11). Los detalles de la instrumentación se presentan en la referencia de Meli *et al.* (1998). Las características de los eventos sísmicos involucrados en este estudio se presentan en la tabla 3.

3.1 Primera rehabilitación

Las frecuencias de vibración de la estructura identificadas con la información generada tanto en pruebas de vibración ambiental como en registros sísmicos aparecen en la tabla 4, donde se resume la información generada desde 1993 a 1996, hasta antes de iniciarse la segunda rehabilitación del edificio.

Pruebas de vibración ambiental

Entre 1993 y 1995 se realizaron seis pruebas de vibración ambiental. En la fig 3.2 se comparan las funciones de transferencia empíricas entre azotea centro y sótano centro (AC/SC) (componentes longitudinal, L y transversal, T) y entre azotea este y azotea centro (AE/AC) (componente de torsión, R) calculadas de los registros obtenidos de dichas pruebas. Es notorio el corrimiento hacia la izquierda de la frecuencia fundamental, que corresponde a las amplitudes máximas, lo que refleja la pérdida de rigidez del sistema debida al deterioro causado por los sucesivos eventos sísmicos.

Las formas modales determinadas con base en los registros de vibración ambiental aparecen en la fig 3.3. Se observa que estas prácticamente no presentan variación entre las campañas de septiembre de 1992 (VA 3) a septiembre de 1995 (VA 6). Todas las formas modales están normalizadas con respecto a la azotea.

Registros sísmicos

En el mismo período se registraron cinco eventos sísmicos de importancia. En la fig 3.4 se presentan las historias de aceleración, en azotea y sótano, para dichos eventos sísmicos. Puede verse que las mayores amplificaciones ocurrieron durante los eventos 94-3, 95-1 y 95-2. En el caso del componente L es claro el efecto de batimiento en estos eventos, el cual es resultado de la proximidad entre las frecuencias fundamentales del sistema y del suelo.

Los valores de las fracciones de amortiguamiento crítico estimadas para el edificio varían entre 0.03 y 0.08 (Murià Vila *et al.*, 1995). Se encontró que la frecuencia dominante del suelo varía entre 0.48 y 0.53 Hz (Murià Vila y Rodríguez, 1999).

En la fig 3.5 se presentan las historias de aceleración de todos los niveles para evento 95-1, el más intenso de los registrados hasta ese entonces. En este evento la aceleración máxima en azotea se registró en el componente L (130 gal), y la distorsión de entrepiso máxima ocurrió en el componente T ($\gamma = 0.43$ por ciento).

Empleando los registros sísmicos en azotea centro (AC) y campo (CL) se obtuvieron funciones de transferencia (fig 3.6) con las cuales se determinaron las frecuencias de vibración de la estructura durante los eventos sísmicos. Para el evento 95-1 la menor frecuencia se presenta en el componente T (0.28 Hz), mientras que en los componentes L y R las menores frecuencias ocurrieron en los eventos 94-3 y 95-1.

Las formas modales obtenidas de los registros sísmicos de los eventos ocurridos antes de la segunda rehabilitación del edificio se presentan en la fig 3.7. Se observa que no hay diferencias significativas en los modos fundamentales entre los diferentes registros sísmicos, ni con las formas modales identificadas con los registros de vibración ambiental (VA 6).

3.2 Segunda rehabilitación

En febrero de 1997 se terminó la segunda rehabilitación del edificio y se llevó a cabo una nueva campaña de vibración ambiental (VA 7).

Pruebas de vibración ambiental

En la fig 3.8 se presentan las funciones de transferencia empíricas entre los niveles azotea y sótano, para los componentes L y T, estimados con los registros de vibración ambiental. Las frecuencias identificadas se presentan en la tabla 5. Comparando las frecuencias medidas en la séptima campaña de vibración ambiental (VA 7), efectuada después de la segunda rehabilitación, con aquéllas identificadas en la última campaña de vibración ambiental antes de la segunda

rehabilitación (VA 6), se observan incrementos de 18 por ciento en el componente L, de 58 por ciento en el componente T y de 126 por ciento en el componente de torsión.

Las formas modales obtenidas de los registros de vibración ambiental (fig 3.9) reflejan la mayor rigidez de los entrepisos en comparación a aquéllas medidas antes de la segunda rehabilitación (fig 3.3).

Registros sísmicos

En la fig 3.10 se presentan las historias de aceleración, en sótano y azotea, para los eventos sísmicos más significativos registrados entre 1997 y 1999. Puede verse que las mayores amplificaciones ocurrieron durante los eventos 99-1 y 99-3, siendo el factor de amplificación casi 10 en la dirección T para el primer caso, y 9 para el segundo. Los mayores valores de distorsión de entrepiso se presentaron en estos mismos eventos (tabla 6).

En el evento 99-1 la aceleración máxima en azotea se presentó en el componente T (225 gal), componente en el que se orientan las diagonales y los marcos metálicos de la rehabilitación. Se estimó una distorsión de entrepiso máxima $\gamma = 0.32$ por ciento (tabla 6) en este componente para los entrepisos comprendidos entre los niveles N11 y N6. En el caso del evento 99-3 la aceleración máxima también ocurrió en T (304 gal) siendo la distorsión máxima $\gamma = 0.54$ por ciento en el mismo componente.

Las distorsiones máximas permitidas por el reglamento vigente son 0.60 por ciento si hay muros o elementos no estructurales que no estén adecuadamente separados del sistema estructural RCDF (1993). Ninguno de los valores de distorsión observados, ni antes ni después de la segunda rehabilitación excedió este límite. Sin embargo, los valores máximos de este parámetro en los sismos moderados si fueron mayores que 0.15 por ciento, valor asociado a la formación de grietas diagonales en muros de mampostería (Alcocer *et al.*, 1999). Además, los eventos 94-3, 95-1, 99-1 y 99-3 causaron que las distorsiones excedieran el valor máximo de 0.30 por ciento implícito en las normas técnicas complementarias de dicho código

Del análisis de los registros sísmicos ocurridos después de la segunda rehabilitación (fig 3.10) es claro que el factor de amplificación de movimiento del edificio, y por ende las aceleraciones, los desplazamientos y las distorsiones de entrepiso, creció con respecto al observado antes de la segunda rehabilitación. Particularmente, en el caso del evento 99-3 en el componente T (fig 3.11), el factor de amplificación entre azotea y sótano es 9.

Las funciones de transferencia entre azotea y campo, en L y T, estimadas de los registros sísmicos después de la segunda rehabilitación se presentan en la fig 3.12. De la comparación entre las frecuencias de vibración identificadas de los registros sísmicos en el evento 99-3 y las frecuencias identificadas en uno de los eventos sísmicos de pequeña intensidad (97-2) puede verse que las pérdidas de rigidez aparentes pudieron ser tan altas como 55 por ciento en los componentes L y T respectivamente, y 49 por ciento en el componente R. Los cálculos de estas pérdidas de rigidez se presentan en la tabla 7, y se basan en las expresiones:

$$K_2 / K_1 = (f_2 / f_1)^2 \quad (1) \quad P = 100 (1 - K_2 / K_1) \quad (2)$$

Donde:

- f_1, f_2 – frecuencias identificadas en los eventos sísmicos 1 y 2, respectivamente
- K_1, K_2 – rigideces del edificio asociadas a las frecuencias identificadas en los eventos sísmicos 1 y 2, tomando en cuenta únicamente al modo fundamental y que la masa permanece constante
- P – porcentaje de pérdida de rigidez aparente

4. MODELOS CALIBRADOS PARA LA PRIMERA REHABILITACIÓN

4.1 Programa de análisis

Para el desarrollo de los modelos se empleó un programa de uso común en la práctica profesional, orientado al análisis y diseño de edificios, capaz de efectuar el análisis lineal tridimensional de estructuras ante solicitaciones estáticas y dinámicas (Wilson, 1997 y Habibullah, 1998).

Los modelos matemáticos se utilizan para estimar las propiedades dinámicas de la estructura con distintas configuraciones de masa y rigidez, y para estudiar el comportamiento de ésta ante sismos de pequeña y moderada intensidad.

Los modelos se dividen en dos grupos: modelos ingenieriles y modelos calibrados. Los modelos ingenieriles se construyen considerando las hipótesis más comunes de la práctica profesional para desarrollar modelos con fines de diseño estructural, mientras que los modelos calibrados se elaboran con base en las consideraciones de análisis necesarias para determinar con mayor aproximación la respuesta estructural.

Debido a que se desarrollan varios modelos para reproducir las propiedades dinámicas de la estructura observadas ante un evento sísmico, los modelos calibrados se eligen con base en el criterio de los menores errores en la estimación de las propiedades dinámicas identificadas y la mayor representatividad de las condiciones del edificio al presentarse el evento.

4.2 Consideraciones generales de análisis

Las consideraciones generales de análisis hechas para la estimación de las propiedades dinámicas del edificio, y que serán comunes a todos los modelos calibrados son:

- El cuerpo anexo al edificio se incluyó para considerar su contribución a las propiedades dinámicas del sistema.
- La forma escalonada de los niveles de estacionamiento se modeló haciendo uso de una opción del programa que permite conectar y desconectar las columnas a los diafragmas de piso, esto para tomar en cuenta la mayor longitud efectiva que tienen algunas columnas de los pisos inferiores.

Donde:

- f_1, f_2 – frecuencias identificadas en los eventos sísmicos 1 y 2, respectivamente
- K_1, K_2 – rigideces del edificio asociadas a las frecuencias identificadas en los eventos sísmicos 1 y 2, tomando en cuenta únicamente al modo fundamental y que la masa permanece constante
- P – porcentaje de pérdida de rigidez aparente

4. MODELOS CALIBRADOS PARA LA PRIMERA REHABILITACIÓN

4.1 Programa de análisis

Para el desarrollo de los modelos se empleó un programa de uso común en la práctica profesional, orientado al análisis y diseño de edificios, capaz de efectuar el análisis lineal tridimensional de estructuras ante solicitaciones estáticas y dinámicas (Wilson, 1997 y Habibullah, 1998).

Los modelos matemáticos se utilizan para estimar las propiedades dinámicas de la estructura con distintas configuraciones de masa y rigidez, y para estudiar el comportamiento de ésta ante sismos de pequeña y moderada intensidad.

Los modelos se dividen en dos grupos: modelos ingenieriles y modelos calibrados. Los modelos ingenieriles se construyen considerando las hipótesis más comunes de la práctica profesional para desarrollar modelos con fines de diseño estructural, mientras que los modelos calibrados se elaboran con base en las consideraciones de análisis necesarias para determinar con mayor aproximación la respuesta estructural.

Debido a que se desarrollan varios modelos para reproducir las propiedades dinámicas de la estructura observadas ante un evento sísmico, los modelos calibrados se eligen con base en el criterio de los menores errores en la estimación de las propiedades dinámicas identificadas y la mayor representatividad de las condiciones del edificio al presentarse el evento.

4.2 Consideraciones generales de análisis

Las consideraciones generales de análisis hechas para la estimación de las propiedades dinámicas del edificio, y que serán comunes a todos los modelos calibrados son:

- El cuerpo anexo al edificio se incluyó para considerar su contribución a las propiedades dinámicas del sistema.
- La forma escalonada de los niveles de estacionamiento se modeló haciendo uso de una opción del programa que permite conectar y desconectar las columnas a los diafragmas de piso, esto para tomar en cuenta la mayor longitud efectiva que tienen algunas columnas de los pisos inferiores.

- Se estimó la masa del edificio conforme a las condiciones que éste presentaba en el momento de ocurrir los diferentes eventos sísmicos, con el afán de representar la contribución de las variables más significativas para las propiedades dinámicas de forma realista.
- Se consideró como zona rígida de las uniones viga–columna el 50 por ciento de la dimensión de éstas en la dirección de análisis. Este criterio coincide con los sugeridos en la literatura (Horvilleur y Cheema, 1994).
- Se emplearon módulos de elasticidad estimados con base en los datos obtenidos *in situ* de la aplicación de pruebas no destructivas y del ensaye de núcleos extraídos de los elementos (Aire y Murià Vila, 1993). Los módulos elásticos empleados en los modelos para vibración ambiental y sismos pequeños, condiciones ambas en las que se alcanzan pequeñas amplitudes de movimiento de la estructura, se asociaron a un estado de bajos niveles de esfuerzos, determinándose sus valores con base en los datos de pruebas de velocidad de pulso efectuadas en muros y columnas del edificio. Por su parte, los módulos elásticos empleados en los modelos para sismos moderados, condición en que se alcanzan moderadas amplitudes de movimiento de la estructura, se asociaron a un estado de altos niveles de esfuerzos, estimándose sus valores con base en los datos de ensayes a compresión de corazones extraídos de los elementos estructurales. Los módulos para altos niveles de esfuerzo corresponden aproximadamente al 40 por ciento de la carga máxima que soportaron los corazones.
- Las losas de piso se modelaron como vigas equivalentes, con un ancho calculado mediante la propuesta del RCDF (NTCC-93), el cual especifica tomar un ancho equivalente de $C_2 + 3H$, siendo C_2 la dimensión de la columna medida en forma perpendicular a la dirección de análisis y H el espesor de la losa. La aplicabilidad de este criterio a la estructura en estudio fue confirmada por Gamboa (1997).
- Los muros de mampostería de las caras laterales y del cubo de escaleras se representaron como diagonales equivalentes para tomar en cuenta su aportación a la rigidez lateral del edificio trabajando como muros diafragma.
- Los muros de concreto que forman el cubo de elevadores se modelaron como paneles de sección bruta.
- Las rampas de los niveles de estacionamiento también se modelaron como diagonales de propiedades equivalentes.
- Para incluir los efectos de interacción suelo–estructura (ISE) se empleó un elemento del programa de análisis con seis resortes, que representan las rigideces traslacionales y rotacionales asociados a los componentes L, T y R.

4.3 Modelos de la estructura original

Los modelos que se describen en este inciso fueron desarrollados en una etapa temprana de la investigación con el edificio Jal (Peña, 1996); sirvieron para su estudio antes de la primera restructuración, y fueron empleados en este trabajo con objeto de tener un punto inicial de

comparación, ya que sus resultados dan una idea aproximada del comportamiento del edificio durante los sismos de septiembre de 1985.

Estos modelos se construyeron conforme a las consideraciones generales de análisis enunciadas en la sección anterior. En particular, las diagonales equivalentes para representar la rigidez lateral de los muros de mampostería se estimaron con el criterio de Bazán y Meli (1984) y, las constantes de los resortes que representan las rigideces asociadas a los efectos ISE se estimaron con el criterio de Novak *et al.* (1983). En el apéndice A se presentan una síntesis de este criterio, describiéndose las hipótesis y consideraciones hechas en esta propuesta, así como los valores de las rigideces asociadas a los efectos ISE determinados con esta.

Modelos de la estructura original sin deterioro

Se construyó un modelo (C-VA 85-1) para reproducir las frecuencias naturales de vibración del edificio en condiciones normales de operación inmediatamente después de haberse construido y ocupado, y sin sufrir deterioro alguno. Las consideraciones de análisis de este modelo fueron: módulos elásticos para bajos niveles de esfuerzo y muros de mampostería como diagonales equivalentes de sección bruta, además de los listados anteriormente.

Otro modelo (C-SIS 85-1) se desarrolló para estimar las propiedades dinámicas del edificio ante eventos sísmicos de pequeña intensidad. La diferencia con respecto al modelo precedente fue que se emplearon módulos elásticos para altos niveles de esfuerzos.

Modelos de la estructura original con deterioro

Un tercer modelo (C-SIS 85-2) se construyó con las hipótesis de módulos elásticos para altos niveles de esfuerzos, secciones agrietadas (tanto en vigas como en columnas) y sin muros de mampostería, con objeto de estimar las propiedades dinámicas del edificio, durante el sismo del 19 de septiembre de 1985, tomando en cuenta el deterioro que éste produjo en la estructura. Este modelo se modificó tomando en cuenta bajos niveles de esfuerzos (C-VA 85-2), para reproducir las propiedades del edificio, después de los sismos de 1985, en condiciones de vibración ambiental.

En la tabla 8 se comparan las frecuencias obtenidas de los cuatro modelos. Se observa que en el modelo C-VA 85-1 la frecuencia del modo fundamental en el componente T está muy próxima a la frecuencia natural del sitio. En L y en R las frecuencias fundamentales del modelo distan más de la frecuencia del sitio (0.5 Hz).

El modelo C-SIS 85-1 tiene las frecuencias que se supone habría presentado el edificio en sismos pequeños antes de 1985. Puede verse que las frecuencias fundamentales en L y R lo ubican cerca de una posible condición de resonancia con la frecuencia del sitio, pero en el componente T se aleja de ésta.

El modelo C-SIS 85-2 da una idea de las frecuencias que habría tenido el edificio tomando en cuenta la pérdida de rigidez por deterioro de los muros de mampostería, las losas y las columnas, como consecuencia de los efectos de los sismos de 1985. La disminución de las frecuencias, en los tres componentes, con respecto al modelo de vibración ambiental sin deterioro es evidente.

Finalmente, el modelo C-VA 85-2 da una idea de la recuperación de las frecuencias del edificio al regresar éste a la condición de bajos niveles de esfuerzos (condiciones normales de operación). Las frecuencias de los componentes traslacionales en L y T son inferiores a la frecuencia fundamental del sitio.

De los resultados de estos modelos se observa que la estructura antes del sismo de 1985 pudo tener frecuencias de vibración algo mayores que 0.5 Hz (la frecuencia dominante del sitio); una posible interpretación de los resultados de estos modelos es que, las demandas sísmicas inducidas por el terremoto de septiembre habrían propiciado un fuerte deterioro en sus elementos estructurales, el cual se traduciría en una significativa degradación de rigidez del sistema, lo que pudo provocar variación en las frecuencias de vibración del edificio, con una consecuente reducción de las demandas sobre los elementos estructurales del edificio, evitándole así mayores daños (Peña, 1996).

4.4 Modelos de la primera rehabilitación

4.4.1 Consideraciones de análisis

Las hipótesis de análisis de los modelos desarrollados para estimar las propiedades dinámicas del edificio después de la primera rehabilitación, adicionales a las consideraciones generales son:

- Los muros de concreto construidos en las fachadas laterales del edificio en la primera rehabilitación, tienen la peculiaridad de no estar anclados a las columnas que los confinan por lo que únicamente puede considerárseles continuos en su cara superior, donde están ligados a las losas. Para modelar tales condiciones de borde se empleó la propuesta de Gamboa (1997), de modelos de elementos finitos que representan las restricciones y libertades de desplazamiento de los elementos, los cuales permiten estimar un ancho equivalente para tratar al muro como una diagonal.
- Como no todos los muros de mampostería del edificio cumplen con las relaciones de aspecto especificadas para emplear el criterio de Bazán y Meli (1984), para estimar las propiedades equivalentes se recurre a modelos de elementos finitos (Gamboa, 1997) con el objeto de conocer los anchos equivalentes de diagonal y representar tal aportación de rigidez a la estructura.
- Los efectos ISE se modelaron con el criterio de Luco (1980), que emplea la respuesta instrumental del edificio como entrada para calcular las rigideces de interacción. Las frecuencias de los modelos con efectos ISE estimados de acuerdo con este criterio se presentan en la tabla 9. El procedimiento para estimar las rigideces de interacción, y los valores de las rigideces de interacción evaluadas con el método de Luco (1980) se presentan en el apéndice A. Además, se construyeron modelos en los que los efectos ISE se estimaron con el criterio de Novak *et al.* (1983), el cual también se describe brevemente en el apéndice A. Esto se hizo para comparar los resultados de los modelos y observar las variaciones en la estimación de las frecuencias de vibración de la estructura al emplear estas dos propuestas. Las frecuencias de los modelos con efectos ISE evaluados con la propuesta de Novak *et al.* (1983) aparecen en la tabla 10.

- Los pretiles continuos con las losas se tomaron en cuenta para estimar la rigidez efectiva de las trabes y la dimensión efectiva de las zonas rígidas de las uniones viga-columna.

4.4.2 Modelos calibrados para condiciones de vibración ambiental

Modelo C-VA1

Este modelo se desarrolló para reproducir las propiedades dinámicas de la estructura medidas en pruebas de vibración ambiental (VA 3). Se consideró el módulo de elasticidad para bajos niveles de esfuerzo puesto que en las pruebas de vibración ambiental se tienen muy pequeñas amplitudes de movimiento. Se consideró el agrietamiento de las losas, el trabajo de los muros de mampostería como muros diafragma (se representan con diagonales equivalentes) y los efectos ISE. La fig 4.1 ilustra el modelo desarrollado.

Con objeto de evaluar la incertidumbre que se tiene al usar un modelo analítico para estimar las propiedades dinámicas del edificio, se calculan los errores relativos de las frecuencias de vibración obtenidas del modelo con respecto a las frecuencias experimentales.

Los errores relativos de cada frecuencia se calculan como sigue:

$$e_{CAL} = 100 (f_{CAL} - f_{EXP}) / f_{EXP} \quad (3)$$

Donde:

- e_{CAL} - error relativo de la frecuencia analítica con respecto a la frecuencia experimental
- f_{CAL} - frecuencia analítica
- f_{EXP} - frecuencia experimental.

En la tabla 9 se presentan las frecuencias de vibración y los errores relativos de los modelos calibrados de la estructura después de su primera rehabilitación.

Puede observarse que el modelo C-VA1 reprodujo con adecuada aproximación las frecuencias de los modos fundamentales en los tres componentes, medidas durante la primera campaña de vibración ambiental (VA 3). En los modos fundamentales aparecen discrepancias entre las frecuencias obtenidas experimentalmente y las analíticas, pero estas no exceden de 5 por ciento mientras que el error máximo en los segundos modos es de 21 por ciento.

En noviembre de 1993 se realizó otra prueba de vibración ambiental (VA 4) en la que se detectó una disminución de las frecuencias de vibración de la estructura con respecto a las medidas en la campaña precedente. Dicha disminución fue mayor en el componente de torsión, pues el decremento de la frecuencia fue del 18 por ciento (tómese en cuenta que la disminución de la frecuencia en L fue de sólo 4 por ciento).

Aunque nuevamente se empleó el modelo C-VA1 para estimar las propiedades dinámicas de la estructura en esas condiciones, tuvo algunas diferencias con las frecuencias experimentales en el componente de torsión, pero las diferencias en los componentes L y T fueron pequeñas.

Adicionalmente, se construyeron algunas variantes del modelo **C-VA1** con objeto de conocer la importancia que tiene, para las frecuencias de vibración del edificio, el modelar las escaleras, los muros de mampostería del cubo de elevadores y de las fachadas y las rampas de estacionamiento. Los resultados de estos modelos (tabla 11) muestran que la contribución de las escaleras a las frecuencias de vibración de la estructura son menores al 2 por ciento; lo mismo sucede con las rampas de estacionamiento. Los muros de mampostería de las caras laterales tienen una contribución en frecuencia de alrededor de 11 por ciento en el componente L, mientras que los muros de mampostería del cubo de escaleras contribuyen con alrededor del 5 por ciento en el componente T.

Modelo C-VA2

Ya que los efectos de la pérdida de rigidez del edificio también se hicieron evidentes en las pruebas de vibración ambiental (VA 5 y VA 6), se incorporó en este modelo (**C-VA 2**) el daño acumulado que se tuvo como consecuencia de los eventos sísmicos 94-3 y 95-1, por lo que se omitió la rigidez que aportaban los muros de mampostería.

Los resultados indican que los mayores errores se presentan en el componente de torsión, mientras que en los componentes traslacionales los errores son menores (tabla 9).

4.4.3 Modelos calibrados para sismos de pequeña intensidad

Durante 1993 ocurrieron varios sismos de pequeña intensidad que fueron registrados por la instrumentación de la estructura. En la tabla 4 se presentan las frecuencias de vibración identificadas en tres eventos sísmicos (93-3, 93-4 y 93-11), las cuales son menores con respecto a las frecuencias identificadas en vibración ambiental.

Modelo C-SIS1

Para reproducir las frecuencias del edificio identificadas durante los eventos sísmicos de pequeña intensidad (93-3 y 93-4) se modificó el modelo **C-VA2** empleando un factor de reducción de rigidez para los muros de mampostería de 50 por ciento. En la tabla 9 puede verse que este modelo logra reproducir las frecuencias experimentales en el evento 93-3, presentándose más diferencias en el componente de torsión (R) que en los traslacionales.

En la fig 4.2 se presenta la comparación de las funciones de transferencia, teóricas y experimentales, para los eventos de 1993, en los componentes L y T. Al comparar las frecuencias analíticas con las identificadas de los registros sísmicos, para el evento 93-4, se observa que el modelo reproduce con buena aproximación las frecuencias identificadas en el componente L, pero tiene mayores errores en T y R.

Modelo C-SIS2

Este modelo se construyó para estimar las frecuencias de vibración de la estructura identificadas durante sismos pequeños ocurridos en 1993 (evento 93-11). Se emplearon módulos de elasticidad para altos niveles de esfuerzos, se consideró sección agrietada de las losas y no se tomó en cuenta la aportación de rigidez de los muros de mampostería del edificio porque se consideró que estos muros estaban severamente resentidos de los sismos de 1985.

Las frecuencias identificadas en los componentes traslacionales L y T para el evento 93-11 se reproducen adecuadamente, aunque nuevamente hay mayor diferencia en el componente R (tabla 9).

Respuesta antes sismos de pequeña intensidad

Con el modelo **C-SIS1** se obtuvo una buena aproximación de la respuesta dinámica de la estructura, en términos de la distorsión de entrepiso, ante el evento 93-3 en L (fig 4.3a), teniéndose mayores discrepancias en el componente T (fig 4.3b). Con este mismo modelo se puede reproducir la respuesta ante el evento 93-4.

Con el modelo **C-SIS2** se reprodujo adecuadamente la respuesta dinámica de la estructura ante el evento 93-11 (fig 4.4). Se observa que en el componente T se estima muy bien la respuesta tanto en fase como en amplitud; lo mismo sucede en L con pequeñas discrepancias en amplitud en los pisos superiores (AZ – N11).

La respuesta sísmica se calculó en todos los modelos empleando un cinco por ciento del amortiguamiento crítico.

4.4.4 Modelos calibrados para sismos de moderada intensidad

En el periodo de diciembre de 1993 a octubre de 1995 ocurrieron tres eventos sísmicos relevantes, uno de los cuales generó las mayores amplitudes de movimiento registradas en el edificio hasta ese entonces.

El modelo **C-SIS1** se empleó para estimar las frecuencias de vibración de la estructura durante el evento 94-1 (tabla 9), pero ya no fue adecuado para reproducir las frecuencias registradas durante el sismo de 10 de diciembre de 1994 (evento 94-3, tabla 9). En este evento nuevamente las frecuencias de vibración de la estructura tuvieron una notable disminución.

Después del evento 94-3 se realizó una prueba de vibración ambiental (VA 5) con objeto de detectar cambios en las propiedades dinámicas de la estructura por efecto del sismo. Se encontró que la frecuencia fundamental de vibración en el componente L disminuyó en un 31 por ciento con respecto a la prueba anterior de vibración ambiental (VA 4), mientras que en el componente R la frecuencia disminuyó 35 por ciento y 32 por ciento en el T (tabla 4).

El 14 de septiembre de 1995 ocurrió el evento (95-1) más intenso de cuantos habían sido registrados. Se detectaron ligeras disminuciones en las frecuencias de vibración de la estructura con respecto a los valores medidos durante el sismo de diciembre de 1994 (tabla 4), y se observó que aumentó ligeramente el daño no estructural y el ancho de las grietas.

Modelo C-SIS3

Se preparó un modelo analítico (**C-SIS3**) con base en consideraciones de análisis derivadas de lo observado en una inspección del edificio luego del evento 95-1.

En este modelo se hicieron las siguientes consideraciones, las cuales se justifican por tratarse de una estructura dañada:

- Sección agrietada en vigas.
- Debido a que las distorsiones de entrepiso observadas (tabla 6) superan claramente el límite asociado al deterioro de la mampostería, no se consideró la aportación de rigidez de ésta.
- Muros de concreto representados como diagonales equivalentes de sección agrietada.
- Algunas columnas en los niveles inferiores de estacionamiento se modelaron con sección agrietada en virtud del daño que acumularon hasta la ocurrencia del sismo de Copala.
- Se empleó el criterio de sección transformada agrietada para tomar en cuenta el agrietamiento sufrido por los muros de concreto que forman el cajón de elevadores.

Las frecuencias estimadas con este modelo (tabla 9) se compararon con las inferidas a partir de los registros de los eventos 94-3, 95-1 y 95-2. La comparación de las funciones de transferencia teóricas y experimentales para estos tres eventos se presenta en la fig 4.5.

Las diferencias entre las frecuencias analíticas (modelo C-SIS3) e identificadas, en el caso del evento 95-1, fueron 7, 18 y 30 por ciento, en los componentes L, T y R respectivamente, mientras que para el evento 95-2 las diferencias fueron 9, 14 y 25 por ciento en L, T y R respectivamente.

Respuesta ante sismos de moderada intensidad

El modelo C-SIS3 se empleó para reproducir la respuesta estructural ante los eventos 94-3 y 95-1. En el caso del evento 94-3 se logró reproducir en forma aceptable la respuesta estructural registrada por la instrumentación en el componente L, en términos de la distorsión de entrepiso (fig 4.6a), teniéndose las mayores diferencias entre las amplitudes analíticas y experimentales, en la fase más intensa del sismo. En el componente T (fig 4.6b) la respuesta se reprodujo muy bien a lo largo de todo el evento.

Para el evento 95-1 aunque la respuesta en T (fig 4.7b) presentó algunas discrepancias tanto en fase como en amplitud, sobre todo en la parte inferior del edificio, la respuesta en L (fig 4.7a) se reprodujo bien en fase, con pequeñas diferencias en amplitud.

Este modelo también se empleó con buenos resultados para reproducir la respuesta sísmica del edificio ante el evento 95-2.

4.5 Análisis y discusión de resultados

En las primeras etapas de estudio del edificio se ha destacado (Murià Vila *et al.*, 1995) que para calibrar los modelos analíticos usando los resultados experimentales, es necesario tomar en cuenta no sólo las frecuencias de vibración de una estructura, sino también sus desplazamientos.

Por ello los modelos desarrollados fueron calibrados con las frecuencias y la respuesta ante eventos sísmicos de pequeña y moderada intensidad.

En la comparación de las historias de distorsión de entrepiso teóricas y experimentales, tanto para los eventos de pequeña como para los de moderada intensidad (figs 4.3, 4.4, 4.6 y 4.7) se presentan los valores de las frecuencias (f_{AP}) y fracciones de amortiguamiento crítico (ξ_{AP}) determinadas empleando técnicas de identificación de sistemas (AP) (Murià Vila *et al.*, 1996 y Toro, 1997). La frecuencia (Hz) teórica determinada con el modelo calibrado respectivo para cada evento, del modo fundamental de vibración, se presenta en cada una de las respuestas. Puede verse que, en términos generales, la discrepancia entre las respuestas teórica y experimental es mayor en la medida que difieren las frecuencias identificadas (f_{AP}) y teórica (f_{C-SIS}), y que ésta disminuye cuando las frecuencias coinciden. En los sismos de pequeña intensidad (93-3 y 93-11) la coincidencia entre las frecuencias teórica y experimental se da en prácticamente todo el registro, mientras que en los eventos de moderada intensidad (94-3 y 95-1) no hay buena concordancia al principio de los registros, pero si la hay en las partes media y final. Se observa que la diferencia entre los amortiguamientos identificados (ξ_{AP}) y el de los modelos teóricos ($\xi = 5$ por ciento) es una fuente de error pequeña en la estimación de la amplitud de respuesta máxima, salvo en los casos del evento 93-3 en T y del evento 94-3, en su fase intensa, en L.

Otra de las razones para que la respuesta sísmica registrada se haya reproducido adecuadamente, en la mayoría de los casos, con los modelos analíticos, es que las formas modales en L y T, de los modos fundamentales, obtenidas del análisis de los registros sísmicos, se reprodujeron muy bien con los diferentes modelos empleados, tanto para sismos de pequeña como de moderada intensidad. Lo mismo ocurrió con las formas modales identificadas de los registros de vibración ambiental.

Cabe observar que, la variación de la frecuencia y el amortiguamiento identificados (f_{AP} , ξ_{AP}) en la respuesta sísmica en los diferentes eventos, se explica por la existencia de elementos no estructurales y estructurales cuya aportación de rigidez al sistema es muy sensible, y propensa a disminuir con el deterioro determinado por la amplitud del movimiento que el sismo imponga a la estructura. Por ello, la pérdida de rigidez aparente es menor en los eventos de pequeña intensidad que en los de moderada intensidad.

Con el modelo calibrado para el evento 95-1 (C-SIS 3) se estimó el coeficiente sísmico máximo (C_s) actuante durante este sismo, resultando en la dirección L un $C_s = 0.08$ y en la dirección T un $C_s = 0.04$, valores que resultan inferiores al estipulado por reglamento actual (RCDF, 1993) para este edificio ($C_s = 0.40$).

Se generaron modelos analíticos para todos los sismos evaluando las rigideces de interacción asociadas a los efectos ISE con dos criterios, el de Luco (1980) y el de Novak *et al.* (1983) (tabla 10), con el objeto de comparar los resultados obtenidos. Los mayores errores en los modelos generados con ambas propuestas se presentan en el componente de torsión. En general se observa que los mayores errores se cometen al estimar la frecuencia de la estructura en los sismos moderados, mientras que en vibración ambiental y en los movimientos de pequeña intensidad se tienen los menores errores.

Se observa (tablas 9 y 10) que, en términos generales, los modelos con las rigideces de interacción de acuerdo al criterio de Novak *et al.* (1983) presentan los menores errores, con

respecto a los datos experimentales, para los casos de vibración ambiental y en los eventos sísmicos de pequeña intensidad. Por su parte, los modelos con las rigideces de interacción de acuerdo con el criterio de Luco (1980) presentan los menores errores, con respecto a los datos experimentales, en los eventos sísmicos de moderada intensidad.

Los errores obtenidos en la estimación de las frecuencias de vibración del edificio reflejan las limitaciones de los criterios de análisis para estimar la rigidez de una estructura ante movimientos que le generen amplitudes de movimiento considerables, lo que se debe a la imposibilidad de tomar en cuenta, en modelos lineales, todas las posibles fuentes de comportamiento no lineal como pueden ser la variación del módulo elástico del concreto en función de su nivel de esfuerzos, el deslizamiento en los anclajes que ligan muros con losas, el deterioro por agrietamiento en los elementos estructurales y los efectos ISE.

Lo anterior muestra la necesidad de seguir mejorando las consideraciones empleadas en el desarrollo de modelos de análisis estructural, para así contar con criterios de análisis que lleven a construir modelos capaces de estimar con buena aproximación las propiedades dinámicas de una estructura al estar sometida a una excitación sísmica moderada o intensa, puesto que de ello depende la adecuada valoración de las máximas demandas sísmicas que actuarán sobre la estructura y, por ende, el diseño de los elementos estructurales que habrán de resistir tales demandas.

Los resultados muestran, en general, que las consideraciones de análisis hechas para desarrollar los modelos son válidas, y que es necesario apoyarse en las observaciones hechas al inspeccionar los daños ocurridos para poder construir modelos calibrados de una estructura deteriorada y rehabilitada (Fuentes Olivares *et al.*, 1999).

5 MODELOS CALIBRADOS PARA LA SEGUNDA REHABILITACIÓN

5.1 Modelos para la segunda rehabilitación

Después de los eventos sísmicos de 1995 se llevó a cabo la segunda rehabilitación del edificio. Las propiedades dinámicas del edificio variaron al incorporarle diagonales de acero y elementos compuestos de concreto reforzado y acero estructural, por lo que se construyeron nuevos modelos analíticos para estimar dichas propiedades.

Para desarrollar modelos calibrados del edificio es muy importante conocer el comportamiento dinámico de los elementos que forman su estructura. Por ello se buscaron en la literatura técnica propuestas sobre cómo modelar diagonales de acero y elementos compuestos de concreto reforzado y acero estructural, pues se estimó que un mejor entendimiento del comportamiento de estos elementos mejoraría las consideraciones de análisis y, por ende, la estimación de las propiedades dinámicas y de la respuesta sísmica de la estructura.

5.1.1 Consideraciones de análisis

Para construir los modelos del edificio después de su segunda rehabilitación se emplearon las siguientes consideraciones, adicionales a las presentadas en las secciones 4.2 y 4.4.

respecto a los datos experimentales, para los casos de vibración ambiental y en los eventos sísmicos de pequeña intensidad. Por su parte, los modelos con las rigideces de interacción de acuerdo con el criterio de Luco (1980) presentan los menores errores, con respecto a los datos experimentales, en los eventos sísmicos de moderada intensidad.

Los errores obtenidos en la estimación de las frecuencias de vibración del edificio reflejan las limitaciones de los criterios de análisis para estimar la rigidez de una estructura ante movimientos que le generen amplitudes de movimiento considerables, lo que se debe a la imposibilidad de tomar en cuenta, en modelos lineales, todas las posibles fuentes de comportamiento no lineal como pueden ser la variación del módulo elástico del concreto en función de su nivel de esfuerzos, el deslizamiento en los anclajes que ligan muros con losas, el deterioro por agrietamiento en los elementos estructurales y los efectos ISE.

Lo anterior muestra la necesidad de seguir mejorando las consideraciones empleadas en el desarrollo de modelos de análisis estructural, para así contar con criterios de análisis que lleven a construir modelos capaces de estimar con buena aproximación las propiedades dinámicas de una estructura al estar sometida a una excitación sísmica moderada o intensa, puesto que de ello depende la adecuada valoración de las máximas demandas sísmicas que actuarán sobre la estructura y, por ende, el diseño de los elementos estructurales que habrán de resistir tales demandas.

Los resultados muestran, en general, que las consideraciones de análisis hechas para desarrollar los modelos son válidas, y que es necesario apoyarse en las observaciones hechas al inspeccionar los daños ocurridos para poder construir modelos calibrados de una estructura deteriorada y rehabilitada (Fuentes Olivares *et al.*, 1999).

5 MODELOS CALIBRADOS PARA LA SEGUNDA REHABILITACIÓN

5.1 Modelos para la segunda rehabilitación

Después de los eventos sísmicos de 1995 se llevó a cabo la segunda rehabilitación del edificio. Las propiedades dinámicas del edificio variaron al incorporarle diagonales de acero y elementos compuestos de concreto reforzado y acero estructural, por lo que se construyeron nuevos modelos analíticos para estimar dichas propiedades.

Para desarrollar modelos calibrados del edificio es muy importante conocer el comportamiento dinámico de los elementos que forman su estructura. Por ello se buscaron en la literatura técnica propuestas sobre cómo modelar diagonales de acero y elementos compuestos de concreto reforzado y acero estructural, pues se estimó que un mejor entendimiento del comportamiento de estos elementos mejoraría las consideraciones de análisis y, por ende, la estimación de las propiedades dinámicas y de la respuesta sísmica de la estructura.

5.1.1 Consideraciones de análisis

Para construir los modelos del edificio después de su segunda rehabilitación se emplearon las siguientes consideraciones, adicionales a las presentadas en las secciones 4.2 y 4.4.

- En el modelo se usaron masas reales considerando la masa aportada por la restructuración del edificio, incluyendo escaleras de emergencia. Se observó que el incremento en la masa del edificio es de 4 por ciento respecto a la estimada antes de la segunda rehabilitación.
- Como el peralte de las trabes de rehabilitación es significativo, se tomaron en cuenta sus dimensiones para evaluar más certeramente las zonas rígidas de las uniones viga-columna y por tanto las longitudes efectivas de éstas. Asimismo, debido al incremento en el ancho de las columnas nuevas en los marcos A y F, se consideró este mayor ancho para evaluar la zona rígida de las vigas y determinar sus claros efectivos.
- Las propiedades de las secciones transversales de elementos de rehabilitación fueron calculadas con el criterio de sección transformada para tomar en cuenta la diferencia en módulos de elasticidad del concreto y del acero, considerándose sección monolítica entre elementos nuevos (concreto reforzado y acero estructural) y originales (concreto reforzado), esto es, se empleó un criterio de inercias acopladas en el que se acepta que hay interacción total de cortante entre concreto y acero estructural, existiendo compatibilidad de deformaciones total y siendo válida la hipótesis de sección plana (Oehlers y Bradford, 1995).
- Dado que durante la segunda restructuración las columnas de los niveles inferiores del edificio se repararon inyectando resinas epóxicas en las grietas más significativas, todas las columnas se idealizaron con sección bruta.
- Debido a que se efectuaron trabajos de reparación en los muros de mampostería, éstos se modelaron como diagonales equivalentes de sección no agrietada en los modelos para vibración ambiental y sismos de pequeña intensidad, lo que se justifica por la evidencia que se tiene de la aportación a la rigidez aparente del sistema de éstos elementos en movimientos de pequeña amplitud. Los muros de concreto se modelaron como diagonales equivalentes de sección bruta.
- Se empleó un criterio de longitud equivalente para tomar en cuenta las zonas rígidas en los extremos de las diagonales de acero, que se modelaron en forma continua puesto que los valores de sus relaciones de esbeltez tanto dentro como fuera de su plano cumplen con el criterio $KL / r < 50$, por lo que son diagonales fuertes y pueden modelarse así (Jain *et al.*, 1978).
- Las rigideces asociadas a los efectos ISE se estimaron con el criterio de Luco (1980). Los modelos desarrollados con las rigideces de interacción estimadas con esta propuesta aparecen en la tabla 12. Además, con fines comparativos se desarrollaron modelos del edificio en los que las rigideces asociadas a los efectos ISE se estimaron con el criterio de Novak *et al.* (1983). Las frecuencias de tales modelos se presentan en la tabla 13.

5.1.2 Modelos calibrados para condiciones de vibración ambiental

Para construir un modelo de vibración ambiental para la segunda rehabilitación del edificio Jal (C-VA3) se empleó el conjunto de criterios descritos en la sección anterior. En la fig 5.1 se presenta el modelo desarrollado.

Las propiedades dinámicas (tabla 12) obtenidas con el modelo **C-VA3**, concuerdan bien con las experimentales de la séptima campaña de vibración ambiental (VA 7, tabla 5). Para los primeros modos de los componentes L, T y R los errores no exceden el 10 por ciento (tabla 12).

5.1.3 Modelos calibrados para sismos de pequeña intensidad

Para reproducir las frecuencias de vibración del edificio medidas durante los sismos del 22 de mayo de 1997 (evento 97-2) y 3 de febrero de 1998 (evento 98-1) fueron necesarias algunas modificaciones en el modelo **C-VA3**.

De los registros sísmicos de los eventos 97-2 y 98-1 se infirió que las frecuencias de vibración de la estructura fueron menores que las medidas en la prueba de vibración ambiental VA 7 (tabla 5); las mayores reducciones se presentaron en el componente de torsión, y ya que se descartó que hubiese algún deterioro en los elementos compuestos o en las diagonales de rehabilitación debido a las pequeñas amplitudes de movimiento, y descartando también el deterioro de la mampostería porque no se observaron daños en los muros de este material, que además se habían reparado, se planteó la hipótesis de que los muros de concreto de los flancos del edificio (orientados en el componente L), pueden tener un comportamiento dinámico en función de la amplitud de movimiento que la excitación sea capaz de producir en el edificio. Por ello se construyeron modelos matemáticos para analizar la variación de las frecuencias en función de la forma en que se modelan los muros de concreto. Los modelos tienen como consideraciones comunes bajos niveles de esfuerzo y muros de mampostería como diagonales equivalentes no agrietadas, y los efectos ISE se modelaron con el criterio de Novak *et al.* (1983).

En la tabla 14 aparecen las frecuencias de vibración de modelos en los que se representan los muros de concreto como paneles de sección bruta (**C-VA3V4**), como paneles de sección agrietada (**C-VA3V5**) y como diagonales equivalentes con sección agrietada (**C-SIS4**).

El modelo con paneles de sección bruta (**C-VA3V4**) sobrestima la rigidez de la estructura en los modos fundamentales, aunque sus errores al estimar las frecuencias de los modos superiores son pequeños.

El modelo **C-VA3V5** aproxima bien las frecuencias fundamentales en traslación, y tiene un error aceptable en el componente de torsión; sin embargo, las condiciones particulares de borde de los muros de concreto no son congruentes con las condiciones reales de éstos (discontinuos).

El modelo **C-SIS4** estima con buena aproximación las frecuencias de vibración del edificio en movimientos de pequeña amplitud (evento 97-2). Las frecuencias fundamentales calculadas con este modelo coinciden con las medidas en el evento 97-2 para los componentes traslacionales, y sobrestiman en un 7 por ciento la frecuencia de torsión.

La diferencia entre el modelo para vibración ambiental (**C-VA3**) y el de sismos pequeños (**C-SIS4**) radicó en cómo se modelaron los muros de concreto de las fachadas laterales del edificio. Aunque las condiciones de elementos agrietados y no agrietados son condiciones extremas, el comportamiento real de los muros se ubica en un punto intermedio, el cual es difícil estimar con precisión y en el que se refleja la incertidumbre sobre qué tan rígidos serán los muros de concreto en función del nivel de amplitud de movimiento que se alcance ante una perturbación sísmica. El modelo **C-SIS4** se eligió como modelo calibrado para sismos de pequeña intensidad con las

condiciones entonces prevalecientes de la estructura (tabla 12). La comparación de las funciones de transferencia obtenidas con los registros sísmicos para los eventos 97-2 y 98-1, con las funciones de transferencia teóricas obtenidas con este modelo aparece en la fig 5.2. Los errores relativos de las frecuencias obtenidas con este modelo, con respecto a las identificadas de los registros sísmicos se presentan en la tabla 12.

Respuesta ante sismos de pequeña intensidad

Con el modelo **C-SIS4** se calculó la respuesta sísmica ante el evento 97-2. La comparación de las respuestas analítica y experimental, en términos de distorsión de entrepiso, se presenta en la fig 5.3. En el componente L, puede verse que la respuesta teórica difiere de la registrada en los pisos superiores, mientras que en los pisos centrales e inferiores hay aceptable concordancia. En T se observan algunas diferencias en fase y en amplitud, en todos los niveles.

En el caso del evento 98-1 la comparación de las respuestas teórica y experimental, también calculada con el modelo **C-SIS4**, se presenta en la fig 5.4. Puede verse que la postdicción de las respuestas es buena en el componente L; sin embargo, en este caso particular, en que las amplitudes son pequeñas, el amortiguamiento fue un factor importante en la concordancia de las respuestas teórica y experimental en el componente T, siendo necesario emplear un amortiguamiento $\xi = 1$ por ciento para aproximar la respuesta registrada. Este bajo valor de amortiguamiento fue el identificado del análisis paramétrico (ξ_{AP}) (Murià Vila *et al.*, 1998).

5.1.4 Modelos para sismos de moderada intensidad

El análisis de los registros sísmicos de los eventos 99-1 y 99-3 indica que hubo comportamiento no lineal del edificio durante éstos. En ambos eventos se detectó una disminución en las frecuencias de vibración de la estructura en los componentes T y R, principalmente (tabla 5).

Aunque al inspeccionar la estructura después del evento 99-1 no se observaron deterioros significativos en los elementos estructurales, que explicaran la disminución de las frecuencias de vibración del edificio, ésta se atribuyó a la pérdida de rigidez en los elementos de rehabilitación en dirección T, estableciéndose la hipótesis de que las placas de acero de los elementos de rehabilitación no trabajaron en forma monolítica con los elementos existentes. Esta hipótesis se sustentó en los resultados del trabajo de Jones y Jirsa (1986), quienes observaron deslizamiento y separación entre acero y concreto al ensayar una estructura de concreto reforzado dañada y, rehabilitada en forma similar a como se hizo la rehabilitación del edificio, sometida a cargas laterales cíclicas.

Con base en esta hipótesis se construyó un modelo analítico que fue capaz de reproducir la respuesta sísmica registrada en el evento 99-1 (Fuentes Olivares *et al.*, 1999). Sin embargo, con dicho modelo no se pudo reproducir la respuesta registrada en el evento 99-3. Por ello, se decidió realizar varios análisis de los elementos de rehabilitación, con énfasis en las diagonales de acero y en las interfaces concreto-concreto y concreto-acero de los elementos T1.

A partir de los resultados de estos análisis se desarrollaron modelos de elementos finitos para estudiar la variación de la rigidez lateral del sistema de rehabilitación cuando se toma en cuenta el deterioro en las interfaces entre los elementos nuevos y los existentes. Estos estudios llevaron a

consideraciones de análisis que permitieron la construcción de modelos calibrados del edificio para los eventos 99-1 y 99-3.

A continuación se presentan los aspectos más relevantes, para las consideraciones de análisis con que se construyeron los modelos calibrados para sismos de moderada intensidad, de los estudios sobre los elementos de rehabilitación T1, las diagonales de acero y los modelos de elementos finitos. Estos estudios se presentan en los apéndices B, C y D, respectivamente.

Evaluación de las interfaces concreto–concreto de los elementos de rehabilitación

Para comprender cómo trabajan estas interfaces se realizó un estudio de la literatura técnica. Los aspectos más importantes para el análisis de los elementos del edificio se presentan en el apéndice B.

Del comportamiento de las interfaces concreto–concreto el punto más importante es que tienen tres mecanismos para resistir la fuerza cortante en su plano: adherencia, fricción–cortante y fuerza cortante directa en los conectores que atraviesan la interfaz; los dos primeros mecanismos no implican pérdida de rigidez, el último sí.

Con base en las expresiones encontradas en la literatura, se evaluó la capacidad a cortante de las interfaces concreto–concreto de los elementos de rehabilitación del edificio. Esta capacidad se comparó con las demandas que los eventos 99-1 y 99-3 impusieron en los elementos, y que se obtuvieron empleando el modelo sin deterioro C-VA 3. La explicación detallada de este análisis se presenta en el apéndice B.

Se determinó que la capacidad a cortante nominal mínima de estas interfaces en las columnas de rehabilitación fue de 42.5 t (entrepisos superiores) y la máxima fue de 108.4 t (entrepisos de estacionamiento).

De los análisis efectuados resultó que, en las interfaces concreto–concreto entre las columnas originales y de rehabilitación, para el evento 99-1, todos los elementos trabajaron por fricción–cortante (tabla B2). El cociente demanda entre capacidad varió entre 0.05 y 0.63.

Sin embargo, para el evento 99-3 algunos elementos trabajaron por el mecanismo de fuerza cortante directa en la varilla, lo que conlleva pérdida de rigidez. El cociente demanda entre capacidad para los elementos que trabajaron por fricción–cortante varió entre 0.16 y 0.95, mientras que para los elementos que resistieron el cortante por fuerza cortante directa en la varilla el cociente demanda entre capacidad varió entre 1.01 y 1.32.

En el caso de las trabes, en ambos eventos sísmicos, se detectó que algunos elementos trabajaron por fuerza cortante directa en la varilla, lo que implica una pérdida de rigidez, aunque debido a la menor rigidez de las trabes relativa a las columnas, su influencia en la disminución de la frecuencia fundamental del sistema es menor.

En general, los resultados muestran que durante el evento 99-1 las interfaces concreto–concreto no sufrieron deterioro porque resistieron las fuerzas cortantes actuantes por medio del mecanismo de fricción–cortante. Sin embargo, durante el evento 99-3 se presentaron en estas interfaces demandas de cortante tales que obligaron a trabajar al mecanismo de fuerza cortante directa en la

varilla, el cual está asociado a deterioro de la rigidez de los elementos. Lo anterior hizo ver la necesidad de modelar estas interfaces con el criterio de sección acoplada para el evento 99-1 y con sección desacoplada para el evento 99-3.

Evaluación de las interfaces concreto–acero de los elementos de rehabilitación

Al igual que para las interfaces concreto–concreto, para las interfaces concreto–acero se realizó un estudio bibliográfico, presentándose los aspectos más relevantes en el apéndice B.

Se encontró que en estas interfaces el único mecanismo útil para resistir fuerzas cortantes es la acción de fuerza cortante directa en el conector, porque la adherencia entre concreto y acero es poca, y la fricción despreciable. Esto implica que al aplicar en una interfaz concreto–acero una fuerza cortante, la interfaz sufre un deslizamiento proporcional a la fuerza, con lo cual los conectores de cortante que atraviesan la interfaz se flexionan y se genera en ellos una fuerza cortante interna que equilibra el cortante externo. Al haber deslizamiento en la interfaz, la sección ya no trabaja en forma monolítica, es decir, se desacopla, con la consecuente pérdida de rigidez. Este sólo hecho permite concluir que en movimientos de pequeña amplitud, se puede considerar sección acoplada en estas interfaces, mientras que en sismos de moderada intensidad es necesario considerar sección desacoplada.

Los análisis muestran que para el evento 99-1 no es probable que se hayan presentado fallas (pérdida de resistencia) en estas interfaces en las columnas de rehabilitación (tablas B8 y B9). Los cocientes demanda entre capacidad variaron entre 0.05 y 0.87. Para el evento 99-3 los análisis muestran que en algunas columnas las secciones pudieron alcanzar su resistencia nominal, las cuales fueron calculadas sin tomar en cuenta posibles fuentes de sobrerresistencia. El cociente demanda entre capacidad máximo fue de 1.29.

Evaluación de las diagonales de acero

Para entender el comportamiento de elementos diagonales de acero sujetos a carga cíclica reversible se realizó un estudio bibliográfico de varias investigaciones en los que se presentan resultados tanto teóricos como experimentales, de elementos diagonales aislados y formando parte de sistemas de rehabilitación de estructuras de concreto reforzado. Los resultados más importantes se presentan en el apéndice C.

Con base en los criterios para evaluar el comportamiento de las diagonales de acero, se desarrolló un análisis de demandas contra capacidades a carga axial de las diagonales, esto con el afán de observar si durante los eventos 99-1 y 99-3 se presentaron demandas que rebasaran las capacidades y para observar si hubo o no deterioro en las diagonales por pandeo o por fluencia.

Los análisis revelaron que en ninguno de estos dos sismos se presentaron demandas tales que pudiesen haber causado deterioro en las diagonales. Los cocientes demanda entre capacidad de estos elementos en el evento 99-1 variaron entre 0.08 y 0.63, mientras que para el evento 99-3 variaron entre 0.10 y 0.89. Por ello, en los modelos calibrados no se incluyó ninguna reducción de rigidez por deterioro directo de estos elementos.

Evaluación de la rigidez lateral del sistema de rehabilitación

Se hizo un análisis con modelos de elementos finitos para estimar la rigidez lateral de la estructura. Con base en los resultados de este análisis se modificaron las hipótesis de modelado de los elementos y se construyeron los modelos calibrados para sismos de moderada intensidad. El análisis con modelos de elementos finitos se presenta en forma detallada en el apéndice D.

Los análisis desarrollados se enfocaron a tres aspectos básicos: a) calibrar modelos de elementos finitos lineales sin deterioro de los marcos con diagonales de acero, b) incluir el deterioro determinado en los análisis de las interfaces concreto-acero y concreto-concreto en los modelos de elementos finitos y, c) emplear los modelos con deterioro para evaluar la rigidez lateral equivalente del sistema, a través de diagonales de propiedades equivalentes a utilizarse en los modelos calibrados de la estructura completa.

El resultado más importante y directamente aplicable en los modelos calibrados fue tener diagonales de propiedades equivalentes para representar la rigidez lateral del sistema de rehabilitación en los eventos 99-1 y 99-3.

También se realizó un estudio sobre el efecto que tiene la excentricidad de la diagonal con respecto al eje horizontal de los elementos T1. Se observó que este efecto es menos importante que el hecho de que, debido a que los elementos de acero pueden deslizar sobre el concreto en los elementos de rehabilitación, las condiciones de apoyo de las diagonales cambian, por lo que su rigidez lateral disminuye.

Los modelos de elementos finitos con y sin deterioro, sometidos a carga estática lateral, sirvieron para identificar los patrones de distribución de esfuerzos en los elementos, con lo que se identificaron las zonas de concentración de esfuerzos y la forma en que éstos varían al modelar el comportamiento de las interfaces concreto-concreto y concreto-acero con y sin deterioro. Los patrones de distribución de esfuerzos se ilustran en el apéndice D.

Características de los modelos calibrados para sismos de moderada intensidad

Los modelos de elementos finitos y el análisis de los conectores mostraron que el deterioro de la interfaz concreto-acero estructural es menos significativo en cuanto a disminución de rigidez que la interfaz concreto-concreto, lo cual se debe a la forma en que está dispuesta la sección transversal de los elementos de rehabilitación del edificio.

Por esta razón, y con base en el análisis efectuado de los conectores de cortante, en el que se determinó que las demandas actuantes sobre los elementos T1 de rehabilitación (fig 2.10e) en el evento 99-1, pudieron causar el deterioro de la interfaz concreto-acero estructural de los elementos de rehabilitación pero no de la interfaz concreto-concreto de los mismos en forma generalizada, se emplearon, en el modelo para reproducir la respuesta sísmica ante el evento 99-1 (C-SIS 5), diagonales de rigidez lateral equivalente estimadas con un modelo de elementos finitos en el que sólo se representó el deterioro en las interfaces concreto-acero estructural de los elementos de rehabilitación.

En el modelo calibrado para reproducir la respuesta sísmica registrada en el evento 99-1 (C-SIS 5), se incluyeron, además de las consideraciones generales enunciadas en 5.1.1, las siguientes:

- Módulos elásticos para altos niveles de esfuerzos.
- Muros de concreto como diagonales equivalentes con sección agrietada.
- No se tomó en cuenta la rigidez de los muros de mampostería debido al nivel de distorsión de entrepiso alcanzado en el evento.
- Secciones desacopladas en elementos de rehabilitación debido al deslizamiento en sus interfaces concreto-acero estructural únicamente.
- Diagonales de rigidez lateral equivalente, para representar a las diagonales de acero, obtenidas de modelos de elementos finitos congruentes con la pérdida de rigidez por deslizamiento en las interfaces concreto-acero estructural.

En el caso del evento 99-3, el análisis de los conectores mostró que las demandas impuestas en el edificio fueron suficientes para causar deterioro en ambos tipos de interfaces, por ello, en el modelo calibrado para este evento (**C-SIS 7**) se consideró:

- Diagonales de rigidez lateral equivalente, estimadas con modelos de elementos finitos en los que se tomó en cuenta la pérdida de rigidez por deslizamiento tanto en las interfaces concreto-acero estructural como en las interfaces concreto-concreto.
- Las propiedades de las secciones de los elementos de rehabilitación se estimaron considerando desacoplamiento debido al deslizamiento tanto en las interfaces concreto-acero estructural como en las interfaces concreto nuevo-concreto existente, esto en congruencia con el punto anterior.

Las demás consideraciones son iguales a las del modelo **C-SIS 5**.

Resultados de modelos calibrados para sismos de moderada intensidad

En la fig 5.5 se comparan las funciones de transferencia experimental y teórica (obtenida con el modelo **C-SIS 5**) para el evento 99-1. Las frecuencias del modelo **C-SIS 5** se presentan en la tabla 12. Al comparar estas frecuencias con las obtenidas del análisis no paramétrico (Murià Vila *et al.*, 1999) se observa que la frecuencia fundamental en T coincide con muy buena aproximación. Lo mismo sucede para el componente de torsión y para el de traslación en L (modo fundamental). Las funciones de transferencia identificadas para el evento 99-3 se comparan con las teóricas obtenidas con el modelo **C-SIS 7** en la fig 5.5.

Entre los eventos 99-1 y 99-3 se presentó un sismo de pequeña intensidad el 21 de junio de 1999 (evento 99-2). El modelo construido para reproducir las propiedades dinámicas del edificio identificadas en este evento (**C-SIS 6**), es prácticamente igual al modelo **C-SIS 5**, con la diferencia de que, dadas las pequeñas distorsiones de entrepiso que se infiere, se presentaron durante el evento, se consideró que la mampostería si aportó rigidez lateral a la estructura, por lo que estos muros se modelaron como diagonales equivalentes con su área transversal reducida en 50 por ciento, esto con base en el criterio propuesto por Murià Vila *et al.* (1997b), que se fundamenta en los resultados experimentales de Flores y Alcocer (1996) y Alcocer *et al.*, 1999.

Las funciones de transferencia experimentales y teóricas (C-SIS 6) se presentan en la fig 5.5. En el componente L la frecuencia teórica igualó a la identificada, pero en T y en R se tuvieron errores de 9 y 4 por ciento respectivamente.

Respuesta ante sismos de moderada intensidad

Las historias de respuesta experimental y calculada, para los eventos 99-1, 99-2 y 99-3, se comparan en las figs 5.6 a 5.8. Se observa que los modelos son capaces de reproducir la respuesta registrada en sus partes media y final, esto debido a que las frecuencias de los modelos se aproximan más a las identificadas (Murià Vila *et al.*, 1999) en esas partes del registro, donde las amplitudes de movimiento son mayores y la degradación de rigidez es máxima (parte central), y donde la frecuencia, aunque varía, tiende a ser mínima (parte final).

De la comparación entre las respuestas teórica y experimental para el evento 99-1 se observa que existe mucha semejanza cuando la diferencia entre las frecuencias teórica y experimental es pequeña (60 a 80 s) y que, en los tramos de señal donde la discrepancia de estas frecuencias aumenta (80 a 100 s), la respuesta teórica se desvía respecto de la observada. En el tramo entre 60 y 80 s aparecen las amplitudes máximas registradas, mismas que no pueden ser reproducidas completamente puesto que la frecuencia identificada es casi igual a la frecuencia dominante del suelo, por lo que el edificio se acerca a la condición de resonancia y las amplitudes de su movimiento crecen, lo que no sucede en el modelo dada su naturaleza lineal (Fuentes Olivares *et al.*, 1999). Además, el amortiguamiento identificado en ese tramo ($\xi = 3.5$ por ciento) es menor que el empleado en el modelo ($\xi = 5$ por ciento). La variación del amortiguamiento identificado a lo largo del evento es causa de discrepancia entre las señales teórica y experimental, pero al calcular el amortiguamiento promedio (6.8 por ciento en L, 4.2 por ciento en T) se ve que no es muy disímil al empleado en el cálculo de la respuesta teórica.

La reparación de los muros de mampostería les permitió tener un mejor comportamiento durante el evento 99-1 que el correspondiente a los eventos 94-3 y 95-1, por lo que el deterioro fue visiblemente menor. Por esta razón, en el modelo para reproducir las propiedades dinámicas identificadas en el evento 99-2 (C-SIS 6), sólo se aplicó en muros de mampostería un factor de reducción de rigidez de 50 por ciento correspondiente a las distorsiones observadas durante el sismo (Fuentes Olivares *et al.*, 1999). El resultado de esta consideración en la estimación de la respuesta estructural se ve en la fig 5.7.

En el caso del evento 99-3 las respuestas teóricas coinciden en forma aceptable con las registradas. En el componente L se tienen discrepancias en los tramos inicial y medio del registro, pero al final, cuando las frecuencias teórica e identificada se emparejan, la respuesta se reproduce muy bien en todos los niveles. En el componente T la respuesta se reproduce bien tanto en fase como en amplitud, sobre todo en los niveles superiores.

5.2 Análisis y discusión de resultados

Se logró construir un modelo calibrado para reproducir las propiedades dinámicas de la estructura ante movimientos ambientales y sismos pequeños.

Fue posible determinar modelos calibrados para sismos moderados, con errores pequeños con respecto a las frecuencias identificadas experimentalmente (tabla 12). La diferencia entre los modelos calibrados para los eventos 99-1 y 99-3 radicó en que, para el evento 99-1, se estimaron diagonales de rigidez lateral equivalente con modelos de elementos finitos en los que sólo se tomó en cuenta el deterioro en las interfaces concreto-acero de los elementos T1 de rehabilitación, mientras que en el modelo calibrado para el evento 99-3, las diagonales equivalentes se estimaron con un modelo de elementos finitos en el que se incorporó tanto el deterioro de las interfaces concreto-acero como el deterioro de las interfaces concreto-concreto.

En la respuesta calculada con los eventos sísmicos 97-2 y 98-1 se observó una tendencia general del modelo a subestimar la amplitud del movimiento, particularmente en la dirección transversal, lo cual puede ser indicativo de que, en eventos sísmicos de pequeña intensidad, emplear un amortiguamiento convencional ($\xi = 5$ por ciento) no es suficientemente aproximado para reproducir la respuesta estructural.

En la comparación de las historias de distorsión de entrepiso teóricas y experimentales, tanto para los eventos de pequeña como para los de moderada intensidad (figs 5.3, 5.4, 5.6 a 5.8) se presentan los valores de las frecuencias (f_{AP}) y fracciones de amortiguamiento crítico (ξ_{AP}) determinadas empleando técnicas de identificación de sistemas (Murià Vila *et al.*, 1998 y 1999). La frecuencia teórica determinada con el modelo calibrado respectivo para cada evento, del modo fundamental de vibración, se presenta en cada una de las respuestas. Puede verse que, en términos generales, la discrepancia entre las respuestas teórica y experimental es mayor en la medida que difieren las frecuencias identificada (f_{AP}) y teórica (f_{C-SIS}), y que ésta disminuye cuando las frecuencias coinciden. En los sismos de pequeña intensidad la coincidencia entre las frecuencias teórica y experimental se da en prácticamente todo el registro, mientras que en los eventos de moderada intensidad no hay buena concordancia al principio de los registros, pero sí lo hay en las partes media y final. Se observa que la diferencia entre los amortiguamientos identificado (ξ_{AP}) y el de los modelos teóricos ($\xi = 5$ por ciento) es una fuente de error en la estimación de las amplitudes de respuesta.

Con el modelo calibrado para el evento 99-3 (C-SIS 7) se estimó el coeficiente sísmico máximo (C_s) actuante durante este sismo, resultando en la dirección L un $C_s = 0.07$ y en la dirección T un $C_s = 0.16$, valores que resultan inferiores al estipulado por reglamento actual (RCDF, 1993) para este edificio ($C_s = 0.40$). Se observa que en la dirección T la demanda de coeficiente sísmico en proporción de la capacidad nominal suministrada, es el doble que en dirección L, y representa el 40 por ciento de la capacidad nominal, lo cual no es despreciable para un sismo de servicio.

Al igual que con los modelos para antes de la segunda rehabilitación, los modelos tanto para sismos pequeños como moderados, reprodujeron muy bien las formas modales fundamentales, en los componentes L y T, lo que contribuyó a que la respuesta sísmica registrada se reprodujera adecuadamente.

Al compararse los modelos con las rigideces asociadas a los efectos ISE estimadas con los criterios de Luco (1980) y de Novak *et al.* (1983), tablas 12 y 13 respectivamente, se observó que los segundos tuvieron menores errores en la estimación de las frecuencias de vibración identificadas, y que esto sucedió tanto en el caso de vibración ambiental, como para los sismos de pequeña y moderada intensidad.

El estudio del comportamiento de los elementos de rehabilitación durante el evento 99-1 mostró que, la disminución de la frecuencia inferida del análisis de los registros sísmicos, pudo deberse a la pérdida de rigidez por deslizamiento en las interfaces concreto-acero estructural, ya que las interfaces concreto-concreto resistieron las fuerzas cortantes actuantes con el mecanismo de fricción-cortante, por lo que mantuvieron su rigidez. Además, mientras que los elementos estructurales de rehabilitación pudieron resistir las fuerzas cortantes por el mecanismo de fricción-cortante, contribuyeron también a elevar el amortiguamiento del sistema.

Por otra parte, el análisis del comportamiento de las interfaces concreto-concreto y concreto-acero estructural desarrollado muestra que, una posible explicación de la pérdida de rigidez de la estructura, y de la consecuente disminución en las frecuencias de vibración del sistema es que, las demandas sísmicas impuestas a la estructura por el evento 99-3, originaron que los elementos de rehabilitación estuviesen sometidos a fuerzas cortantes tales que debieron ser resistidas por medio de la acción de fuerza cortante directa en sus anclas; los deslizamientos y la pérdida de rigidez de las interfaces inherentes a este mecanismo, como se muestra en los análisis del apéndice A, serían la causa de una parte de la degradación de rigidez global pero también de una mayor disipación de energía.

6 PROPUESTA DE MODELOS SIMPLIFICADOS

6.1 Criterios y consideraciones de análisis propuestos para construir modelos simplificados

En numerosas investigaciones se han propuesto criterios para considerar el deterioro de rigidez de las estructuras de una forma explícita, para evaluar de una manera más realista la rigidez lateral efectiva de edificios, lo cual se ha incluido a través de factores de reducción de rigidez de los elementos estructurales (Murià Vila *et al.*, 1997b, 2000a y 2000b). Por ejemplo, la propuesta de Paulay y Priestley (1992), que consiste en el uso de diferentes factores de reducción del momento de inercia y del área axial efectiva de la sección transversal de los elementos estructurales en función de la ductilidad global (μ) que se espera desarrolle el sistema, forma parte del código de diseño vigente en Nueva Zelanda (NZS, 1995). Otros códigos como el japonés y el griego (AIJ, 1994 y Paz, 1994) han usado criterios similares.

Partiendo de estos antecedentes, se propuso construir modelos calibrados simplificados, en los que se incluyeran de una manera práctica, los efectos asociados al comportamiento no lineal de la estructura en modelos con fines de diseño estructural, para comparar estos modelos con modelos desarrollados conforme a los criterios de la práctica actual y, así, poder discernir qué beneficios llevaría a la práctica el uso de factores de reducción de rigidez por deterioro en los elementos estructurales.

Las consideraciones de análisis hechas en los modelos calibrados simplificados, en adición a las mencionadas para los modelos calibrados refinados (secciones 4 y 5), son el empleo de factores de reducción de rigidez de los elementos estructurales para tomar en cuenta su deterioro, en función de la ductilidad global por desplazamiento, o bien, en función del nivel de distorsión de entrepiso esperado u observado.

Las características generales de los modelos, que comparten con los modelos calibrados refinados son las siguientes :

El estudio del comportamiento de los elementos de rehabilitación durante el evento 99-1 mostró que, la disminución de la frecuencia inferida del análisis de los registros sísmicos, pudo deberse a la pérdida de rigidez por deslizamiento en las interfaces concreto-acero estructural, ya que las interfaces concreto-concreto resistieron las fuerzas cortantes actuantes con el mecanismo de fricción-cortante, por lo que mantuvieron su rigidez. Además, mientras que los elementos estructurales de rehabilitación pudieron resistir las fuerzas cortantes por el mecanismo de fricción-cortante, contribuyeron también a elevar el amortiguamiento del sistema.

Por otra parte, el análisis del comportamiento de las interfaces concreto-concreto y concreto-acero estructural desarrollado muestra que, una posible explicación de la pérdida de rigidez de la estructura, y de la consecuente disminución en las frecuencias de vibración del sistema es que, las demandas sísmicas impuestas a la estructura por el evento 99-3, originaron que los elementos de rehabilitación estuviesen sometidos a fuerzas cortantes tales que debieron ser resistidas por medio de la acción de fuerza cortante directa en sus anclas; los deslizamientos y la pérdida de rigidez de las interfaces inherentes a este mecanismo, como se muestra en los análisis del apéndice A, serían la causa de una parte de la degradación de rigidez global pero también de una mayor disipación de energía.

6 PROPUESTA DE MODELOS SIMPLIFICADOS

6.1 Criterios y consideraciones de análisis propuestos para construir modelos simplificados

En numerosas investigaciones se han propuesto criterios para considerar el deterioro de rigidez de las estructuras de una forma explícita, para evaluar de una manera más realista la rigidez lateral efectiva de edificios, lo cual se ha incluido a través de factores de reducción de rigidez de los elementos estructurales (Murià Vila *et al.*, 1997b, 2000a y 2000b). Por ejemplo, la propuesta de Paulay y Priestley (1992), que consiste en el uso de diferentes factores de reducción del momento de inercia y del área axial efectiva de la sección transversal de los elementos estructurales en función de la ductilidad global (μ) que se espera desarrolle el sistema, forma parte del código de diseño vigente en Nueva Zelanda (NZS, 1995). Otros códigos como el japonés y el griego (AIJ, 1994 y Paz, 1994) han usado criterios similares.

Partiendo de estos antecedentes, se propuso construir modelos calibrados simplificados, en los que se incluyeran de una manera práctica, los efectos asociados al comportamiento no lineal de la estructura en modelos con fines de diseño estructural, para comparar estos modelos con modelos desarrollados conforme a los criterios de la práctica actual y, así, poder discernir qué beneficios llevaría a la práctica el uso de factores de reducción de rigidez por deterioro en los elementos estructurales.

Las consideraciones de análisis hechas en los modelos calibrados simplificados, en adición a las mencionadas para los modelos calibrados refinados (secciones 4 y 5), son el empleo de factores de reducción de rigidez de los elementos estructurales para tomar en cuenta su deterioro, en función de la ductilidad global por desplazamiento, o bien, en función del nivel de distorsión de entrepiso esperado u observado.

Las características generales de los modelos, que comparten con los modelos calibrados refinados son las siguientes :

- El cuerpo anexo al edificio se incluyó para considerar su contribución a las propiedades dinámicas del sistema
- La forma escalonada de los pisos de estacionamiento se tomó en cuenta con la longitud efectiva de las columnas en esos niveles
- Masas reales y distribuidas de acuerdo a su ubicación en planta
- Zona rígida de las uniones viga–columna del 50 por ciento de la dimensión de estas en la dirección de análisis
- Módulos de elasticidad con base en los resultados de ensayos experimentales
- Ancho efectivo de la losa de acuerdo al RCDF (NTCC, 1993)
- Los pretiles continuos con las losas se tomaron en cuenta para estimar la rigidez efectiva de las trabes y la dimensión efectiva de las zonas rígidas de las uniones viga–columna
- Cubos de escaleras y elevadores
- Rampas de estacionamiento
- Efectos de interacción suelo–estructura con el criterio de Novak *et al.* (1983)
- Se propuso, para tomar en cuenta la pérdida de rigidez de los elementos T1 durante los eventos sísmicos moderados, emplear el criterio de secciones desacopladas, en vez de usar directamente factores de reducción de rigidez. Esto se propuso así porque es un criterio más ampliamente aplicable estimar el momento de inercia de la sección transversal de un elemento con la hipótesis de secciones desacopladas, que estimar un factor de reducción en el cual habría que tener en cuenta la cuantía y disposición del acero de refuerzo y del acero estructural.

El empleo de factores de reducción de rigidez es característica particular de los modelos calibrados simplificados. Los factores de reducción de rigidez se emplearon de esta forma:

- En columnas y losas de concreto reforzado, para tomar en cuenta su agrietamiento
- En muros de concreto reforzado y de mampostería, para tomar en cuenta tanto sus condiciones de borde como el agrietamiento que presentan
- En diagonales de acero, para considerar dos fuentes de pérdida de rigidez: la debida al cambio en las condiciones de apoyo de las diagonales al deslizar las placas de acero de los elementos T1 en que se apoyan, con respecto al concreto y, la debida al daño que sufren las diagonales cuando se ven sometidas a valores elevados de distorsión de entrepiso, como es de esperar se presenten en sismos fuertes o muy fuertes.

En la tabla 15 se presentan los factores de reducción de rigidez por deterioro de la propuesta de Paulay y Priestley (1992) que se emplearon en este estudio, mientras que en la tabla 16 aparecen

factores de reducción adicionales, para losas planas reticulares y muros de mampostería (Murià Vila *et al.*, 1997b). En el caso de las losas, los factores se estimaron con base en un análisis especial que tomó en cuenta el ancho de viga equivalente de éstas (Gamboa, 1997), mientras que para los muros de mampostería, los factores de reducción se estimaron con base en los resultados de ensayos experimentales de muros desarrollados por Flores y Alcocer (1996) y Alcocer *et al.* (1999).

La propuesta de este estudio, para factores de reducción de rigidez en diagonales de acero empleadas en la rehabilitación de estructuras de concreto, se presenta en la tabla 17. El desarrollo completo de esta propuesta aparece en el apéndice D.

6.2 Modelos calibrados simplificados

Se desarrollaron varios modelos calibrados simplificados para compararlos contra los modelos calibrados refinados para sismos moderados (95-1 y 99-3) presentados en las secciones 4 y 5. Los modelos calibrados simplificados son los siguientes:

CS-SIS95-1 ($\mu = 3$ y $\mu = 6$)

Se construyó para compararlo con el modelo **C-SIS 3**, corresponde al evento 95-1. En este modelo se emplearon factores de reducción de 0.80 en columnas, 0.30 en losas y 0.50 en muros de concreto, los cuales corresponden a un valor de $\mu = 3$ del criterio de Paulay y Priestley (1992). Se empleó un factor de 0 en muros de mampostería, debido los valores máximos de distorsión observados en el edificio durante el evento 95-1 (tabla 6). En el caso $\mu = 6$, los factores empleados fueron 0.60 en columnas, 0.15 en losas y 0.25 en muros de concreto.

Cabe mencionar que, aunque los modelos calibrados simplificados de este estudio se nombraron empleando la notación $\mu = 3$ y $\mu = 6$, esto no implica que se espera que el edificio desarrolle tales niveles de ductilidad global, sino que debe interpretarse que, los modelos tienen factores de reducción de rigidez por deterioro asociados a las condiciones de daño que se espera tenga la estructura para sismos fuertes y muy fuertes, respectivamente.

En la tabla 18 se presentan las frecuencias de vibración teóricas obtenidas con los modelos calibrados simplificados (CS-SIS), y se comparan con las identificadas de los registros sísmicos (eventos 95-1 y 99-3) y las obtenidas de los modelos calibrados refinados (C-SIS).

El modelo **CS-SIS95-1** para $\mu = 3$, sobrestima la rigidez del edificio durante el evento 95-1, pero su aproximación con respecto al modelo refinado es notoria en los tres componentes. En el caso $\mu = 6$ puede verse que este modelo reproduce muy bien las frecuencias identificadas en L y en T, pero difiere en R.

Debe notarse que el modelo simplificado que mejor reprodujo las frecuencias identificadas en el evento 95-1 fue el que tiene los factores de reducción de rigidez asociados a un comportamiento de $\mu = 6$ en la propuesta de Paulay y Priestley (1992), el cual es un factor asociado a un daño severo. Sin embargo, hay que tener presente que, aunque numéricamente las frecuencias de el modelo para $\mu = 6$ hayan coincidido con las frecuencias identificadas del análisis de los registros sísmicos, esto no quiere decir que durante el evento 95-1 el edificio haya desarrollado tal

ductilidad; más bien esto implica que el daño acumulado en el edificio, por efecto de numerosos eventos sísmicos, resulta en una pérdida de rigidez aparente que se acerca a la que se esperaría tuviera un edificio sano al ser afectado por un sismo muy intenso.

CS-SIS99-3 ($\mu = 3$ y $\mu = 6$)

Se construyó para compararlo con el modelo C-SIS 7, corresponde al evento 99-3. En el modelo CS-SIS99-3 asociado a $\mu = 3$ se emplearon factores de reducción de 0.80 en columnas, 0.30 en losas y 0.50 en muros de concreto, se empleó un factor de 0 en muros de mampostería, debido los valores máximos de distorsión observados en el edificio durante el evento 99-3 (tabla 6) y se empleó el criterio de secciones desacopladas tomando en cuenta la ocurrencia de deslizamiento en las interfaces concreto-acero estructural y concreto-concreto entre los elementos originales y de rehabilitación, por las mismas razones que en el modelo calibrado refinado.

El factor de reducción de rigidez por deterioro directo para las diagonales de acero fue 1 (tabla 17), porque las diagonales del edificio son muy fuertes, en ningún caso su relación de esbeltez KL / r es mayor que 25, y porque las distorsiones de entrepiso observadas para el evento 99-3 no superaron el límite de distorsión ($\gamma = 1.0$ por ciento) para el cual se puede considerar que se mantienen en el intervalo elástico lineal de comportamiento. Sin embargo, se empleó un factor de reducción de rigidez por deterioro indirecto de 0.45, para tomar en cuenta la pérdida de rigidez que sufren las diagonales al cambiar sus condiciones de apoyo cuando deslizan las placas de acero de los elementos en los que se apoyan, con respecto al concreto. Esto es válido tanto para el modelo con $\mu = 3$ como para el modelo con $\mu = 6$.

En este caso, el modelo CS-SIS99-3 asociado a $\mu = 3$, sobrestima la frecuencia del edificio identificada durante el evento 99-3 en los tres componentes (tabla 18), su aproximación con respecto al modelo refinado es mayor en los componentes L y T, con un mayor error en R.

En el modelo CS-SIS99-3 asociado a $\mu = 6$ se emplearon factores de reducción de 0.60 en columnas, 0.15 en losas y 0.25 en muros de concreto y el criterio de secciones desacopladas igual al modelo asociado a $\mu = 3$. Las frecuencias obtenidas con este modelo subestiman la rigidez del edificio en L y R, pero la sobrestima en el componente T.

Es importante recalcar que las diagonales de rigidez lateral equivalente de los modelos calibrados simplificados sólo toman en cuenta la pérdida de rigidez de las diagonales por los cambios en sus condiciones de apoyo, ya que, aunque la propuesta de factores de reducción de rigidez toma en cuenta un daño directo en las diagonales, por las distorsiones a las que éstas se vieron sometidas, se mantuvieron en el intervalo elástico lineal de comportamiento, por lo que se estimó que en los eventos 99-1 o 99-3 no se alcanzaron sus cargas críticas de pandeo o de fluencia y el factor de reducción de rigidez por deterioro directo fue unitario.

El uso de los factores de reducción de rigidez empleados en la construcción de los modelos calibrados simplificados en el desarrollo de modelos con fines de diseño debe limitarse a elementos similares a los de la estructura en estudio y que cumplan con los parámetros especificados para su aplicabilidad. Particularmente los factores de reducción de rigidez para mampostería son aplicables a muros diafragma, no son aplicables a estructuras completamente construidas a base de muros de mampostería. La aplicabilidad de los factores de reducción de

rigidez para diagonales de acero está limitada a que éstas cumplan el requisito de ductilidad y que su relación de esbeltez esté comprendida entre 10 y 120.

6.3 Modelos ingenieriles

Se construyeron modelos ingenieriles del edificio para estimar los errores cometidos al evaluar las propiedades dinámicas de éste con criterios de la práctica profesional, y así tener una idea de la magnitud de la incertidumbre que se tiene en la estimación de las propiedades dinámicas de una estructura, cuando se usan estos criterios para construir modelos con fines de diseño estructural.

Además de comparar los resultados de los modelos ingenieriles con las propiedades dinámicas identificadas, se comparan con los resultados de los modelos calibrados refinados y calibrados simplificados, para conocer qué tanto distan de los generados con aquéllos, y saber en cuánto mejorará el empleo de los modelos calibrados simplificados, con respecto a los modelos ingenieriles, la aproximación de las propiedades dinámicas reales del edificio.

Para los modelos ingenieriles se emplearon las principales hipótesis que se utilizan en la práctica profesional, las cuales se recopilaron por medio de una encuesta aplicada a despachos de cálculo estructural (Murià Vila *et al.*, 1997b). Como se observó que respecto a algunos de estos puntos existen discrepancias en su consideración en la práctica profesional, se construyeron modelos variando los aspectos más significativos: muros de mampostería, efectos ISE y zonas rígidas en las uniones viga–columna.

Las consideraciones generales de los modelos ingenieriles (I-SIS) fueron:

- Módulo de elasticidad de diseño
- Masas de diseño uniformemente distribuidas
- Zonas rígidas (ZR) de 0, 50 y 100 por ciento en las conexiones viga–columna
- Sección bruta de elementos estructurales
- Contribución de la losa según el RCDF (NTCC, 1993)
- Muros de concreto en cubos de elevadores
- Muros de mampostería
- Efectos ISE con el criterio de Novak *et al.* (1983).

Se construyeron modelos variando las zonas rígidas de 0, 50 y 100 por ciento en las conexiones viga–columna con objeto de conocer cuál sería la mejoría con respecto a los modelos calibrados, aunque en la práctica el valor de 50 por ciento no es comúnmente empleado.

Modelos ingenieriles para diseño

Los errores de los modelos ingenieriles para diseño en la estimación de las propiedades dinámicas de la estructura medidas en sismos de moderada intensidad antes y después de la segunda rehabilitación del edificio se presentan en las tabla 19 y 20, respectivamente.

Los menores errores en la estimación de las frecuencias de vibración del edificio durante el evento 95-1 los tienen los modelos en los que no se consideran zonas rígidas, en particular el modelo con efectos ISE pero en el cual no se considera la aportación de la rigidez de la mampostería es el que mejor aproxima las frecuencias de vibración identificadas de los registros sísmicos, siendo sus errores de 32 y 34 por ciento en los componentes L y T respectivamente, y de 55 por ciento en R.

Lo mismo sucede para el evento 99-3. En el modelo ingenieril de diseño para la segunda rehabilitación de la estructura sin zonas rígidas, con efectos ISE y sin mampostería los errores en la estimación de las frecuencias del edificio identificadas en el evento 99-3 son de 34 y 32 por ciento en los componentes L y T respectivamente, y de 42 por ciento en R. Las diferencias en las frecuencias obtenidas entre los modelos con zonas rígidas de 0 y 100 por ciento fueron pequeñas.

6.4 Comparación de los modelos calibrados, calibrados simplificados e ingenieriles

Para comparar los resultados de los modelos ingenieriles con los obtenidos con los modelos calibrados refinados y calibrados simplificados se empleó la expresión:

$$e_{I-SIS} = 100 (f_{I-SIS} - f_{C-SIS}) / f_{C-SIS} \quad (4)$$

Donde:

e_{I-SIS} - error relativo de la frecuencia del modelo ingenieril con respecto a la frecuencia del modelo calibrado

f_{I-SIS} - frecuencia del modelo ingenieril

f_{C-SIS} - frecuencia del modelo calibrado (refinado o simplificado).

En las tablas 21 y 22 se presentan los resultados de los modelos ingenieriles desarrollados, y se comparan con los modelos calibrados refinados y calibrados simplificados, respectivamente.

6.5 Análisis y discusión de resultados

El objetivo de los modelos calibrados simplificados fue compararlos con modelos desarrollados conforme a la práctica actual, para saber qué beneficios daría a la práctica el uso de factores de reducción de rigidez en los elementos estructurales. Se observó que las frecuencias calculadas de los modelos calibrados refinados fueron similares a las de los modelos calibrados con factores de reducción de rigidez constantes, lo que hace suponer que el usar estos factores proporcionará a los modelos simplicidad y mejor aproximación en la estimación de las propiedades dinámicas.

Con el afán de estimar la influencia de los efectos ISE en las propiedades dinámicas de los modelos, se aprovecharon los modelos calibrados simplificados, desarrollados para los eventos

95-1 y 99-3, y se compararon las frecuencias obtenidas con los modelos considerando base rígida y base flexible. Se encontró que, para el evento 95-1, el no tomar en cuenta los efectos ISE lleva a frecuencias de los modos fundamentales 9 por ciento mayores, en promedio, en los componentes L y T, y 1.5 por ciento mayores en torsión. Para el evento 99-3, no considerar los efectos ISE repercute en un aumento promedio de las frecuencias fundamentales, de los componentes L y R, de 7 por ciento, mientras que en el componente T la frecuencia aumentó en 20 por ciento.

De las frecuencias naturales de vibrar obtenidas con los modelos ingenieriles se aprecia que sus diferencias, con respecto a los modelos calibrados, crecen significativamente cuando no se toman en cuenta los efectos ISE (tabla 21), puesto que el análisis comparativo muestra que con los modelos ingenieriles que consideran efectos ISE los errores varían entre 26 y 42 por ciento en el caso del evento 95-1, y entre 40 y 78 por ciento para el evento 99-3. Omitiendo los efectos ISE los errores varían entre 32 y 68 por ciento para el evento 95-1 y entre 67 y 112 por ciento para el evento 99-3.

En la tabla 22 se presentan los errores de los modelos ingenieriles con respecto a los calibrados simplificados. Se observa que los modelos ingenieriles presentan mayores errores con respecto a los modelos calibrados simplificados cuando no incluyen los efectos ISE, y aún más si consideran muros de mampostería. Los errores de los modelos ingenieriles con respecto a los calibrados simplificados varían entre 21 y 40 por ciento considerando los efectos ISE en el caso del evento 95-1, y entre 35 y 62 por ciento para el evento 99-3. Cuando no se toman en cuenta los efectos ISE, los errores de los modelos ingenieriles con respecto a los calibrados simplificados varían entre 29 y 62 por ciento para el evento 95-1, y entre 58 y 102 por ciento para el evento 99-3.

En la comparación de las frecuencias naturales de vibrar de los modelos ingenieriles con respecto a los calibrados simplificados se encontró que las frecuencias de los modelos ingenieriles sólo se acercan a las de los calibrados cuando se consideran adecuadamente los efectos ISE y los muros de mampostería, pues de lo contrario los errores crecen apreciablemente.

Con objeto de conocer la influencia, en la evaluación de las propiedades dinámicas del edificio, de considerar en un modelo la condición de carga viva real, tal como se hizo con los modelos calibrados, o de tomar en cuenta la carga viva de diseño, como en los modelos ingenieriles, se hizo la comparación entre ambas condiciones de carga, empleando un modelo desarrollado para la situación del edificio antes de la segunda rehabilitación. Se encontró que emplear la carga viva de diseño incrementó la masa del edificio en 5 por ciento con respecto a emplear la carga viva real, y que las frecuencias disminuyen, en promedio, en 2.7 por ciento.

7 COMENTARIOS FINALES Y CONCLUSIONES

Se construyeron modelos analíticos de un edificio instrumentado, para la estructura original y dos configuraciones de rehabilitación distintas y para diferentes condiciones de esfuerzo y de deterioro. Los modelos desarrollados se dividieron en calibrados refinados, calibrados simplificados e ingenieriles, atendiendo al conjunto de hipótesis en las que se basan.

La aportación que se buscó hacer en este trabajo fue, primeramente, establecer y validar criterios para construir modelos analíticos calibrados de una estructura instrumentada, en los que se

95-1 y 99-3, y se compararon las frecuencias obtenidas con los modelos considerando base rígida y base flexible. Se encontró que, para el evento 95-1, el no tomar en cuenta los efectos ISE lleva a frecuencias de los modos fundamentales 9 por ciento mayores, en promedio, en los componentes L y T, y 1.5 por ciento mayores en torsión. Para el evento 99-3, no considerar los efectos ISE repercute en un aumento promedio de las frecuencias fundamentales, de los componentes L y R, de 7 por ciento, mientras que en el componente T la frecuencia aumentó en 20 por ciento.

De las frecuencias naturales de vibrar obtenidas con los modelos ingenieriles se aprecia que sus diferencias, con respecto a los modelos calibrados, crecen significativamente cuando no se toman en cuenta los efectos ISE (tabla 21), puesto que el análisis comparativo muestra que con los modelos ingenieriles que consideran efectos ISE los errores varían entre 26 y 42 por ciento en el caso del evento 95-1, y entre 40 y 78 por ciento para el evento 99-3. Omitiendo los efectos ISE los errores varían entre 32 y 68 por ciento para el evento 95-1 y entre 67 y 112 por ciento para el evento 99-3.

En la tabla 22 se presentan los errores de los modelos ingenieriles con respecto a los calibrados simplificados. Se observa que los modelos ingenieriles presentan mayores errores con respecto a los modelos calibrados simplificados cuando no incluyen los efectos ISE, y aún más si consideran muros de mampostería. Los errores de los modelos ingenieriles con respecto a los calibrados simplificados varían entre 21 y 40 por ciento considerando los efectos ISE en el caso del evento 95-1, y entre 35 y 62 por ciento para el evento 99-3. Cuando no se toman en cuenta los efectos ISE, los errores de los modelos ingenieriles con respecto a los calibrados simplificados varían entre 29 y 62 por ciento para el evento 95-1, y entre 58 y 102 por ciento para el evento 99-3.

En la comparación de las frecuencias naturales de vibrar de los modelos ingenieriles con respecto a los calibrados simplificados se encontró que las frecuencias de los modelos ingenieriles sólo se acercan a las de los calibrados cuando se consideran adecuadamente los efectos ISE y los muros de mampostería, pues de lo contrario los errores crecen apreciablemente.

Con objeto de conocer la influencia, en la evaluación de las propiedades dinámicas del edificio, de considerar en un modelo la condición de carga viva real, tal como se hizo con los modelos calibrados, o de tomar en cuenta la carga viva de diseño, como en los modelos ingenieriles, se hizo la comparación entre ambas condiciones de carga, empleando un modelo desarrollado para la situación del edificio antes de la segunda rehabilitación. Se encontró que emplear la carga viva de diseño incrementó la masa del edificio en 5 por ciento con respecto a emplear la carga viva real, y que las frecuencias disminuyen, en promedio, en 2.7 por ciento.

7 COMENTARIOS FINALES Y CONCLUSIONES

Se construyeron modelos analíticos de un edificio instrumentado, para la estructura original y dos configuraciones de rehabilitación distintas y para diferentes condiciones de esfuerzo y de deterioro. Los modelos desarrollados se dividieron en calibrados refinados, calibrados simplificados e ingenieriles, atendiendo al conjunto de hipótesis en las que se basan.

La aportación que se buscó hacer en este trabajo fue, primeramente, establecer y validar criterios para construir modelos analíticos calibrados de una estructura instrumentada, en los que se

consideraran las variables de más importancia para las propiedades dinámicas y la respuesta sísmica de ésta. La segunda aportación que se pretendió lograr fue validar la propuesta del empleo de factores de reducción de rigidez en elementos estructurales para tomar en cuenta, de una forma simplificada, el deterioro que ha sufrido la estructura por efecto de varios eventos sísmicos, y analizar la posibilidad de extender su aplicación a modelos analíticos (ingenieriles) con fines de diseño estructural, evaluando para ello la mejoría de los modelos calibrados simplificados con respecto a los ingenieriles en la estimación de las propiedades dinámicas del edificio instrumentado. El empleo de estos factores de reducción de rigidez puede darse en el diseño de edificios con elementos estructurales similares a los estudiados aquí.

Se logró reproducir la respuesta registrada en el edificio durante diferentes eventos sísmicos empleando modelos lineales calibrados. Para ello fueron importantes las observaciones hechas en las inspecciones al edificio después de los eventos sísmicos, el análisis y la interpretación de los registros sísmicos y el estudio de la literatura técnica sobre comportamiento de estructuras rehabilitadas.

Las observaciones hechas al inspeccionar la estructura permitieron hacer consideraciones de análisis congruentes con el nivel de deterioro observable en ésta, al determinarse los daños en cada sismo y los acumulados; si bien, en el caso de los sismos moderados después de la segunda rehabilitación del edificio, no se asoció inicialmente el deterioro observado en las inspecciones en los elementos compuestos de rehabilitación con una pérdida de rigidez significativa.

El análisis y la interpretación de los registros sísmicos permitió detectar que la estructura, antes y después de la segunda rehabilitación, perdió rigidez debido al deterioro causado por los sismos moderados y, en algunos casos, por los sismos pequeños. Con la información aportada por la instrumentación se cuantificó la pérdida de rigidez originada por cada evento, y la acumulada, lo que dio los parámetros contra los cuales se calibraron los modelos analíticos.

La revisión de la literatura técnica aportó información sobre el comportamiento del sistema de rehabilitación ante cargas laterales sísmicas, dio fundamento a los análisis de los elementos estructurales y de los modelos de elementos finitos, y orientó la formulación de las consideraciones de análisis de los modelos para sismos de moderada intensidad.

La calibración de los modelos se desarrolló tomando en cuenta las frecuencias de vibración así como la respuesta estructural (historias de aceleraciones, desplazamientos y distorsiones de entrepiso).

Los modelos del edificio original indican que las frecuencias del edificio antes de los sismos de 1985 pudieron ser mayores que la frecuencia del sitio (0.5 Hz); durante el sismo del 19 de septiembre de 1985, el deterioro sufrido por losas y columnas del edificio pudo generar una disminución de las frecuencias de vibración del edificio, lo que habría propiciado que las demandas actuantes sobre la estructura bajaran, con lo cual el edificio habría tenido menor daño.

Con los modelos de la primera rehabilitación se logró reproducir razonablemente bien las frecuencias naturales del edificio en condiciones de vibración ambiental con los modelos C-VA 1 y C-VA 2. Las frecuencias estimadas con estos modelos difieren de las experimentales en menos de 8 por ciento para los componentes traslacionales.

En los modelos para reproducir la respuesta del edificio con la primera rehabilitación, ante sismos de pequeña intensidad (C-SIS 1 y C-SIS 2), las frecuencias de vibración analíticas difieren de las experimentales en menos de tres por ciento en traslación y hasta un 11 por ciento en torsión. En el modelo para sismos de moderada intensidad (C-SIS 3), las diferencias entre las frecuencias teóricas y experimentales van desde un 10 por ciento en traslación hasta un 30 por ciento en torsión.

La mayoría de estos modelos tienden a sobrestimar las frecuencias naturales de vibrar en torsión del edificio. Una posible causa es que los muros de concreto, por sus condiciones de confinamiento y anclaje, tienen un comportamiento estructural variable, en función del estado de deformación que le impongan las solicitaciones sísmicas, por lo cual es difícil aproximar la rigidez que aportan a la estructura. Por ello, el grado de acoplamiento de estos muros con las columnas que los confinan constituye una fuente de incertidumbre en la estimación de las propiedades dinámicas del edificio.

De la comparación de las historias de distorsión de entrepiso teóricas y experimentales, antes de la segunda rehabilitación, pudo verse en términos generales que tanto para los eventos de pequeña como para los de moderada intensidad, la discrepancia entre las respuestas teórica y experimental es mayor en la medida que difieren las frecuencias identificada y teórica, y que ésta disminuye cuando las frecuencias coinciden. En los sismos de pequeña intensidad la coincidencia entre las frecuencias teórica y experimental se da en prácticamente todo el registro, mientras que en los eventos de moderada intensidad no hay buena concordancia al principio de los registros, pero si la hay en la parte restante. Se observó que la diferencia entre los amortiguamientos experimental y el empleado en los modelos teóricos ($\xi = 5$ por ciento) es una fuente de error en la estimación de las amplitudes máximas de respuesta.

Se logró reproducir muy bien las frecuencias naturales en condiciones de vibración ambiental del edificio ya con la segunda rehabilitación con el modelo C-VA 3.

Con los modelos para la segunda rehabilitación también se logró reproducir la respuesta sísmica del edificio durante diferentes eventos sísmicos. El modelo calibrado para sismos de pequeña intensidad (C-SIS 4) sirvió para reproducir la respuesta registrada en los eventos 97-2 y 98-1.

En los eventos de moderada intensidad, 99-1 y 99-3, se observó comportamiento no lineal del sistema. Por ello fue necesario hacer consideraciones especiales de análisis para construir los modelos calibrados para ambos eventos. Éstas se basaron en las observaciones y conclusiones desarrolladas por varios autores en investigaciones sobre el comportamiento de estructuras de concreto dañadas y rehabilitadas.

De las consideraciones hechas en los modelos de la segunda rehabilitación para los eventos 99-1 y 99-3, una de las más importantes fue estimar la rigidez de las trabes y columnas de rehabilitación considerando el trabajo por fricción-cortante o por fuerza cortante directa en las varillas en sus interfaces concreto-concreto y concreto-acero estructural, esto en función de un análisis realizado ex-profeso, y el estimar la rigidez lateral de la estructura tomando en cuenta, en la rigidez de las diagonales de acero, los efectos del deslizamiento en las interfaces de trabes y columnas de rehabilitación, lo cual se logró hacer de forma aproximada, al emplear modelos de elementos finitos en los que se modeló discontinuidad en las interfaces entre los elementos de concreto reforzado y acero estructural.

Con estas consideraciones se logró construir modelos calibrados para los eventos 99-1 (C-SIS 5) y 99-3 (C-SIS 7) que reprodujeron las propiedades dinámicas y la respuesta sísmica registrada.

Los modelos calibrados desarrollados para los eventos 95-1 y 99-3 se emplearon para estimar las demandas máximas de coeficiente sísmico actuantes en tales sismos. En el caso del evento 95-1 el coeficiente sísmico estimado resultó pequeño (0.08) comparado con el estipulado por el reglamento vigente (RCDF, 1993) para la estructura; sin embargo, en el caso del evento 99-3, el coeficiente sísmico estimado (0.16) no es despreciable tomando en cuenta que se trata de un sismo de servicio.

La comparación entre los modelos con los efectos ISE estimados con los criterios de Luco (1980) y de Novak *et al.* (1983), mostró que en ambos casos los mayores errores aparecen en el componente de torsión. Además, los errores son mayores para los movimientos sísmicos de moderada intensidad que para los movimientos de pequeña amplitud (sismos pequeños y vibración ambiental).

Por otra parte, el análisis del comportamiento de las interfaces concreto-concreto y concreto-acero estructural desarrollado mostró que una posible explicación de la pérdida de rigidez de la estructura, y de la consecuente disminución de las frecuencias del sistema, es que las demandas sísmicas impuestas a la estructura por el evento 99-3 originaron que los elementos de rehabilitación estuviesen sometidos a fuerzas cortantes tales que debieron ser resistidas por medio de la acción de fuerza cortante directa de sus anclas; los deslizamientos y la pérdida de rigidez de las interfaces inherentes a este mecanismo serían la causa de una parte de la degradación de rigidez global, pero también de una mayor disipación de energía. Mientras que los elementos estructurales de rehabilitación pudieron resistir las fuerzas cortantes a través del mecanismo de fricción-cortante, contribuyeron también a elevar el amortiguamiento del sistema.

Puede señalarse que, al rebasarse la capacidad de los elementos de rehabilitación para tomar fuerza cortante con el mecanismo de fricción-cortante, se genera en el edificio un problema de estado límite de servicio, puesto que se ha observado que la degradación de rigidez que experimenta el sistema lo conduce a las zonas de mayores amplitudes espectrales, teniéndose como consecuencia una mayor respuesta estructural, mayores posibilidades de daños no estructurales, e incomodidad y temor en los usuarios del edificio. Sin embargo, aunque la forma de trabajo de los elementos de rehabilitación genera estos inconvenientes, pudo apreciarse que el mecanismo de fuerza cortante directa en las varillas aporta a estos elementos una reserva de resistencia suficiente para cubrir las demandas que les imponen sismos de moderada intensidad.

Los distintos análisis practicados llevaron a la conclusión de que es necesario tomar en cuenta la pérdida de rigidez de la estructura, ocasionada por el deterioro debido al deslizamiento en las interfaces concreto nuevo-concreto existente y concreto-acero estructural de los elementos de rehabilitación, para reproducir la respuesta estructural ante los eventos sísmicos de mayor intensidad. Lo anterior hace pensar en que al diseñar un sistema estructural con elementos compuestos de concreto reforzado y acero estructural, debe tenerse muy claro el comportamiento de éstos, principalmente la forma en que resisten las acciones que en ellos obran, y la forma en que interactúan los elementos de concreto y los de acero, y cómo se transmiten las fuerzas entre ambos materiales. Es importante que las interfaces entre elementos nuevos y originales se mantengan trabajando monolíticamente, de manera que se evite en lo posible pérdidas de rigidez que pueden conducir al sistema hacia una mayor respuesta sísmica cuando la frecuencia del sistema sin deterioro es mayor que la frecuencia dominante del sitio.

Las frecuencias calculadas de los modelos calibrados refinados del edificio fueron similares a las de los modelos calibrados con factores de reducción de rigidez constantes, lo que hace suponer que el usar estos factores proporcionarán a los modelos una simplicidad y una mejor aproximación en la estimación de las propiedades dinámicas.

Por lo anterior, es recomendable usar los factores de reducción de rigidez para construir modelos analíticos de otros edificios, a fin de evaluar los resultados que se alcancen, y poder aportar conclusiones con base en una muestra representativa.

En la comparación de las frecuencias naturales de vibrar de los modelos ingenieriles con respecto a los calibrados simplificados, se encontró que las frecuencias de los modelos ingenieriles sólo se acercan a las de los calibrados cuando se consideran adecuadamente los efectos ISE y los muros de mampostería, pues de lo contrario los errores pueden llegar a ser significativos.

Los resultados mostraron que las consideraciones de análisis hechas para desarrollar los modelos calibrados son válidas, y que es necesario apoyarse en las observaciones hechas al inspeccionar los daños ocurridos para poder construir un modelo calibrado de una estructura rehabilitada y deteriorada.

El conjunto de análisis efectuados mostró claramente la necesidad de contar con criterios de análisis estructural que lleven a construir modelos capaces de estimar con buena aproximación las propiedades dinámicas de una estructura al estar sometida a una excitación sísmica, puesto que de ello depende la adecuada valoración de las máximas demandas que actuarán sobre la estructura y por ende, el diseño de los elementos estructurales que habrán de resistir tales demandas.

REFERENCIAS

- ACI Committee 318, (1983)**, "Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318-83)", American Concrete Institute, Detroit
- AIJ, (1994)**, Architectural Institute of Japan, "Structural Design Guidelines for Reinforced Concrete Buildings", marzo
- Aire, C. y Murià Vila, D., (1993)**, "Evaluación de las propiedades mecánicas de un edificio de 14 niveles", Informe Interno, Proyecto 2561, Instituto de Ingeniería, UNAM, enero
- Alcocer Martínez de Castro, S., Murià Vila, D. y Peña, I., (1999)**, "Comportamiento dinámico de muros de mampostería confinada", Instituto de Ingeniería, UNAM, Serie Azul, No 615
- Aslani, F. y Goel, S., (1991)**, "Stitch spacing and local buckling in seismic-resistant double-angle braces", *Journal of Structural Engineering*, 117(8), agosto, pp. 2442-2463
- Bass, R. A., Carrasquillo, R. L. y Jirsa, J. O., (1989)**, "Shear transfer across new and existing concrete interfaces", *ACI Structural Journal*, 86(4), julio-agosto, pp. 639-649
- Bazán, T. E. y Meli, R., (1984)**, *Manual de diseño sísmico de edificios*, Limusa, México
- Bush, T. D., Jones, E. A. y Jirsa, J. O., (1991)**, "Behavior of RC frame strengthened using structural steel bracing", *Journal of Structural Engineering*, 117(4), abril, pp. 1115-1126
- Cook, R. A., Collins, D. M., Klingner, R. E. y Polyzois, D., (1992)**, "Load-deflection behavior of cast-in-place and retrofit anchors", *ACI Structural Journal*, 89(6), noviembre-diciembre, pp. 383-393
- Flores, L. E. y Alcocer, S. M., (1996)**, "Calculated response of confined masonry structures", Memorias Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, artículo No. 1830, CD-ROM
- Fuentes Olivares, L., Murià Vila, D. y Gamboa, V., (1999)**, "Modelos calibrados de un edificio instrumentado", Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, Morelia, Michoacán, noviembre, V. II, pp. 658-667
- Gamboa, V., (1997)**, "Respuesta inelástica de un edificio instrumentado en la ciudad de México," Tesis de Maestría, DEPMI, UNAM, México
- Habibullah, A., (1998)**, "Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems", Users Guide, Computers and Structures, Berkeley, California
- Horvilleur, J. F. y Cheema, M. A. (1994)**, "Análisis lateral de marcos de concreto reforzado sometidas a cargas laterales sísmicas", Memorias del IX Congreso Mexicano de Ingeniería Estructural, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, Zacatecas, Zac., 29 de octubre al 1 de noviembre, V. I, pp. 244-259

Jain, A. K., Goel, S. C. y Hanson, R., (1978), "Hysteresis behavior of bracing members and seismic response of braced frames with different proportions", Report No UMEE 78R3, Department of Civil Engineering, The University of Michigan, Ann Arbor, Michigan, julio

Jones, E.A. y Jirsa, J.O., (1986), "Seismic strengthening of a reinforced concrete frame using structural steel bracing", PMFSEL Report No 86-5, Department of Civil Engineering, The University of Texas at Austin, mayo

Klingner, R. E. y Mendonca, J. A., (1982), "Shear capacity of short anchor bolts and welded studs: A literature review", *ACI Journal*, 79(5), septiembre-octubre, pp. 339-349

Lee, H. y Goel, S. C., (1990), "Seismic behavior of steel built-up box-shaped bracing members and their use in strengthening reinforced concrete frames", Research report UMCE 90-7, Department of civil engineering, The University of Michigan, College of Engineering, Ann Arbor, Michigan, mayo

Lee, S. S. y Goel, S. C., (1987), "Seismic behavior of hollow and concrete filled square tubular bracing members", Research Report UMCE 87-11, Department of Civil Engineering, The University of Michigan, College of Engineering, Ann Arbor, Michigan, diciembre

Liu, Z., y Goel, S. C., (1987), "Investigation of concrete filled steel tubes under cyclic bending and buckling", Research report UMCE 87-3, Department of Civil Engineering, The University of Michigan, College of Engineering, Ann Arbor, Michigan, abril

Luco, J. E., (1980), "Soil-structure interaction and identification of structural models", Memorias 2nd ASCE Speciality Conference in Civil Engineering and Nuclear Power, Knoxville, Tennessee, II, artículo No 10-1, pp.10-1-1 – 10-1-31

Luke, P.C.C., Chon, C. y Jirsa, J. O., (1985), "Use of epoxies for grouting reinforcing bar dowels in concrete", PMFSEL Report No.85-2, Department of Civil Engineering, The University of Texas at Austin, septiembre

Masri, A. y Goel, S.C., (1994), "Steel bracing systems for seismic strengthening of reinforced concrete slab-column structures", Research report UMCEE 94-07, Department of Civil and Environmental Engineering, The University of Michigan, College of Engineering, Ann Arbor, Michigan, abril

Meli Piralla, R., Faccioli, E., Murià Vila, D., Quaas R., y Paolucci, R., (1998), "Study of site effects and seismic response of an instrumented building in Mexico City", *Journal of Earthquake Engineering*, 2(1), pp. 89-111

Murià Vila, D., Toro, A. M. y Gamboa, V. J., (1995), "Respuesta sísmica de un edificio alto de la ciudad de México," Instituto de Ingeniería, UNAM. Proyecto 5517, diciembre

Murià Vila, D., Toro, A. M. y Pérez, J., (1996), "Estimación de parámetros estructurales en un edificio instrumentado con un planteamiento modal", Memorias del X Congreso Mexicano de Ingeniería Estructural, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, noviembre, V.I, pp. 327-336

Murià Vila, D., Hernández, J. L., Peña, I. y Toro, A. M., (1997a), "Monitoreo del edificio Jal, año 1997", Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM. Proyecto 7518, diciembre

Murià Vila, D., Torres, J., Fuentes Olivares, L. y González, R., (1997b), "Incertidumbre en la estimación de las frecuencias naturales de vibración en edificios", Instituto de Ingeniería, UNAM. Proyecto 7517, patrocinado por el DDF, octubre

Murià Vila, D., Fuentes Olivares, L., Rodríguez, G. y Zapata, A., (1998), "Instrumentación sísmica del edificio Jal", Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, proyecto 8534, diciembre

Murià Vila, D. y Rodríguez, G., (1999), "Análisis de los registros sísmicos obtenidos de 1993 a 1998 en el edificio Jal", Instituto de Ingeniería, UNAM. Proyecto 9529, patrocinado por el DDF, septiembre

Murià Vila, D., Rodríguez, G., Fuentes Olivares, L. y Zapata, A., (1999), "Monitoreo del edificio Jal, Año 1999", Instituto de Ingeniería, UNAM. Proyecto 9529, patrocinado por el DDF, diciembre

Murià Vila D., Fuentes Olivares, L. y González R., (2000a), "Incertidumbre en la estimación de las frecuencias naturales de vibración de edificios de la ciudad de México", *Información Tecnológica*, 11(3), Centro de Información Tecnológica, La Serena, Chile, pp. 177-184

Murià Vila D., Fuentes Olivares, L. y González R., (2000b), "Uncertainties in the estimation of natural frequencies of buildings in Mexico City", *Memorias Twelve World Conference on Earthquake Engineering*, New Zeland, January 31th to February, 4th, Artículo No. 2092, CD-ROM

Murià Vila, D., Rodríguez, G., Zapata, A., Fuentes Olivares, L. y Toro, A. M., (2000c), "Behaviour of a twice-retrofitted building", sometido a revisión para su posible publicación en el *ISET Journal of Earthquake Technology*, India.

Ngo, D. y Scordelis, A. C., (1967), "Finite element analysis of reinforced concrete beams", *ACI Journal*, 64, marzo, pp.152-163

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (1993), *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, tomo 1, n 356, marzo 25, Departamento del Distrito Federal

Novak, M., y Aboul-Ella, F., (1978), "Impedance functions of piles in layered media", *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, 104(3), junio, pp. 643-661

Novak, M., Nogami, T. y Aboul-Ella, F., (1978), "Dynamic soil reactions for plain strain case", *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, 104(4), agosto, pp. 952-959

Novak, M., Sheta, M., El Sharnouby, B. y El Hifnawy, L., (1983), "DYNA2-A, computer program for calculation of response of rigid foundations to dynamic loads", Report No 83-15, SACDA Inc., London, Ontario, Canadá

Novak, M., y Mitwally, H., (1987), "Random response of offshore towers with pile-soil-pile interaction", Proc. of 6th International Symposium on offshore mechanics and arctic engineering (OMAE), Houston, Texas, marzo, Vol. 1, pp. 329-336

NZS 3101, (1995), "Concrete Structures Standard", Superseding NZS 3101, *Standard New Zealand*

Oehlers, D. J. y Bradford, M. A., (1995), *Composite steel and concrete structural members. Fundamental behaviour*, Elsevier Science Ltd, UK, pp 549

Ollgard, J. G., Slutter, R. G. y Fisher, J. W., (1971), "Shear strength of stud connectors in lightweight and normal weight concrete", *AISC Engineering Journal*, 8(2), abril, pp. 55-64

Paulay, T., Park, R. y Phillips, M. H., (1974), "Horizontal construction joints in cast-in-place reinforced concrete, *ACI Special Publication SP-42*, pp. 599-616

Paulay T. y Priestley N., (1992), *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley Inc

Paz, M., (1994), *International Handbook of Earthquake Engineering*, Chapman Hall, pp. 239-248

Peña G., A., (1996), "Modelo matemático de una estructura alta", Tesis de Licenciatura, FI, UNAM, México

Tang, X. y Goel, S. C., (1987), "Seismic analysis and design considerations of braced steel structures", Research report UMCE 87-4, Department of Civil Engineering, The University of Michigan, College of Engineering, Ann Arbor, Michigan, abril

Toro, A. M., (1997), "Estimación de parámetros estructurales de un edificio instrumentado aplicando una técnica de identificación paramétrica modal", Tesis de maestría, DEPFI, UNAM, México

Valluvan, R., Kreger, M. E. y Jirsa, J. O., (1999), "Evaluation of ACI 318-95 shear-friction provisions", *ACI Structural Journal*, 96(4), julio-agosto, pp. 473-481

White, R. N. y Gergerly, P., (1975), "Shear transfer in thick walled reinforced concrete structures under seismic loading", Report No. 75-10, Cornell University, Ithaca, diciembre

Wiener, D. F. y Jirsa, J.O., (1986), "Attaching steel members to reinforced concrete element", *Dynamic Response of Structures*, ASCE, New York, pp. 302-309

Wilson, E. L. (1997), "Three dimensional dynamic analysis of structures with emphasis on earthquake engineering", Computers and Structures, Berkeley, California, USA, febrero

Wilson, E. L. y Habibullah, A., (1991), "SAP90: Structural analysis users manual", Computers and Structures Inc., Berkeley, California, USA, junio.

NOTACIÓN

Los siguientes símbolos y abreviaturas se emplearon en este trabajo:

- A – área de una varilla de acero de refuerzo
- A_b – área axial bruta de un elemento estructural
- A_{max} – aceleración máxima del suelo
- A_{vf} – área del refuerzo a fricción–cortante
- ANP – análisis no paramétrico, se refiere a técnicas de análisis espectral
- AP – análisis paramétrico, se refiere a técnicas de identificación de sistemas
- b – base de un elemento estructural
- CC – carga axial crítica de un elemento diagonal
- CC_C – carga axial crítica en compresión de un elemento diagonal
- CC_T – carga axial crítica en tensión de un elemento diagonal
- D_{max} – demanda máxima actuante en un elemento estructural
- E_c – módulo de elasticidad de un concreto
- e – error relativo de una variable
- F_y – esfuerzo de fluencia nominal de un acero estructural
- f – frecuencia
- f_y – esfuerzo de fluencia nominal del acero de varillas de refuerzo
- f'_c – resistencia nominal a compresión de un concreto
- H – altura de un entrepiso medida eje a eje
- H_e – altura efectiva de un entrepiso
- H_l – altura de losa reticular
- h – porcentaje de amortiguamiento crítico
- I_{ARIAS} – intensidad sísmica instrumental estimada con el criterio de Arias
- I_b – momento de inercia de la sección transversal de un elemento estructural
- I_g – momento de inercia de la sección transversal de una placa
- I_m – momento de inercia de la sección transversal de una diagonal de acero
- ISE – interacción suelo–estructura
- K – coeficiente de longitud efectiva de un elemento sujeto a carga axial
- L – componente longitudinal del movimiento o dirección larga del edificio
- L_d – longitud de anclaje de un ancla o de una varilla de acero de refuerzo
- L_e – longitud efectiva de anclaje de un ancla o de una varilla de acero de refuerzo
- L_g – longitud disponible para el pandeo de una placa de apoyo
- L_m – longitud de una diagonal de acero
- M_w – magnitud de un sismo estimada usando ondas de período largo
- Num – número de varillas de acero en un lecho o en un elemento estructural completo
- Q – fuerza cortante resistente nominal de un conector de cortante o ancla
- R – componente de torsión del movimiento del edificio
- r – radio de giro de un elemento estructural
- s – separación entre dos anclas o entre dos varillas de acero de refuerzo
- T – componente transversal del movimiento o dimensión corta del edificio
- t – espesor de una placa de acero
- V_m – fuerza cortante resistente máxima de un elemento estructural
- V_n – fuerza cortante resistente nominal de un elemento estructural
- V_r – fuerza cortante resistente residual de un elemento estructural
- V_y – fuerza cortante actuante en un elemento estructural
- VA – vibración ambiental
- ZR – zona rígida de un nudo viga–columna

δ – desplazamiento relativo

ϕ – diámetro de una varilla de acero de refuerzo

γ – distorsión de entrepiso

φ - variable numérica

λ – relación entre las rigideces de un elemento diagonal y las placas en que se apoya

μ – ductilidad global

π – 3.14159...

σ_{nf} – esfuerzo de compresión normal al plano de una interfaz concreto–concreto

ρ – cuantía de acero de refuerzo en un elemento de concreto

ξ – porcentaje de amortiguamiento crítico

TABLAS Y FIGURAS

Tabla 1 Secciones transversales y armados de las columnas del edificio

Niveles: N11 a AZOTEA				
Columnas	Sección (cm)	Armado	Estribos	ρ (%)
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 (40 x 55)	8 # 12 + (4 # 12 + 8 # 5)	# 3 @ 30 + (# 3 @ 20)	3.6 (3.1)
C2, D2	70 x 60 (50 x 40)	8 # 10 + (4 # 12 + 8 # 5)	# 3 @ 30 + (# 3 @ 20)	3.2 (3.5)

Niveles: N8 a N11				
Columnas	Sección (cm)	Armado	Estribos	ρ (%)
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 (45 x 60)	8 # 12 + (4 # 12 + 8 # 5)	# 3 @ 30 + (# 3 @ 20)	3.1 (2.5)
C2, D2	80 x 65 (60 x 45)	8 # 12 + (4 # 12 + 8 # 5)	# 3 @ 30 + (# 3 @ 20)	3.2 (2.6)

Niveles: N5 a N8				
Columnas	Sección (cm)	Armado	Estribos	ρ (%)
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 (50 x 70)	8 # 12 + (4 # 12 + 8 # 5)	# 3 @ 30 + (# 3 @ 20)	2.6 (1.9)
C2, D2	90 x 70 (70 x 50)	8 # 12 + 4 # 10 + (4 # 12 + 8 # 5)	# 3 @ 30 + (# 3 @ 20)	3.1 (2.0)

Niveles: SÓTANO a N4				
Columnas	Sección (cm)	Armado	Estribos	ρ (%)
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 (60 x 80)	12 # 12 + (4 # 12 + 8 # 5)	# 3 @ 30 + (# 3 @ 20)	2.6 (1.4)
C2, D2	100 x 70 (80 x 50)	12 # 12 + (4 # 12 + 8 # 5)	# 3 @ 30 + (# 3 @ 20)	3.0 (1.7)

Nota: Los valores entre paréntesis corresponden a las propiedades de las columnas sin encamisar

Tabla 2. Características de los elementos estructurales de la segunda rehabilitación del edificio

Nivel	Espesor de Placa Metálica en:			Anclas					
	Diagonales	Placas de Conexión	Elementos T1	Columnas			Trabes		
				ϕ (cm)	s (cm)	L_d (cm)	ϕ (cm)	s (cm)	L_d (cm)
Azotea							0.95	20	15
	0.79	0.95	0.79	1.27	20	15			
13							0.95	20	15
	0.79	0.95	0.79	1.27	20	15			
12							0.95	20	15
	0.79	0.95	0.79	1.27	20	15			
11							0.95	20	15
	0.79	0.95	0.79	1.27	20	15			
10							0.95	20	15
	0.79	0.95	0.79	1.27	20	15			
9							1.27	30	15
	0.95	1.27	0.95	1.27	20	15			
8							1.27	30	15
	0.95	1.27	0.95	1.27	20	15			
7							1.27	30	15
	0.95	1.27	0.95	1.27	20	15			
6							1.27	30	15
	0.95	1.27	0.95	1.27	20	15			
5							1.27	30	15
	1.59	1.59	1.59	1.59	20	20			
4							1.27	20	15
	1.59	1.59	1.59	1.59	20	20			
E1							1.27	20	15
	1.59	1.59	1.59	1.59	20	20			
E4							1.27	20	15
	1.59	1.59	1.59	1.59	20	20			
E2							1.27	20	15
	1.59	1.59	1.59	1.59	20	20			
E5							1.27	20	15
	1.59	1.59	1.59	1.59	20	20			
E3							1.27	20	15

ϕ : diámetro de las varillas

s: separación entre varillas

L_d : longitud de anclaje

Nota: Todas las diagonales tienen 20 cm de base y 23 de peralte, y todos los elementos T1 tienen 20 cm de base y 31.5 cm de peralte

Tabla 3. Características de los eventos sísmicos estudiados

Evento	Localización del epicentro	Fecha	M _w	Distancia Epicentral (km)	I _{Arias} (cm/s)	Amáx del Suelo (cm s ⁻²)
93-3	Guerrero	15/05/93	6.0	318	0.3	4
93-4	Guerrero	15/05/93	6.1	315	1.2	11
93-11	Guerrero	24/10/93	6.7	303	2.8	13
94-1	Guerrero	23/05/94	6.3	206	0.6	7
94-3	Guerrero	10/12/94	6.5	280	5.4	17
95-1	Guerrero	14/09/95	7.5	298	19.5	37
95-2	Colima	09/10/95	7.9	532	4.3	12
96-1**	Guerrero	15/07/96	6.6	291	0.7	9
97-1**	Michoacán	11/01/97	7.1	427	5.5	16
97-2*	Guerrero	22/05/97	6.5	285	0.5	5
98-1*	Oaxaca	03/02/98	6.3	515	0.2	4
99-1*	Puebla	15/06/99	6.9	222	13.7	25
99-2*	Guerrero	21/06/99	6.2	285	0.4	5
99-3*	Oaxaca	30/09/99	7.4	455	19.7	34

M_w Magnitud estimada usando ondas de período largo

* Evento registrado con la segunda rehabilitación completa

** Evento registrado con la segunda rehabilitación en proceso

Tabla 4. Propiedades dinámicas identificadas antes de la segunda rehabilitación del edificio

Evento	Fecha	Modo	Frecuencias (Hz)			h (%)	
			L	T	R	L	T
V.A. 3	23/09/92	1	0.73	0.44	0.83	---	---
		2	3.12	1.60	2.54		
		3	5.95	2.93	4.30		
		4	8.89	4.39	6.15		
93-3	15/05/93	1	0.65	0.37	0.57-0.67	2.9	3.1
		2	2.58	1.34	2.16-2.28		
		3	4.81	2.47	3.50-3.80		
93-4	15/05/93	1	0.61	0.35	0.51-0.60	3.7	2.6
		2	2.66	1.29	1.89-1.97		
		3	4.72	2.25	3.30-3.48		
93-11	24/10/93	1	0.57	0.35	0.50-0.55	4.3	2.8
		2	2.47	1.26	1.86-1.92		
		3	4.67	2.20	3.02-3.20		
V.A. 4	25/11/93	1	0.70	0.44	0.68	2.29	1.64
		2	2.64	1.45	2.31		
		3	4.91	2.56	3.81		
		4	7.25	4.00	5.61		
94-1	23/05/94	1	0.55	0.37	0.51-0.59	2.2	2.0
		2	2.22	1.31	1.94		
		3	4.52	2.30	3.28		
94-3	10/12/94	1	0.42-0.53	0.29-0.31	0.43-0.51	4.5	3.4
		2	1.57-2.32	1.22	1.87-2.45		
		3	3.29-4.65	2.12-2.19	3.25-3.39		
V.A. 5	4/02/95	1	0.64-0.66	0.44	0.68	5.1	1.9
		2	2.50-2.54	1.43-1.47	2.25-2.30		
		3	4.83	2.59	3.64		
		4	7.15-7.25	3.94-3.96	5.57		
95-1	14/09/95	1	0.45	0.28	0.43	4.1	3.9
		2	1.94	1.16	1.77		
		3	3.82	1.67	3.31		
V.A. 6	23/09/95	1	0.66	0.42-0.44	0.64-0.66	2.6	3.5
		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		
95-2	9/10/95	1	0.45	0.29	0.46	4.2	4.6
		2	1.88	1.14	1.66		
		3	3.69	1.85	2.64		
96-1	15/07/96	1	0.48	0.32	0.47-0.48	3.2	4.2
		2	1.92	1.18	1.79-1.81		
		3	4.64	1.88	3.19-3.20		

L.- Dirección longitudinal
V.A.- Vibración ambiental

T.- Dirección trasversal

R.- Torsión

h- Porcentaje de amortiguamiento crítico

Tabla 5. Propiedades dinámicas identificadas después de la segunda rehabilitación del edificio

Evento	Fecha	Modo	Frecuencias (Hz)			h (%)	
			L	T	R	L	T
97-1	11/01/97	1	0.56-0.57	0.58-0.61	1.12-1.15	4.2	3.2
		2	2.30-2.70	2.20-2.60	3.50-3.80		
		3	4.70-5.37	5.07-5.33	5.20-6.50		
V.A. 7	25/02/97	1	0.78	0.68	1.47	3.4	3.6
		2	3.00	2.61-2.86	4.18-4.20		
		3	5.40	4.64-4.83	7.40-7.62		
97-2	22/05/97	1	0.73	0.64	1.25-1.33	3.2	1.1
		2	2.94	2.52	4.19-4.22		
		3	4.90	4.70	---		
98-1	03/02/98	1	0.74	0.66	1.29-1.36	2.6	1.5
		2	2.94	2.51	4.17-4.29		
		3	4.73	4.73	---		
99-1	15/06/99	1	0.51-0.54	0.52-0.56	1.00	5.2	4.0
		2	2.67	2.03-2.55	3.24		
		3	4.84-5.09	4.85-5.04	---		
99-2	21/06/99	1	0.59-0.60	0.54-0.55	0.95-1.03	4.4	3.3
		2	2.33-2.51	2.05	2.94		
		3	4.72-5.36	4.86	---		
V.A. 8	06/07/99	1	0.78	0.64	1.37	2.8	2.0
		2	3.22	2.33	3.13-4.20		
		3	5.42-6.69	4.44	6.64-6.93		
99-3	30/09/99	1	0.49-0.52	0.43-0.45	0.89-0.95	4.4	3.6
		2	2.58	2.02-2.30	2.68		
		3	5.05	4.52-5.04	---		

L.- Dirección longitudinal

T.- Dirección trasversal

R.- Torsión

V.A.- Vibración ambiental

h- Porcentaje de amortiguamiento crítico

Tabla 6. Distorsiones de entrepiso, en porcentaje

Evento	Dirección T			Dirección L		
	AC-N11	N11-N6	N6-SC	AC-N11	N11-N6	N6-SC
93-3	0.024	0.041	0.025	0.011	0.017	0.009
93-4	0.063	0.086	0.055	0.034	0.050	0.028
93-11	0.091	0.121	0.056	0.090	0.112	0.067
94-1	0.027	0.040	0.024	0.028	0.036	0.023
94-3	0.130	0.217	0.106	0.223	0.287	0.181
95-1	0.267	0.434	0.259	0.246	0.303	0.199
95-2	0.129	0.172	0.091	0.175	0.214	0.129
96-1**	0.050	0.071	0.039	0.057	0.080	0.043
97-1**	0.063	0.066	0.050	0.080	0.088	0.060
97-2*	0.021	0.020	0.016	0.021	0.029	0.013
98-1*	0.020	0.015	0.012	0.007	0.009	0.006
99-1*	0.312	0.323	0.251	0.141	0.135	0.105
99-2*	0.039	0.028	0.030	0.039	0.035	0.021
99-3*	0.415	0.536	0.315	0.288	0.161	0.128

* Evento registrado con la segunda rehabilitación completa

** Evento registrado con la segunda rehabilitación en proceso

Tabla 7. Estimación de la pérdida de rigidez P en el edificio después de la segunda rehabilitación

Frecuencias (Hz)			
Evento:	L	T	R
97-2	0.73	0.64	1.25
99-1	0.51	0.52	1.00
99-2	0.59	0.54	0.95
99-3	0.49	0.43	0.89
Evaluación de las Pérdidas de Rigidez			
$K_{99.1} / K_{97.2}$	0.49	0.66	0.64
Pérdida P:	51	34	36
$K_{99.2} / K_{97.2}$	0.65	0.71	0.58
Pérdida P:	35	29	42
$K_{99.3} / K_{97.2}$	0.45	0.45	0.51
Pérdida P:	55	55	49

Tabla 8. Propiedades dinámicas del edificio estimadas con modelos analíticos antes de la primera rehabilitación

Condición	Fecha	Modo	Frecuencias (Hz)			Modelo
			L	T	R	
V. A.	Antes 19/09/1985	1	0.75	0.52	0.84	C-VA 85-1
		2	2.52	1.72	2.37	
		3	4.05	3.09	3.66	
Sismos de Pequeña Intensidad	Antes 19/09/1985	1	0.50	0.45	0.52	C-SIS 85-1
		2	1.63	1.52	1.42	
		3	3.32	2.77	2.39	
Sismo Intenso	19-Sep-85	1	0.38	0.34	0.41	C-SIS 85-2
		2	1.30	1.24	1.10	
		3	2.71	2.35	1.86	
V. A	Después 19/09/1985	1	0.44	0.42	0.53	C-VA 85-2
		2	1.52	1.44	1.27	
		3	3.11	2.71	2.15	

Tabla 9. Propiedades dinámicas del edificio estimadas con modelos analíticos calibrados, con efectos ISE modelados con base en el criterio de Luco (1980), para antes de la segunda rehabilitación

Evento	Fecha	Modo	Frecuencias (Hz)						Modelo	Errores (%)		
			Experimentales			Teóricas				L	T	R
			L	T	R	L	T	R				
V.A. 3	23/09/92	1	0.73	0.44	0.83	0.69	0.44	0.85	C - VA 1	-5	0	2
		2	3.12	1.60	2.54	2.46	1.35	2.75		-21	-16	8
		3	5.95	2.93	4.30	4.50	2.30	6.99		-24	-22	63
		4	8.89	4.39	6.15	7.94	3.14	10.38		-11	-28	69
93-3	15/05/93	1	0.65	0.37	0.62	0.62	0.41	0.73	C - SIS 1	-5	11	18
		2	2.58	1.34	2.22	2.42	1.34	2.06		-6	0	-7
		3	4.81	2.47	3.65	4.35	2.47	3.36		-10	0	-8
93-4	15/05/93	1	0.61	0.35	0.56	0.62	0.41	0.73	C - SIS 1	2	17	30
		2	2.66	1.29	1.93	2.33	1.33	2.06		-12	3	7
		3	4.72	2.25	3.39	4.14	2.43	3.32		-12	8	-2
93-11	24/10/93	1	0.57	0.35	0.53	0.54	0.34	0.62	C - SIS 2	-5	-3	17
		2	2.47	1.26	1.89	1.98	1.10	1.77		-20	-13	-6
		3	4.67	2.2	3.11	3.71	2.02	3.13		-21	-8	1
V.A. 4	25/11/93	1	0.70	0.44	0.68	0.71	0.42	0.84	C - VA 1	1	-5	24
		2	2.64	1.45	2.31	2.50	1.39	2.62		-5	-4	13
		3	4.91	2.56	3.81	4.55	2.45	4.17		-7	-4	9
		4	7.25	4.00	5.61	7.99	3.35	6.92		10	-16	23
94-1	23/05/94	1	0.55	0.37	0.55	0.63	0.41	0.71	C - SIS 1	15	11	29
		2	2.22	1.31	1.94	2.42	1.33	1.88		9	2	-3
		3	4.52	2.3	3.28	4.34	2.46	3.24		-4	7	-1
94-3	10/12/94	1	0.48	0.30	0.44	0.48	0.33	0.56	C - SIS 3	0	10	27
		2	1.95	1.22	2.16	1.68	1.06	1.74		-14	-13	-19
		3	3.97	2.16	3.32	3.03	1.90	2.87		-24	-12	-14
V. A. 5	4/02/95	1	0.65	0.44	0.67	0.61	0.41	0.75	C - VA 2	-6	-7	12
		2	2.52	1.45	2.28	1.94	1.35	2.36		-23	-7	4
		3	4.83	2.59	3.75	4.04	2.29	3.89		-16	-12	4
		4	7.2	3.94	5.57	7.68	3.11	6.70		7	-21	20
95-1	14/09/95	1	0.45	0.28	0.43	0.48	0.33	0.56	C - SIS 3	7	18	30
		2	1.94	1.16	1.77	1.81	1.06	1.65		-7	-9	-7
		3	3.82	1.67	3.31	3.32	1.91	3.93		-13	14	19
V.A. 6	23/09/95	1	0.66	0.43	0.65	0.61	0.41	0.75	C - VA 2	-8	-5	15
		2	2.51	1.45	2.23	1.94	1.35	2.36		-23	-7	6
		3	4.64	2.44	3.76	4.04	2.29	3.89		-13	-6	3
		4	7.16	3.87	5.45	7.68	3.11	6.70		7	-20	23
95-2	9/10/95	1	0.45	0.29	0.44	0.49	0.33	0.55	C - SIS 3	9	14	25
		2	1.88	1.14	1.66	1.89	1.06	1.60		1	-7	-4
		3	3.69	1.85	2.64	5.16	1.93	2.52		40	4	-5

Tabla 10. Propiedades dinámicas del edificio estimadas con modelos analíticos calibrados, con efectos ISE modelados con base en el criterio de Novak *et al.* (1980), para antes de la segunda rehabilitación

Evento	Fecha	Modo	Frecuencias (Hz)						Modelo	Errores (%)		
			Experimentales			Teóricas				L	T	R
			L	T	R	L	T	R				
V.A. 3	23/09/92	1	0.73	0.44	0.83	0.72	0.42	0.85	C - VA 1	-1	-5	2
		2	3.12	1.60	2.54	2.65	1.42	2.76		-15	-11	9
		3	5.95	2.93	4.30	4.72	2.58	4.42		-21	-12	3
		4	8.89	4.39	6.15	8.03	3.81	7.00		-10	-13	14
93-3	15/05/93	1	0.65	0.37	0.62	0.64	0.40	0.76	C - SIS 1	-2	8	23
		2	2.58	1.34	2.22	2.38	1.35	2.46		-8	1	11
		3	4.81	2.47	3.65	4.27	2.48	4.11		-11	0	13
93-4	15/05/93	1	0.61	0.35	0.56	0.64	0.40	0.76	C - SIS 1	5	14	36
		2	2.66	1.29	1.93	2.38	1.35	2.46		-11	5	27
		3	4.72	2.25	3.39	4.27	2.48	4.11		-10	10	21
93-11	24/10/93	1	0.57	0.35	0.53	0.57	0.34	0.66	C - SIS 2	0	-3	25
		2	2.47	1.26	1.89	2.27	1.11	2.33		-8	-12	23
		3	4.67	2.2	3.11	4.19	2.05	4.03		-10	-7	30
V.A. 4	25/11/93	1	0.70	0.44	0.68	0.72	0.42	0.85	C - VA 1	3	-5	25
		2	2.64	1.45	2.31	2.65	1.42	2.76		0	-2	19
		3	4.91	2.56	3.81	4.72	2.58	4.42		-4	1	16
		4	7.25	4.00	5.61	8.03	3.81	7.00		11	-5	25
94-1	23/05/94	1	0.55	0.37	0.55	0.64	0.40	0.76	C - SIS 1	16	8	38
		2	2.22	1.31	1.94	2.38	1.35	2.46		7	3	27
		3	4.52	2.3	3.28	4.27	2.48	4.11		-6	8	25
94-3	10/12/94	1...	0.48	0.30	0.44	0.50	0.33	0.57	C - SIS 3	4	10	30
		2	1.95	1.22	2.16	1.89	1.10	1.79		-3	-10	-17
		3	3.97	2.16	3.32	3.56	2.04	3.32		-10	-6	0
V. A. 5	4/02/95	1	0.65	0.44	0.67	0.64	0.42	0.77	C - VA 2	-2	-5	15
		2	2.52	1.45	2.28	2.50	1.42	2.63		-1	-2	15
		3	4.83	2.59	3.75	4.56	2.57	4.31		-6	-1	15
		4	7.2	3.94	5.57	7.85	3.80	6.84		9	-4	23
95-1	14/09/95	1	0.45	0.28	0.43	0.50	0.33	0.57	C - SIS 3	11	18	33
		2	1.94	1.16	1.77	1.89	1.10	1.79		-3	-5	1
		3	3.82	1.67	3.31	3.56	2.04	3.32		-7	22	0
V.A. 6	23/09/95	1	0.66	0.43	0.65	0.64	0.42	0.77	C - VA 2	-3	-2	18
		2	2.51	1.45	2.23	2.50	1.42	2.63		0	-2	18
		3	4.64	2.44	3.76	4.56	2.57	4.31		-2	5	15
		4	7.16	3.87	5.45	7.85	3.80	6.84		10	-2	26
95-2	9/10/95	1	0.45	0.29	0.44	0.50	0.33	0.57	C - SIS 3	11	14	30
		2	1.88	1.14	1.66	1.89	1.10	1.79		1	-4	8
		3	3.69	1.85	2.64	3.56	2.04	3.32		-4	10	26

Tabla 11. Variaciones al modelo C-VA 1 para observar la influencia en las frecuencias de vibración (Hz) de rampas, escaleras y muros de mampostería

Modelo	Modo	Frecuencias (Hz)			Variante
		L	T	R	
C-VA 1	1	0.72	0.42	0.85	—
	2	2.65	1.42	2.76	
	3	4.72	2.58	4.42	
C-VA 1A	1	0.71	0.41	0.85	Sin Escaleras
	2	2.65	1.39	2.75	
	3	4.71	2.50	4.40	
C-VA 1B	1	0.71	0.42	0.84	Sin Rampas
	2	2.64	1.42	2.73	
	3	4.70	2.57	4.41	
C-VA 1C	1	0.71	0.40	0.85	Sin muros de mampostería del cubo de escaleras
	2	2.65	1.32	2.75	
	3	4.71	2.4	4.39	
C-VA 1D	1	0.64	0.39	0.76	Sin Mampostería
	2	2.5	1.31	2.62	
	3	4.56	2.39	4.31	

Tabla 12. Propiedades dinámicas del edificio estimadas con modelos analíticos calibrados, con efectos ISE modelados con base en el criterio de Luco (1980), para después de la segunda rehabilitación

Evento	Fecha	Modo	Frecuencias (Hz)						Modelo	Errores (%)		
			Experimentales			Teóricas				L	T	R
			L	T	R	L	T	R				
V.A. 7	25/02/97	1	0.78	0.68	1.47	0.74	0.68	1.62	C - VA 3	-5	0	10
		2	3.00	2.73	4.19	2.57	2.52	4.54		-14	-8	8
		3	5.40	4.73	7.51	4.60	4.24	7.30		-15	-10	-3
		4	7.53	6.54	11.42	7.67	6.04	10.51		2	-8	-8
97-2	22/05/97	1	0.74	0.64	1.25	0.74	0.69	1.43	C - SIS 4	0	8	14
		2	2.94	2.52	4.19	2.67	2.41	3.79		-9	-4	-10
		3	---	---	---	4.75	4.08	6.22		---	---	---
98-1	1/01/98	1	0.74	0.63	1.29	0.74	0.68	1.41	C - SIS 4	0	8	9
		2	2.94	2.51	4.17	2.66	2.30	3.64		-10	-8	-13
		3	---	---	---	4.71	3.95	6.10		---	---	---
99-1	15/06/99	1	0.52	0.54	0.99	0.50	0.55	1.06	C - SIS 5	-4	2	7
		2	2.13	1.50	3.24	1.73	2.02	3.15		-19	35	-3
		3	---	---	---	3.04	3.51	5.24		---	---	---
99-2	21/06/99	1	0.59	0.54	1.01	0.59	0.59	1.05	C - SIS 6	0	9	4
		2	2.16	1.93	2.94	2.14	2.09	2.79		-1	8	-5
		3	---	---	---	3.79	3.59	4.44		---	---	---
V.A. 8	6/07/99	1	0.78	0.64	1.37	0.74	0.68	1.57	C - VA 3	-5	6	15
		2	3.22	2.33	3.13	2.64	2.58	4.11		-18	11	31
		3	5.42	4.44	6.64	4.68	4.45	6.98		-14	0	5
		4	---	---	---	7.69	6.03	10.38		---	---	---
99-3	30/09/99	1	0.52	0.46	0.92	0.49	0.48	0.82	C - SIS 7	-6	4	-11
		2	1.84	1.37	2.68	1.88	1.60	2.19		2	17	-18
		3	---	---	---	3.50	2.73	3.42		---	---	---

Tabla 13. Propiedades dinámicas del edificio estimadas con modelos analíticos calibrados, con efectos ISE modelados con base en el criterio de Novak (1980), para después de la segunda rehabilitación

Evento	Fecha	Modo	Frecuencias (Hz)						Modelo	Errores (%)		
			Experimentales			Teóricas				L	T	R
			L	T	R	L	T	R				
V.A. 7	25/02/97	1	0.78	0.68	1.47	0.78	0.66	1.45	C - VA 3	0	-3	-1
		2	3.00	2.73	4.19	2.71	2.63	3.59		-10	-4	-14
		3	5.40	4.73	7.51	4.77	4.53	6.71		-12	-4	-11
		4	7.53	6.54	11.42	7.76	6.00	10.27		3	-8	-10
97-2	22/05/97	1	0.74	0.64	1.25	0.74	0.64	1.34	C - SIS 4	0	0	7
		2	2.94	2.52	4.19	2.51	2.47	3.36		-15	-2	-20
		3	---	---	---	4.33	4.21	5.36		---	---	---
98-1	1/01/98	1	0.74	0.63	1.29	0.74	0.64	1.34	C - SIS 4	0	2	4
		2	2.94	2.51	4.17	2.51	2.47	3.36		-15	-2	-19
		3	---	---	---	4.33	4.21	5.36		---	---	---
99-1	15/06/99	1	0.52	0.54	0.99	0.52	0.53	1.01	C - SIS 5	0	-2	2
		2	2.13	1.50	3.24	1.91	1.97	2.79		-10	31	-14
		3	---	---	---	3.52	3.40	4.32		---	---	---
99-2	21/06/99	1	0.59	0.54	1.01	0.60	0.57	1.08	C - SIS 6	2	6	7
		2	2.16	1.93	2.94	2.13	2.14	2.96		-1	11	1
		3	---	---	---	3.75	3.72	4.58		---	---	---
V.A. 8	6/07/99	1	0.78	0.64	1.37	0.78	0.66	1.45	C - VA 3	0	3	6
		2	3.22	2.33	3.13	2.71	2.63	3.59		-16	13	15
		3	5.42	4.44	6.64	4.77	4.53	6.71		-12	2	1
		4	---	---	---	7.76	6.00	10.27		---	---	---
99-3	30/09/99	1	0.52	0.46	0.92	0.52	0.47	0.85	C - SIS 7	0	2	-8
		2	1.84	1.37	2.68	1.90	1.67	2.46		3	22	-8
		3	---	---	---	3.50	2.93	3.89		---	---	---

Tabla 14. Análisis de parámetros estructurales del edificio después de la segunda rehabilitación

Evento 97-2 22/05/97	Modo	Frecuencias (Hz)			f_{ci} / f_{ei}					
		L	T	R	L	T	R			
	1	0.74	0.64	1.25	1.00	1.00	1.00			
2	2.94	2.52	4.19	3.97	3.94	3.35				
3	5.19	5.09	---	7.01	7.95	---				
Modelos	Modo	Frecuencias (Hz)			f_{ci} / f_{ei}			Error (%)		
		L	T	R	L	T	R	L	T	R
C-VA 3 V4										
Bajos niveles de esfuerzo	1	0.80	0.68	1.50	1.00	1.00	1.00	8	6	20
Muros de mampostería	2	2.81	2.71	3.70	3.51	3.99	2.47	-4	8	-12
como diagonales sin agrietar	3	5.07	4.57	6.88	6.34	6.72	4.59	-2	-10	---
Muros de concreto como paneles de sección bruta	4	8.50	6.14	10.75	10.63	9.03	7.17	---	---	---
C-VA 3 V5										
Bajos niveles de esfuerzo	1	0.76	0.67	1.43	1.00	1.00	1.00	3	5	14
Muros de mampostería	2	2.63	2.67	3.59	3.46	3.99	2.51	-11	6	-14
como diagonales sin agrietar	3	4.56	4.53	9.80	6.00	6.76	6.85	-12	-11	---
Muros de concreto como paneles de sección agrietada	4	7.05	5.96	13.39	9.28	8.90	9.36	---	---	---
C-VA 3 V6										
Bajos niveles de esfuerzo	1	0.78	0.66	1.45	1.00	1.00	1.00	5	3	16
Muros de mampostería	2	2.70	2.63	3.59	3.46	3.98	2.48	-8	4	-14
como diagonales sin agrietar	3	4.77	4.53	6.70	6.12	6.86	4.62	-8	-11	---
Muros de concreto como diagonales de sección bruta	4	7.76	6.00	10.27	9.95	9.09	7.08	---	---	---
C-SIS 4										
Bajos niveles de esfuerzo	1	0.74	0.64	1.34	1.00	1.00	1.00	0	0	7
Muros de mampostería	2	2.51	2.47	3.36	3.39	3.86	2.51	-15	-2	-20
como diagonales sin agrietar	3	4.33	4.21	5.36	5.85	6.58	4.00	-17	-17	---
Muros concreto como diagonales de sección agrietada.	4	6.47	5.98	8.58	8.74	9.34	6.40	---	---	---

Tabla 15. Factores de reducción de rigidez para elementos estructurales de concreto reforzado (Paulay y Priestley, 1992)

Elemento	Estado límite de resistencia	Estado Límite de Servicio		
		$\mu = 1.25$	$\mu = 3$	$\mu = 6$
Trabes rectangulares	0.40 Ib	Ib	0.70 Ib	0.40 Ib
T y L	0.35 Ib	Ib	0.60 Ib	0.35 Ib
Columnas:				
Pu / f _c Ab = 0.2	0.80 Ib	Ib	0.90 Ib	0.80 Ib
Pu / f _c Ab = 0.0	0.60 Ib	Ib	0.80 Ib	0.60 Ib
Pu / f _c Ab = -0.05	0.40 Ib	Ib	0.70 Ib	0.40 Ib
Muros:				
Pu / f _c Ab = 0.2	0.45 Ib, 0.80 Ab	Ib, Ab	0.70 Ib, 0.90 Ab	0.45 Ib, 0.80 Ab
Pu / f _c Ab = 0.0	0.25 Ib, 0.80 Ab	Ib, Ab	0.50 Ib, 0.75 Ab	0.25 Ib, 0.50 Ab
Pu / f _c Ab = -0.1	0.15 Ib, 0.80 Ab	Ib, Ab	0.40 Ib, 0.65 Ab	0.15 Ib, 0.50 Ab

Tabla 16. Factores de reducción de rigidez adicionales

Elemento	Estado Límite de Servicio	
	$\mu = 3$	$\mu = 6$
Losas Planas		
Reticulares:		
Vigas equivalentes	0.30 Ib	0.15 Ib
Muros de		
Mampostería:		
Tabique rojo:		
$\gamma < 0.0015$	0.50 Ab	0
$0.0015 < \gamma < 0.0020$	0.35 Ab	0
$\gamma > 0.0020$	0	0
Tabique de concreto:		
$\gamma < 0.0015$	0.70 Ab	0
$0.0015 < \gamma < 0.0020$	0.45 Ab	0
$\gamma > 0.0020$	0	0

Tabla 17. Factores de reducción de rigidez propuestos para diagonales de acero por deterioro por pandeo y fluencia

Relación de Esbeltez	Distorsión	F_{RR}
$10 < (KL / r) < 25$	$\gamma < 0.0100$	Ab
	$0.0100 < \gamma < 0.0200$	0.25 Ab
	$\gamma > 0.0200$	0
$25 < (KL / r) < 50$	$\gamma < 0.0050$	Ab
	$0.0050 < \gamma < 0.0200$	0.15 Ab
	$\gamma > 0.0200$	0
$(KL / r) > 50$	$\gamma < 0.0030$	Ab
	$0.0030 < \gamma < 0.0150$	0.10 Ab
	$\gamma > 0.0150$	0

Tabla 18. Frecuencias de vibración de los modelos calibrados simplificados (CS-SIS) para $\mu = 3$ y $\mu = 6$, y comparación con las frecuencias (Hz) del análisis no paramétrico (ANP) y con las frecuencias de los modelos calibrados refinados (C-SIS), con efectos ISE por el criterio de Novak *et al.* (1983)

	Evento 95-1			Evento 99-3		
	L	T	R	L	T	R
f (Hz) ANP	0.45	0.28	0.43	0.52	0.46	0.92
C-SIS	0.50	0.33	0.57	0.52	0.47	0.85
CS-SIS ($\mu = 3$)	0.52	0.34	0.58	0.55	0.49	0.93
CS-SIS ($\mu = 6$)	0.45	0.28	0.49	0.49	0.47	0.89

Tabla 19. Frecuencias de vibración de los modelos ingenieriles y comparación con las frecuencias identificadas experimentalmente

Zona Rígida	Modelos Ingenieriles de la Primera Rehabilitación												Evento 95-1 Frecuencias (Hz) ANP		
	Con Mampostería						Sin Mampostería								
	Con Efectos ISE			Sin Efectos ISE			Con Efectos ISE			Sin Efectos ISE					
	L	T	R	L	T	R	L	T	R	L	T	R	L	T	R
0%	0.66	0.40	0.75	0.80	0.45	0.77	0.59	0.38	0.67	0.67	0.42	0.69	0.45	0.28	0.43
e_{I-SIS} (%)	47	41	74	77	59	78	32	34	55	50	49	61	---	---	---
50%	0.67	0.41	0.78	0.82	0.47	0.80	0.61	0.40	0.70	0.70	0.45	0.72	0.45	0.28	0.43
e_{I-SIS} (%)	50	48	81	82	69	85	36	41	62	56	59	67	---	---	---
100%	0.69	0.43	0.81	0.84	0.50	0.83	0.63	0.42	0.73	0.74	0.48	0.75	0.45	0.28	0.43
e_{I-SIS} (%)	53	54	88	87	79	93	40	50	70	64	71	74	---	---	---

Tabla 20. Frecuencias de vibración (Hz) de los modelos ingenieriles y comparación con las frecuencias identificadas experimentalmente

Zona Rígida	Modelos Ingenieriles de la Segunda Rehabilitación												Evento 99-3 Frecuencias (Hz) ANP		
	Con Mampostería						Sin Mampostería								
	Con Efectos ISE			Sin Efectos ISE			Con Efectos ISE			Sin Efectos ISE					
	L	T	R	L	T	R	L	T	R	L	T	R	L	T	R
0%	0.76	0.62	1.34	0.91	0.85	1.52	0.70	0.61	1.30	0.80	0.83	1.46	0.52	0.46	0.92
e_{I-SIS} (%)	47	34	46	75	84	65	34	32	42	54	80	59	---	---	---
50%	0.78	0.64	1.42	0.94	0.91	1.64	0.72	0.63	1.38	0.83	0.89	1.58	0.52	0.46	0.92
e_{I-SIS} (%)	50	39	54	80	98	78	38	38	50	60	95	72	---	---	---
100%	0.79	0.66	1.51	0.97	0.99	1.80	0.74	0.66	1.47	0.87	0.98	1.74	0.52	0.46	0.92
e_{I-SIS} (%)	52	43	64	87	115	96	42	43	60	67	113	89	---	---	---

Tabla 21. Comparación de los modelos ingenieriles con los modelos calibrados

Evento	Calibrados (ZR 50%) ISE: Novak			Ingenieriles (ZR 100%)											
				Con Mampostería						Sin Mampostería					
	Con Efectos ISE			Sin Efectos ISE			Con Efectos ISE			Sin Efectos ISE					
	L	T	R	L	T	R	L	T	R	L	T	R	L	T	R
95-1	0.50	0.33	0.57	0.69	0.43	0.81	0.84	0.50	0.83	0.63	0.42	0.73	0.74	0.48	0.75
e_{I-SIS}	---	---	---	38	30	42	68	52	46	26	27	28	48	45	32
99-3	0.52	0.47	0.85	0.79	0.66	1.51	0.97	0.99	1.80	0.74	0.66	1.47	0.87	0.98	1.74
e_{I-SIS}	---	---	---	52	40	78	87	111	112	42	40	73	67	109	105

Tabla 22. Comparación de los modelos ingenieriles con los modelos calibrados simplificados

Evento	Calibrados Simplificados $\mu = 3$			Ingenieriles (ZR 100%)											
				Con Mampostería						Sin Mampostería					
	Con Efectos ISE			Sin Efectos ISE			Con Efectos ISE			Sin Efectos ISE					
	L	T	R	L	T	R	L	T	R	L	T	R	L	T	R
95-1	0.52	0.34	0.58	0.69	0.43	0.81	0.84	0.50	0.83	0.63	0.42	0.73	0.74	0.48	0.75
e_{I-SIS}	---	---	---	33	26	40	62	47	43	21	24	26	42	41	29
99-3	0.55	0.49	0.93	0.79	0.66	1.51	0.97	0.99	1.80	0.74	0.66	1.47	0.87	0.98	1.74
e_{I-SIS}	---	---	---	44	35	62	76	102	94	35	35	58	58	100	87

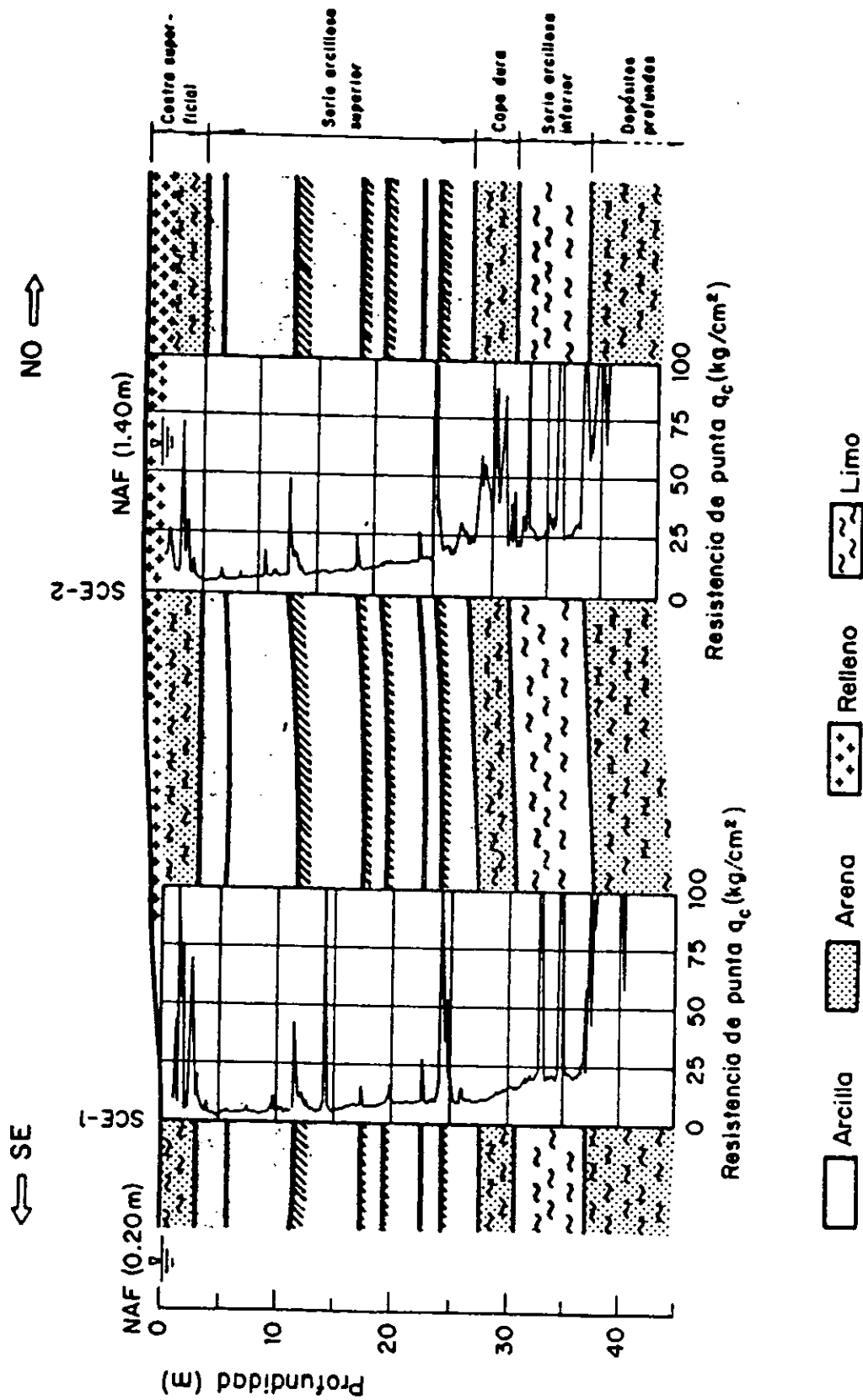
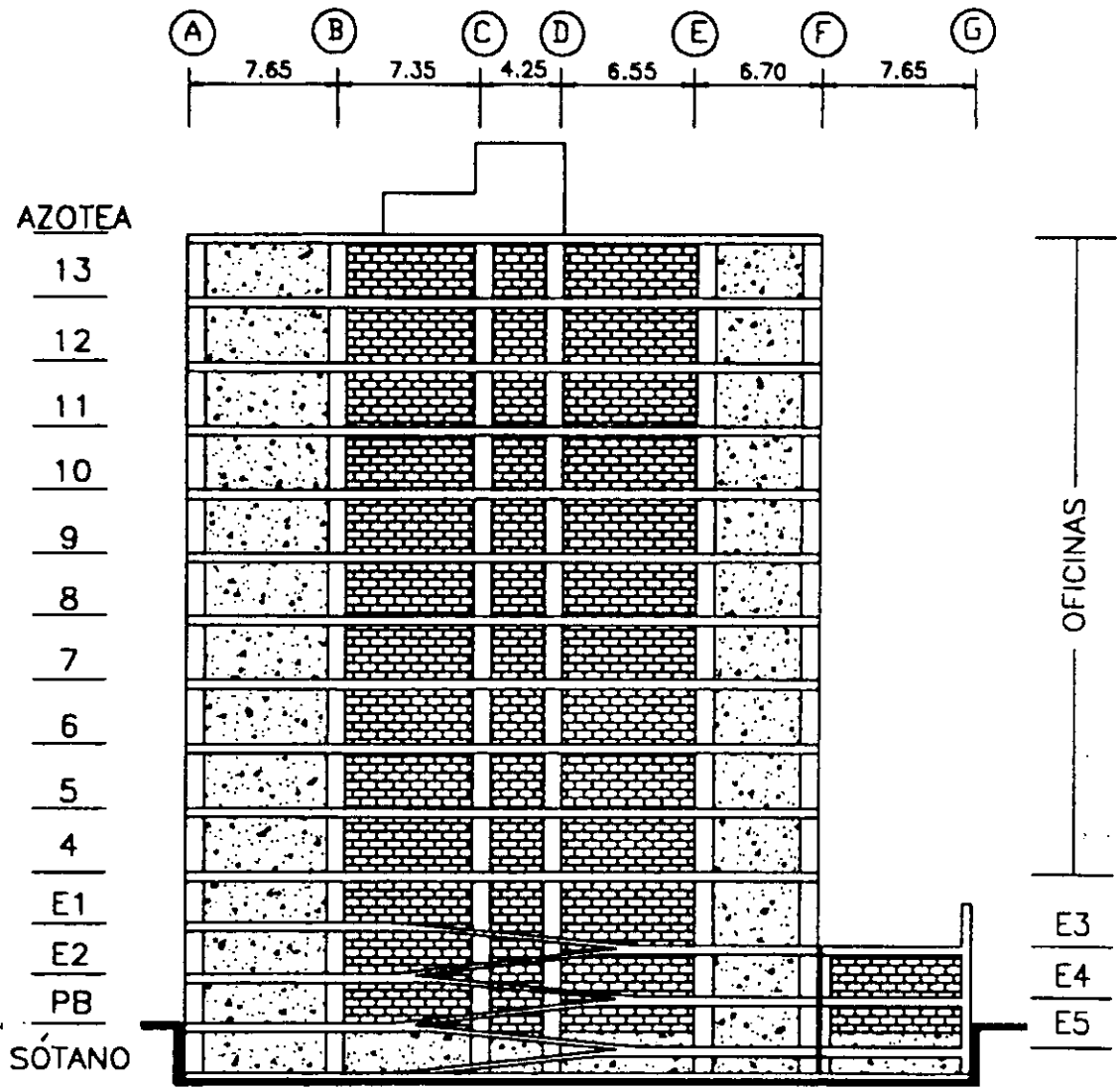


Fig 2.1 Perfil estratigráfico del sitio



Acotaciones en m

Fig 2.2a Elevación longitudinal del edificio

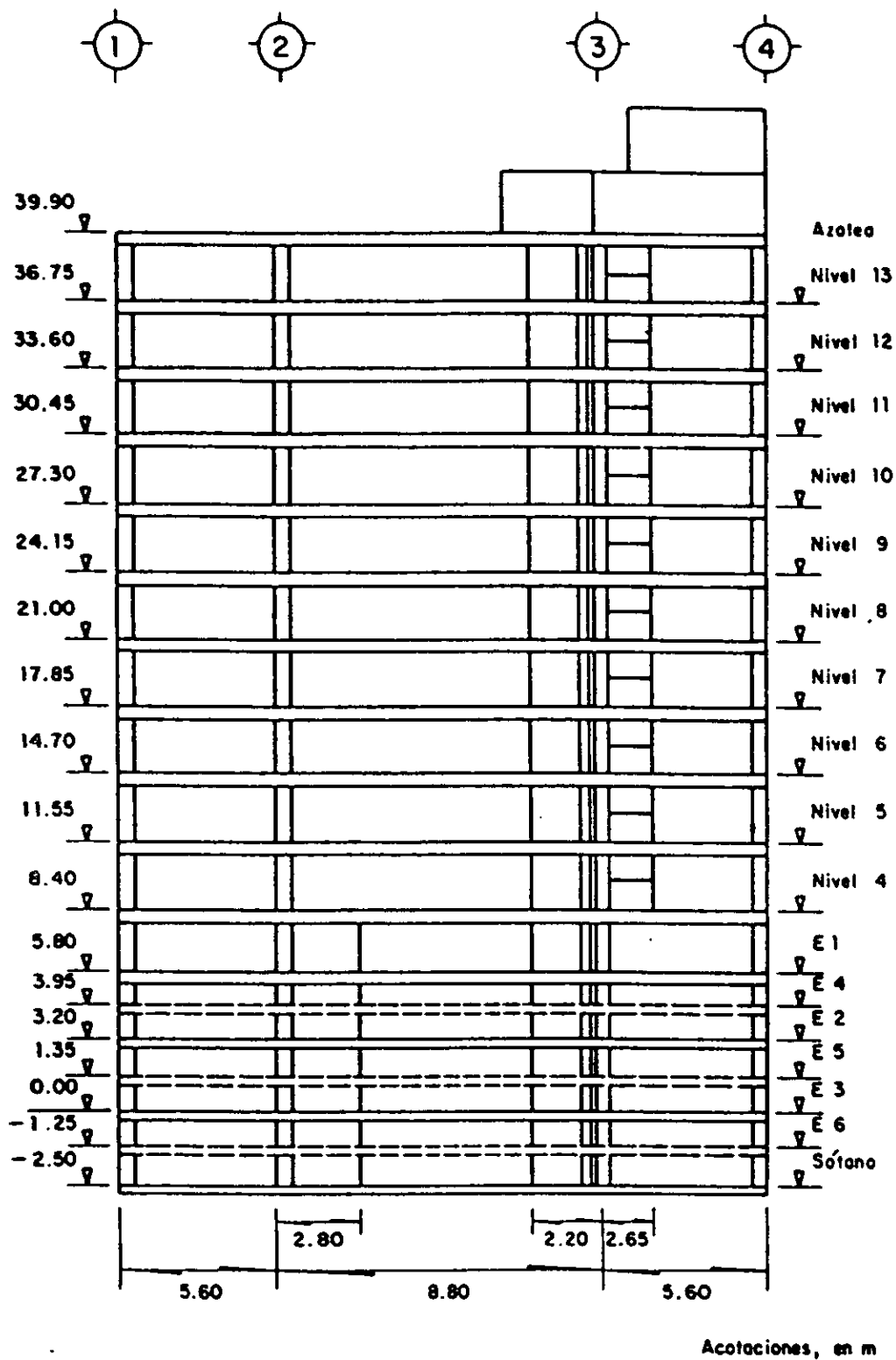
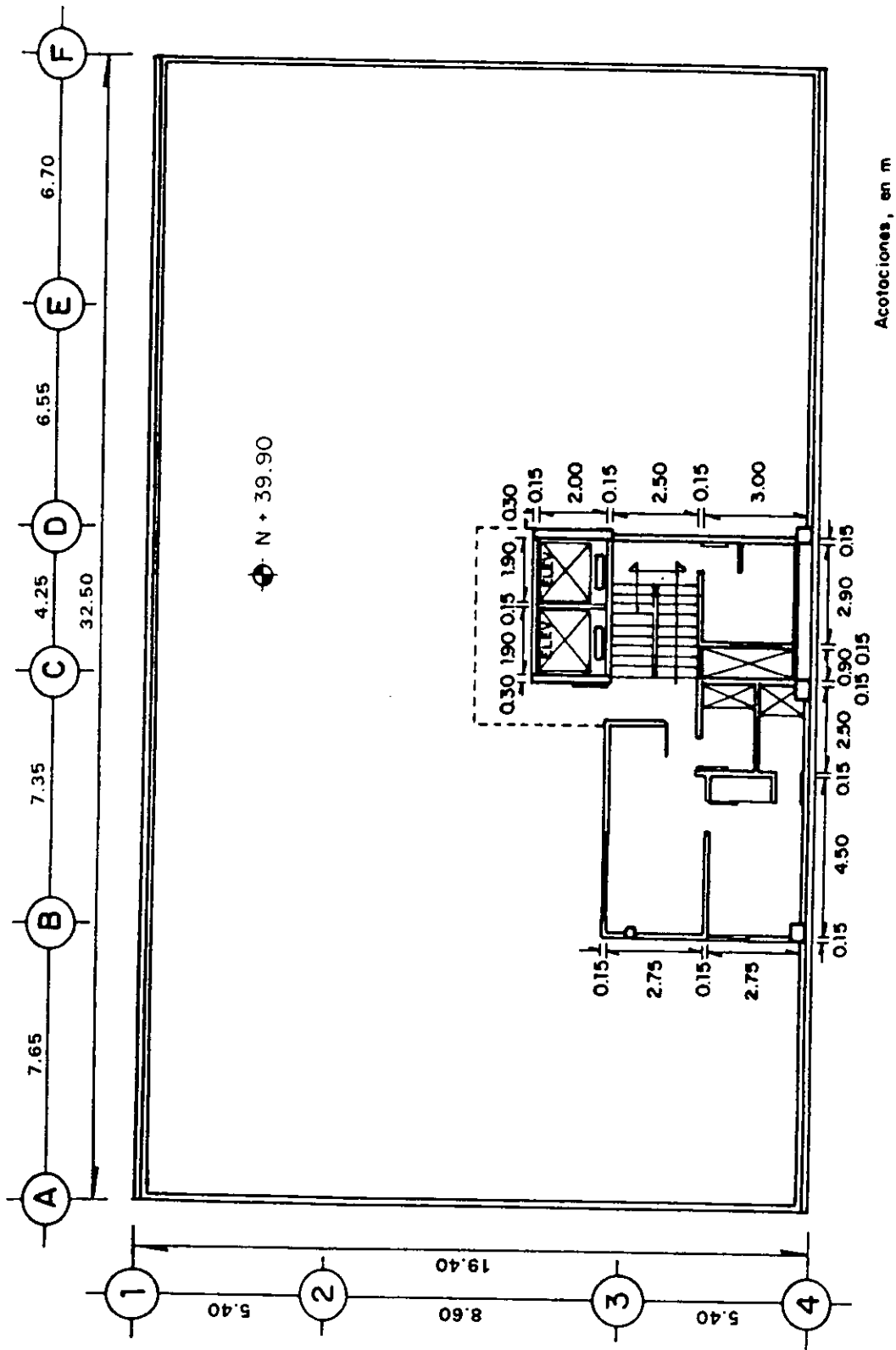


Fig 2.2 b Corte transversal del edificio



Acofaciones, en m

Fig 2.3a Planta de azotea

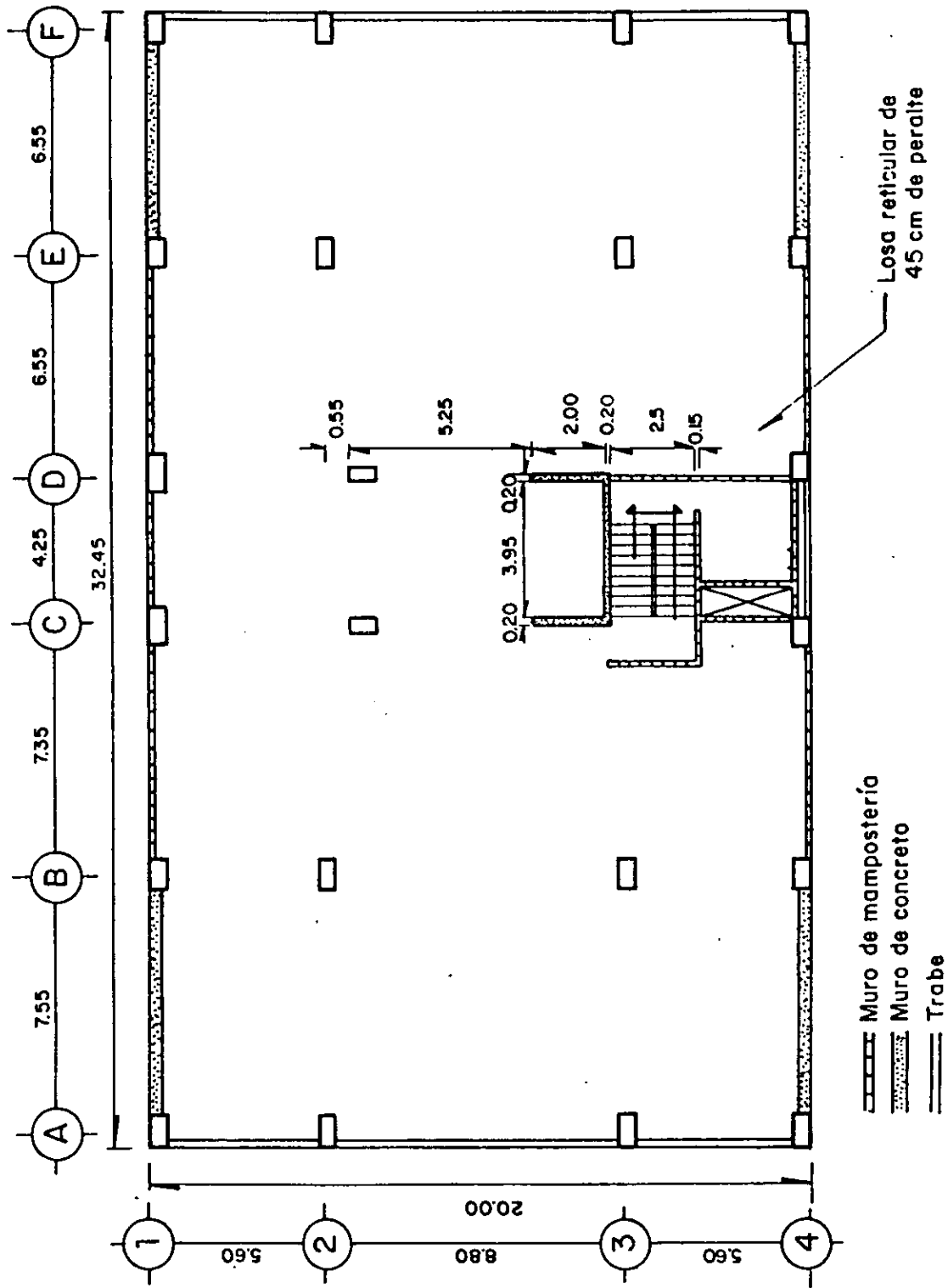
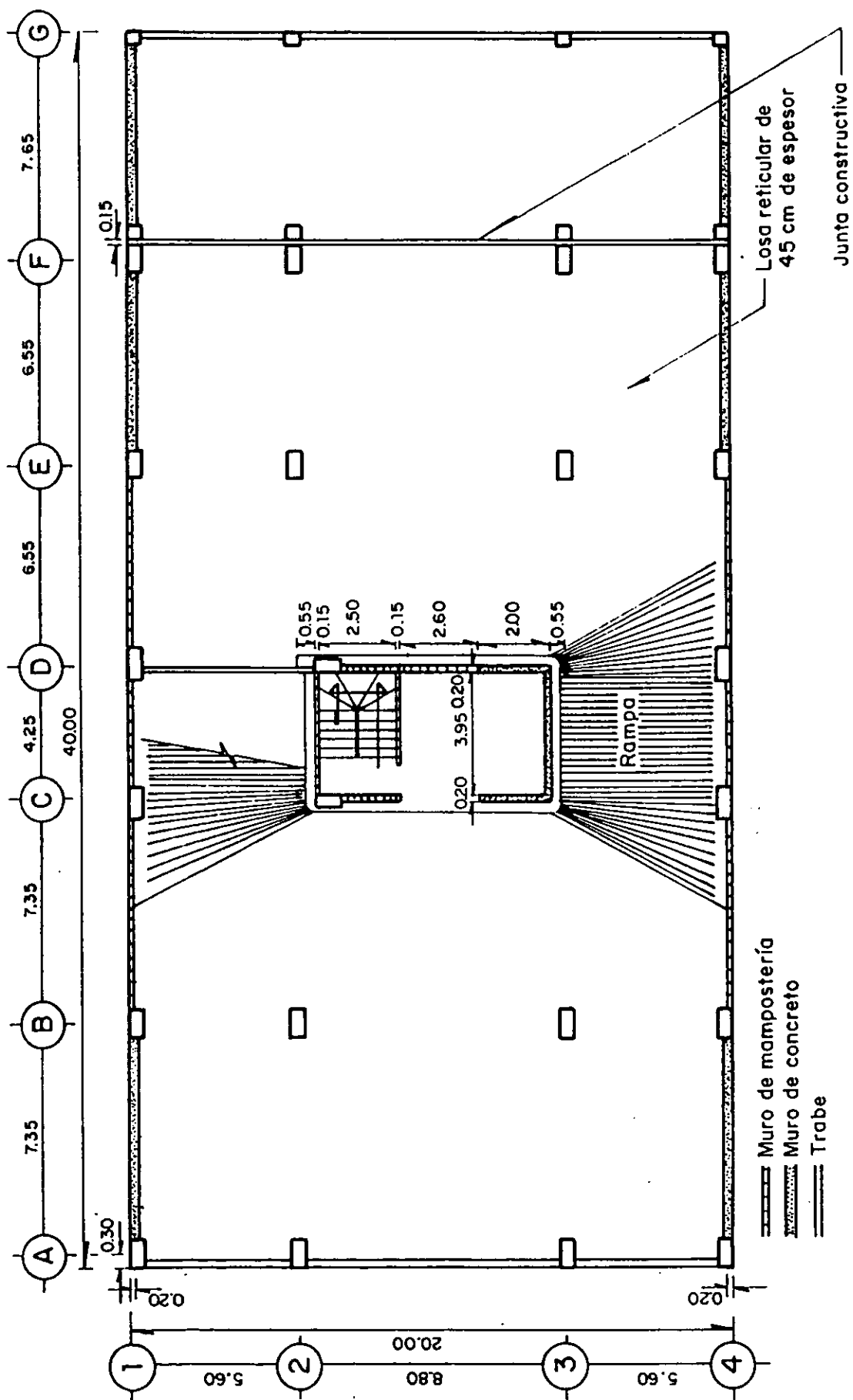
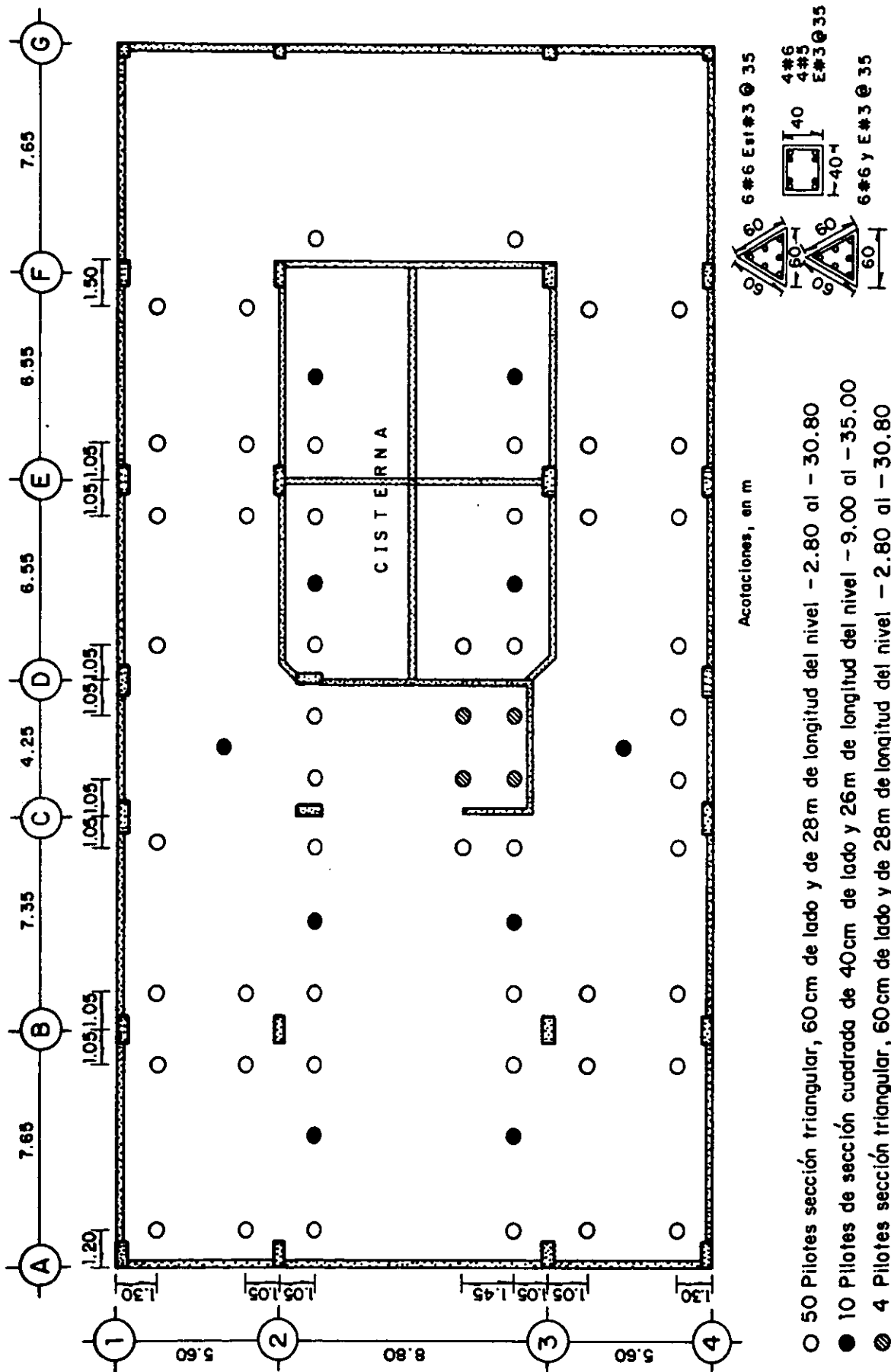


Fig 2.3b Planta tipo de oficinas



Acotaciones en m

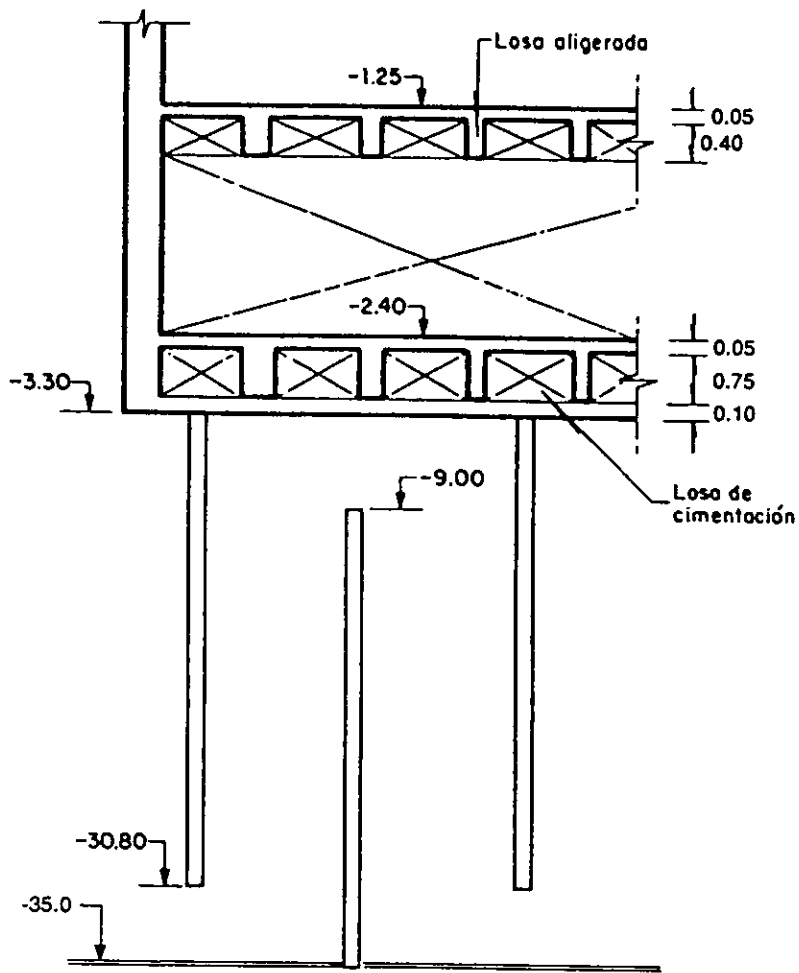
Fig 2.3c Planta tipo de estacionamientos



• VS #5 • VS #6

- 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

Fig 2.4a Planta de cimentación y localización de pilotes



Acotaciones, en m

Fig 2.4b Corte de la cimentación del edificio

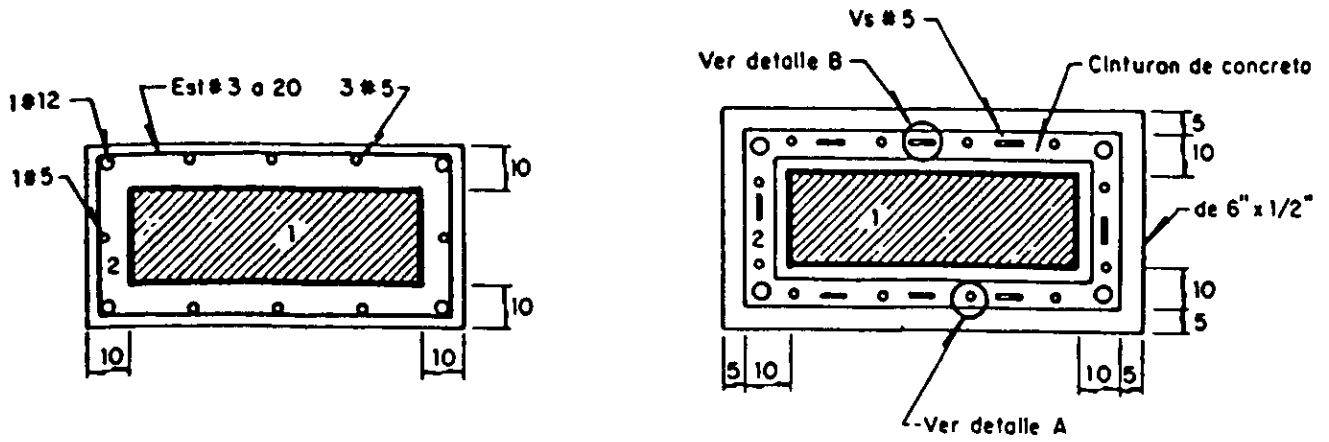


Fig 2.5 Encamisado de columnas en la primera rehabilitación

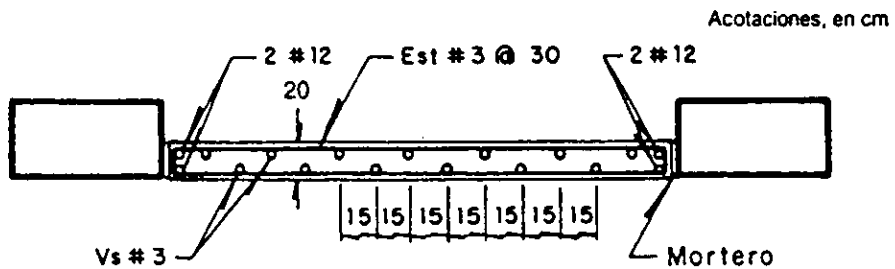
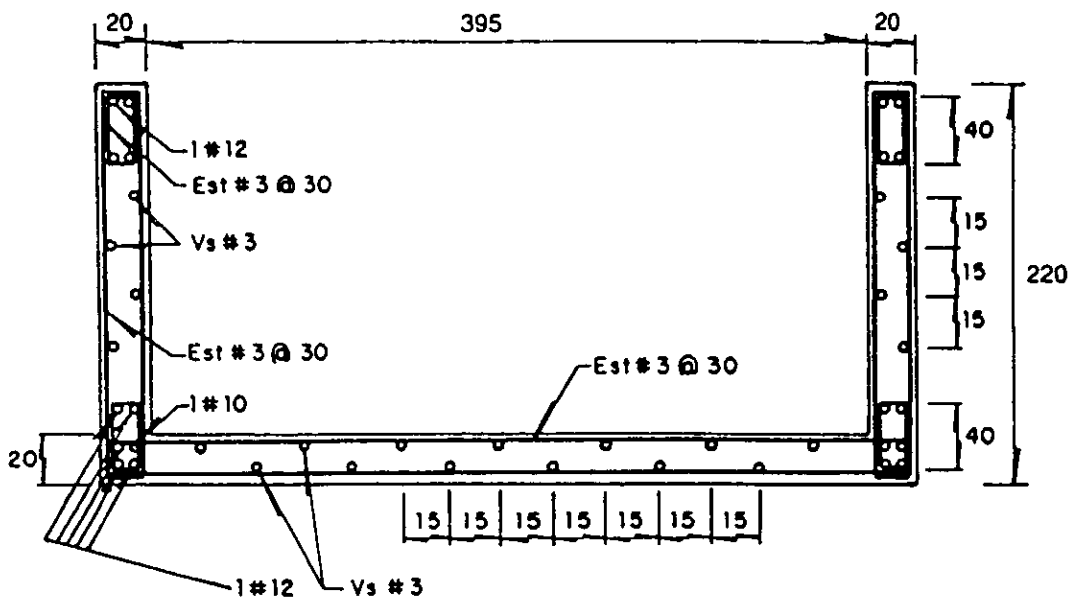


Fig 2.6 Muros de concreto



Fig 2.7 Daños en elementos no estructurales ocurridos durante sismos moderados antes de la segunda rehabilitación

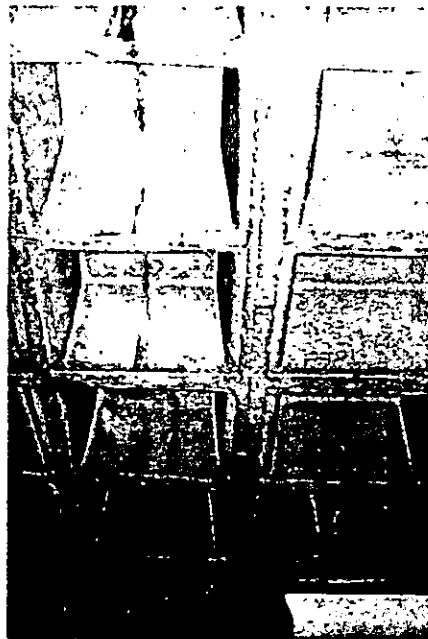
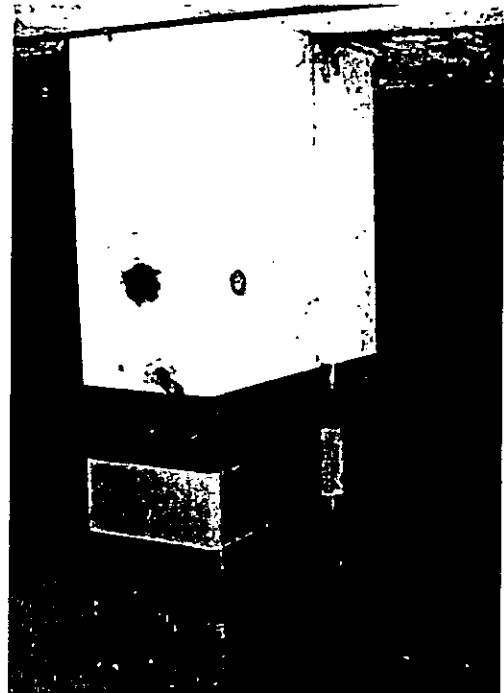
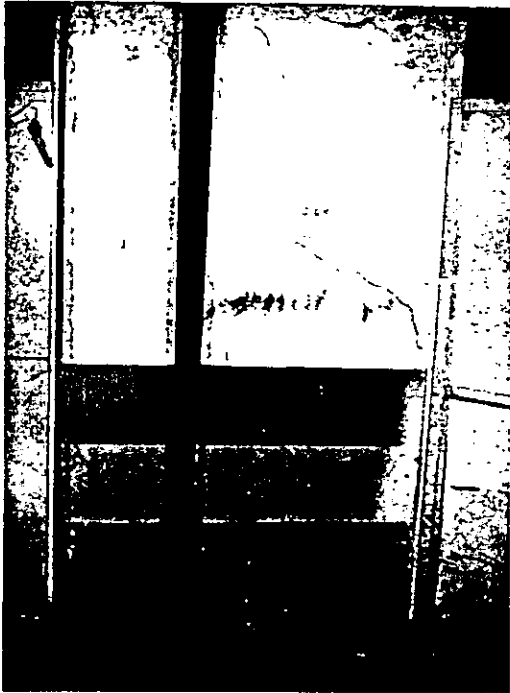


Fig 2.8 Daños en elementos estructurales: agrietamiento en columnas del sótano y en losas de los niveles de estacionamiento

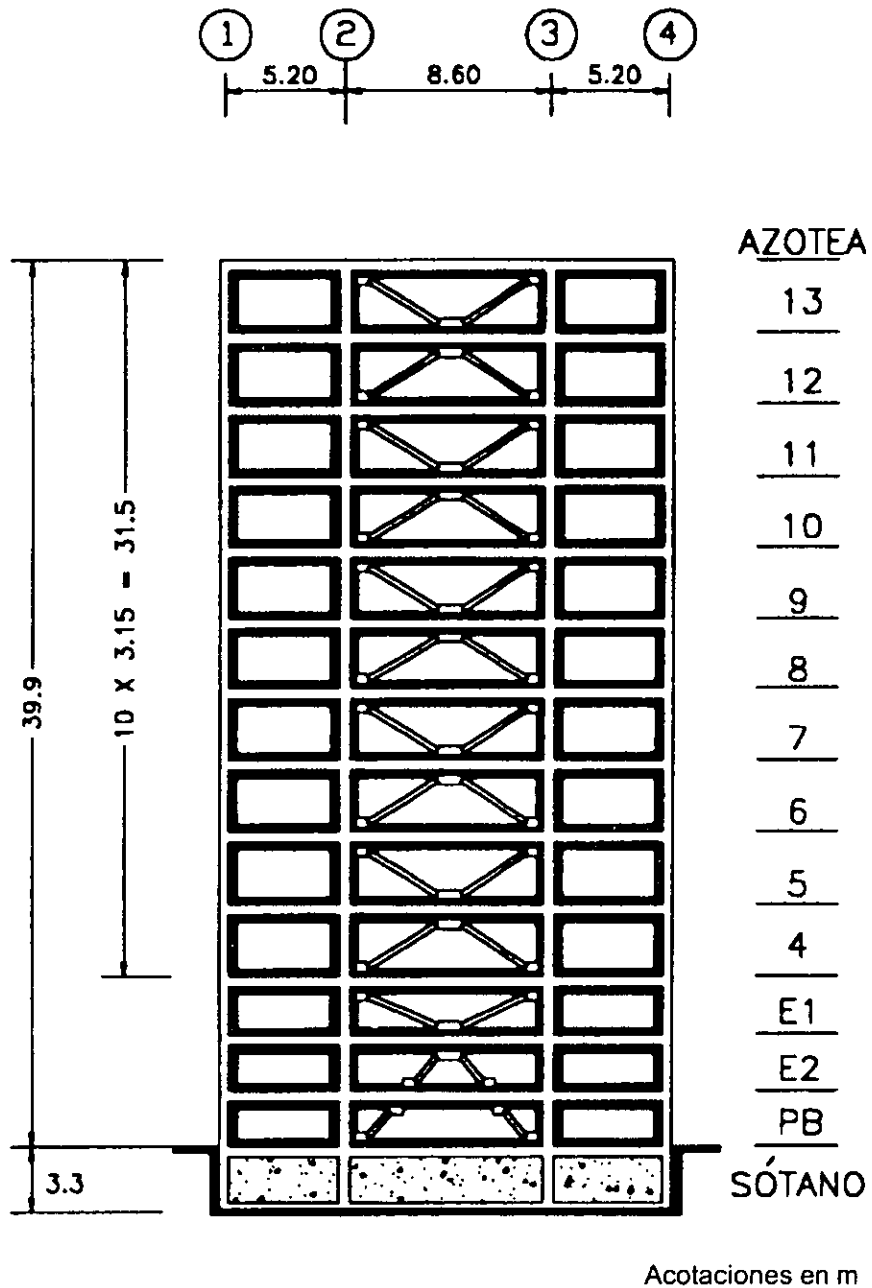
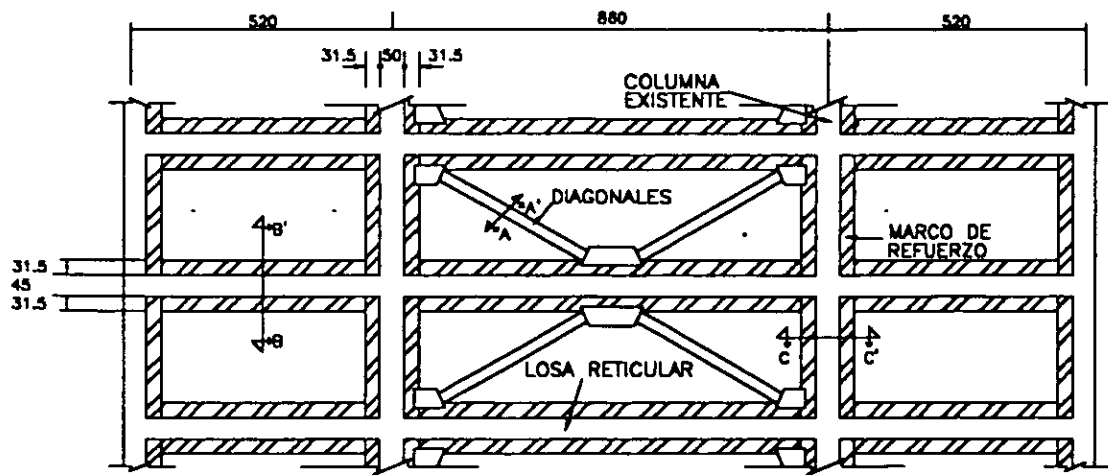
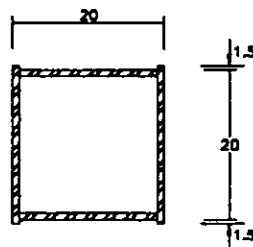


Fig 2.9 Elevación trasversal del edificio después de la segunda rehabilitación

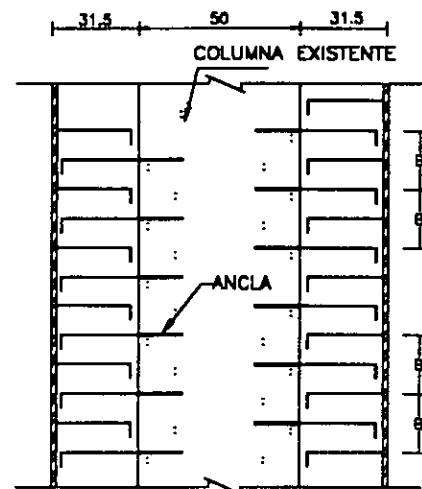


a)

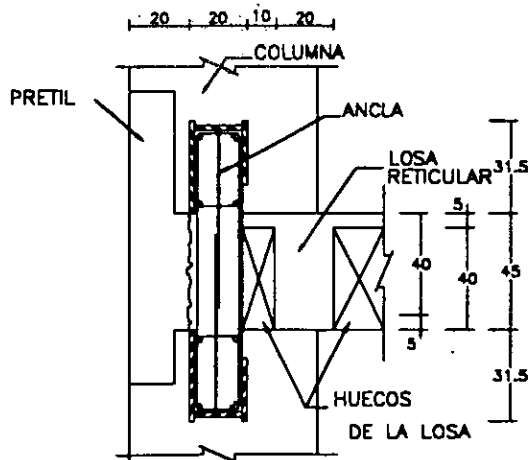


SECCIÓN A-A'

b)

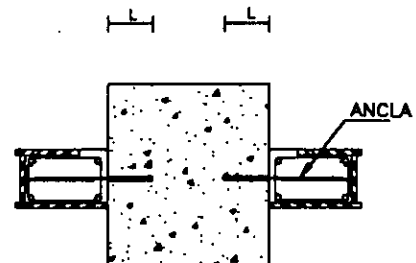


c)



SECCIÓN B-B'

e)



SECCIÓN C-C'

d)

Fig 2.10 Elementos de la segunda rehabilitación de la estructura: a) vista general; b) sección transversal de las diagonales; c) anclaje entre elementos nuevos y originales, en elevación; d) anclaje entre elementos nuevos y originales, en planta; e) elementos de rehabilitación que atraviesan la losa reticular existente

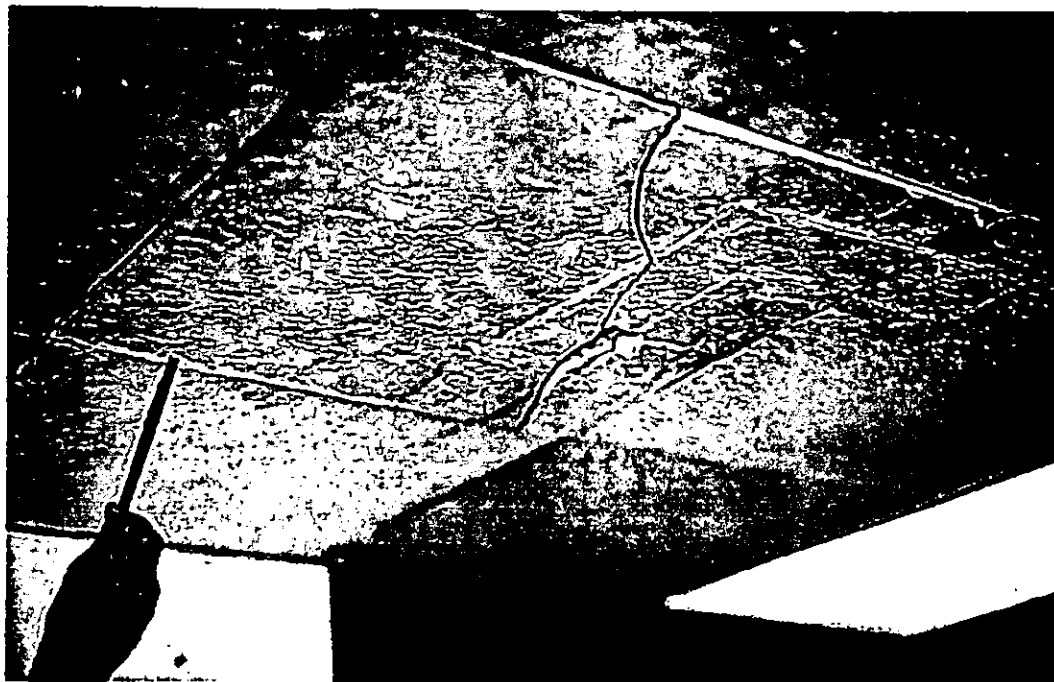


Fig 2.11 Daños en elementos no estructurales en plafones y en aplanados

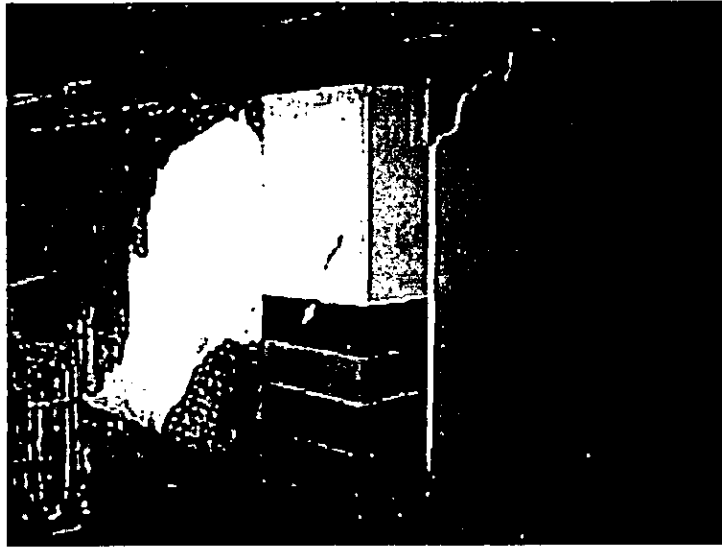


Fig 2.12 Reapertura de grietas existentes en elementos estructurales debido a los eventos 99-1 y 99-3

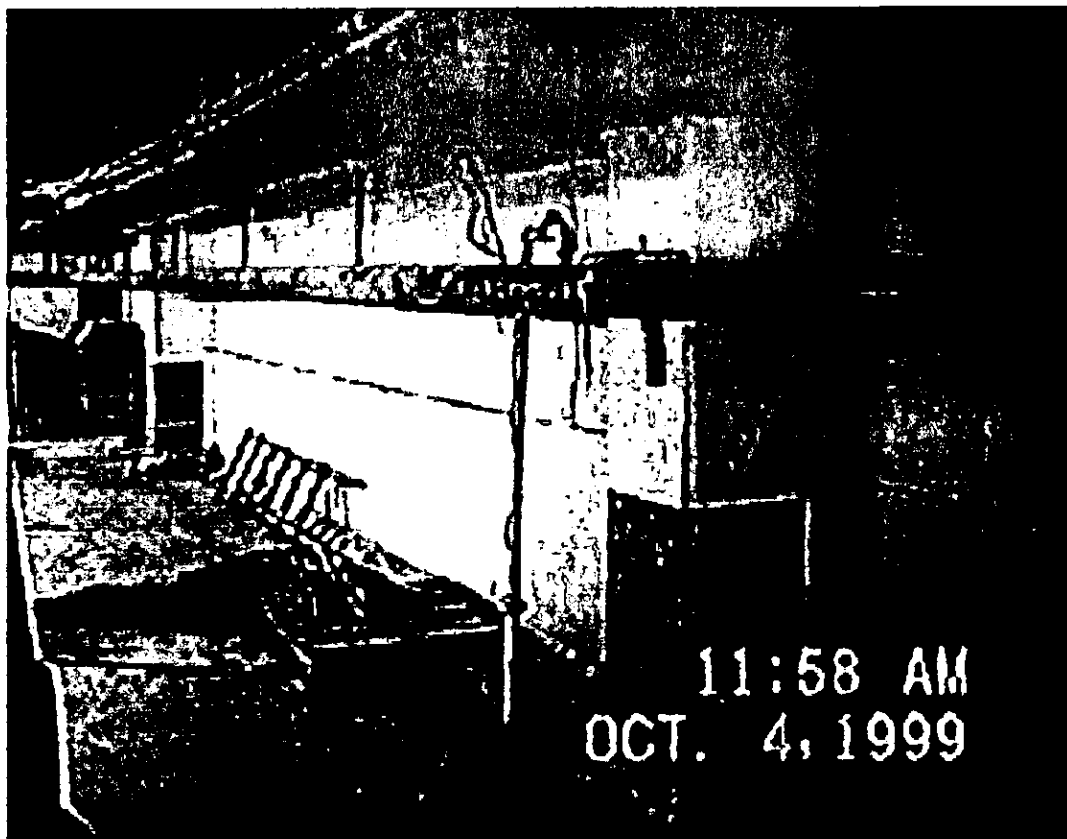


Fig2.13 Agrietamientos en columnas del sótano debidos al evento 99-1

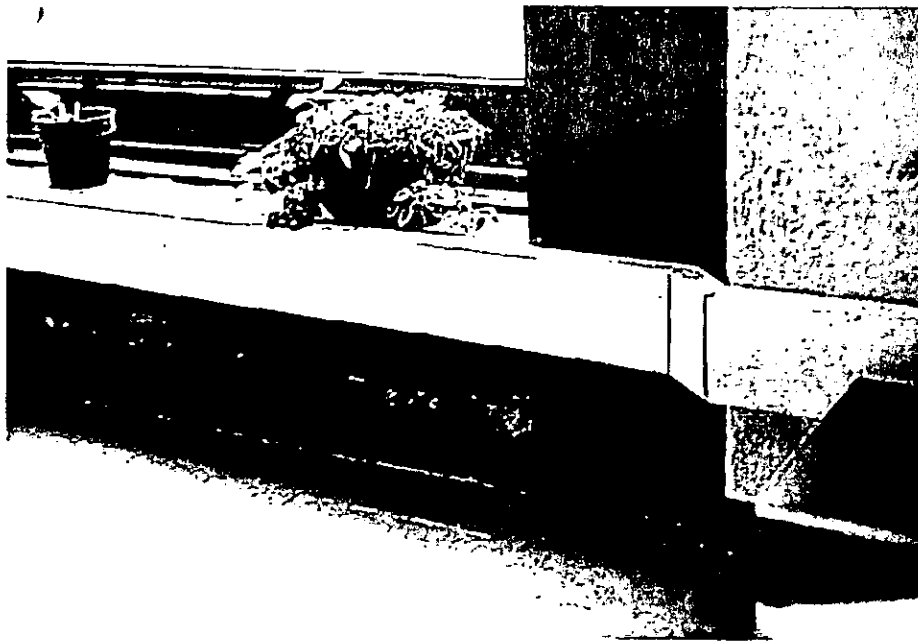
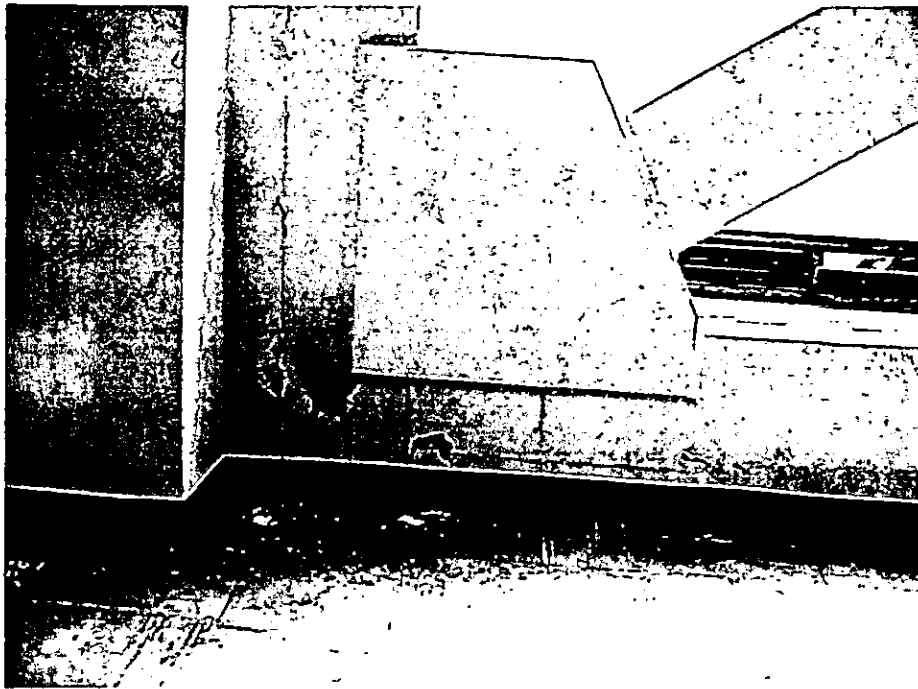


Fig 2.14 Evidencia de deslizamiento en las interfaces entre elementos nuevos y originales, y en interfaces concreto-acero de los elementos de rehabilitación

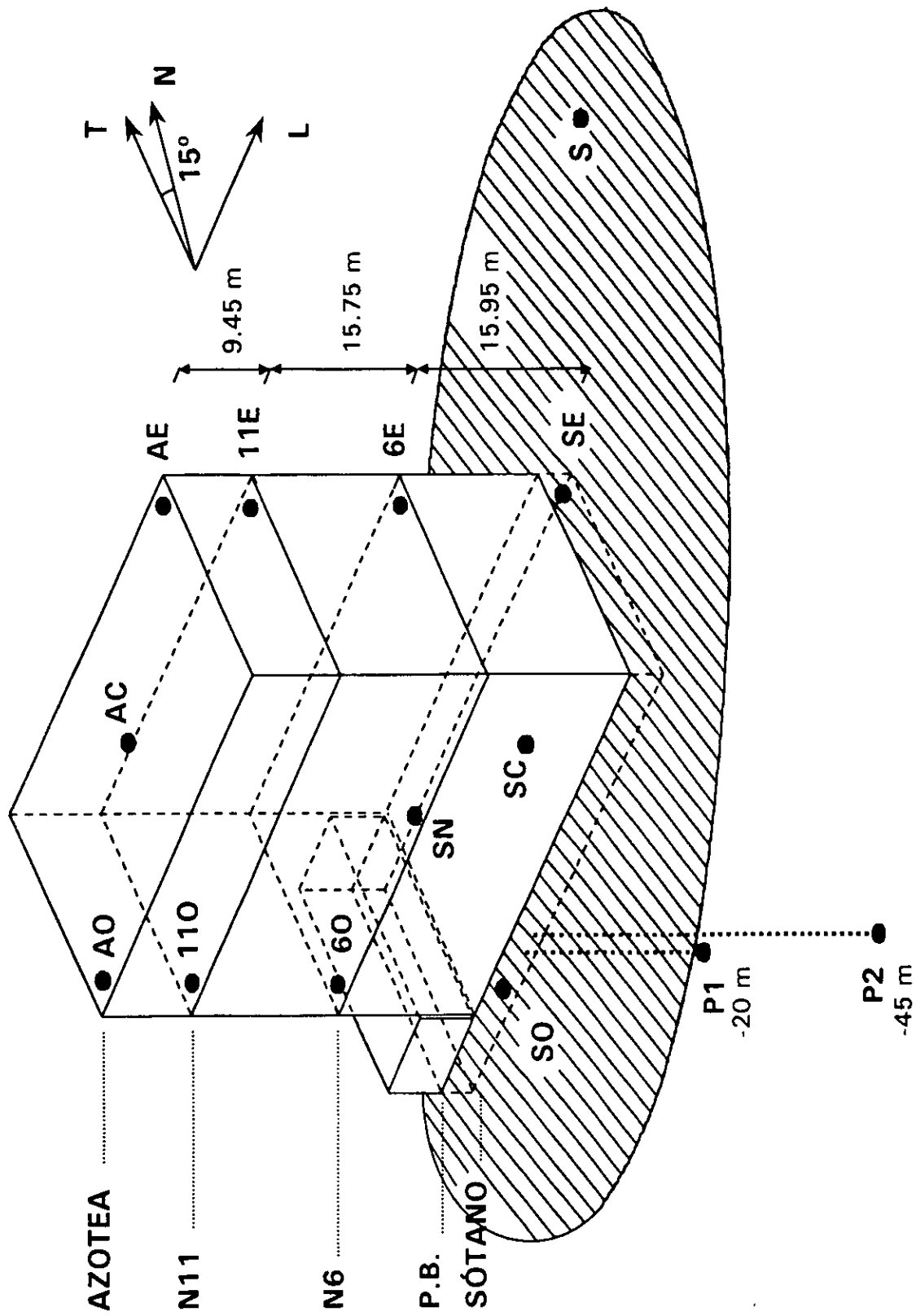


Fig 3.1 Localización de los acelerógrafos

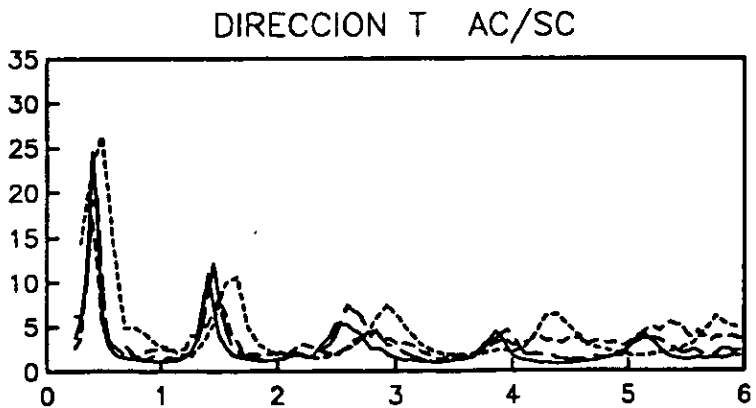
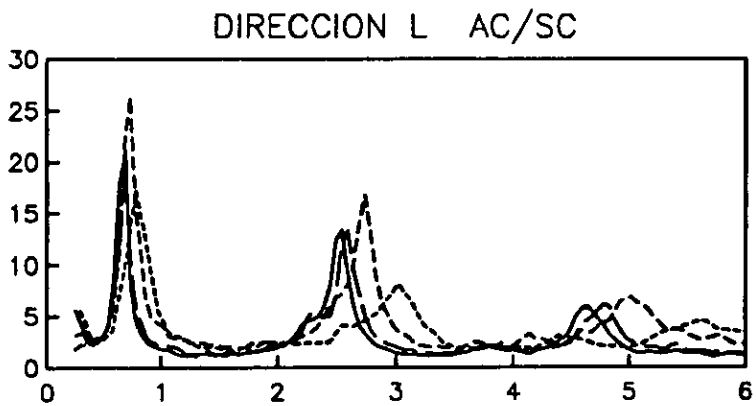
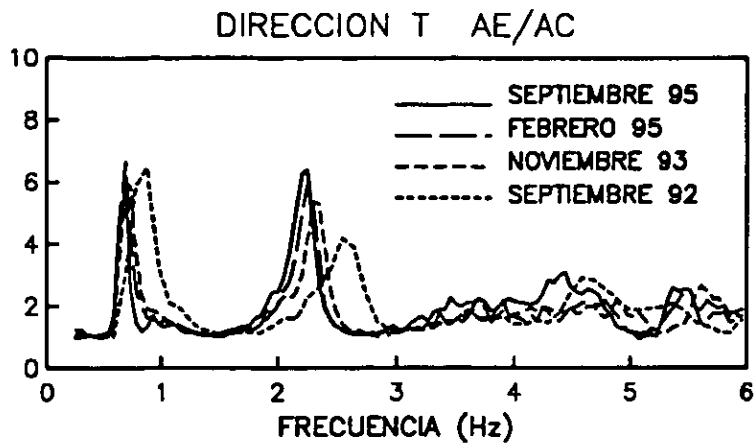


Fig 3.2 Funciones de transferencia entre azotea y sótano, en L y T, obtenidas con los registros de vibración ambiental

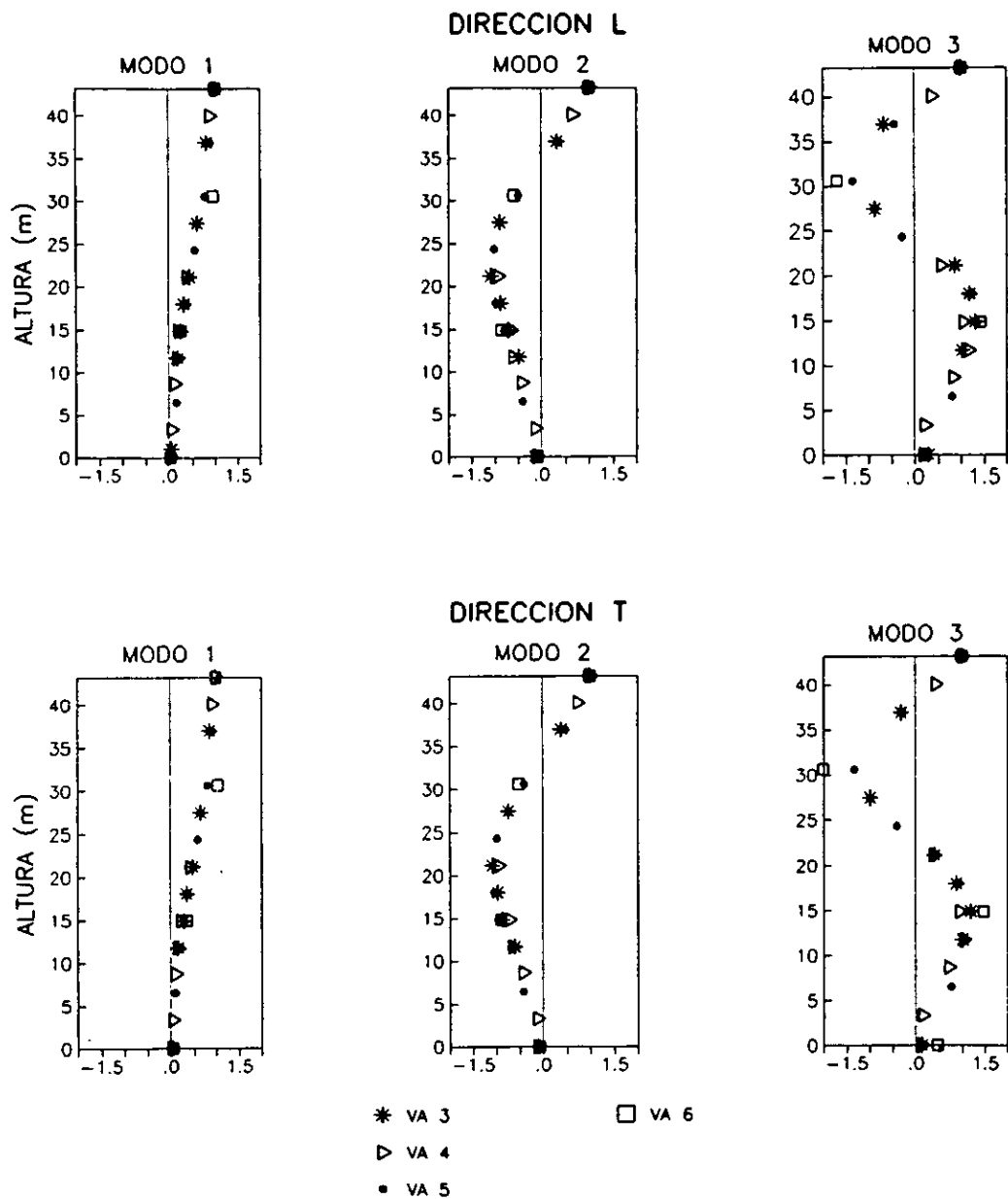


Fig 3.3 Formas modales obtenidas de los registros de vibración ambiental antes de la segunda rehabilitación

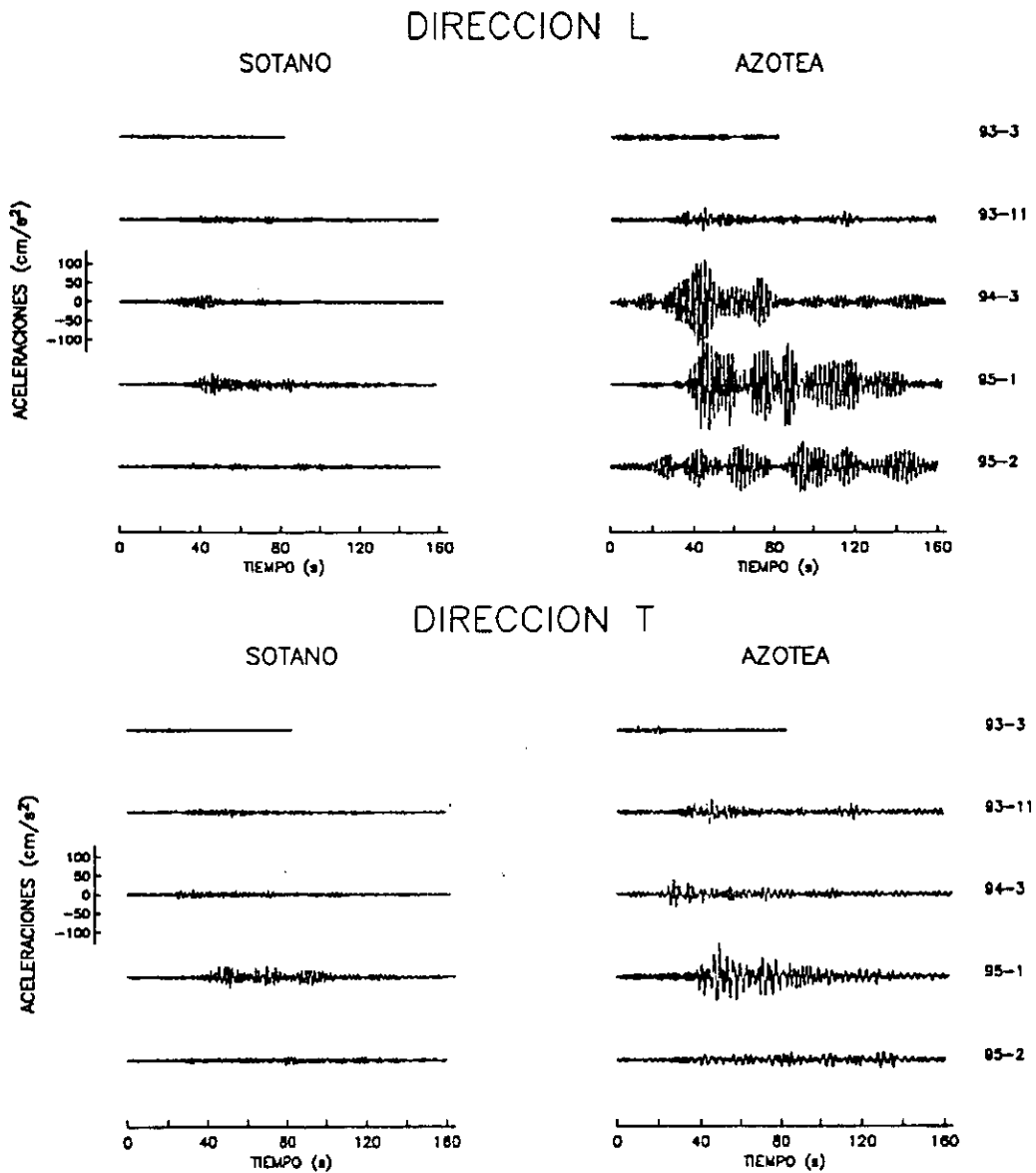


Fig 3.4 Historias de aceleración en azotea y sótano, en L y T de los eventos sísmicos registrados antes de la segunda rehabilitación

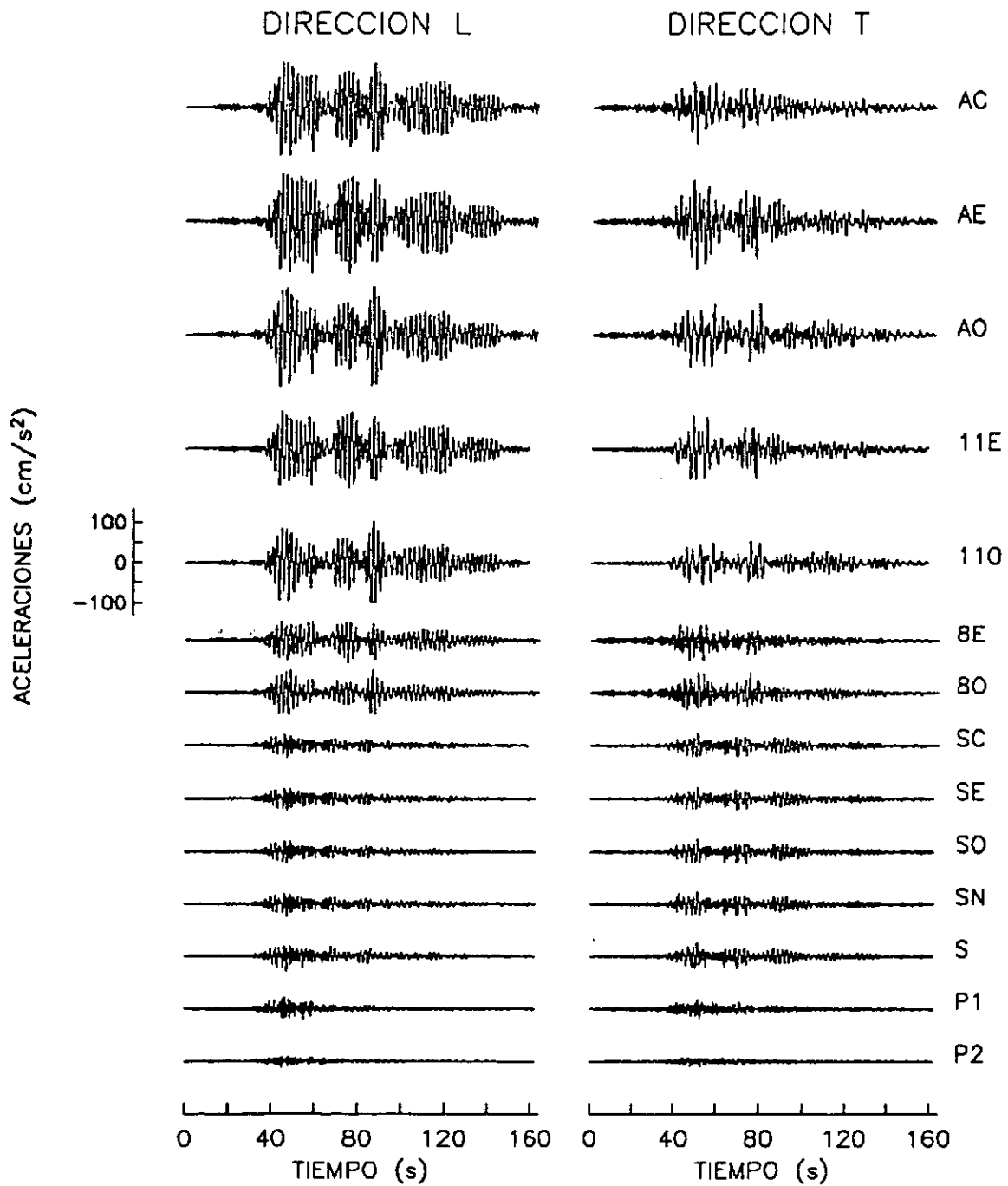


Fig 3.5 Historias de aceleración del evento 95-1

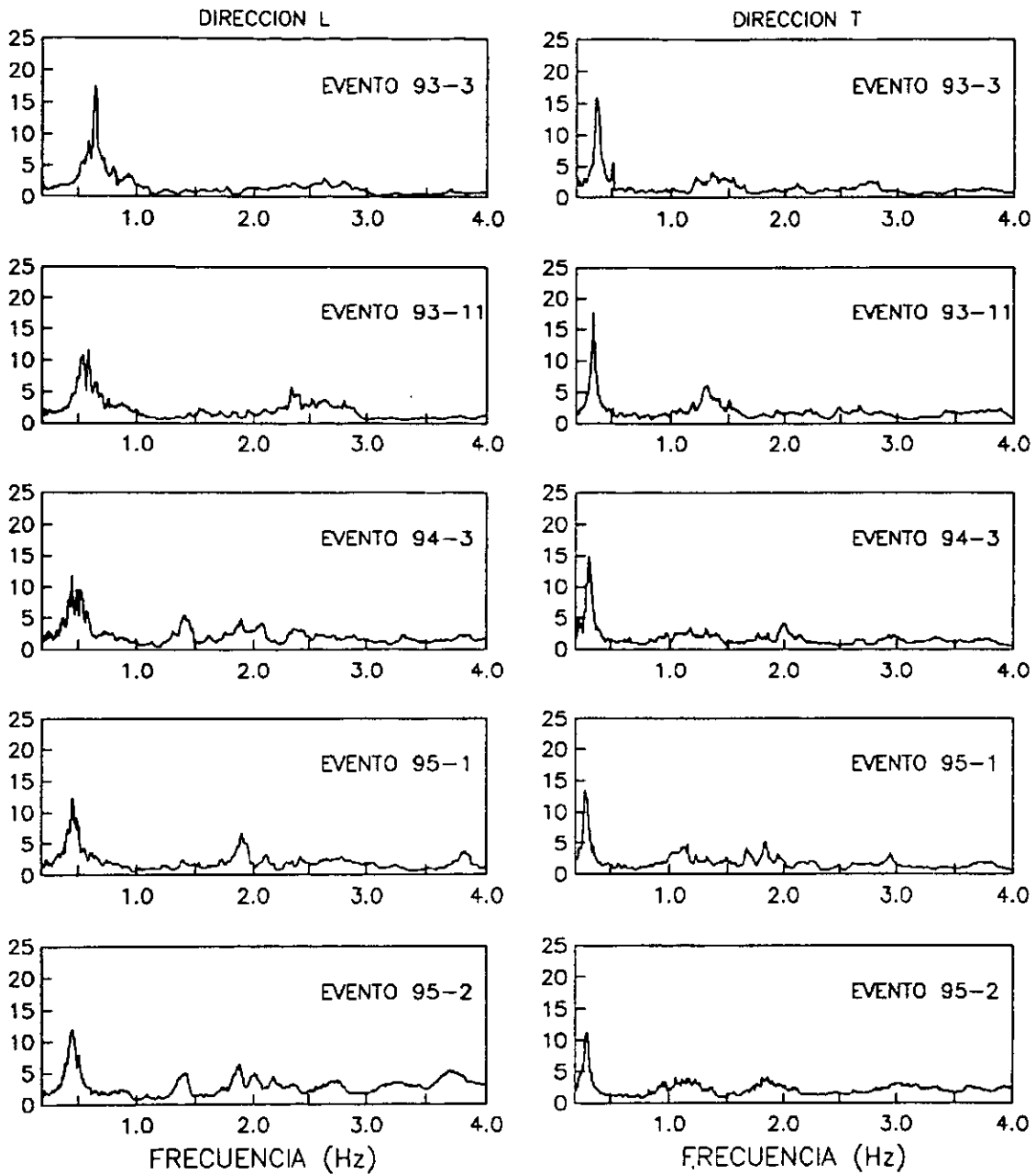


Fig 3.6 Funciones de transferencia entre azotea y campo, en L y T, obtenidas con los registros sísmicos antes de la segunda rehabilitación

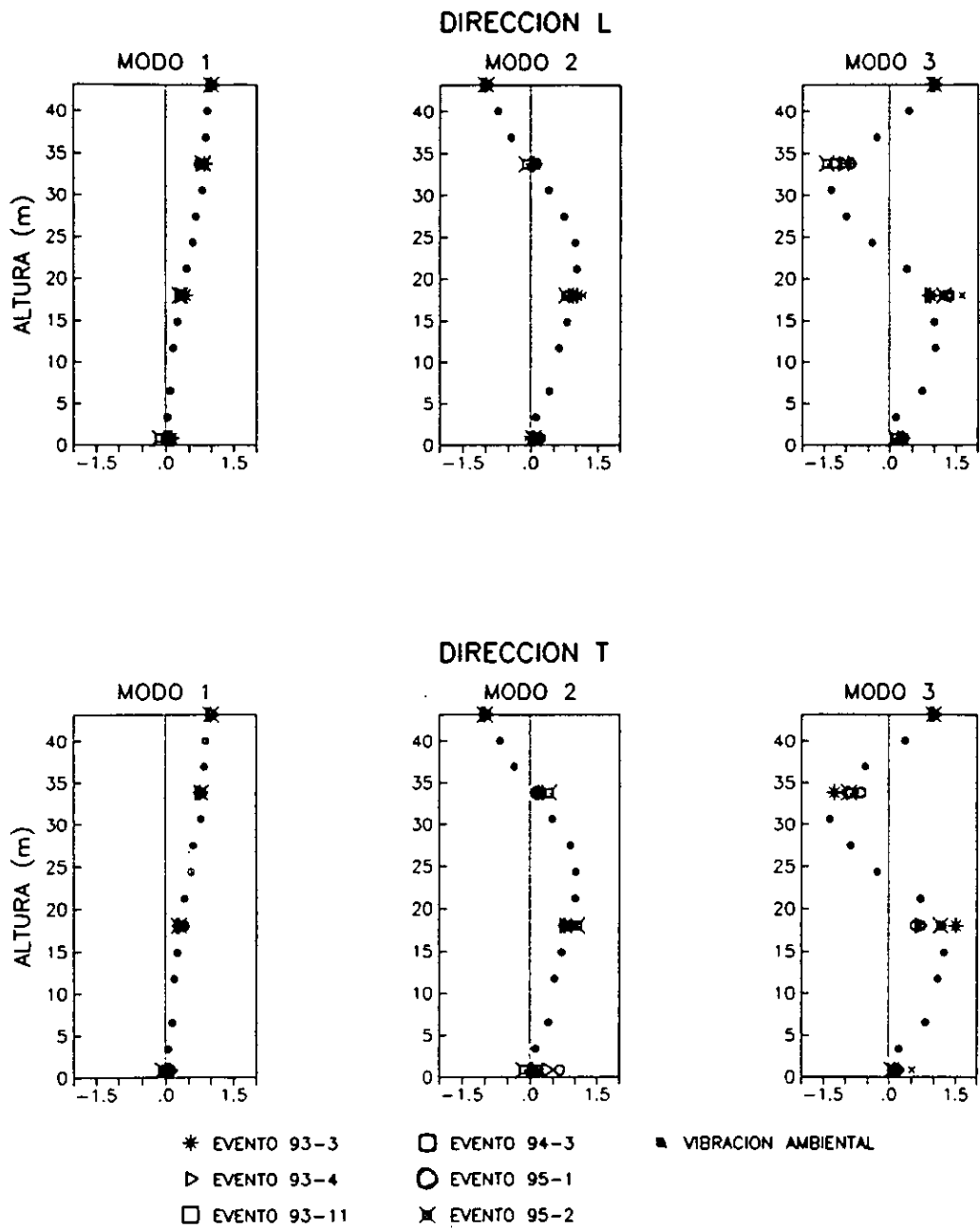


Fig 3.7 Formas modales obtenidas de los registros sismicos antes de la segunda rehabilitación

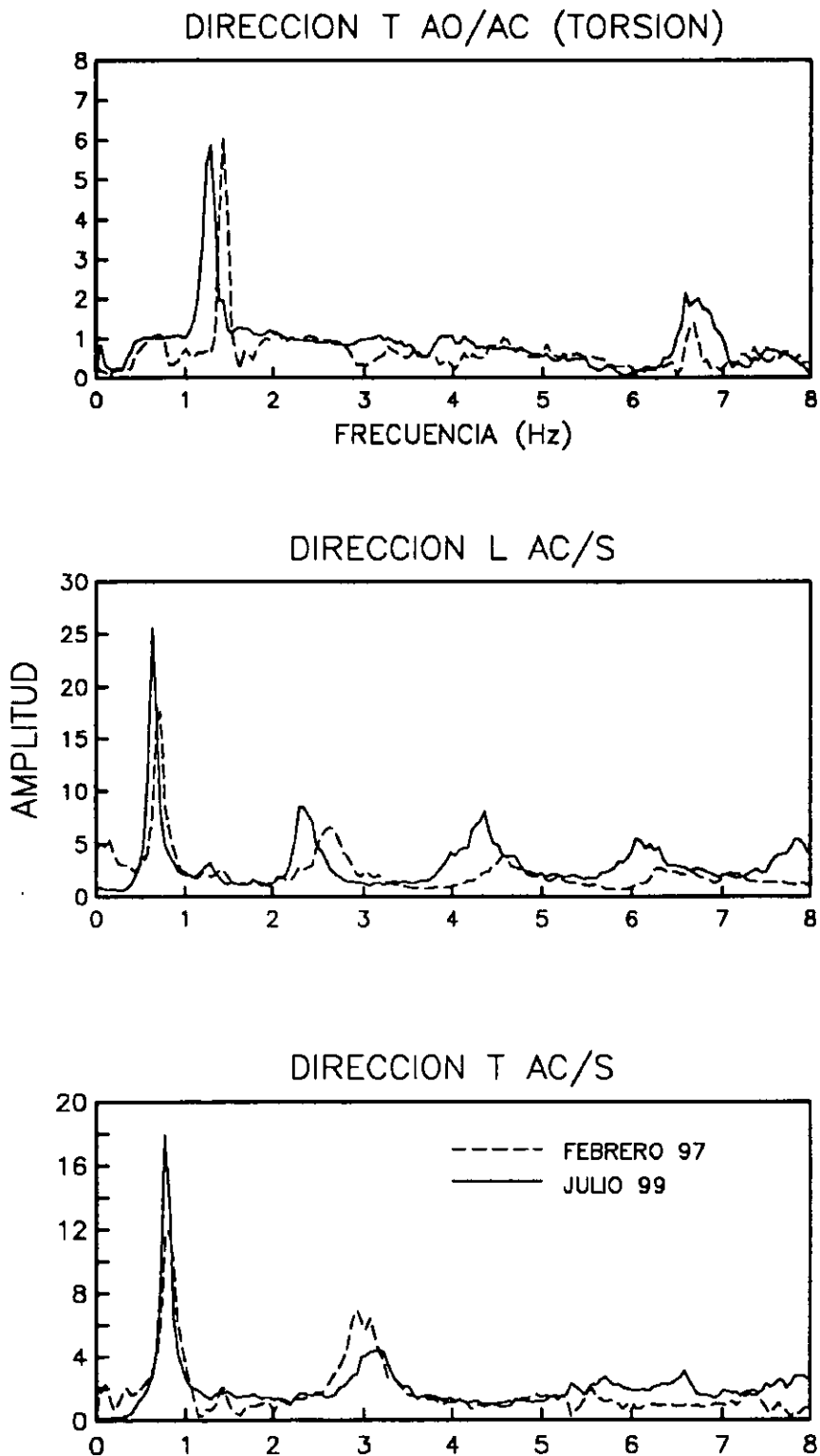


Fig 3.8 Funciones de trasferencia entre azotea y sótano, en L y T, estimadas con los registros de vibración ambiental después de la segunda rehabilitación

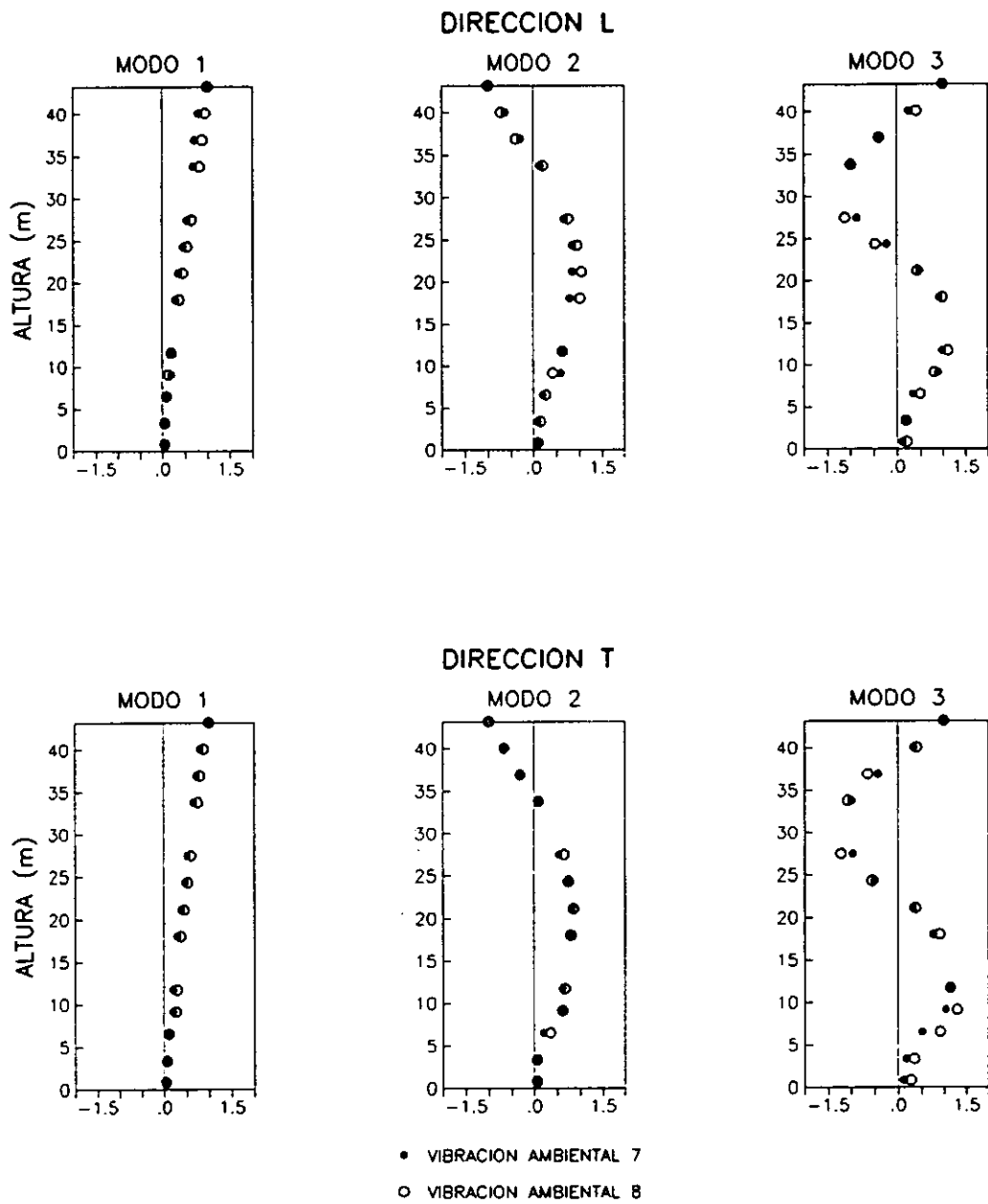


Fig 3.9 Formas modales obtenidas de los registros de vibración ambiental, después de la segunda rehabilitación

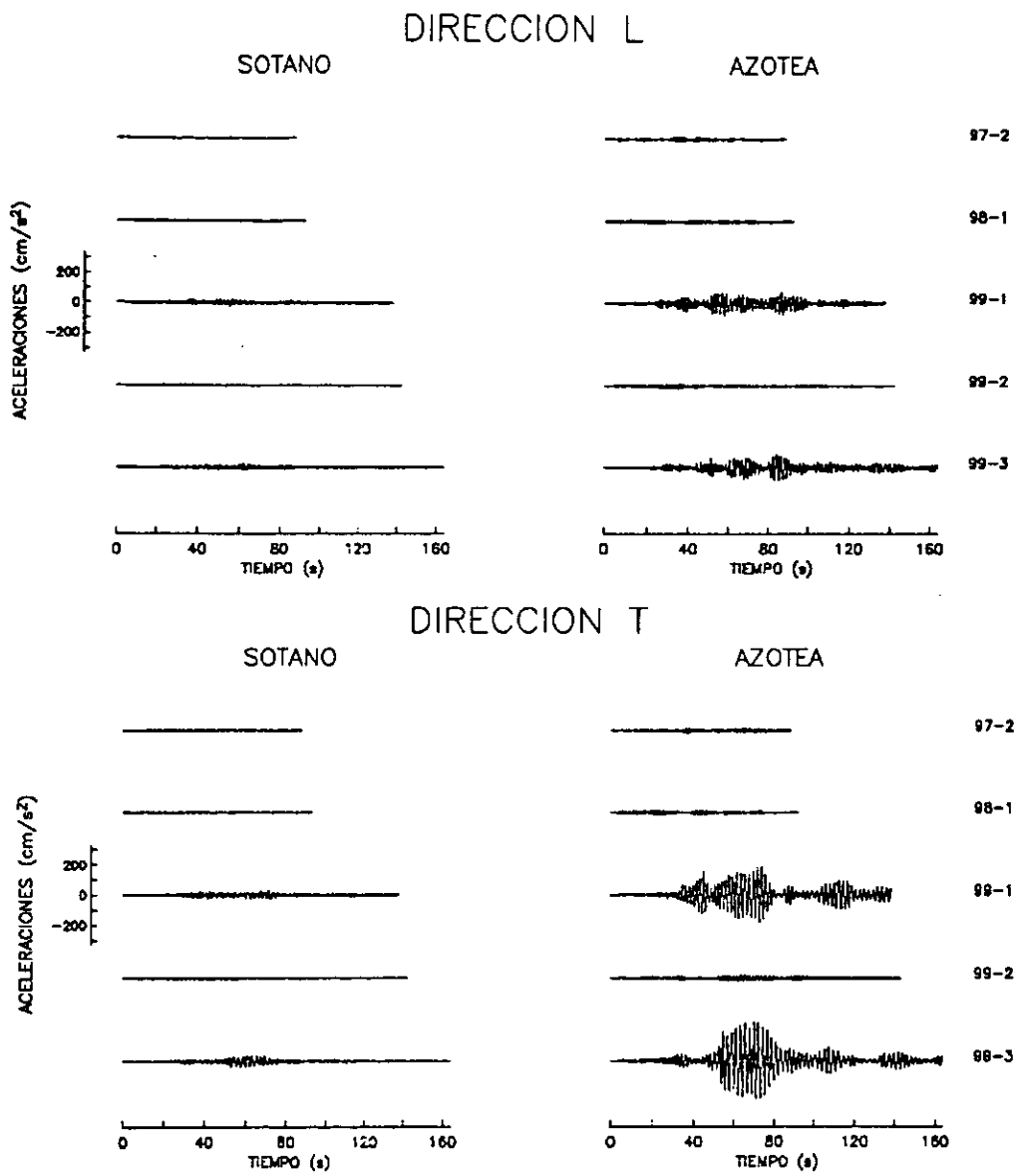


Fig 3.10 Historias de aceleración en azotea y sótano, en L y T de los eventos registrados después de la segunda rehabilitación

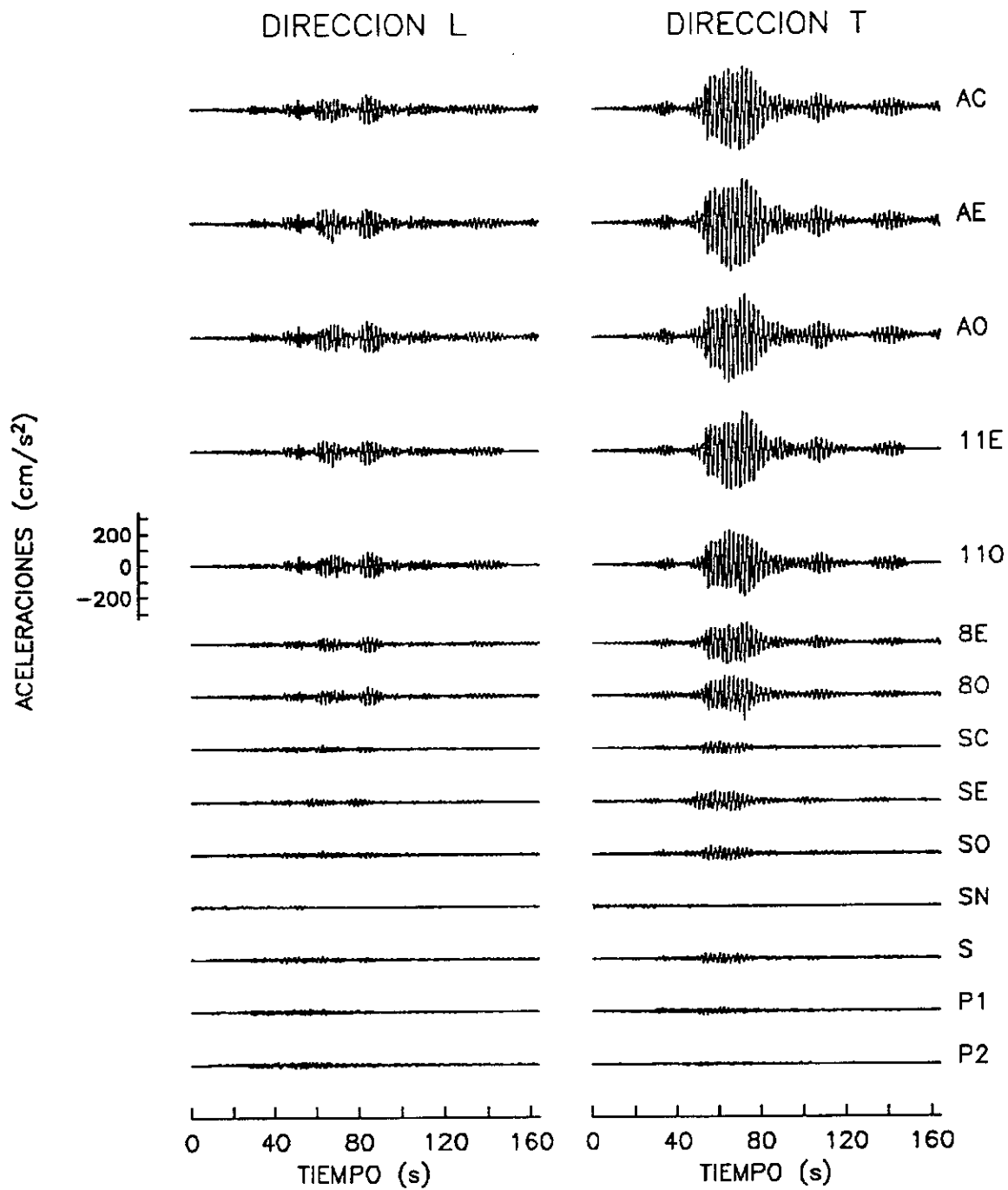


Fig 3.11 Historias de aceleración del evento 99-3

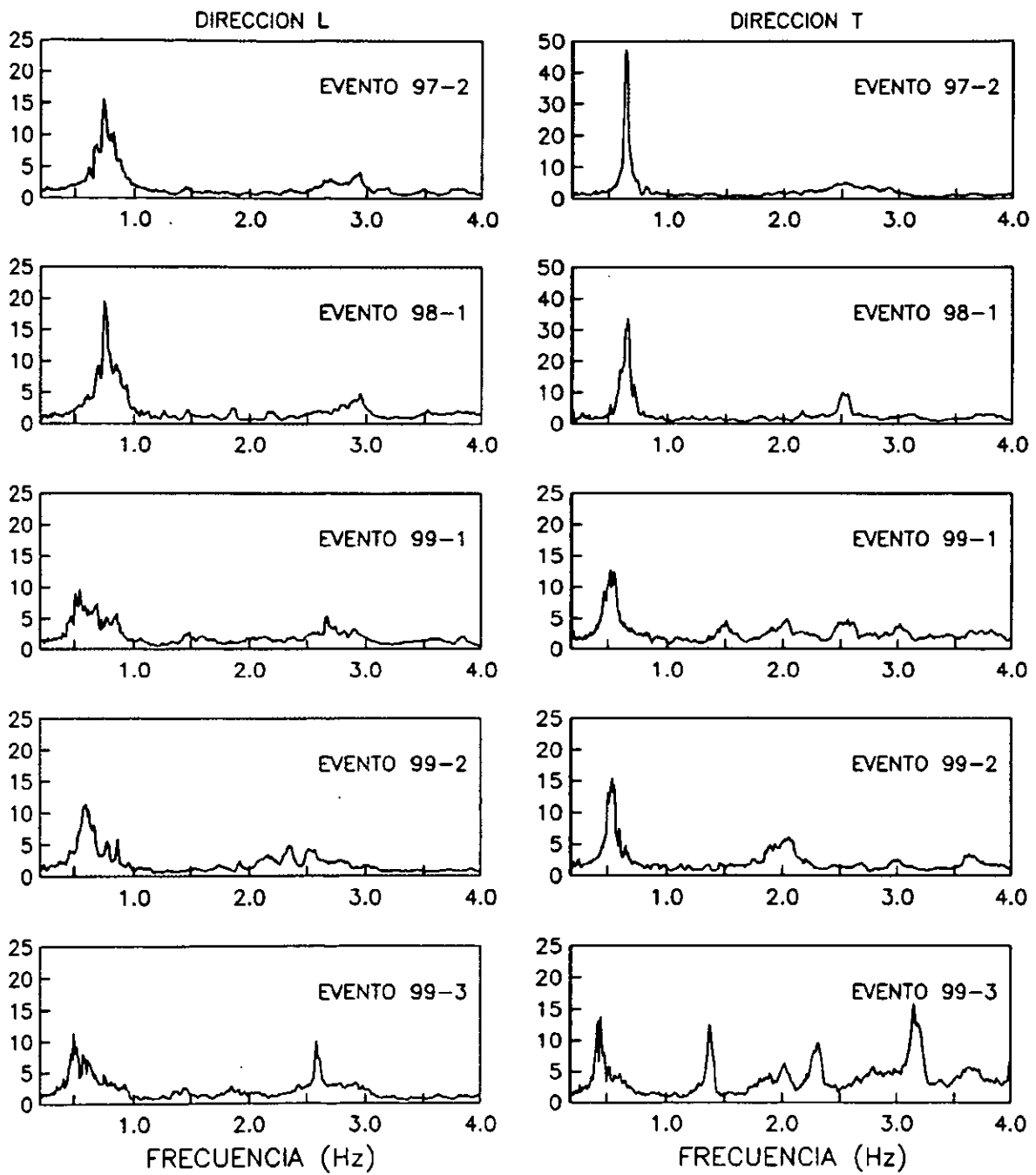


Fig 3.12 Funciones de trasferencia entre azotea y campo, en L y T, obtenidas de los registros sísmicos después de la segunda rehabilitación

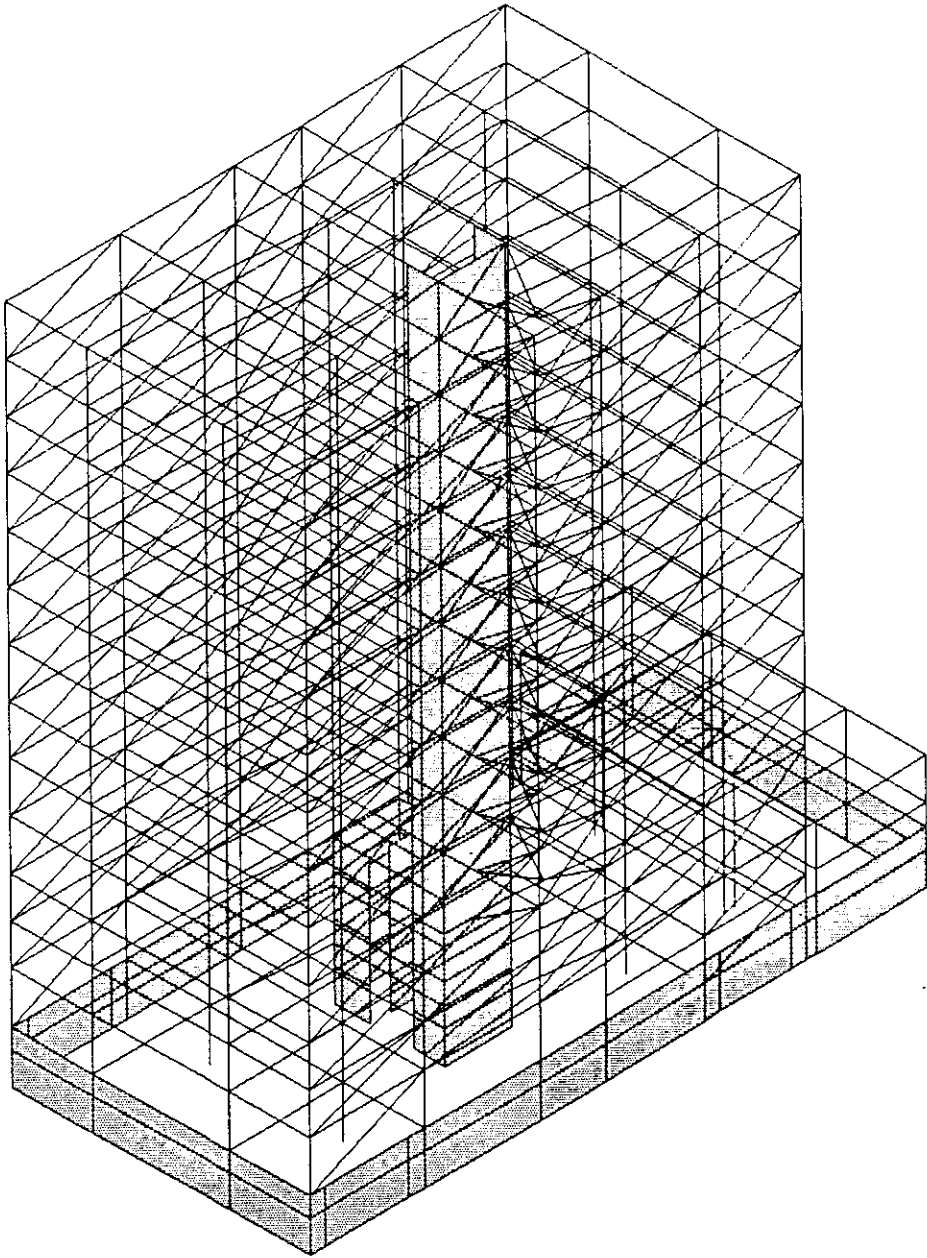


Fig 4.1 Modelo analítico tipo del edificio antes de la segunda rehabilitación

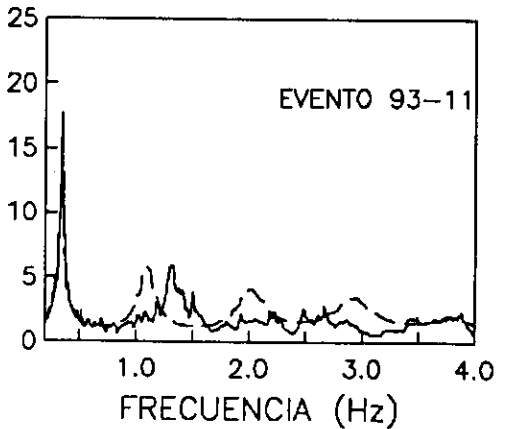
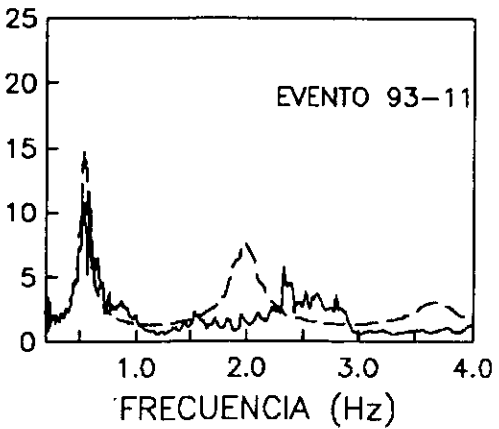
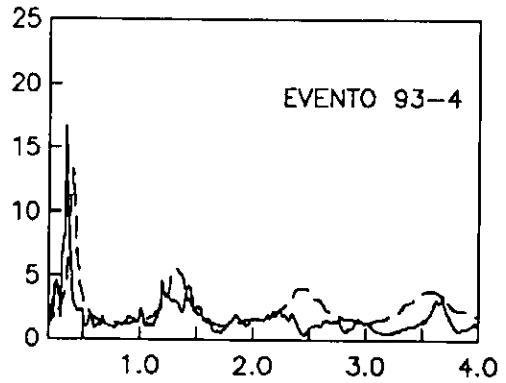
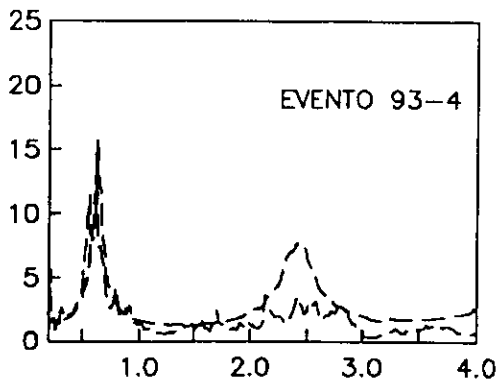
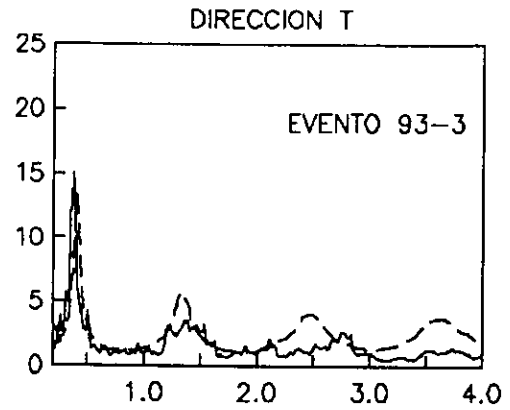
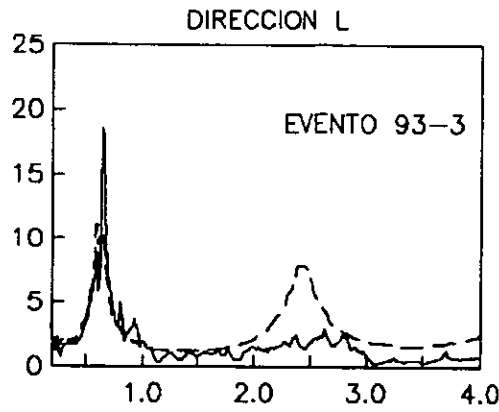


Fig 4.2 Funciones de transferencia experimentales (línea continua) y analíticas (línea discontinua) para eventos sísmicos de pequeña intensidad, antes de la segunda rehabilitación del edificio

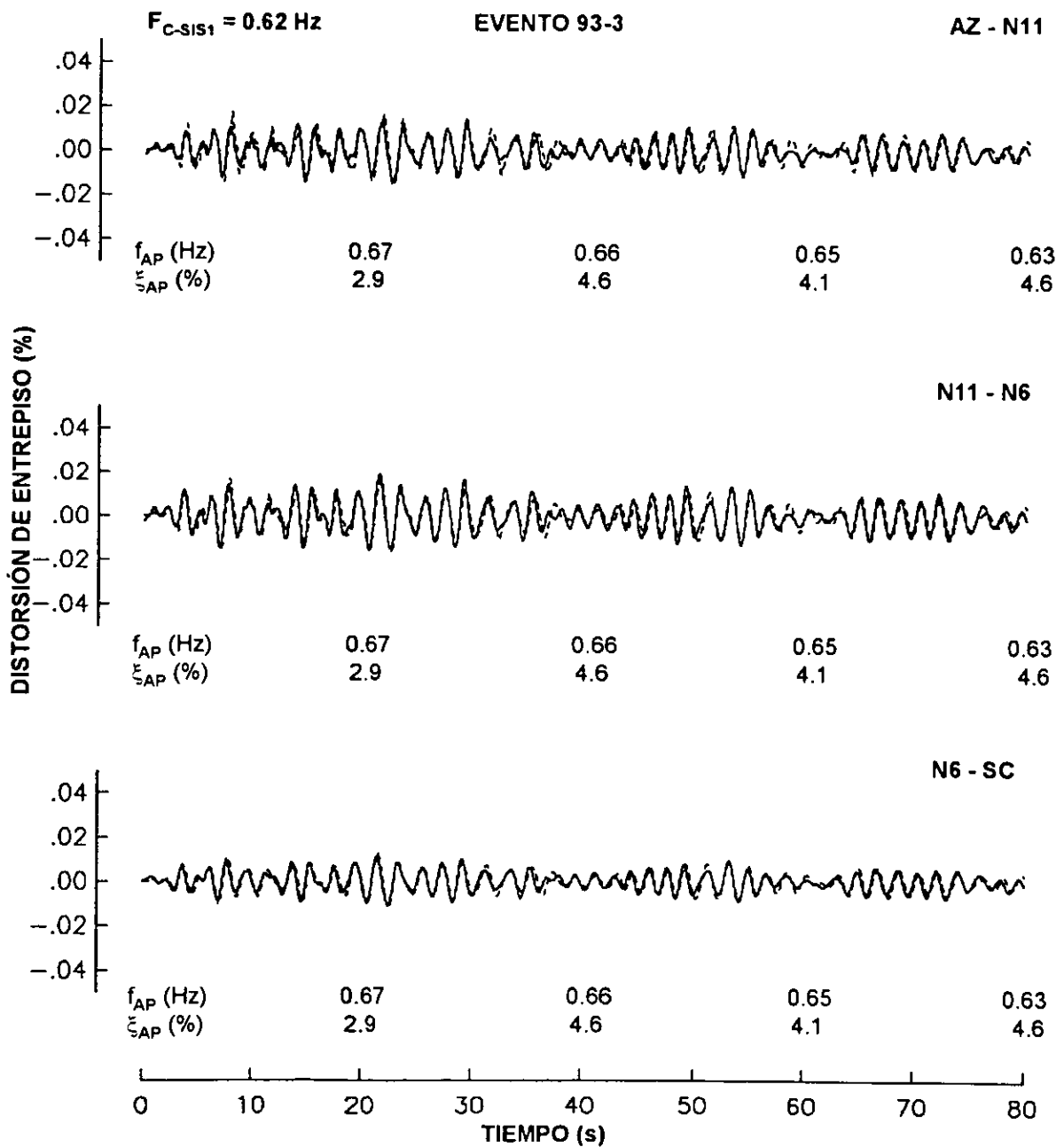


Fig 4.3a Respuestas experimental (línea continua) y analítica (línea discontinua) en dirección L, del evento 93-3, en términos de la distorsión de entrepiso, y comparación con las variaciones de frecuencias (f_{AP}) y amortiguamiento (ξ_{AP}) estimado de los registros sísmicos

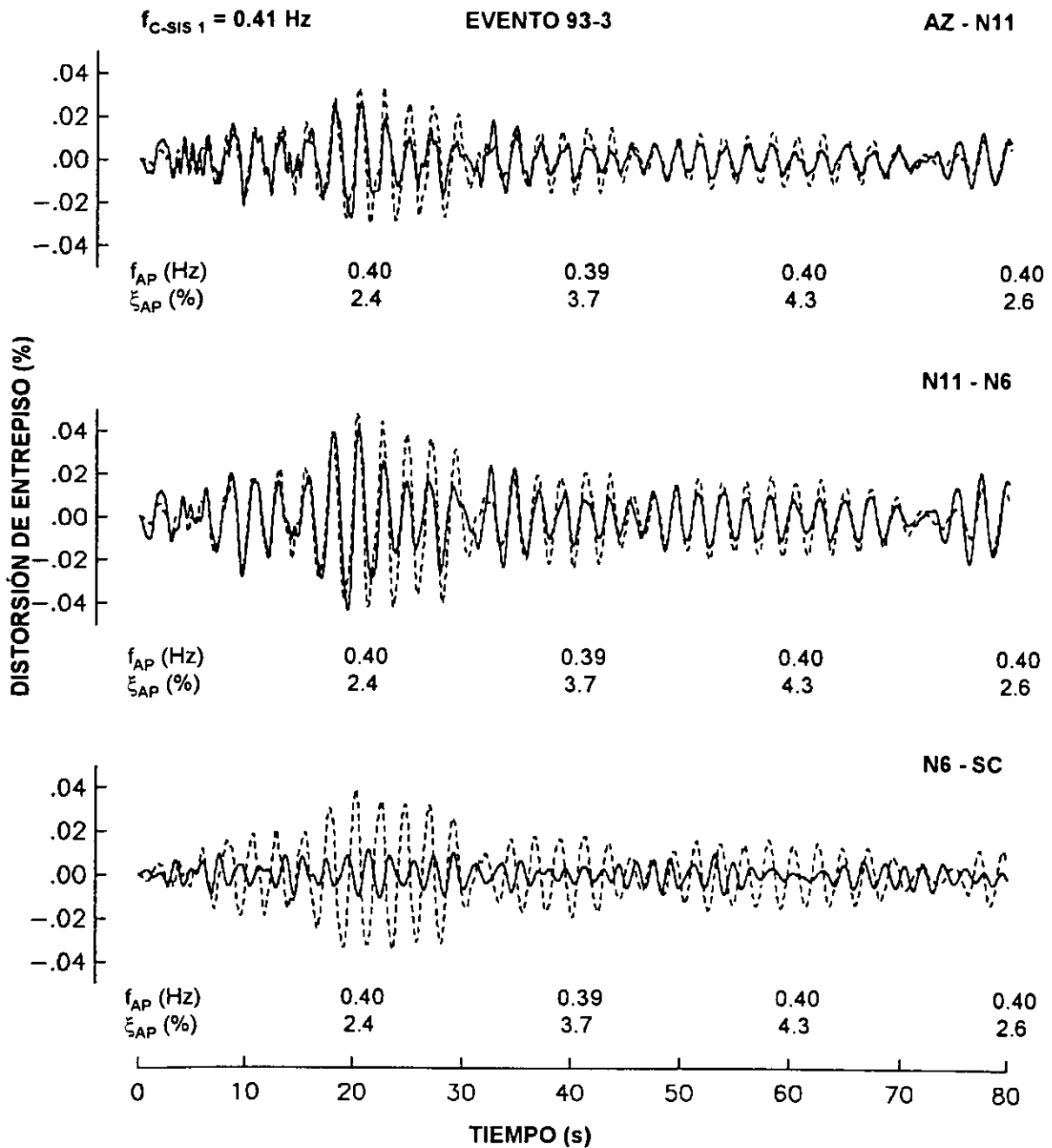


Fig 4.3b Respuestas experimental (línea continua) y analítica (línea discontinua) en dirección T, del evento 93-3, en términos de la distorsión de entrepiso, y comparación con las variaciones de frecuencia (f_{AP}) y amortiguamiento (ξ_{AP}) estimado de los registros sísmicos

$f_{c-sis\ 2} = 0.54\text{ Hz}$

EVENTO 93-11

AZ - N11

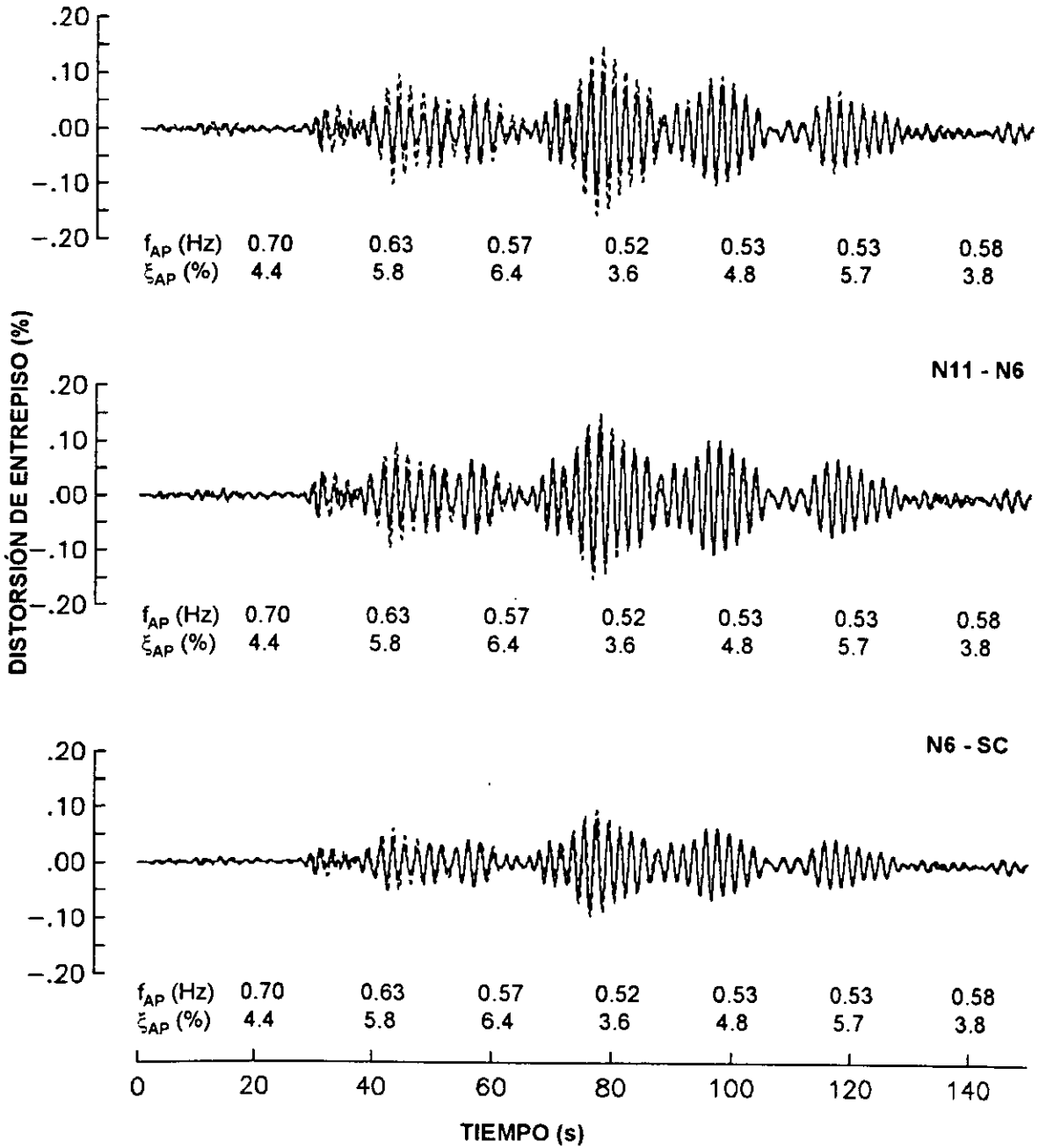


Fig 4.4a Respuestas experimental (línea continua) y analítica (línea discontinua) en dirección L, del evento 93-11, en términos de la distorsión de entrepiso, y comparación con las variaciones de frecuencia (f_{AP}) y amortiguamiento (ξ_{AP}) estimado de los registros sísmicos

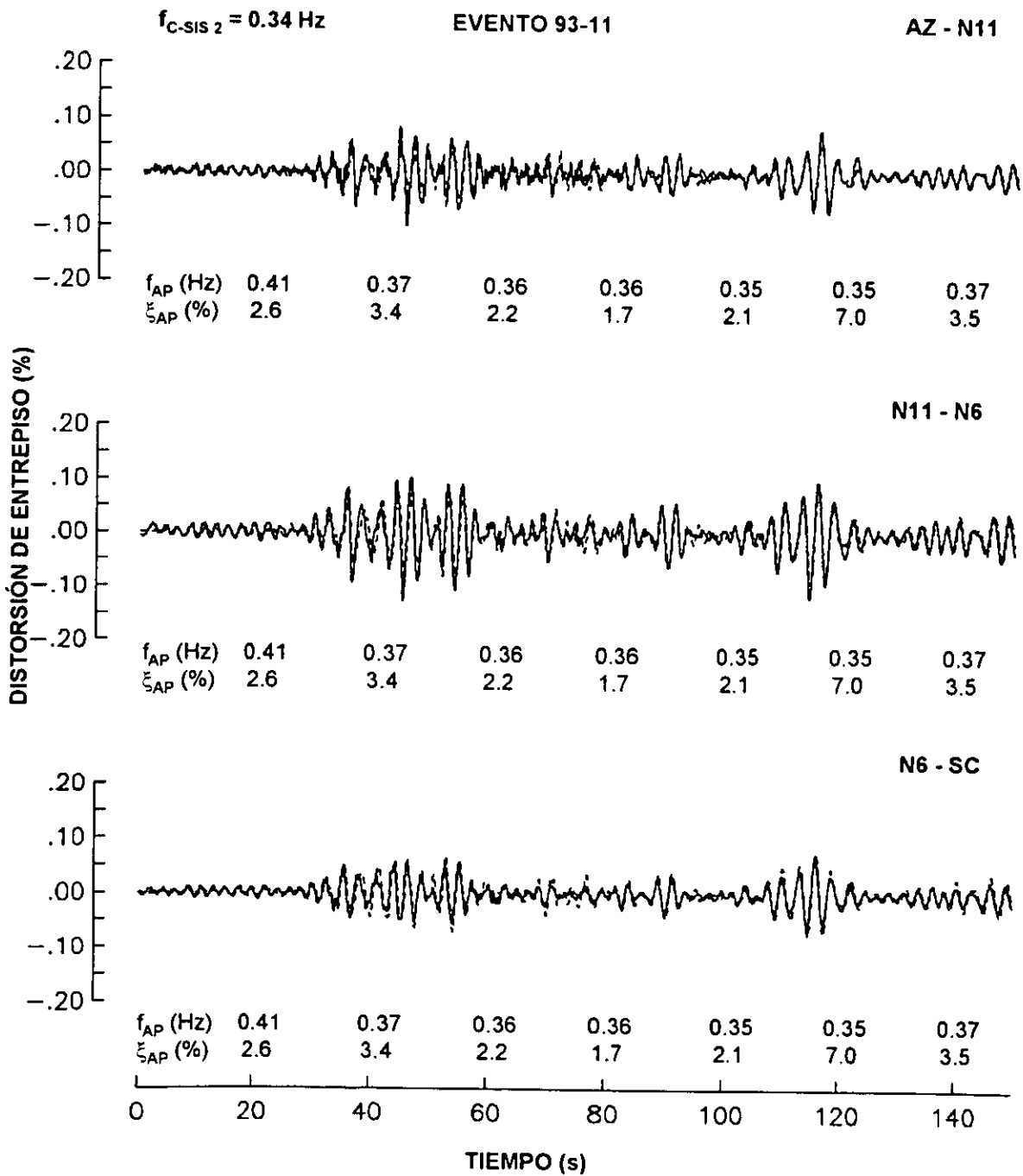


Fig 4.4b Respuestas experimental (línea continua) y analítica (línea discontinua) en dirección T, del evento 93-11, en términos de la distorsión de entrepiso, y comparación con las variaciones de frecuencia (f_{AP}) y amortiguamiento (ξ_{AP}) estimado de los registros sísmicos

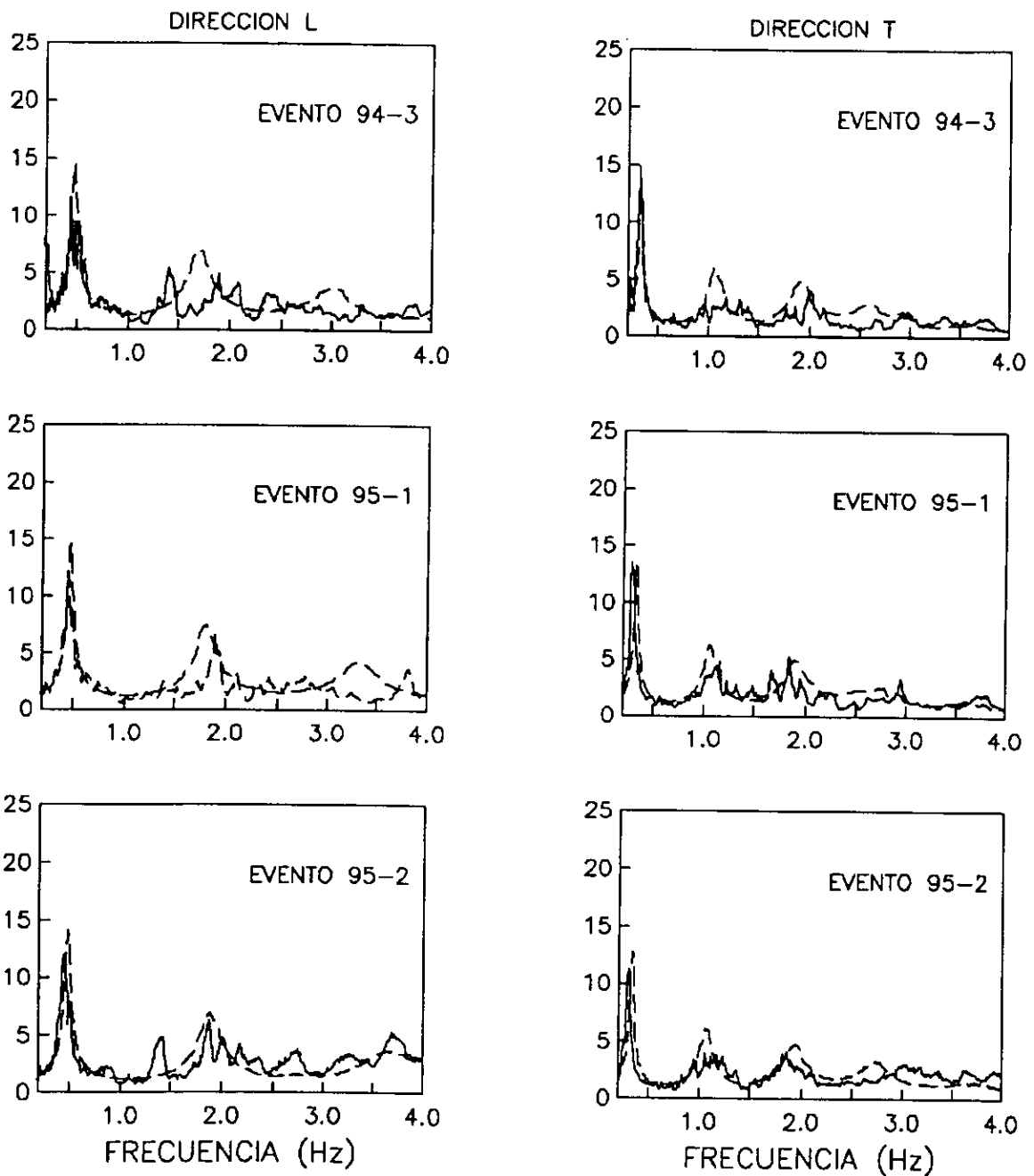


Fig 4.5 Comparación de las funciones de trasferencia experimentales (línea continua) y analíticas (línea discontinua), para eventos sísmicos de moderada intensidad, antes de la segunda rehabilitación del edificio

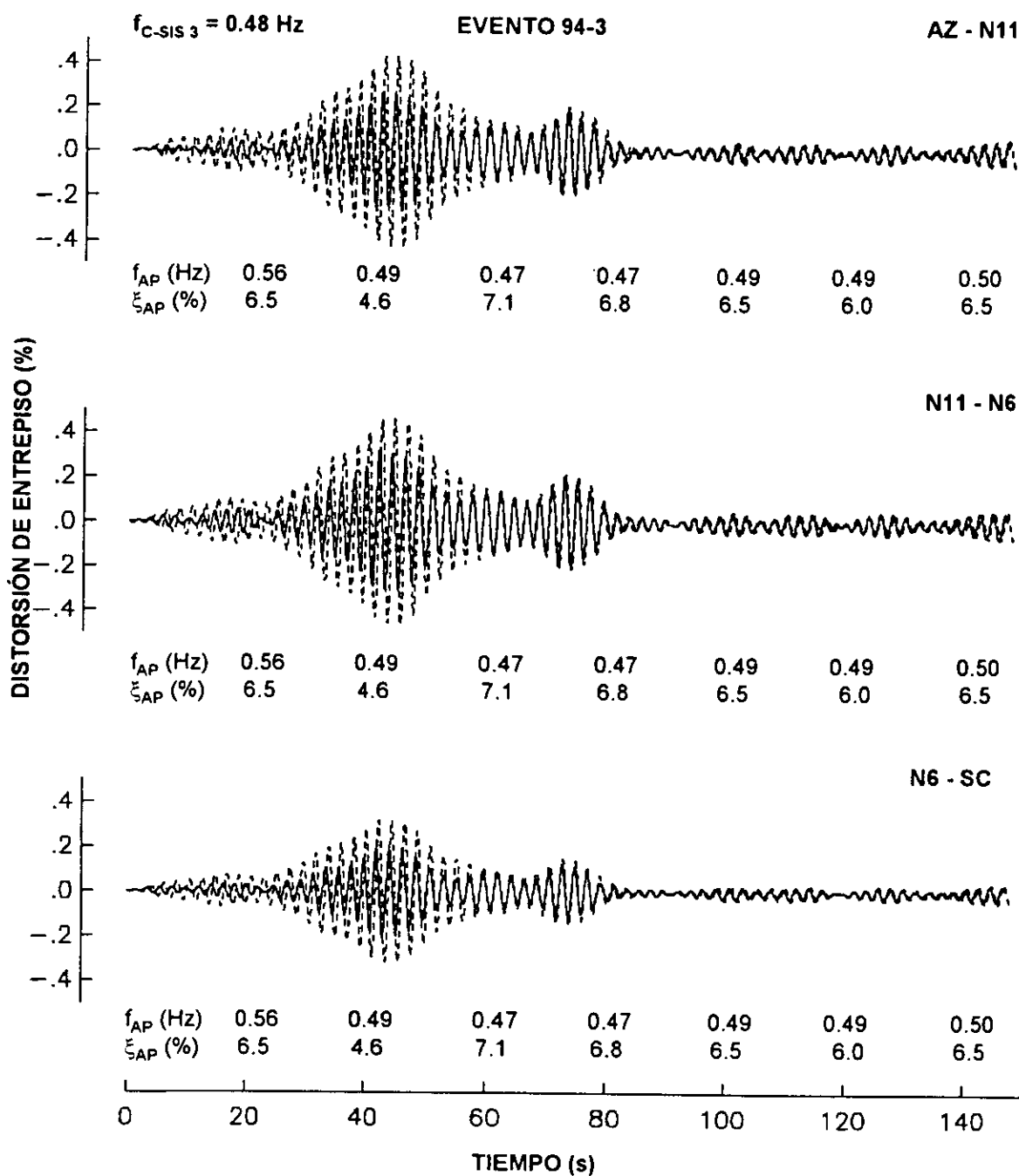


Fig 4.6a Respuestas experimental (línea continua) y analítica (línea discontinua) en dirección L, del evento 94-3, en términos de la distorsión de entrepiso, y comparación con las variaciones de frecuencia (f_{AP}) y amortiguamiento (ξ_{AP}) estimado de los registros sísmicos

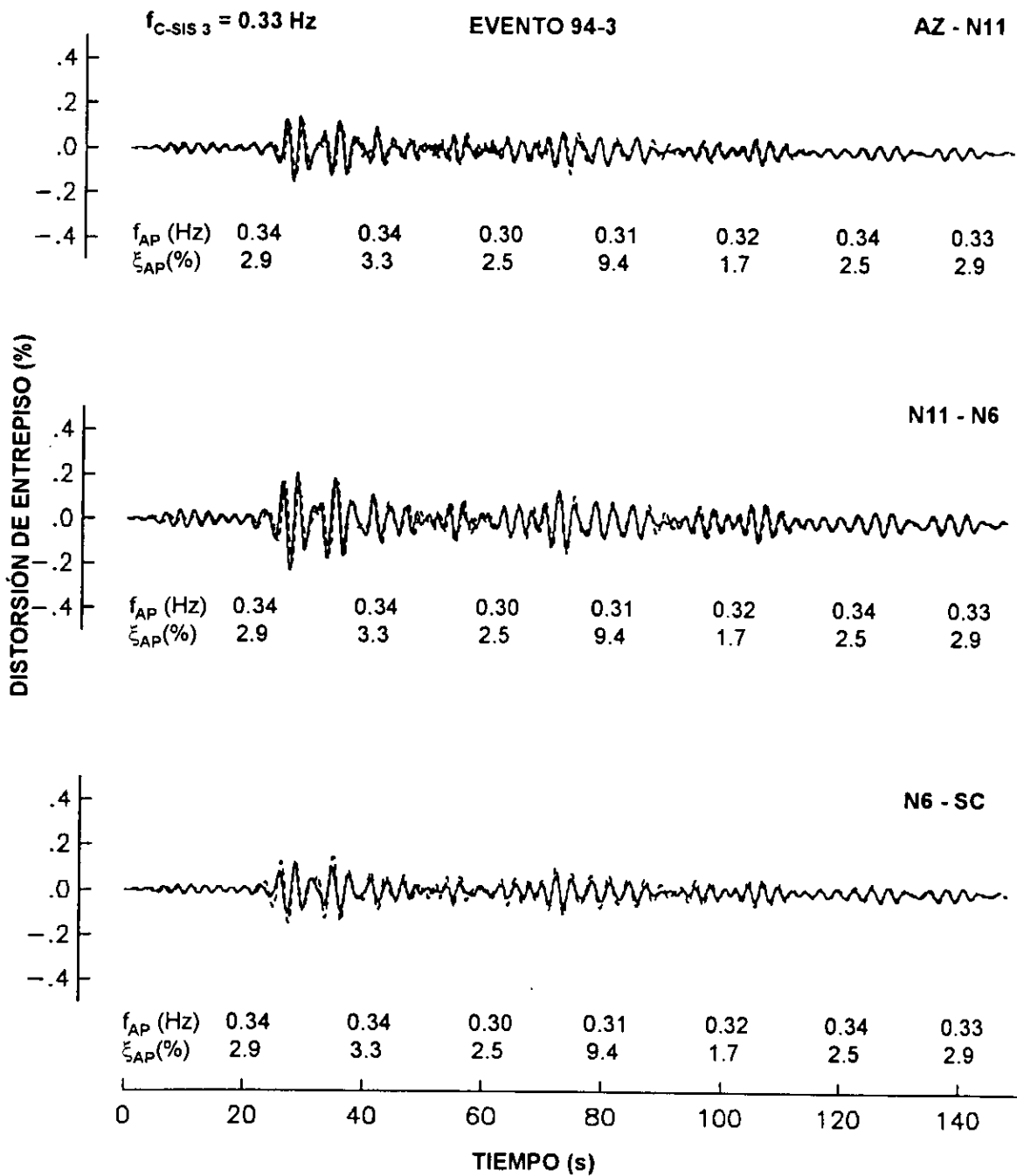


Fig 4.6b Respuestas experimental (línea continua) y analítica (línea discontinua) en dirección T, del evento 94-3, en términos de la distorsión de entrepiso, y comparación con las variaciones de frecuencia (f_{AP}) y amortiguamiento (ξ_{AP}) estimado de los registros sísmicos

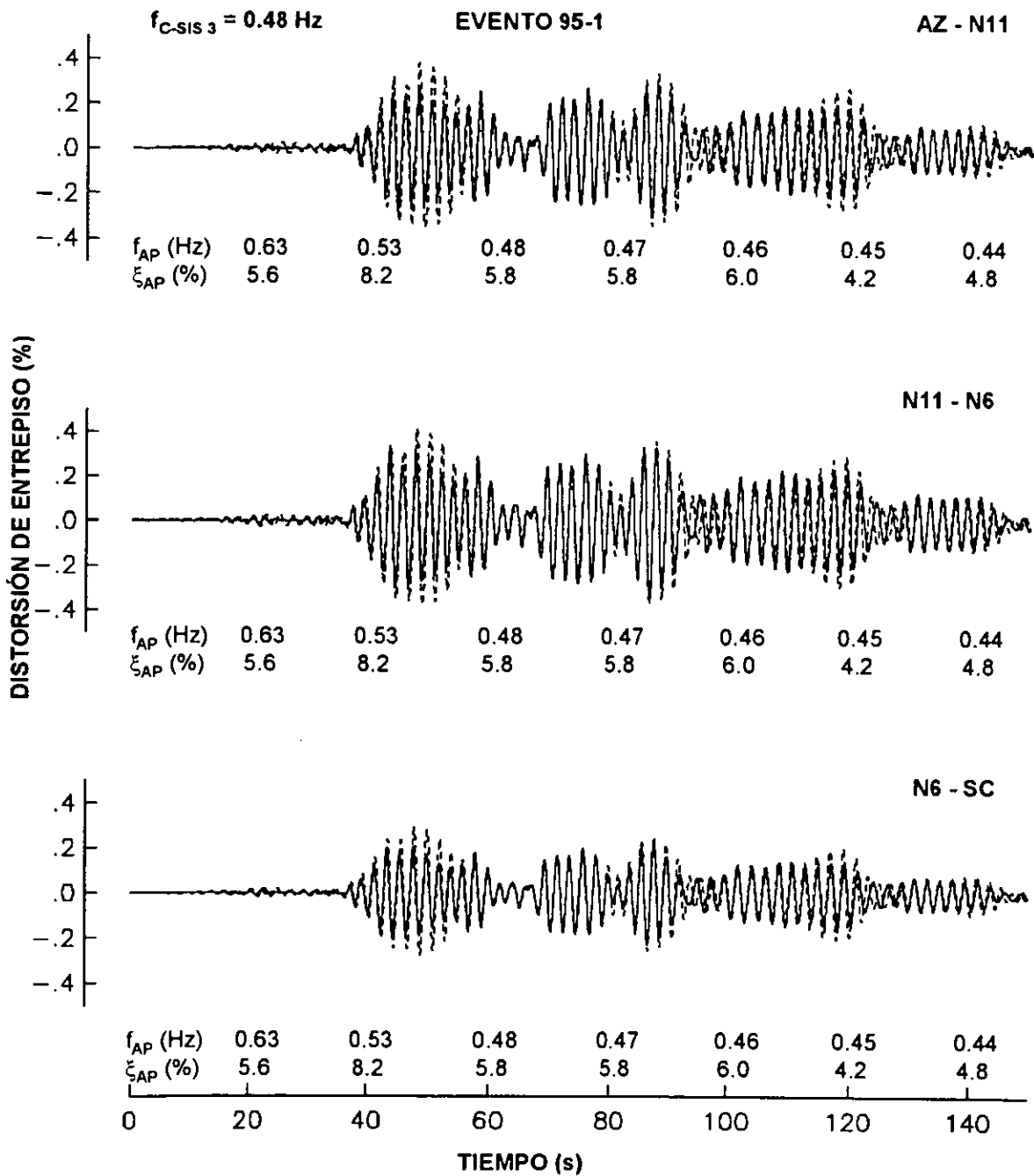


Fig 4.7a Respuestas experimental (línea continua) y analítica (línea discontinua) en dirección L, del evento 95-1, en términos de la distorsión de entrepiso, y comparación con las variaciones de frecuencia (f_{AP}) y amortiguamiento (ξ_{AP}) estimado de los registros sísmicos

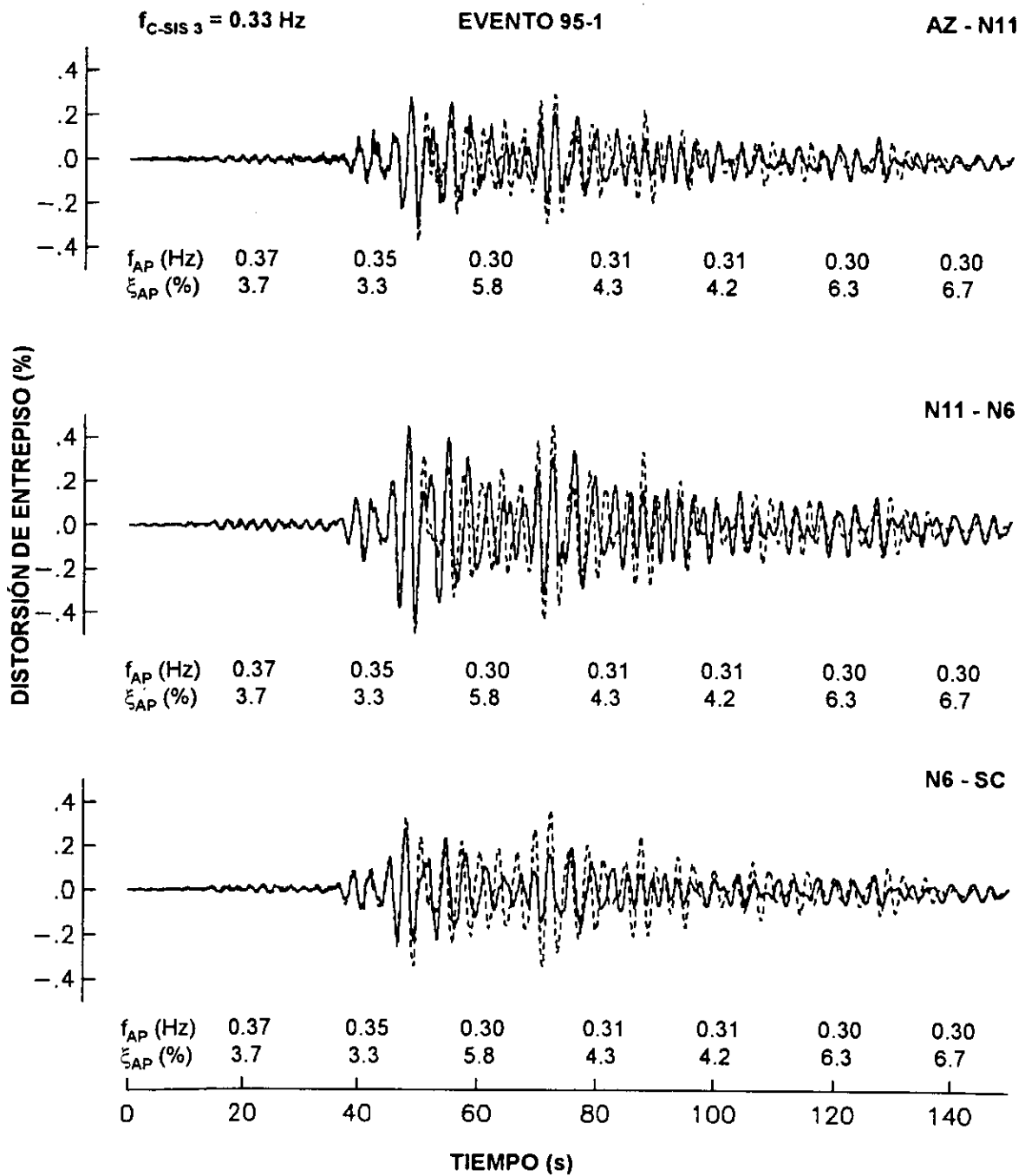


Fig 4.7b Respuestas experimental (línea continua) y analítica (línea discontinua) en dirección T, del evento 95-1, en términos de la distorsión de entrepiso, y comparación con las variaciones de frecuencia (f_{AP}) y amortiguamiento (ξ_{AP}) estimado de los registros sísmicos

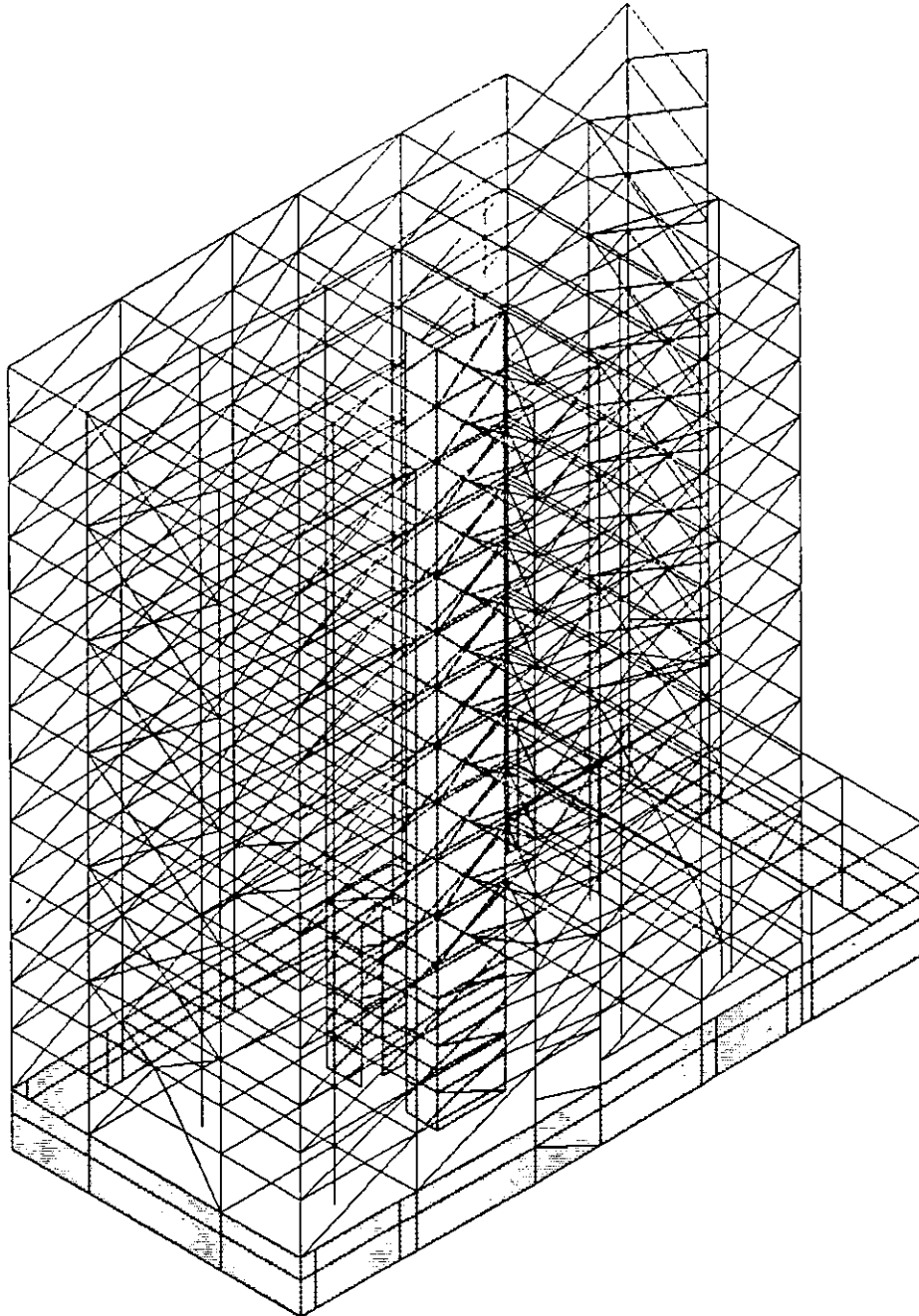


Fig 5.1 Modelo analítico tipo del edificio después de la segunda rehabilitación

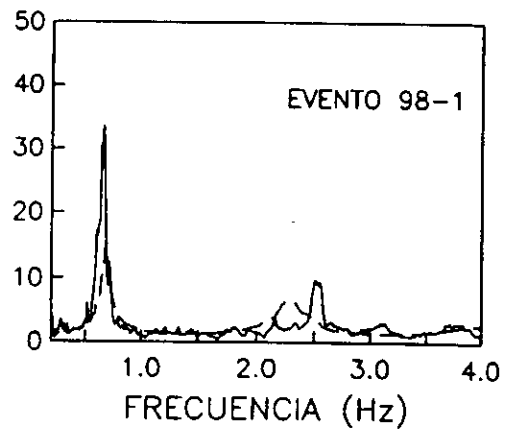
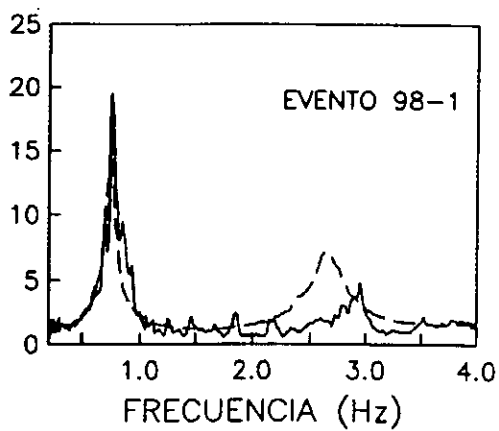
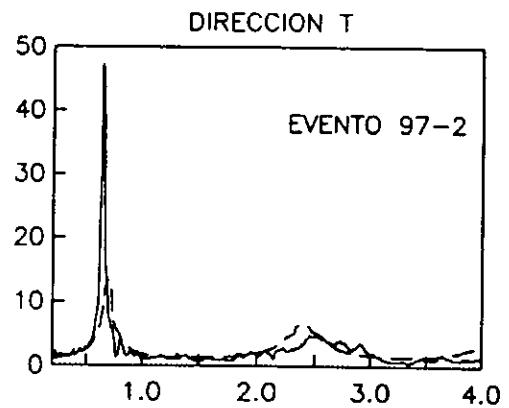
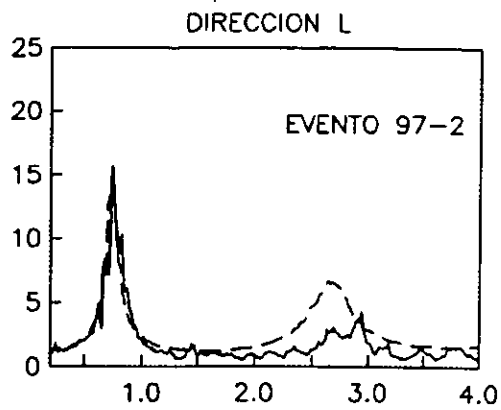


Fig 5.2 Comparación de funciones de trasferencia experimentales (línea continua) y analíticas (línea discontinua) para eventos sísmicos de pequeña intensidad, después de la segunda rehabilitación del edificio

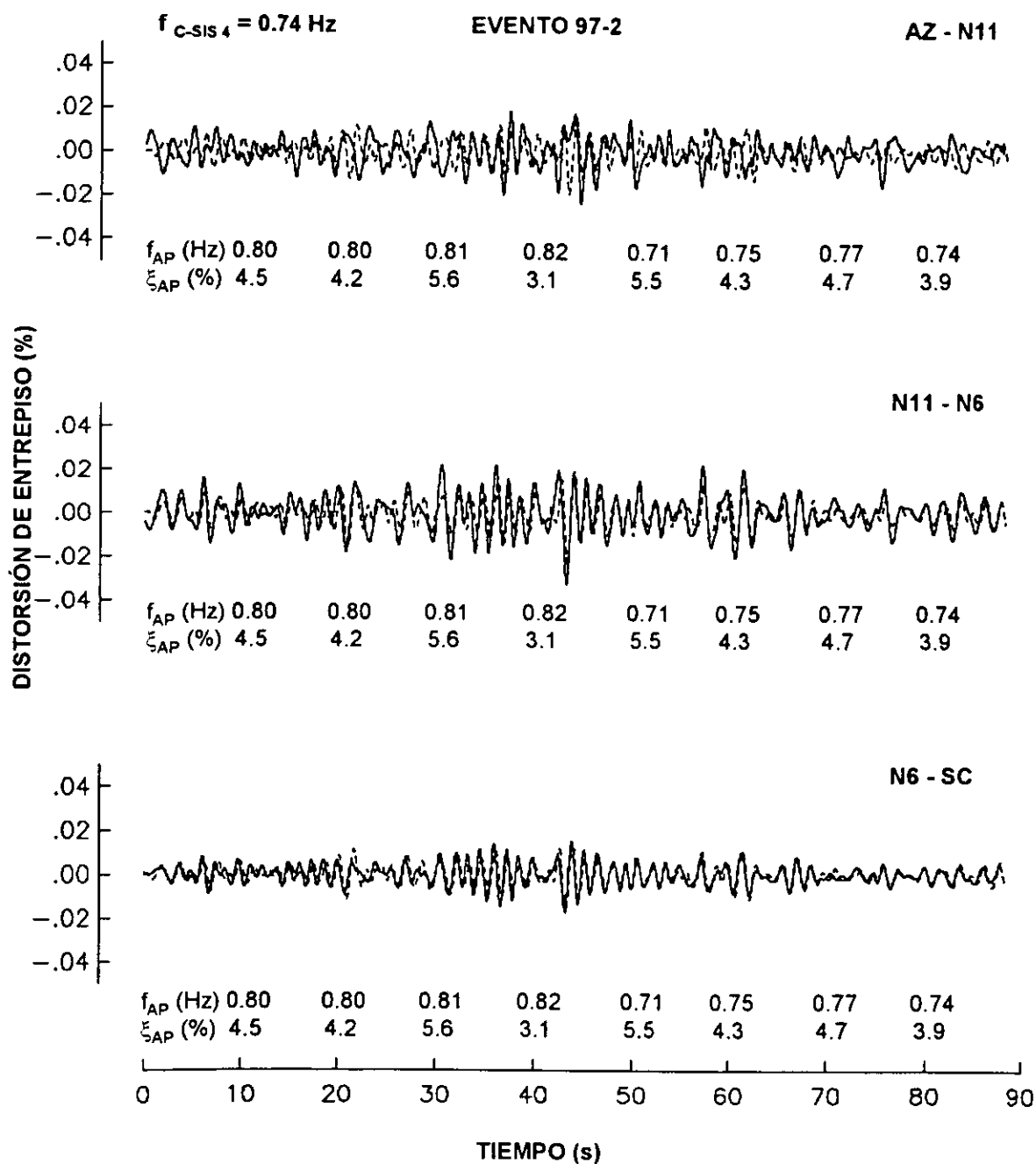


Fig 5.3a Respuestas experimental (línea continua) y analítica (línea discontinua) en dirección L, del evento 97-2, en términos de la distorsión de entrepiso, y comparación con las variaciones de frecuencia (f_{AP}) y amortiguamiento (ξ_{AP}) estimado de los registros sísmicos

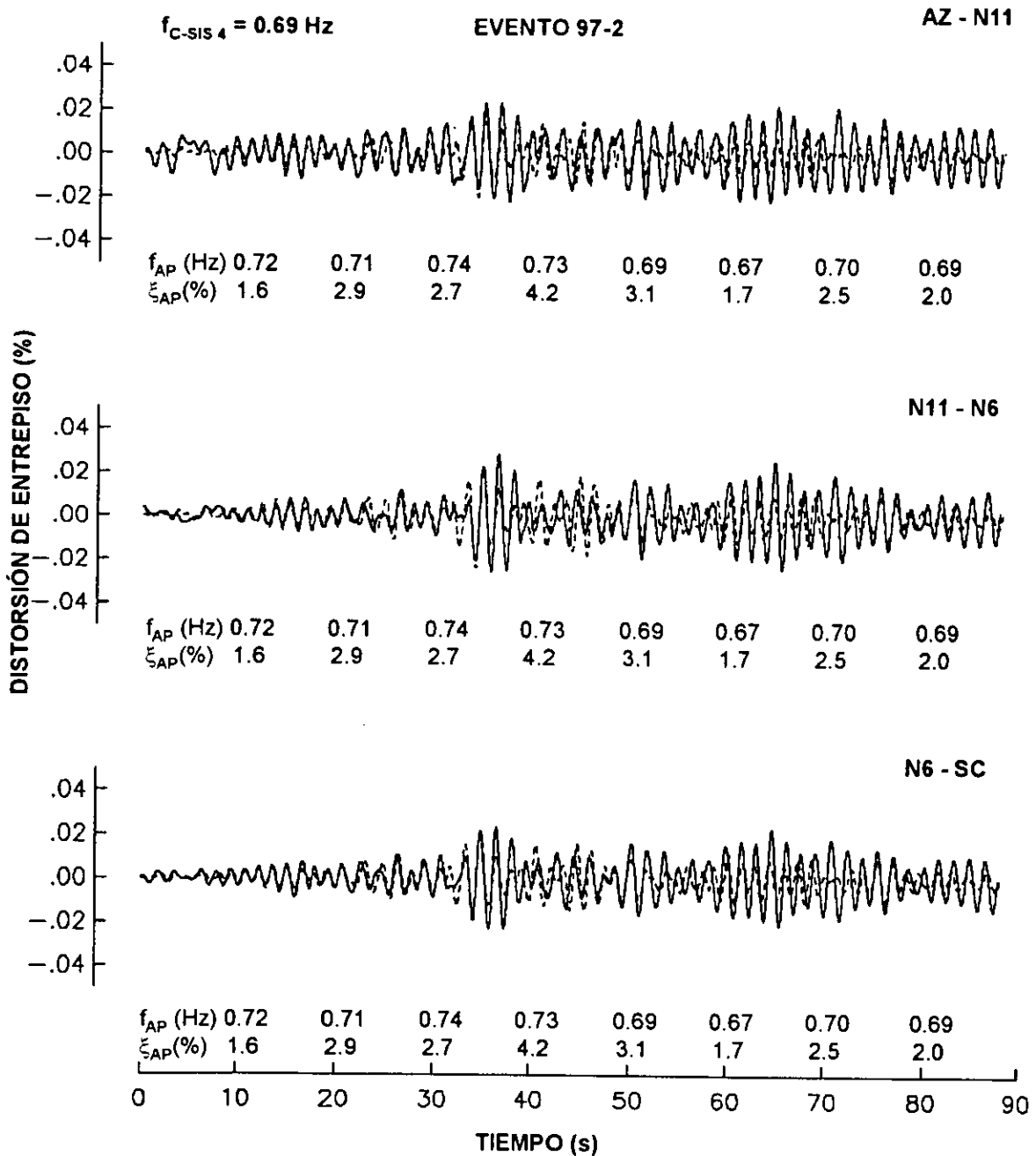


Fig 5.3b Respuestas experimental (línea continua) y analítica (línea discontinua) en dirección T, del evento 97-2, en términos de la distorsión de entrepiso, y comparación con las variaciones de frecuencia (f_{AP}) y amortiguamiento (ξ_{AP}) estimado de los registros sísmicos

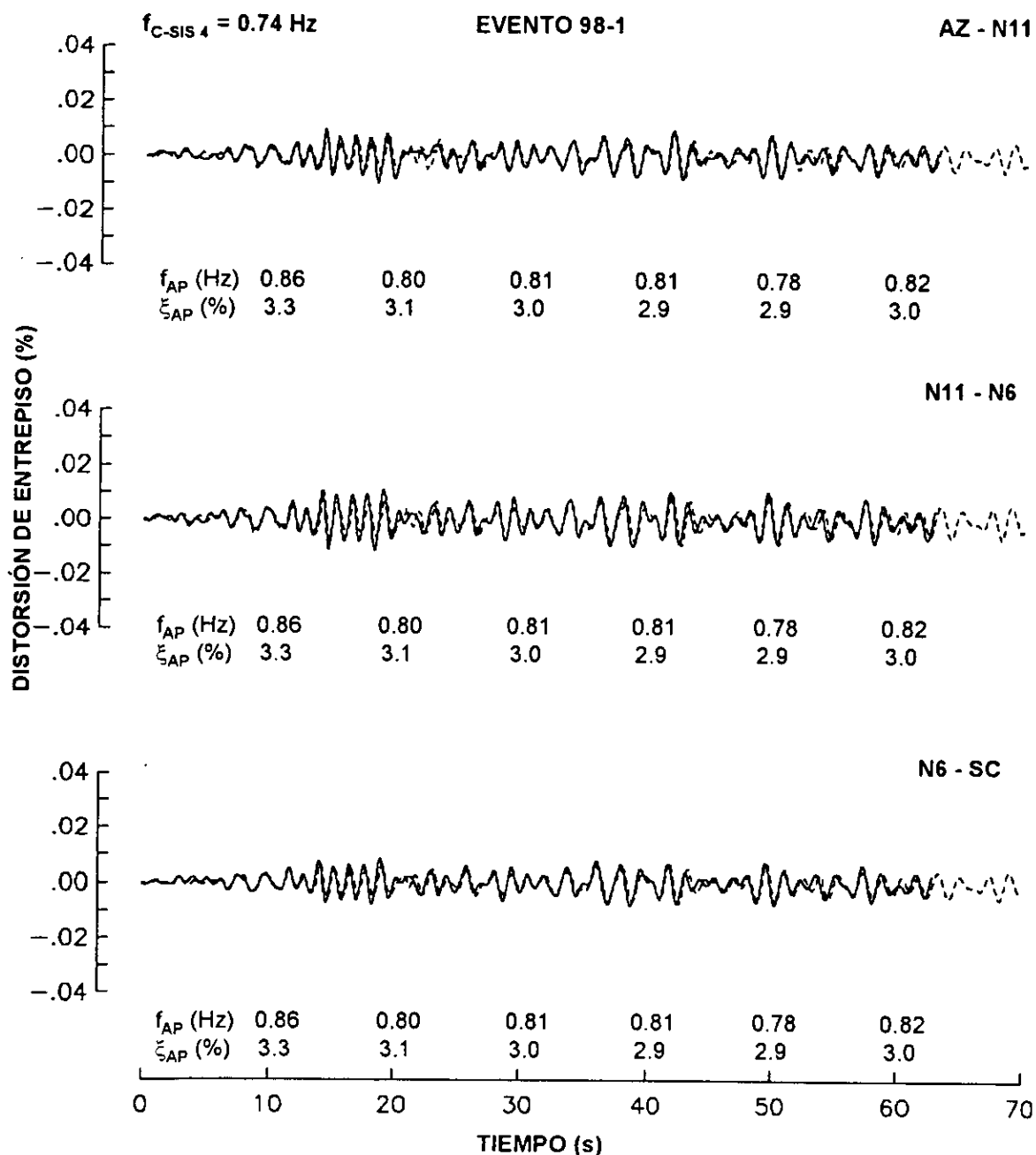


Fig 5.4 Respuestas experimental (línea continua) y analítica (línea discontinua) en dirección L, del evento 98-1, en términos de la distorsión de entrepiso, y comparación con las variaciones de frecuencia (f_{AP}) y amortiguamiento (ξ_{AP}) estimado de los registros sísmicos

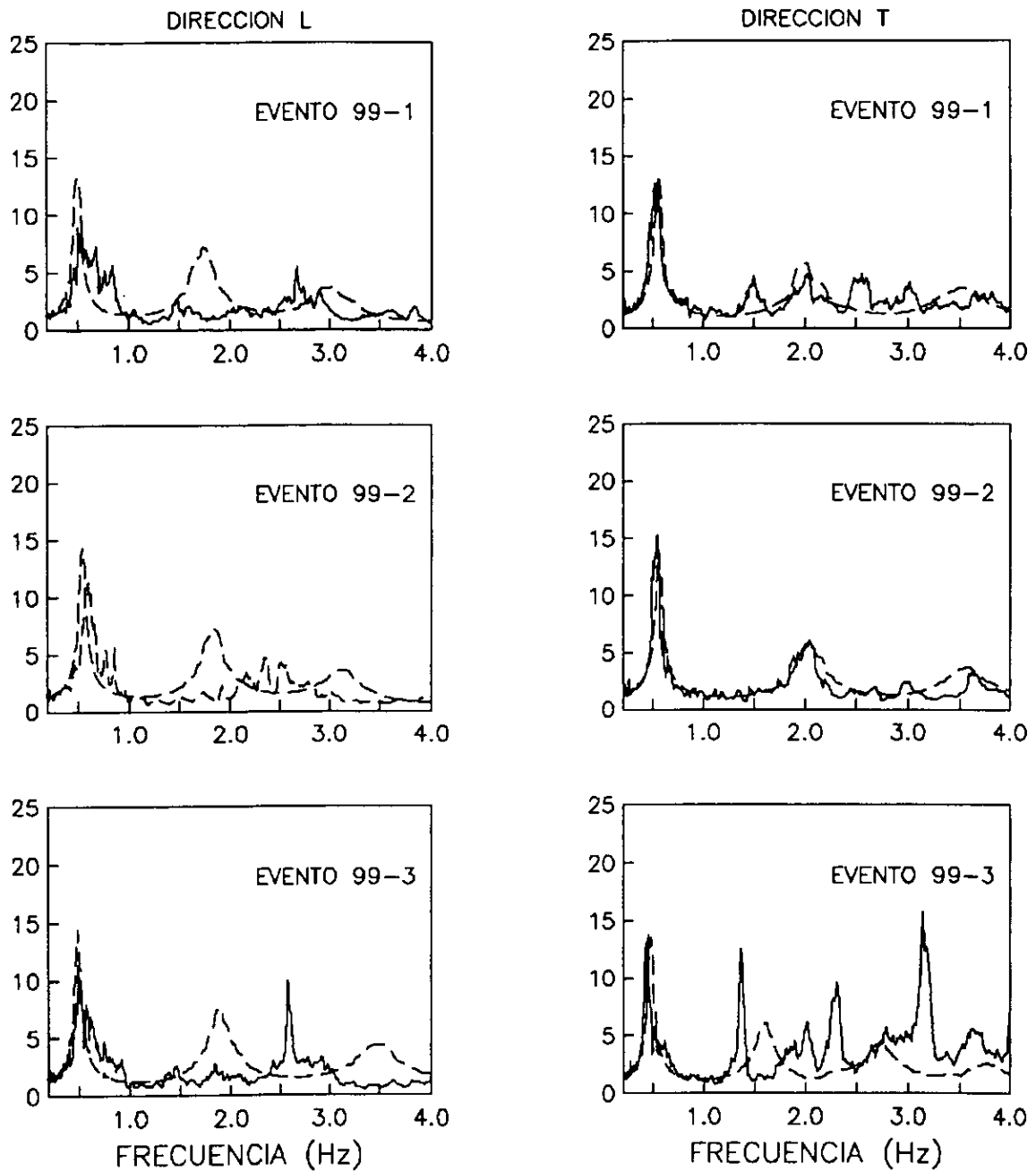


Fig 5.5 Comparación de las funciones de trasferencia experimentales (línea continua) y analíticas (línea discontinua) para los sismos de moderada intensidad después de la segunda rehabilitación del edificio

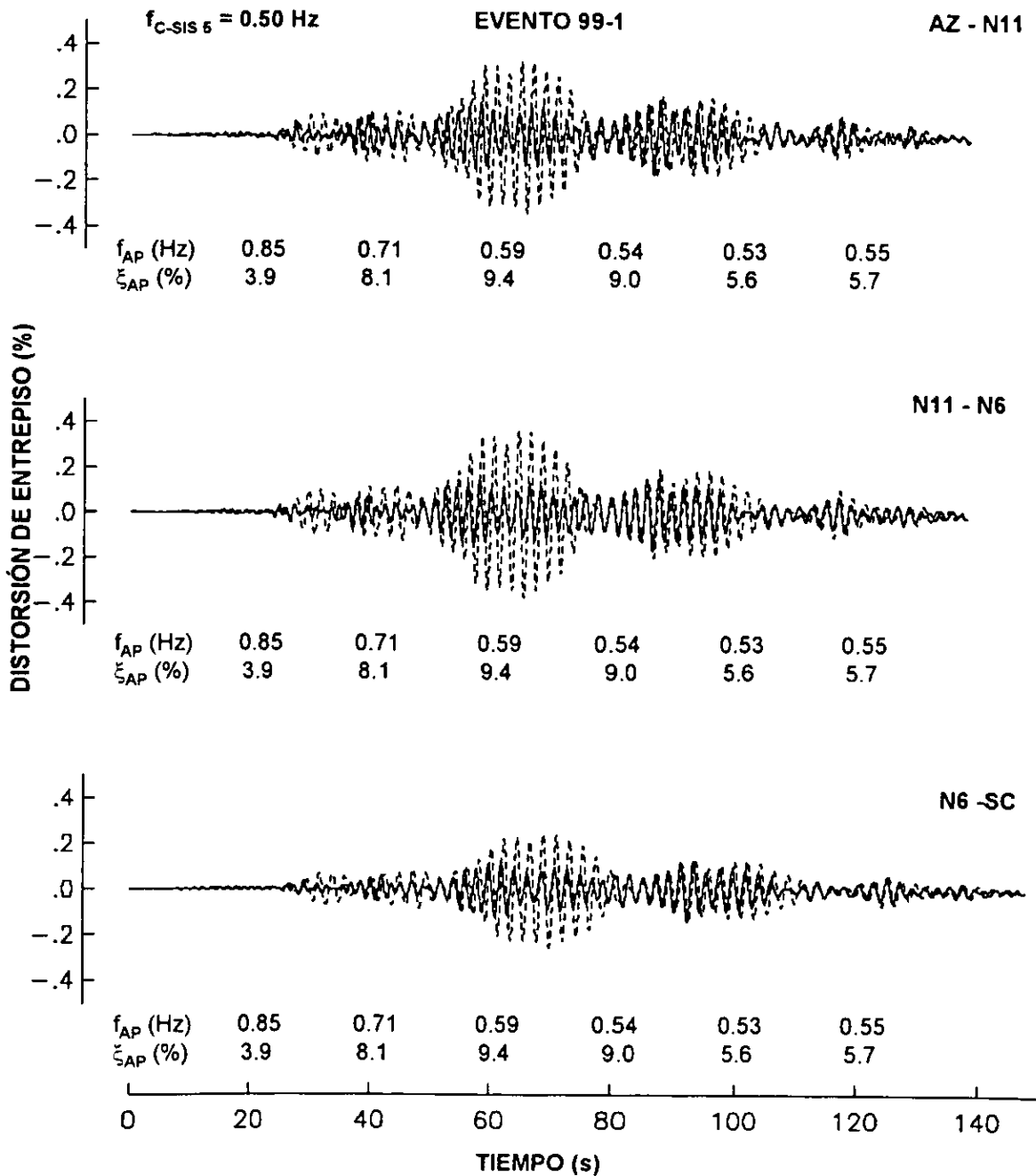


Fig 5.6a Respuestas experimental (línea continua) y analítica (línea discontinua) en dirección L, del evento 99-1, en términos de la distorsión de entrepiso, y comparación con las variaciones de frecuencia (f_{AP}) y amortiguamiento (ξ_{AP}) estimado de los registros sísmicos

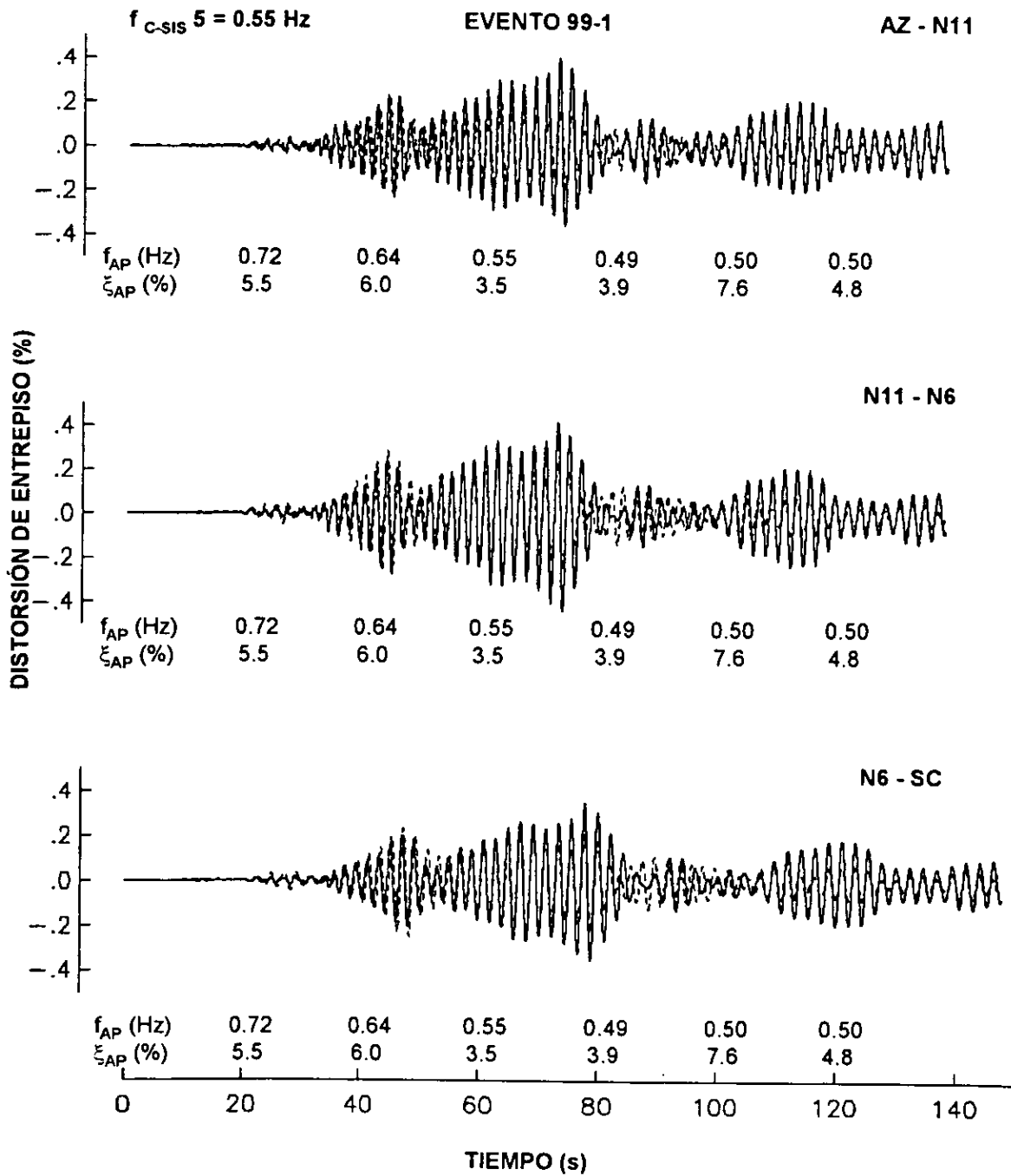


Fig 5.6b Respuestas experimental (línea continua) y analítica (línea discontinua) en dirección T, del evento 99-1, en términos de la distorsión de entrepiso, y comparación con las variaciones de frecuencia (f_{AP}) y amortiguamiento (ξ_{AP}) estimado de los registros sísmicos

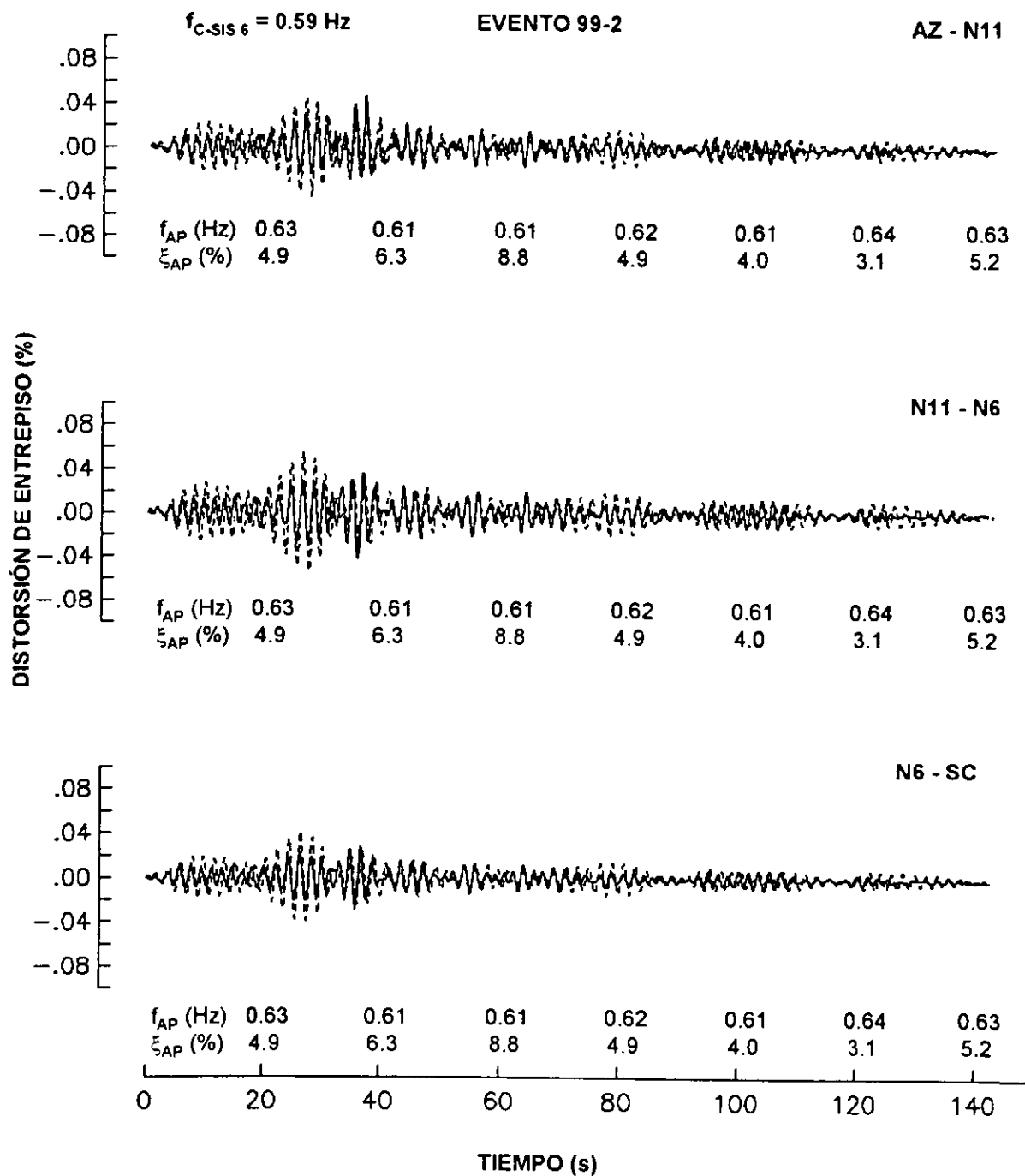


Fig 5.7a Respuestas experimental (línea continua) y analítica (línea discontinua) en dirección L, del evento 99-2, en términos de la distorsión de entrepiso, y comparación con las variaciones de frecuencia (f_{AP}) y amortiguamiento (ξ_{AP}) estimado de los registros sísmicos

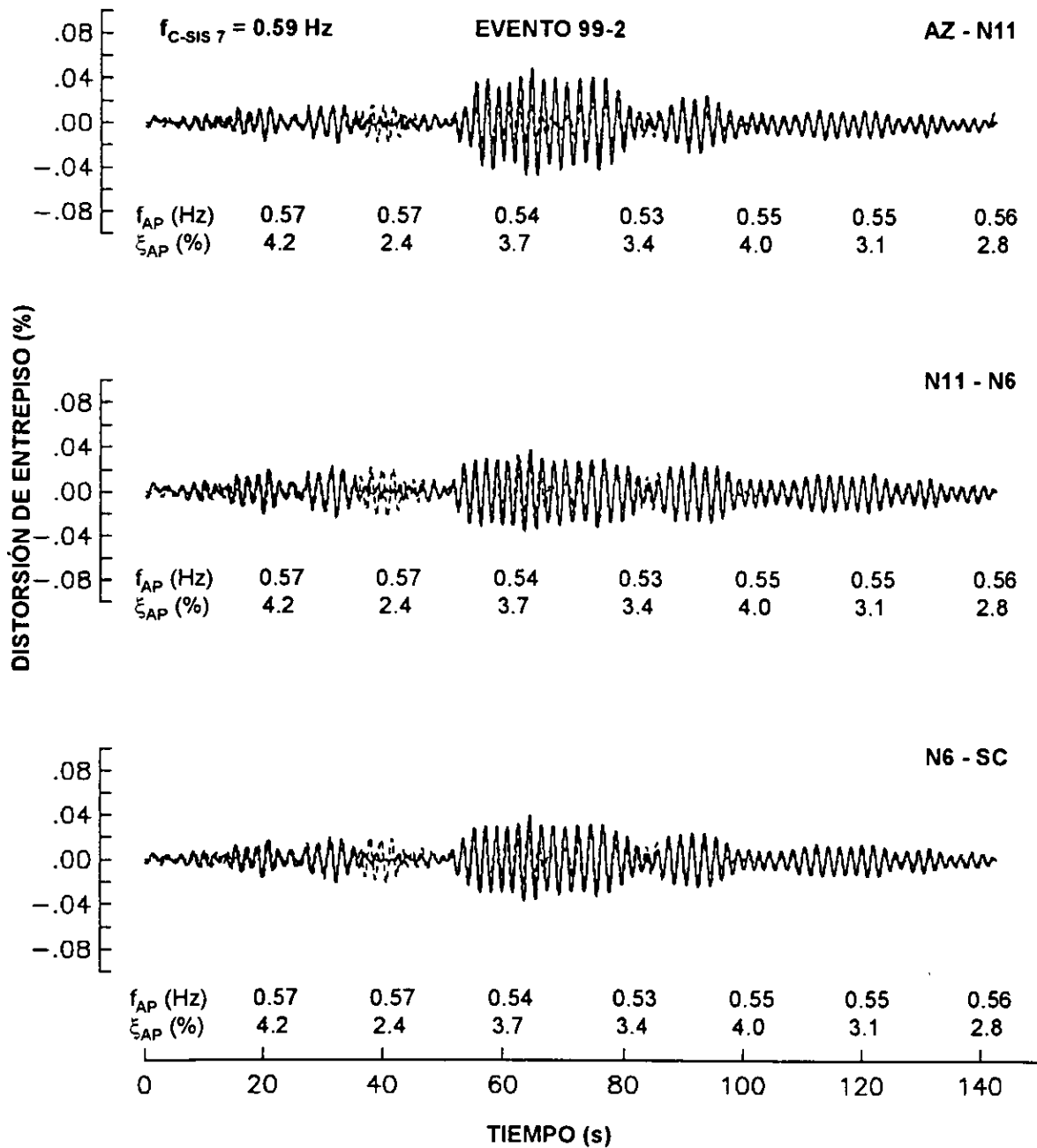


Fig 5.7b Respuestas experimental (línea continua) y analítica (línea discontinua) en dirección T, del evento 99-2, en términos de la distorsión de entrepiso, y comparación con las variaciones de frecuencia (f_{AP}) y amortiguamiento (ξ_{AP}) estimado de los registros sísmicos

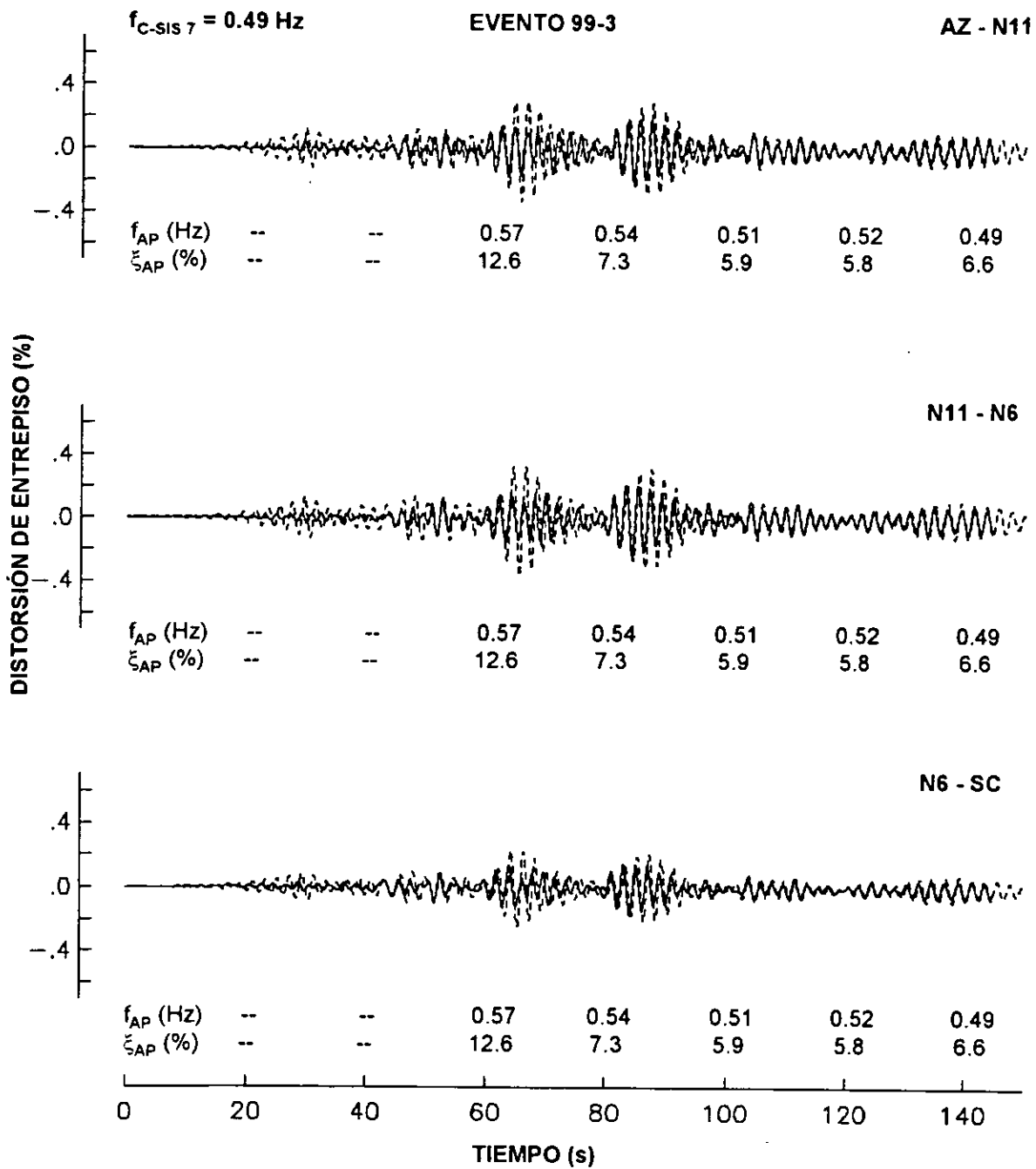


Fig 5.8a Respuestas experimental (línea continua) y analítica (línea discontinua) en dirección L, del evento 99-3, en términos de la distorsión de entrepiso, y comparación con las variaciones de frecuencia (f_{AP}) y amortiguamiento (ξ_{AP}) estimado de los registros sísmicos

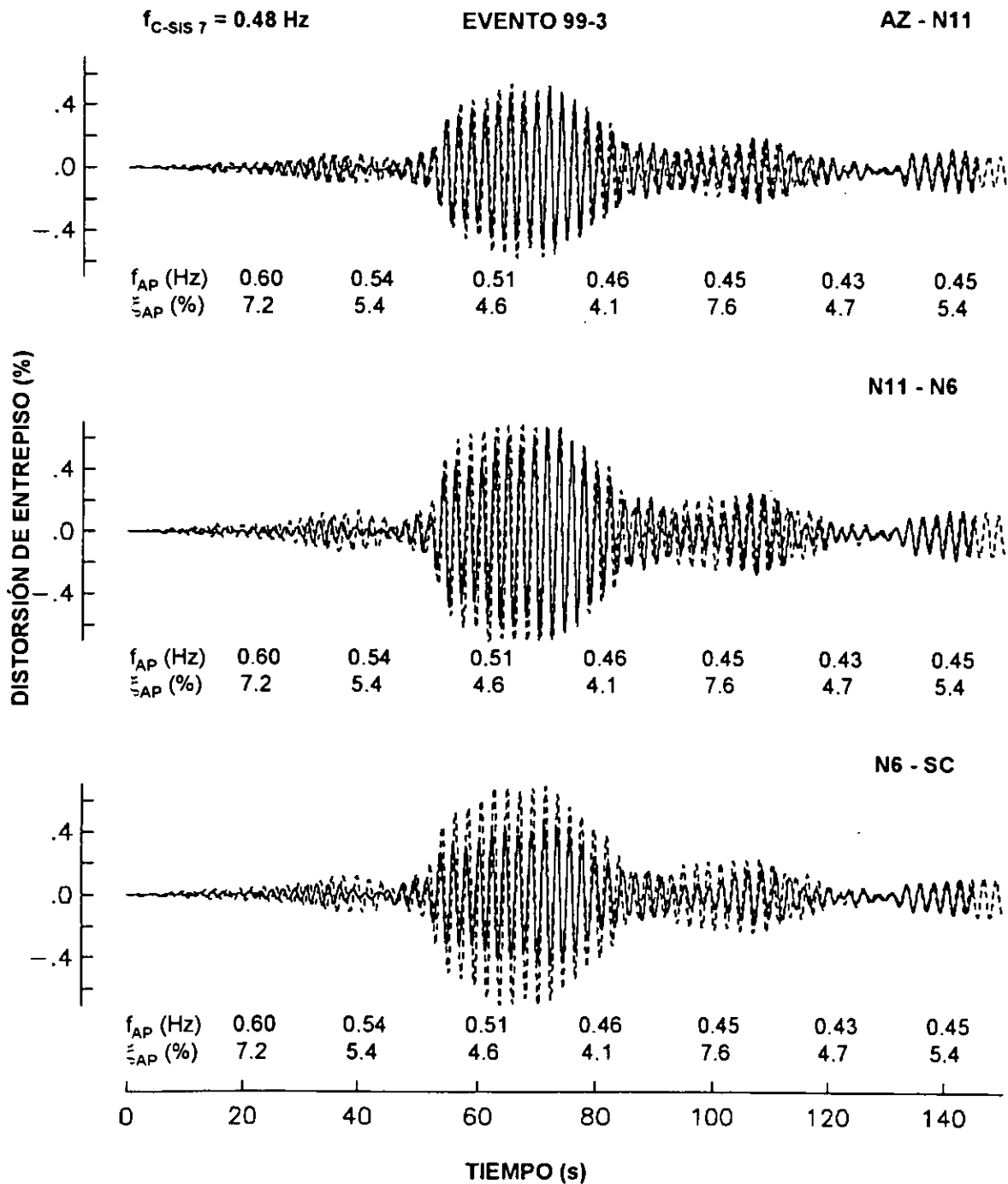


Fig 5.8b Respuestas experimental (línea discontinua) y analítica (línea discontinua) en dirección T, del evento 99-3, en términos de la distorsión de entrepiso, y comparación con las variaciones de frecuencia (f_{AP}) y amortiguamiento (ξ_{AP}) estimado de los registros sísmicos

APÉNDICES

APÉNDICE A

EVALUACIÓN DE LAS RIGIDECES ASOCIADAS A LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA CON LAS PROPUESTAS DE LUCO Y NOVAK

Los efectos de interacción suelo-estructura se modelaron con base en las rigideces estimadas con las propuestas de Luco (1980) y Novak *et al.* (1983). En este apéndice se presentan las hipótesis en las que se basan estos dos planteamientos, las principales expresiones involucradas en el cálculo de las constantes de rigidez y los valores de las constantes empleadas en los análisis efectuados.

Determinación de las rigideces asociadas a los efectos ISE con la propuesta de Luco

Esta propuesta permite estimar las rigideces asociadas a los efectos ISE empleando como datos de entrada las propiedades dinámicas y la respuesta sísmica instrumental de una estructura, así como información preliminar obtenida con un modelo analítico de la misma.

Modelo simplificado de traslación

La frecuencia fundamental de vibrar del modelo de traslación del sistema suelo-estructura está dada por la relación:

$$\frac{1}{\bar{f}_1^2} = \frac{1}{f_1^2} + \frac{1}{f_c^2} + \frac{1}{f_H^2} \quad (\text{A.1})$$

Donde

- \bar{f}_1 es la frecuencia fundamental del sistema determinada experimentalmente
- f_1 es la frecuencia de la superestructura considerando base rígida
- f_c es la frecuencia natural suponiendo que la base sólo puede girar y con una estructura infinitamente rígida
- f_H es la frecuencia natural suponiendo que la base sólo puede trasladarse y con una superestructura infinitamente rígida

Las frecuencias f_c y f_H se calculan con las siguientes relaciones aproximadas:

$$f_c = \bar{f}_1 \left(\gamma_1 \frac{H\phi}{X_T} \right)^{-1/2} \quad (\text{A.2})$$

$$f_H = \bar{f}_1 \left(\beta_1 \frac{X_0}{X_T} \right)^{-1/2} \quad (\text{A.3})$$

Donde:

X_T es la respuesta total de la azotea

X_0 es la respuesta de traslación horizontal de la base

ϕ es la respuesta rotacional de cabeceo de la base

H es la altura de la estructura

γ_1, β_1 son parámetros modales asociados al modo fundamental de la estructura con base empotrada que se calculan con las siguientes expresiones:

$$\beta_1 = \frac{1}{M_1} \left\{ \phi^{(1)} \right\}^T [M] \{1\} \quad (A.4)$$

$$\gamma_1 = \frac{1}{HM_1} \left\{ \phi^{(1)} \right\}^T [M] \{h\} \quad (A.5)$$

Donde:

$[M]$ es la matriz de masas de la superestructura

M_1 es la masa modal del primer modo de vibrar de la superestructura suponiendo base empotrada

$\{\phi^{(1)}\}$ es la forma modal asociada a la frecuencia fundamental de vibrar de la estructura suponiendo base empotrada. Por conveniencia las formas modales están normalizadas de manera que en el nivel de azotea el valor sea igual a uno

$\{h\}$ altura de cada nivel con respecto a la base

Al sustituir las ecuaciones A.2 y A.3 en la ecuación A.1 y despejando f_1 se tiene:

$$f_1 = \bar{f}_1 \left(1 - \gamma_1 \frac{H\phi}{X_T} - \beta_1 \frac{X_0}{X_T} \right)^{-1/2} \quad (A.6)$$

Las rigideces equivalentes de traslación horizontal K_H y de cabeceo K_C asociadas a los efectos ISE pueden estimarse con las siguientes relaciones:

$$K_H = \beta_1^2 M_1 (2\pi f_H)^2 \quad (A.7)$$

$$K_C = \gamma_1^2 M_1 H^2 (2\pi f_C)^2 \quad (A.8)$$

Con las ecuaciones A.1 a A.8, las características geométricas del edificio, el modelo matemático preliminar, así como la frecuencia fundamental de vibrar y el ángulo de giro por cabeceo de la base pueden evaluarse los efectos ISE.

En la tabla A1 se presentan los resultados obtenidos por Murià Vila *et al.* (2000c) para cada uno de los eventos sísmicos. Los resultados antes y después de la segunda rehabilitación del edificio se presentan separados para distinguirlos fácilmente.

Vale la pena destacar que los valores de la respuesta total de azotea (X_T), de la respuesta de traslación horizontal de la base (X_0) y de la respuesta rotacional de cabeceo de la base (ϕ), son valores escalares, que se obtuvieron de la siguiente forma. Primeramente la respuesta (aceleración) en la azotea del edificio se descompone en sus componentes de cabeceo y traslación por efectos ISE y de deformación de la estructura. Pasando cada uno de estos componentes del dominio del tiempo al dominio de la frecuencia se obtienen las frecuencias dominantes asociadas a los movimientos de cabeceo y traslación de la base. Las amplitudes correspondientes a estas frecuencias son los valores que se emplean como respuestas de cabeceo y traslación de la base.

Modelo simplificado de torsión

Para la frecuencia fundamental de vibrar del modo de torsión del sistema suelo-estructura, se plantea la relación (Murià Vila *et al.*, 1999):

$$\frac{1}{\bar{f}_{1T}^2} = \frac{1}{f_{1T}^2} + \frac{1}{f_R^2} \quad (\text{A.9})$$

Donde:

- \bar{f}_{1T} es la frecuencia fundamental de torsión del sistema suelo-estructura
- f_{1T} es la frecuencia de torsión de la estructura con base rígida
- f_R es la frecuencia de torsión del sistema, si la estructura fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera girar en su plano

Estas frecuencias pueden calcularse con:

$$f_R = \bar{f}_{1T} \left(\beta_1 \frac{\phi_{bt}}{\phi_R} \right)^{-1/2} \quad (\text{A.10})$$

$$f_{1T} = \bar{f}_{1T} \left(1 - \beta_1 \frac{\phi_{bt}}{\phi_R} \right)^{-1/2} \quad (\text{A.11})$$

Donde:

- ϕ_{bt} es la respuesta rotacional media de la losa de la base de su plano
- ϕ_R es la respuesta rotacional media de la losa de la azotea en su plano

Las respuestas rotacionales ϕ_{bt} y ϕ_R se obtienen de la diferencia de los registros de las esquinas este y oeste de los niveles de sótano (SE y SO) y azotea (AE y AO) en dirección T, y se divide por la distancia entre estos puntos. Nuevamente, estas respuestas son las amplitudes asociadas a las frecuencias dominantes de los movimientos rotacionales de la base y la azotea en sus

respectivos planos. La contribución en la respuesta a torsión en azotea asociada a los efectos ISE puede estimar aproximadamente con el cociente ϕ_{bt} / ϕ_{RT}

La rigidez equivalente de torsión (K_R), se calcula de acuerdo con:

$$K_R = \beta_1^2 I_1 (2\pi \bar{f}_{1t})^2 \quad (\text{A.12})$$

Para este caso el parámetro β_1 está definido por:

$$\beta_1 = \frac{1}{I_1} \sum_{j=1}^N I_{zj} \phi_i^j \quad (\text{A.13})$$

Donde:

I_1 es el momento de inercia de la masa modal de la estructura

I_{zj} es el momento de inercia de la masa del nivel

$$I_1 = \sum_{j=1}^N I_{zj} (\phi_i^j)^2 \quad (\text{A.14})$$

En la tabla A1 se presenta las rigideces asociadas a los efectos ISE estimadas con este modelo simplificado, para las pruebas de vibración ambiental y registros sísmicos.

Determinación de las rigideces asociadas a los efectos ISE con la propuesta de Novak

La propuesta de Novak se basa en las características de la cimentación y las propiedades del suelo para estimar las rigideces asociadas a los efectos ISE, y está codificada en el programa de cómputo DYNA 2. Los cálculos de estas rigideces fueron realizados por el grupo italiano que desarrolla la investigación sobre propagación de ondas y efectos ISE en el trabajo sobre el edificio Jal (Meli *et al.*, 1998), empleando este programa.

El programa tiene un módulo para estimar las rigideces de ISE con base en el tipo, la geometría y las propiedades de los materiales de la cimentación, y que toma en cuenta las propiedades del suelo. Debido a que la cimentación consta de un cajón apoyado en pilotes de fricción, el modelo desarrollado para evaluar las rigideces de ISE toma en cuenta que el cajón está embebido en el suelo y las condiciones de apoyo de los pilotes.

Las expresiones empleadas para estimar las rigideces de ISE se basan en la estimación de la rigidez de un pilote individual, y después se considera el efecto de grupo (Novak *et al.*, 1983).

El modelo de Novak (Novak y Aboul-Ella, 1978) estima la rigidez del suelo a partir de un medio continuo y representa al pilote con elementos finitos. El modelo toma en cuenta tres aspectos muy importantes: a) la variación de las propiedades del suelo con la profundidad; b) condiciones de apoyo imperfectas en la punta del pilote y c) amortiguamiento del suelo.

Las hipótesis principales del modelo son (Novak y Aboul-Ella, 1978):

- a) el suelo está formado por estratos horizontales que son homogéneos, isotrópicos, y linealmente viscoelásticos con amortiguamiento histerérico del material del tipo independiente de la frecuencia
- b) Las propiedades del suelo son constantes dentro de cada estrato, pero pueden ser diferentes de un estrato a otro
- c) El pilote es vertical, linealmente elástico, de sección circular y está adherido al suelo
- d) Los desplazamientos del sistema pilote-suelo son pequeños.

Las expresiones detalladas para las rigideces del suelo aparecen en Novak *et al.* 1978, mientras que las expresiones para las rigideces de ISE se presentan en Novak y Aboul-Ella (1978). La teoría con base en la cual se estima el efecto de grupo (interacción pilote-suelo-pilote) aparece en Novak y Mitwally (1987).

En la tabla A1 se presentan los valores de las rigideces asociadas a los efectos ISE estimadas con este criterio, para antes y después de la segunda rehabilitación.

Tabla A.1 Rigideces asociadas a los efectos ISE, estimadas (Murià Vila *et al.*, 2000c) con el modelo simplificado de Luco (1980) y con la propuesta de Novak *et al.* (1983)

Criterio de Luco					
Evento	L		T		R
	K_H	K_C	K_H	K_C	K_R
	t / m	t m / rad	t / m	t m / rad	t m / rad
	(x 10 ³)	(x 10 ⁶)	(x 10 ³)	(x 10 ⁶)	(x 10 ⁶)
Primera Rehabilitación					
VA 2	136	42	71	51	37
93-3	202	39	166	31	14
93-11	98	38	106	35	10
VA 3	145	53	104	27	28
94-3	91	37	67	28	16
VA 4	75	43	70	23	22
95-1	141	31	68	27	12
Segunda Rehabilitación					
VA 6	155	49	152	28	79
97-2	307	64	163	35	54
98-1	297	60	127	35	46
99-1	96	44	272	29	77
99-2	205	48	162	33	23
VA 7	174	48	172	27	55
99-3	189	35	109	29	16
Criterio de Novak					
Condición	L		T		R
	K_H	K_C	K_H	K_C	K_R
	t / m	t m / rad	t / m	t m / rad	t m / rad
	(x 10 ³)	(x 10 ⁶)	(x 10 ³)	(x 10 ⁶)	(x 10 ⁶)
1a Rehab.	184	50	189	22	23
2a Rehab.	194	68	200	24	30

EVALUACIÓN DE LAS INTERFACES CONCRETO-CONCRETO Y CONCRETO-ACERO EN LOS ELEMENTOS DE REHABILITACIÓN DEL EDIFICIO

Para entender el comportamiento global del edificio después de su segunda rehabilitación es necesario comprender cómo trabajan las interfaces concreto-acero estructural y concreto nuevo-concreto existente de los elementos estructurales nuevos y originales. Para ello se estudió la literatura sobre transmisión de fuerza cortante en interfaces de elementos nuevos y existentes, a fin de poder estimar su rigidez adecuadamente. Éstos son los aspectos más relevantes del estudio bibliográfico desarrollado.

Interfaz concreto nuevo-concreto existente: comportamiento teórico

La capacidad para resistir esfuerzos cortantes de una interfaz concreto existente-concreto nuevo está dada por tres mecanismos: adherencia química entre ambos materiales, fricción (trabazón) entre ambas superficies y acción de fuerza cortante directa en las anclas que ligan ambos materiales atravesando la interfaz. Al actuar una fuerza cortante a lo largo de una interfaz concreto-concreto, el primer mecanismo que entra en acción para resistir es el de adherencia, seguido del de fricción y por último el de fuerza cortante directa en la varilla. Estos mecanismos están asociados a niveles de deslizamiento nulos, muy pequeños y de moderados a grandes, respectivamente.

Con respecto a la adherencia se ha encontrado (Paulay *et al.*, 1974), que el humedecer la cara de las juntas antes del colado reduce el esfuerzo de adherencia, que la edad del concreto existente tiene poca influencia y que una superficie rugosa produce un esfuerzo de adherencia mayor. En general, el esfuerzo de adherencia es menor que la fricción y el efecto de fuerza cortante directa en la varilla, pero la pérdida de adherencia incrementa el deslizamiento a lo largo de la interfaz aún para un nivel moderado de carga (Paulay *et al.*, 1974).

La fricción depende de la preparación que tengan las superficies y de si hay o no compresión actuando en forma perpendicular al plano de la interfaz.

Cuando una carga cortante se aplica a través de la interfaz se producen desplazamientos paralelos y normales al plano de corte. Los desplazamientos normales se producen porque las superficies rugosas deslizan una sobre otra y se separan entre sí, lo que resulta en esfuerzos de tensión axial en el refuerzo que cruza la interfaz (fig B.1). Estos esfuerzos inducen a su vez esfuerzos de compresión en la interfaz, lo que genera fuerzas de fricción para resistir el deslizamiento. La resistencia máxima ocurre cuando el refuerzo fluye, por lo que es necesario que a ambos lados de la interfaz se tengan longitudes de desarrollo suficientes a fin de que el acero fluya y no se presente un deslizamiento excesivo en la interfaz. El mecanismo de transmisión de fuerza cortante descrito se conoce como de fricción-cortante (Bass *et al.*, 1989 y Valluvan *et al.*, 1999).

La acción de fuerza cortante directa en la varilla (fig B.2) está dada por tres mecanismos: flexión de la barra de refuerzo, cortante a través de la barra y coceo de la misma (fig B.3). Si las barras de refuerzo son de diámetro grande, el aplastamiento del concreto alrededor de la barra, más que la fluencia de ésta, determina la capacidad a cortante de la varilla (Paulay *et al.*, 1974). Cuando la

acción de fuerza cortante directa en la varilla se presenta hay aplastamiento del concreto alrededor de las varillas, se pierde la adherencia y disminuye la rigidez de la interfaz (White y Gergerly, 1975).

Para evitar el deterioro y la pérdida de rigidez inherentes de la acción de fuerza cortante directa en la varilla, en el ACI Building Code (318-83) la capacidad de transferencia a cortante entre superficies de concreto nuevas y viejas se basa en el mecanismo de fricción-cortante descrito anteriormente, y puede evaluarse conforme a la expresión:

$$V_n = \mu A_{vf} f_y \quad (B.1)$$

Donde:

- V_n - resistencia nominal a cortante, kgf
- μ - coeficiente de fricción a lo largo de la interfaz
- A_{vf} - área del refuerzo a fricción-cortante, cm²
- f_y - resistencia de fluencia especificada del refuerzo, kgf

Valores recomendados de μ son: $\mu = 1.4$ para concreto monolítico, $\mu = 1.0$ para superficies intencionalmente rugosas y, $\mu = 0.6$ para superficies no tratadas.

Interfaz concreto nuevo-concreto existente: comportamiento experimental

Se han desarrollado ensayos experimentales (Bass *et al.*, 1989; Paulay *et al.*, 1974 y Valluvan *et al.*, 1999) con objeto de conocer la importancia relativa de los mecanismos de transmisión de fuerza cortante, y de las variables involucradas.

Los resultados de ensayos experimentales desarrollados por Paulay *et al.* (1974) muestran que el cortante a través de la varilla y el coceo son los mecanismos principales en la acción de fuerza cortante directa en la varilla, y que los deslizamientos asociados a una resistencia de fuerza cortante directa en la varilla significativa pueden contribuir al deterioro del elemento, por lo que concluyen que esta acción no puede ser considerada como una componente de cortante viable en una interfaz concreto-concreto.

Bass *et al.* (1989) obtuvieron envolventes del comportamiento esfuerzo cortante contra el deslizamiento de la interfaz al ensayar 33 especímenes consistentes en bloques de concreto original y concreto nuevo, separados por una interfaz cruzada por varillas de refuerzo ancladas en el concreto original usando resina epóxica. Las variables que estudiaron fueron: cuantía y profundidad de anclaje del refuerzo que cruza la interfaz, resistencia a compresión de los concretos nuevo y existente, preparación de la superficie de la interfaz, detallado del refuerzo en los elementos nuevo y existente, procedimientos de colado y posición en la colocación de las anclas y tamaño del área de la interfaz.

Los resultados de las pruebas de Bass *et al.* (1989) indican que, en general, al haber deslizamiento hay degradación de la rigidez y resistencia de la interfaz, existiendo rigidez y resistencia remanentes para deslizamientos de la interfaz del orden de 1.27 cm (fig B.4), las cuales dependen de la cuantía de acero que cruza la interfaz, de la preparación de ésta, de su

ancho, etc. Valluvan *et al.* (1999), de los resultados de sus ensayos, midieron deslizamientos en la interfaz mayores que 1.27 cm (fig B.5) y separación entre las superficies de hasta 0.25 cm después del deterioro de la interfaz (fig B.6).

Las gráficas esfuerzo cortante aplicado a través de la interfaz contra deslizamiento de la misma, describen un comportamiento lineal sin deslizamiento hasta poco antes de alcanzarse la resistencia máxima de la interfaz (fig B.4). Al alcanzarse la resistencia máxima ya se han presentado deslizamientos, y la relación entre esfuerzo cortante y deslizamiento se vuelve no lineal. El análisis estadístico de los ensayos de Bass *et al.* (1989) indica que la resistencia máxima media de los especímenes fue 1.77 veces la resistencia nominal estimada con la expresión del ACI (318-83), y que la resistencia residual (no ligada a un deslizamiento específico) fue de 0.88 veces la resistencia nominal.

Otro aspecto que influye en la resistencia de la interfaz es su ancho. En la fig B.7 se presenta una gráfica del comportamiento cortante-deslizamiento del ensaye de un espécimen con dimensiones y características muy similares a las de los elementos de rehabilitación del edificio Jal. Obsérvese que antes de alcanzarse la capacidad máxima ya hay una ligera pérdida de rigidez en el caso de un elemento con un ancho de 15 cm, y que el deslizamiento asociado al momento en que se alcanza la carga máxima conlleva una fuerte pérdida de rigidez. La resistencia máxima alcanzada por ese espécimen en particular está asociada al mecanismo de fuerza cortante directa en la varilla.

En los ensayos de Bass *et al.* (1989), la capacidad de las resinas en las que están embebidas las anclas no es una variable, pues se probaron de acuerdo a recomendaciones de un estudio anterior (Luke *et al.*, 1985) para asegurar que las resinas no fallaran antes que el acero o el concreto que las rodea.

Sin embargo, pruebas experimentales hechas en especímenes de concreto de los que se extraen varillas de refuerzo ancladas con resinas epóxicas (Cook *et al.*, 1992), han probado que el desempeño de las anclas embebidas en resinas epóxicas es críticamente dependiente de la calidad de la adherencia entre la resina y el concreto o el acero, y que la adherencia depende de la resistencia de la resina, del contacto entre la resina y el concreto o el acero y de la extensión con que la resina impregne al concreto dentro de la perforación, variables todas que pueden cambiar mucho entre las condiciones de campo y laboratorio, por lo que el desempeño de las anclas embebidas en resinas epóxicas debe ser evaluado con pruebas usando el concreto y las técnicas de instalación a usar en campo (Cook *et al.*, 1992).

Interfaz concreto-acero estructural: comportamiento teórico

En la interfaz concreto reforzado-acero estructural de un elemento compuesto, el mecanismo principal de transferencia de cortante es la acción de fuerza cortante directa de los conectores (fig B.8), puesto que la adherencia química es poca comparada con la existente entre concreto y concreto, y la fricción entre los materiales es despreciable.

Oehlers y Bradford (1995) enfatizan que en conectores mecánicos (como es el caso de varillas soldadas a las placas de acero y embebidas en el concreto) la acción de fuerza cortante directa en la varilla implica necesariamente que los conectores sólo resistan el cortante longitudinal después

de presentarse deslizamiento en la interfaz, y que una alta resistencia sólo se alcanza a costa de un deslizamiento significativo (fig B.8).

La teoría del comportamiento de elementos compuestos de concreto reforzado y acero estructural (Oehlers y Bradford, 1995) señala que al actuar un esfuerzo cortante a través de una interfaz concreto reforzado-acero estructural, se produce un deslizamiento en la interfaz el cual es función de la rigidez proporcionada a ésta por los conectores de cortante. Cuando estos no existen, la rigidez K de la interfaz es cero, y se presenta el caso de que no hay interacción de cortante entre el concreto y el acero estructural, por lo que no hay compatibilidad de deformaciones (fig B.9a). Si K tiende a infinito, el deslizamiento tiende a cero, y hay interacción de cortante completa, por lo que hay perfecta compatibilidad de deformaciones (fig B.9b). En estructuras reales con conectores de cortante de rigidez y resistencia finita, la interfaz tiene una rigidez K tal que, al aplicarle un esfuerzo cortante se produce en ella un deslizamiento, por lo que la rigidez de los conectores gobierna el comportamiento del elemento y se tiene una interacción parcial de cortante (fig B.9c). Por esta razón en elementos reales sujetos a cargas sísmicas intensas, la compatibilidad de deformaciones no es perfecta, la hipótesis de sección plana después de la flexión no es válida, y deben obtenerse la rigidez del elemento empleando el criterio de inercias desacopladas, y la resistencia con base en el criterio de conexión parcial de cortante.

La falta de interacción de cortante, la interacción parcial y la interacción completa de cortante se ilustran (fig B.10) en términos de la variación del deslizamiento y del esfuerzo por deslizamiento. También se ilustra (fig B.11) una curva fuerza cortante-deslizamiento idealizada en la que se observa el comportamiento elástico lineal hasta poco antes de alcanzar la resistencia máxima de la interfaz, una plataforma de fluencia y la falla, considerada para un deslizamiento excesivo, que equivale a 0.4 veces el diámetro del ancla.

Interfaz concreto-acero estructural: comportamiento experimental

La capacidad de la interfaz acero estructural a concreto reforzado en elementos compuestos se ha determinado empíricamente con base en los resultados de numerosos ensayos experimentales llevados a cabo desde los años 60. La expresión desarrollada en 1971 por Ollgard, Slutter y Fisher (Klingner y Mendonca, 1982; Oehlers y Bradford, 1995 y Ollgard, Slutter y Fisher, 1971) con base en ensayos de conectores embebidos en concreto sometidos a cortante directo en los que el concreto no falló, permite estimar la carga máxima de una interfaz concreto-acero estructural.

$$D_{\max} = 0.50 A_{sh} (f_c E_c)^{1/2} \quad (B.2)$$

Donde:

- D_{\max} – resistencia a cortante de la interfaz (N)
- A_{sh} – área del refuerzo que cruza la interfaz (mm^2)
- f_c – resistencia a compresión del concreto (N / mm^2)
- E_c – módulo elástico del concreto (N / mm^2)

Oehlers y Bradford (1995) han determinado con base en sus propios ensayos los puntos críticos de la curva (fig B.11) esfuerzo cortante-deslizamiento:

$$K_{si} = D_{\max} / (0.16 - 0.0017 f_c) d_{sh} \quad (B.3)$$

$$S_{0.5D_{max}} = (80 \times 10^{-3} - 86 \times 10^{-5} f_c) d_{sh} \quad (B.4)$$

$$S_{ult} = (0.48 - 0.0042 f_c) d_{sh} \quad (B.5)$$

Donde:

K_{si} – rigidez inicial tangente media de la interfaz (N / mm)

d_{sh} – diámetro del conector (mm)

$S_{0.5D_{max}}$ – deslizamiento correspondiente a la mitad del esfuerzo cortante resistente máximo (mm)

S_{ult} – deslizamiento último (mm)

Ensayes experimentales de Wiener y Jirsa (1986) indican que las varillas de anclaje pueden seguir transmitiendo carga después de presentarse un desplazamiento relativo entre la barra y el material que la rodea, y que la magnitud del deslizamiento puede llegar a ser de hasta 2 cm antes de perderse totalmente la capacidad de carga del elemento.

Entre las conclusiones de Wiener y Jirsa (1986) destaca el hecho de que el ancla más próxima al punto de aplicación de la carga puede absorber mayor fuerza, que el deslizamiento puede llegar a ser amplio y que en el caso en que entre el acero y el concreto medie una capa de resina, ésta puede llegar a desarrollar esfuerzos de adherencia importantes que le permitan tomar inicialmente carga, lo que incrementa la capacidad de la interfaz.

Bush *et al.* (1991), ensayaron un marco de concreto reforzado, con traveses muy rígidos y columnas débiles, rehabilitado con diagonales de acero ligadas a la estructura de concreto mediante placas de acero soldadas a secciones canal, las cuales se fijaron al concreto mediante anclas pegadas con resinas epóxicas (fig B.12). El comportamiento de las interfaces concreto-acero estructural de los elementos del marco fue en general satisfactorio. Sin embargo, Jones y Jirsa (1986) reportan deslizamientos a lo largo de la interfaz (fig B.13) y separaciones entre el concreto y el acero (fig B.14). Asimismo, observaron la falla de un ancla por extracción por tensión axial, lo cual argumentan, se debió a que en la sección más crítica cerca de un nudo trabe-columna, el espacio disponible no permitió la colocación del número de anclas requerido, y éstas no tuvieron la longitud de anclaje adecuada. Las curvas cortante-distorsión para los primeros ciclos de carga se presentan en las figs B.15 y B.16. El comportamiento global del marco rehabilitado, en el que se observa la degradación de rigidez y resistencia parcialmente atribuible al deterioro en las interfaces concreto-acero estructural se presenta en la fig B.17.

Análisis demanda-capacidad en las interfaces concreto existente-concreto nuevo y concreto-acero estructural de los elementos del edificio

La capacidad de las interfaces concreto nuevo a concreto existente de los elementos del edificio se evaluó empleando la ec B.1 para obtener una resistencia nominal. La capacidad de la interfaz concreto-acero estructural se determinó con base en la ec B.2 para evaluar la capacidad de sus conectores.

Para las traveses se evaluó la resistencia a corte de la interfaz concreto nuevo de los elementos T1 a concreto viejo, de la losa encasetonada y de los capiteles, considerando como secciones

resistentes de la interfaz, aquellas en que había conectores ligando capiteles o nervaduras con los elementos T1 (fig 2.10e).

Las demandas se estimaron empleando el modelo calibrado (C-VA 3) sin deterioro. Éste se sometió a fuerzas laterales aplicadas estáticamente, cuya magnitud se determinó usando las masas de cada piso y las aceleraciones de éstos, estimadas interpolando linealmente los valores de aceleración tomados directamente de los registros sísmicos. El criterio empleado para elegir el instante de tiempo en que se tomaron las aceleraciones fue el del valor máximo en azotea, dentro de las ventanas de tiempo comprendidas entre 30 y 45 s (evento 99-1) y entre 50 y 60 s (evento 99-3), que son los intervalos respectivos en los que el análisis de los registros (Murià Vila *et al.*, 1999) señala que ocurre una fuerte disminución de la frecuencia de vibrar del sistema en el componente T para cada evento.

Ya que el análisis realizado es lineal, es decir, no se considera deterioro, no se toman en cuenta posibles variaciones en las demandas por efecto de la pérdida de rigidez por deslizamiento de las interfaces, ni la variación del amortiguamiento a lo largo del tiempo. En el modelo se tienen cargas verticales correspondientes a la condición de estructura desocupada.

Aunque para el análisis se tomó la máxima aceleración en azotea, por efectos de modos superiores, hay frecuencias montadas en la señal que originan aceleraciones un poco mayores a la del instante seleccionado en los niveles inferiores del edificio para otros instantes de tiempo. Debido a esto, las demandas actuantes en los elementos no son necesariamente las máximas, pero se considera que si son representativas de las acciones que los eventos 99-1 y 99-3 impusieron en los elementos estructurales del edificio.

Las demandas estimadas se confrontaron, en términos de fuerza cortante, contra las capacidades de las interfaces de los elementos nuevos y originales. Los cálculos se presentan en las tablas B1 a B12.

Los criterios para evaluar el comportamiento de las interfaces fueron los siguientes. En el caso de las interfaces concreto existente–concreto nuevo, dado que la expresión empleada (ec B.1) se basa en el mecanismo de fricción–cortante, se consideró que si la demanda no superaba a la capacidad, la interfaz del elemento resistió ésta con el mecanismo de adherencia o por fricción–cortante, por lo que no tuvo mayor deterioro y su rigidez debe estimarse con el criterio de inercias acopladas; en caso contrario, el elemento resistió la demanda por acción de fuerza cortante directa en sus anclas, por lo que el deslizamiento y el deterioro asociados implican pérdida de rigidez de la interfaz, y su rigidez debe estimarse con el criterio de inercias desacopladas.

En el caso de las interfaces concreto–acero estructural, por hipótesis, al actuar una fuerza cortante hay deslizamiento y por lo tanto no hay compatibilidad de deformaciones, por lo que la hipótesis de sección plana no es válida y la rigidez de la sección debe estimarse con base en el criterio de inercias desacopladas. Se compararon entonces las demandas contra la capacidad para tomar fuerza cortante de los elementos, y verificar la posibilidad de que se alcanzase la resistencia máxima de las secciones.

En la tabla B1 se presentan la capacidad de las interfaces concreto nuevo–concreto existente, tanto nominales como máximas y residuales para las columnas. Se observa que del nivel cinco hacia arriba la cuantía del acero de refuerzo que cruza la interfaz, está en el entorno en el cual la falla de ésta se producirá por fluencia del acero (Paulay *et al.*, 1974), mientras que en los niveles

inferiores la cuantía es tal que hará que la falla de la interfaz sea por aplastamiento del concreto. La resistencia estimada de los conectores en ningún caso es inferior a 5000 kgf.

En la tabla B2 se comparan la capacidad nominales de las interfaces concreto-concreto en columnas contra las demandas de cortante para el evento 99-1, mientras que en la tabla A3 la comparación es contra las demandas para el evento 99-3. Para el evento 99-1 en ningún caso se rebasa la capacidad de fricción-cortante de la interfaz, lo que sugiere que las demandas fueron tomadas por el mecanismo de fricción-cortante y no debieron presentarse deslizamientos, no así en el evento 99-3, en el cual se observa (tabla B3) que en algunas secciones la demanda de fuerza cortante superó a la capacidad por fricción-cortante del elemento, y que ésta se tomó con la acción de fuerza cortante directa en la varilla, lo que implica la degradación de rigidez por deslizamiento en las interfaces.

En la tabla B3 sólo un 15 por ciento de los elementos revisados presentan acción de fuerza cortante directa en la varilla; sin embargo, esto es así porque la tabla reúne los datos del marco F en un instante de tiempo determinado, con la fuerza cortante y el cortante por torsión generando fuerzas máximas principalmente en la columna F4, pero se comprobó que, para otros instantes de tiempo en el evento 99-3, el sentido y la magnitud de los cortantes directo y por torsión, generaron sucesivamente demandas suficientes en todas las columnas de los marcos A y F para hacer que los elementos resistieran por medio de fuerza cortante directa en la varilla, por lo que se puede afirmar que en el caso del evento 99-3 este mecanismo si fue dominante en las columnas del edificio.

En la tabla B4 se presenta la capacidad de los conectores de las interfaces concreto-concreto para las trabes de rehabilitación. En la tabla B5 se presenta la comparación demanda contra capacidad en las interfaces concreto-concreto de los elementos horizontales para el evento 99-1, y en la tabla B6 para el evento 99-3. Se observa que en el evento 99-1 algunas secciones de las trabes externas pudieron trabajar por el mecanismo de fuerza cortante directa en la varilla, y lo mismo sucede para el evento 99-3. Sin embargo, las secciones que para el evento 99-1 completo presentaron acción de fuerza cortante directa en la varilla fueron muy pocas en comparación con las secciones que trabajaron con este mecanismo en el evento 99-3. La observación hecha con respecto a por qué se consideró dominante el mecanismo de fuerza cortante directa en la varilla hecha para las columnas es igual para el caso de trabes.

En la tabla B7 se presenta la capacidad a cortante de las interfaces concreto-acero estructural de las columnas de rehabilitación del edificio. En la tabla B8 se muestra la comparación con las demandas de cortante actuantes en el evento 99-1 y en la tabla B9 se presenta la comparación respectiva para el evento 99-3. Puede verse que en ninguno de los dos eventos se supera la resistencia de las interfaces.

En la tabla B10 se presenta la capacidad de las interfaces concreto-acero estructural para las trabes de rehabilitación del edificio, y en las tablas B11 y B12 se comparan las demandas y capacidades para los eventos 99-1 y 99-3 respectivamente. Se observa que las capacidades se ven alcanzadas por las demandas en ambos eventos, particularmente en las trabes de los claros extremos, que tienen menos conectores, pero que se ven sometidos a cortantes mayores que las trabes centrales. Sin embargo, éstos resultados deben tomarse con cautela, puesto que las curvas teóricas indican que alcanzada la capacidad de un ancla, ésta se sostiene hasta que se alcance un deslizamiento de alrededor de un 40 por ciento del diámetro del ancla, y en las inspecciones del edificio no se observaron evidencias de que se hayan producido deslizamientos de más de 0.50

cm en las interfaces de los elementos, lo cual se atribuye a fuentes de sobrerresistencia presentes en las interfaces.

En términos generales, los resultados muestran que tanto en traveses como en columnas, las interfaces concreto-acero estructural sufrieron deslizamientos durante los eventos 99-1 y 99-3, lo que invalida la hipótesis de sección plana, y por ello al modelarse estas interfaces debe emplearse el criterio de secciones desacopladas.

Para las interfaces concreto-concreto, los resultados indican que en el evento 99-1 el mecanismo predominante para resistir la fuerza cortante fue el de fricción-cortante, tanto en traveses como en columnas, por ello en el modelo para reproducir las propiedades y la respuesta dinámica para este sismo debe emplearse el criterio de secciones acopladas. En el caso del evento 99-3 se observó que el principal mecanismo para resistir la fuerza cortante, tanto en traveses como en columnas de rehabilitación fue el de fuerza cortante directa en la varilla, lo que implica que estas interfaces deben modelarse con el criterio de secciones desacopladas en el modelo calibrado.

Después de revisar diferentes trabajos teóricos y experimentales sobre el comportamiento de interfaces concreto-concreto y concreto-acero estructural en elementos compuestos de rehabilitación, y de efectuar un análisis con el modelo calibrado sin deterioro del edificio, se concluye lo siguiente.

- Los informes sobre el comportamiento de anclas embebidas en resinas epóxicas (Bass *et al.*, 1989; Valluvan *et al.*, 1999 y Wiener y Jirsa, 1986) dan por hecho que las resinas poseen capacidad para resistir elevados esfuerzos de tensión y compresión, y que la falla de los anclajes se presentará por fluencia del acero, aplastamiento del concreto o deslizamiento del acero, más no por aplastamiento o fisuración de las resinas.
- Sin embargo, en contraposición al punto anterior, los resultados obtenidos con las técnicas de colocación de anclas ensayadas en laboratorio propuestas en la literatura (Bass *et al.*, 1989; Luke *et al.*, 1985 y Valluvan *et al.*, 1999) distan mucho de los resultados que se espera se presenten en condiciones reales (Cook *et al.*, 1992), porque existen incertidumbres sobre el comportamiento de los sistemas de anclaje ante cargas sísmicas, en las que están involucradas variables como la capacidad de las resinas, la eficiencia del método empleado para realizar los anclajes, la ubicación de las varillas de anclaje, la profundidad de los barrenos, la disminución de la capacidad de las resinas con el paso del tiempo, etc., y éstas deben tenerse presentes, y no dar por sentado que la capacidad alcanzada en ensayos de laboratorio necesariamente se logrará en elementos de estructuras reales.
- La resistencia máxima de la interfaz concreto-concreto de los especímenes ensayados por Bass *et al.* (1991) (1.77 veces la resistencia nominal V_n) incluye tanto al mecanismo de fricción-cortante, que no está asociado a un deterioro permanente de la rigidez de la interfaz, como al mecanismo de fuerza cortante directa en la varilla, el cual si está ligado a una pérdida permanente tanto de rigidez como de resistencia. Por esta razón, la resistencia a cortante de la interfaz concreto existente-concreto nuevo de los elementos de rehabilitación del edificio se evaluó en este estudio usando la expresión de resistencia nominal del ACI (318-83) (ec B.1), que implica únicamente al mecanismo de fricción-cortante.

Para el caso específico del edificio, la información evaluada y generada puede aplicarse en la siguiente forma:

- En modelos de vibración ambiental, donde las amplitudes de movimiento son muy pequeñas y por ende el nivel de esfuerzos alcanzado en los elementos estructurales también es pequeño, es recomendable estimar la rigidez de los elementos compuestos de rehabilitación con base en el criterio de secciones acopladas, puesto que no se presentan deslizamientos en las interfaces concreto-concreto o concreto-acero estructural, hay compatibilidad de deformaciones y la hipótesis de sección monolítica es válida.
- En el caso de sismos de pequeña intensidad, los elementos compuestos de concreto reforzado y acero estructural van a estar sujetos a esfuerzos cortantes en sus interfaces, y por el nivel de amplitud de movimiento que se genera en estos sismos, habrá pequeños deslizamientos tales que hagan que el comportamiento de los elementos sea de interacción parcial de cortante, por lo que existirá una pequeña incompatibilidad de deformaciones, la hipótesis de sección plana no será estrictamente válida, pero se considera que su rigidez puede seguir estimándose con el criterio de secciones acopladas dado el comportamiento observado anteriormente en eventos sísmicos de pequeña intensidad.
- En sismos de pequeña intensidad, para las interfaces concreto-concreto los análisis muestran que los esfuerzos cortantes se resistirán por medio de los mecanismos de adherencia o de fricción-cortante, por lo que no habrá deslizamiento a lo largo de la interfaz y, puede emplearse el criterio de inercias acopladas para estimar la rigidez de los elementos.
- En sismos de moderada intensidad, en las interfaces concreto reforzado-acero estructural el deslizamiento alcanzará valores tales que la incompatibilidad de deformaciones en la interfaz será mayor y la interacción de cortante parcial, los elementos resistirán las acciones que se les impongan por acción de fuerza cortante directa en la varilla de sus anclajes, por lo que deberá usarse el criterio de secciones desacopladas para estimar la rigidez de los elementos.
- Para el caso de las interfaces concreto-concreto en los eventos de moderada intensidad, la evidencia experimental sugiere que la resistencia al cortante puede darse tanto por el mecanismo de fricción cortante como por la acción de fuerza cortante directa en los conectores, dependiendo del nivel de amplitud de movimiento que el sismo imponga en el edificio. Por ello se realizaron análisis en los que se determinó que, para el evento 99-1, la mayoría de los elementos resistieron la fuerza cortante con el mecanismo de fricción-cortante, por lo que no ocurren deslizamientos en sus interfaces y puede usarse el criterio de secciones acopladas. Para el evento 99-3, los análisis revelaron que las demandas actuantes fueron suficientes para que se desarrollara la acción de fuerza cortante directa en la varilla en los conectores de los elementos, esto pudo causar deslizamiento en las interfaces concreto existente-concreto nuevo, por ello se debe emplear el criterio de secciones desacopladas para estimar la rigidez de estos elementos.

Tabla B1. Capacidades de las interfaces concreto nuevo-concreto existente, nominales (ACI) e ideales (máxima y residual), de las columnas de la segunda rehabilitación del edificio

Ubicación		Características de Anclas						Anclaje		Columnas Externas			Columnas Internas			
Nivel	Entre-piso	H (cm)	H _c (cm)	φ (cm)	A (cm ²)	L _d (cm)	s (cm)	Num	P	Q (kgf)	Nominal ACI V _n (kgf)	Máxima 1.77 ACI V _m (kgf)	Residual 0.88 ACI V _r (kgf)	Nominal ACI V _n (kgf)	Máxima 1.77 ACI V _m (kgf)	Residual 0.88 ACI V _r (kgf)
Azólica																
13	13	315	207	1.27	1.27	15	25	8	0.0025	5320	42563	75337	37456	85127	150675	74912
12	12	315	207	1.27	1.27	15	25	8	0.0025	5320	42563	75337	37456	85127	150675	74912
11	11	315	207	1.27	1.27	15	25	8	0.0025	5320	42563	75337	37456	85127	150675	74912
10	10	315	207	1.27	1.27	15	25	8	0.0025	5320	42563	75337	37456	85127	150675	74912
9	9	315	207	1.27	1.27	15	25	8	0.0025	5320	42563	75337	37456	85127	150675	74912
8	8	315	207	1.27	1.27	15	25	8	0.0026	5320	42563	75337	37456	85127	150675	74912
7	7	315	207	1.27	1.27	15	25	8	0.0026	5320	42563	75337	37456	85127	150675	74912
6	6	315	207	1.27	1.27	15	25	8	0.0026	5320	42563	75337	37456	85127	150675	74912
5	5	315	207	1.27	1.27	15	25	8	0.0026	5320	42563	75337	37456	85127	150675	74912
4	4	315	207	1.59	1.99	20	25	8	0.0042	8339	66715	118086	58709	133430	236171	117418
E1	E1	260	152	1.59	1.99	20	25	6	0.0043	8339	50036	88564	44032	100072	177128	88064
E4	E4	435	327	1.59	1.99	20	25	13	0.0043	8339	108412	191889	95402	216824	383778	190805
E2	E2	260	152	1.59	1.99	20	25	6	0.0043	8339	50036	88564	44032	100072	177128	88064
E5	E5	260	152	1.59	1.99	20	25	6	0.0043	8339	50036	88564	44032	100072	177128	88064
E3	E3	320	212	1.59	1.99	20	25	8	0.0041	8339	66715	118086	58709	133430	236171	117418

Tabla B2. Comparación de fuerzas cortantes actuantes (V_y) contra resistentes (V_n) en la interfaz concreto existente a concreto nuevo, en columnas, para el evento 99-1

Nivel	Entre-piso	Columna F4			Columna F3			Columna F2			Columna F1		
		V_y (kgf)	V_n (kgf)	Trabajo	V_y (kgf)	V_n (kgf)	Trabajo	V_y (kgf)	V_n (kgf)	Trabajo	V_y (kgf)	V_n (kgf)	Trabajo
Azotea													
13	13	9212	42563	Fricción	12527	85127	Fricción	4705	85127	Fricción	1936	42563	Fricción
12	12	10868	42563	Fricción	16733	85127	Fricción	11268	85127	Fricción	5669	42563	Fricción
11	11	13562	42563	Fricción	22237	85127	Fricción	17100	85127	Fricción	8940	42563	Fricción
10	10	16348	42563	Fricción	26905	85127	Fricción	23197	85127	Fricción	12343	42563	Fricción
9	9	17756	42563	Fricción	30211	85127	Fricción	27244	85127	Fricción	14978	42563	Fricción
8	8	18642	42563	Fricción	32750	85127	Fricción	31668	85127	Fricción	17133	42563	Fricción
7	7	21267	42563	Fricción	35155	85127	Fricción	34843	85127	Fricción	20860	42563	Fricción
6	6	21448	42563	Fricción	36422	85127	Fricción	38061	85127	Fricción	22454	42563	Fricción
5	5	20476	42563	Fricción	35504	85127	Fricción	39181	85127	Fricción	23348	42563	Fricción
4	4	23706	66715	Fricción	39593	133430	Fricción	48065	133430	Fricción	30509	66715	Fricción
E1	E1	12817	50036	Fricción	26205	100072	Fricción	31245	100072	Fricción	17073	50036	Fricción
E4	E4	12817	108412	Fricción	26205	216824	Fricción	31245	216824	Fricción	17073	108412	Fricción
E2	E2	16689	50036	Fricción	30309	100072	Fricción	40563	100072	Fricción	31283	50036	Fricción
E5	E5	16689	50036	Fricción	48780	100072	Fricción	52831	100072	Fricción	31283	50036	Fricción
	E3	24889	66715	Fricción	8968	133430	Fricción	27095	133430	Fricción	35207	66715	Fricción

Tabla B3. Comparación de fuerzas cortantes actuantes (V_y) contra resistentes (V_n) en la interfaz concreto existente a concreto nuevo, en columnas, para el evento 99-3

Nivel	Entre-piso	Columna F4			Columna F3			Columna F2			Columna F1		
		V_y (kgf)	V_n (kgf)	Trabajo	V_y (kgf)	V_n (kgf)	Trabajo	V_y (kgf)	V_n (kgf)	Trabajo	V_y (kgf)	V_n (kgf)	Trabajo
Avotea													
13	13	-8847	42563	Fricción	-13409	85127	Fricción	-15825	85127	Fricción	-11424	42563	Fricción
12	12	-14382	42563	Fricción	-24327	85127	Fricción	-25512	85127	Fricción	-15599	42563	Fricción
11	11	-20057	42563	Fricción	-34252	85127	Fricción	-34836	85127	Fricción	-20445	42563	Fricción
10	10	-26289	42563	Fricción	-44677	85127	Fricción	-43292	85127	Fricción	-25634	42563	Fricción
9	9	-31024	42563	Fricción	-52014	85127	Fricción	-49934	85127	Fricción	-29075	42563	Fricción
8	8	-35117	42563	Fricción	-60646	85127	Fricción	-56506	85127	Fricción	-31899	42563	Fricción
7	7	-43088	42563	FCDV	-68072	85127	Fricción	-62625	85127	Fricción	-37918	42563	Fricción
6	6	-46375	42563	FCDV	-74855	85127	Fricción	-67439	85127	Fricción	39961	42563	Fricción
5	5	-47701	42563	FCDV	-76948	85127	Fricción	-68479	85127	Fricción	-40306	42563	Fricción
4	4	-63100	66715	Fricción	-100191	133430	Fricción	-86030	133430	Fricción	-51125	66715	Fricción
E1	E1	-33470	50036	Fricción	-57849	100072	Fricción	-50796	100072	Fricción	-27433	50036	Fricción
E4	E4	-33470	108412	Fricción	-57849	216824	Fricción	-50796	216824	Fricción	-27433	108412	Fricción
E2	E2	-52081	50036	FCDV	-115751	100072	FCDV	-102192	100072	FCDV	-35172	50036	Fricción
E5	E5	-52081	50036	FCDV	-82439	100072	Fricción	-77027	100072	Fricción	-35172	50036	Fricción
E3	E3	-88270	66715	FCDV	-60207	133430	Fricción	-40503	133430	Fricción	-76953	66715	FCDV

Tabla B4. Capacidades de las interfaces concreto nuevo-concreto existente, nominales (ACI) e ideales (máxima y residual), de las trabes de la segunda rehabilitación del edificio

Ubicación		Secciones de Claros Externos (1-2 y 3-4)										Secciones de Claros Internos (2-3)					
		Zona de Capitel					Zona de Nervaduras					Zona de Capitel			Zona de Nervaduras		
		(ACI)	(Max.)	(Res.)	(ACI)	(Max.)	(Res.)	(ACI)	(Max.)	(Res.)	(ACI)	(Max.)	(Res.)	(ACI)	(Max.)	(Res.)	
Nivel	Entre-piso	ϕ (cm)	A (cm ²)	L _d (cm)	Q (kgf)	V _a (kgf)	V _m (kgf)	V _r (kgf)	V _n (kgf)	V _m (kgf)	V _r (kgf)	V _n (kgf)	V _m (kgf)	V _r (kgf)	V _n (kgf)		
Azotea		0.95	0.71	15	2977	11908	21078	10479	23816	42155	20958	23816	42155	20958	29771	52694	26198
13	13	0.95	0.71	15	2977	11908	21078	10479	23816	42155	20958	23816	42155	20958	29771	52694	26198
12	11	0.95	0.71	15	2977	11908	21078	10479	23816	42155	20958	23816	42155	20958	29771	52694	26198
11	10	0.95	0.71	15	2977	11908	21078	10479	23816	42155	20958	23816	42155	20958	29771	52694	26198
10	9	0.95	0.71	15	2977	11908	21078	10479	23816	42155	20958	23816	42155	20958	29771	52694	26198
9	8	0.95	0.71	15	2977	11908	21078	10479	23816	42155	20958	23816	42155	20958	29771	52694	26198
8	7	1.27	1.27	15	5320	21282	37669	18728	42563	75337	37456	42563	75337	37456	53204	94172	46820
7	6	1.27	1.27	15	5320	21282	37669	18728	42563	75337	37456	42563	75337	37456	53204	94172	46820
6	5	1.27	1.27	15	5320	21282	37669	18728	42563	75337	37456	42563	75337	37456	53204	94172	46820
5	4	1.27	1.27	20	5320	21282	37669	18728	42563	75337	37456	42563	75337	37456	53204	94172	46820
4	E1	1.27	1.27	20	5320	21282	37669	18728	42563	75337	37456	42563	75337	37456	53204	94172	46820
E1	E4	1.27	1.27	20	5320	21282	37669	18728	42563	75337	37456	42563	75337	37456	53204	94172	46820
E4	E2	1.27	1.27	20	5320	21282	37669	18728	42563	75337	37456	42563	75337	37456	53204	94172	46820
E2	E5	1.27	1.27	20	5320	21282	37669	18728	42563	75337	37456	42563	75337	37456	53204	94172	46820
E5		1.27	1.27	20	5320	21282	37669	18728	42563	75337	37456	42563	75337	37456	53204	94172	46820

Tabla B6. Comparación de fuerzas cortantes actuantes (V_y) contra resistentes (V_n) en la interfaz concreto nuevo-concreto existente, de las trabes de rehabilitación del edificio, en el evento 99-3

Nivel	Entre-piso	Trabe Claro 1-2 Capitel			Trabe Claro 1-2 Nervadura			Trabe Claro 2-3 Capitel			Trabe Claro 2-3 Nervadura		
		V_y (kgf)	V_n (kgf)	Trabajo	V_y (kgf)	V_n (kgf)	Trabajo	V_y (kgf)	V_n (kgf)	Trabajo	V_y (kgf)	V_n (kgf)	Trabajo
Azotea		4031	11908	Fricción	9142	23816	Fricción	-8350	23816	Fricción	-3778	29771	Fricción
13	13	10377	11908	Fricción	15488	23816	Fricción	-3814	23816	Fricción	-4265	29771	Fricción
12	11	15451	11908	FCDV	20562	23816	Fricción	-4783	23816	Fricción	-211	29771	Fricción
11	10	19293	11908	FCDV	24343	23816	FCDV	-12596	23816	Fricción	4171	29771	Fricción
10	9	22897	11908	FCDV	28345	23816	FCDV	-2267	23816	Fricción	2532	29771	Fricción
9	8	24713	11908	FCDV	30161	23816	FCDV	2147	23816	Fricción	6946	29771	Fricción
8	7	27782	21282	FCDV	33229	42563	Fricción	-131	42563	Fricción	4668	53204	Fricción
7	6	30823	21282	FCDV	36345	42563	Fricción	4598	42563	Fricción	9463	53204	Fricción
6	5	32541	21282	FCDV	38063	42563	Fricción	2111	42563	Fricción	6977	53204	Fricción
5	4	31534	21282	FCDV	37056	42563	Fricción	5006	42563	Fricción	9871	53204	Fricción
4	E1	34101	21282	FCDV	39478	42563	Fricción	3975	42563	Fricción	8713	53204	Fricción
E1	E4	28964	21282	FCDV	33880	42563	Fricción	11156	42563	Fricción	15487	53204	Fricción
E4	E2			---		---	---		---	---		---	---
E2	E5	24058	21282	FCDV	28974	42563	Fricción	27346	42563	Fricción	-2652	53204	Fricción
E5				---		---	---		---	---		---	---

Tabla B7. Capacidades de las interfaces concreto-acero estructural nominales, de las columnas de rehabilitación del edificio

Nivel	Entre-piso	H (cm)	H _e (cm)	h _i (cm)	b (cm)	t (cm)	Características de Materiales										Capacidades	
							Concreto					Anclas					Externas	Internas
							f _c (kg/cm ²)	E _c (kg/cm ²)	φ (cm)	A (cm ²)	L _d (cm)	s (cm)	Num	Q (kgf)	A1 y A4 V _n (kgf)	A2 y A3 V _n (kgf)		
Azotea	13	315	270	45	19.2	0.79	250	126500	1.27	1.27	15.0	20	13	3562	46305	92610		
13	12	315	270	45	19.2	0.79	250	126500	1.27	1.27	15.0	20	13	3562	46305	92610		
12	11	315	270	45	19.2	0.79	250	126500	1.27	1.27	15.0	20	13	3562	46305	92610		
11	10	315	270	45	19.2	0.79	250	126500	1.27	1.27	15.0	20	13	3562	46305	92610		
10	9	315	270	45	19.2	0.79	250	126500	1.27	1.27	15.0	20	13	3562	46305	92610		
9	8	315	270	45	19.1	0.95	250	126500	1.27	1.27	15.0	20	13	3562	46305	92610		
8	7	315	270	45	19.1	0.95	250	126500	1.27	1.27	15.0	20	13	3562	46305	92610		
7	6	315	270	45	19.1	0.95	250	126500	1.27	1.27	15.0	20	13	3562	46305	92610		
6	5	315	270	45	19.1	0.95	250	126500	1.27	1.27	15.0	20	13	3562	46305	92610		
5	4	315	270	45	18.4	1.59	250	126500	1.59	1.99	20.0	20	13	5583	72579	145159		
4	E1	260	215	45	18.4	1.59	250	126500	1.59	1.99	20.0	20	10	5583	55830	111660		
E1	E4	435	390	45	18.4	1.59	250	126500	1.59	1.99	20.0	20	19	5583	106077	212155		
E4	E2	260	215	45	18.4	1.59	250	126500	1.59	1.99	20.0	20	10	5583	55830	111660		
E2	E5	260	215	45	18.4	1.59	250	126500	1.59	1.99	20.0	20	10	5583	55830	111660		
E5	E3	320	275	45	18.4	1.59	250	126500	1.59	1.99	20.0	20	13	5583	72579	145159		

Tabla B8. Comparación de fuerzas cortantes actuantes (V_y) contra resistentes (V_n) en la interfaz concreto-acero estructural, para las columnas de rehabilitación del edificio, en el evento 99-1

Nivel	Entre-piso	Columna A4			Columna A3			Columna A2			Columna A1					
		b (cm)	t (cm)	V_y (kgf)	V_n (kgf)	Estado	V_y (kgf)	V_n (kgf)	Estado	V_y (kgf)	V_n (kgf)	Estado	V_y (kgf)	V_n (kgf)	Estado	
Azotea																
13	13	19.2	0.79	10396	46305	No Falla	13157	92610	No Falla	4359	92610	No Falla	2208	46305	No Falla	
12	12	19.2	0.79	14276	46305	No Falla	21464	92610	No Falla	13993	92610	No Falla	7118	46305	No Falla	
11	11	19.2	0.79	19328	46305	No Falla	30930	92610	No Falla	22833	92610	No Falla	7090	46305	No Falla	
10	10	19.2	0.79	24681	46305	No Falla	39725	92610	No Falla	31690	92610	No Falla	16727	46305	No Falla	
9	9	19.2	0.79	28211	46305	No Falla	46572	92610	No Falla	38515	92610	No Falla	20764	46305	No Falla	
8	8	19.1	0.95	31157	46305	No Falla	53416	92610	No Falla	46138	92610	No Falla	24172	46305	No Falla	
7	7	19.1	0.95	37281	46305	No Falla	59861	92610	No Falla	51508	92610	No Falla	29201	46305	No Falla	
6	6	19.1	0.95	39144	46305	No Falla	64766	92610	No Falla	56564	92610	No Falla	31179	46305	No Falla	
5	5	19.1	0.95	40410	46305	No Falla	68490	92610	No Falla	62047	92610	No Falla	33596	46305	No Falla	
4	4	18.4	1.59	43053	72579	No Falla	74835	145159	No Falla	68296	145159	No Falla	35778	72579	No Falla	
E1	E1	18.4	1.59	48434	55830	No Falla	76173	111660	No Falla	65109	111660	No Falla	42262	55830	No Falla	
E4	E4	18.4	1.59	36430	106077	No Falla	78640	212155	No Falla	65281	212155	No Falla	35338	106077	No Falla	
E2	E2	18.4	1.59	36430	55830	No Falla	78640	111660	No Falla	65281	111660	No Falla	35338	55830	No Falla	
E5	E5	18.4	1.59	37286	55830	No Falla	74752	111660	No Falla	72339	111660	No Falla	37547	55830	No Falla	
E3	E3	18.4	1.59	37286	72579	No Falla	74752	145159	No Falla	72339	145159	No Falla	37547	72579	No Falla	

Tabla B9. Comparación de fuerzas cortantes actuantes (V_y) contra resistentes (V_n) en la interfaz concreto-acero estructural, para las columnas de rehabilitación del edificio, en el evento 99-3

Nivel	Entre-piso	Columna A4			Columna A3			Columna A2			Columna A1					
		b (cm)	t (cm)	V_y (kgf)	V_n (kgf)	Estado	V_y (kgf)	V_n (kgf)	Estado	V_y (kgf)	V_n (kgf)	Estado	V_y (kgf)	V_n (kgf)	Estado	
Azotea																
13	13	19.2	0.79	15123	46305	No Falla	20084	92610	No Falla	10616	92610	No Falla	6357	46305	No Falla	
12	12	19.2	0.79	21347	46305	No Falla	33162	92610	No Falla	25131	92610	No Falla	13675	46305	No Falla	
11	11	19.2	0.79	28897	46305	No Falla	47209	92610	No Falla	38484	92610	No Falla	20766	46305	No Falla	
10	10	19.2	0.79	36710	46305	No Falla	19068	92610	No Falla	51197	92610	No Falla	28087	46305	No Falla	
9	9	19.2	0.79	41987	46305	No Falla	69879	92610	No Falla	61072	92610	No Falla	33843	46305	No Falla	
8	8	19.1	0.95	46367	46305	Falla	80008	92610	No Falla	71944	92610	No Falla	38676	46305	No Falla	
7	7	19.1	0.95	55390	46305	Falla	89303	92610	No Falla	80073	92610	No Falla	46470	46305	Falla	
6	6	19.1	0.95	57883	46305	Falla	96099	92610	Falla	87007	92610	No Falla	49096	46305	Falla	
5	5	19.1	0.95	59657	46305	Falla	100956	92610	Falla	93765	92610	Falla	52127	46305	Falla	
4	4	18.4	1.59	64961	72579	No Falla	114271	145159	No Falla	106920	145159	No Falla	56930	72579	No Falla	
E1	E1	18.4	1.59	70995	55830	Falla	109580	111660	No Falla	97645	111660	No Falla	64066	55830	Falla	
E4	E4	18.4	1.59	53313	106077	No Falla	110974	212155	No Falla	97146	212155	No Falla	51875	106077	No Falla	
E2	E2	18.4	1.59	53313	55830	No Falla	110974	111660	No Falla	97146	111660	No Falla	51875	55830	No Falla	
E5	E5	18.4	1.59	56165	55830	Falla	111381	111660	No Falla	108692	111660	No Falla	56214	55830	Falla	
E3	E3	18.4	1.59	56165	72579	No Falla	111381	145159	No Falla	108692	145159	No Falla	56214	72579	No Falla	

Tabla B10. Capacidades de las interfaces concreto-acero estructural, de las trabes de la segunda rehabilitación del edificio

Nivel	Entre-piso	Concreto		Características de las Anclas							Trabes Internas			Trabes Externas			
		f _c (kgf/cm ²)	E _c (kgf/cm ²)	φ	A (cm ²)	L _d (cm)	L _e (cm)	s (cm)	Q (kgf)	Num Anclas	V _n (kgf)	Num Anclas	V _n (kgf)	Num Anclas	V _n (kgf)		
Azotea		272	134000	0.95	0.71	15	7.5	20	2140	10	21397	20	42793	18	38514	38	81307
13	13	272	134000	0.95	0.71	15	7.5	20	2140	10	21397	20	42793	18	38514	38	81307
12	12	272	134000	0.95	0.71	15	7.5	20	2140	10	21397	20	42793	18	38514	38	81307
11	11	272	134000	0.95	0.71	15	7.5	20	2140	10	21397	20	42793	18	38514	38	81307
10	10	272	134000	0.95	0.71	15	7.5	20	2140	10	21397	20	42793	18	38514	38	81307
9	9	272	134000	0.95	0.71	15	7.5	20	2140	10	21397	20	42793	18	38514	38	81307
8	8	272	134000	1.27	1.27	15	7.5	30	3824	6	22943	14	53534	12	45887	24	91773
7	7	272	134000	1.27	1.27	15	7.5	30	3824	6	22943	14	53534	12	45887	24	91773
6	6	314	143000	1.27	1.27	15	7.5	30	4244	6	25465	14	59419	12	50931	24	101862
5	5	314	143000	1.27	1.27	15	7.5	30	4244	6	25465	14	59419	12	50931	24	101862
4	4	314	143000	1.27	1.27	15	7.5	30	4244	6	25465	14	59419	12	50931	24	101862
4	E1	314	143000	1.27	1.27	15	7.5	20	4244	10	42442	20	84885	18	76396	38	161281
E4	E4	314	143000	1.27	1.27	15	7.5	20	4244	10	42442	20	84885	18	76396	38	161281
E2	E2	314	143000	1.27	1.27	15	7.5	20	4244	10	42442	20	84885	18	76396	38	161281
E5	E5	314	143000	1.27	1.27	15	7.5	20	4244	10	42442	20	84885	18	76396	38	161281
E3	E3	314	143000	1.27	1.27	15	7.5	20	4244	10	42442	20	84885	18	76396	38	161281

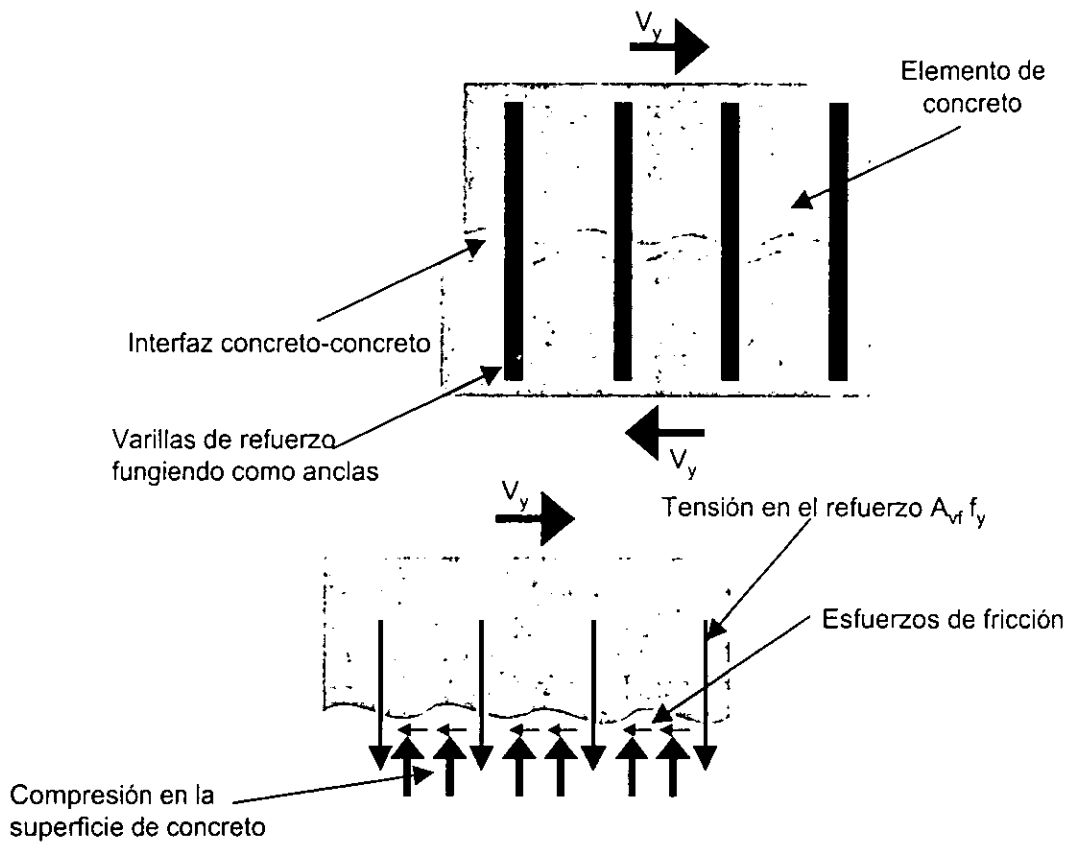


Fig B.1 Concepto de fricción-cortante (Valluvan et al., 1999)

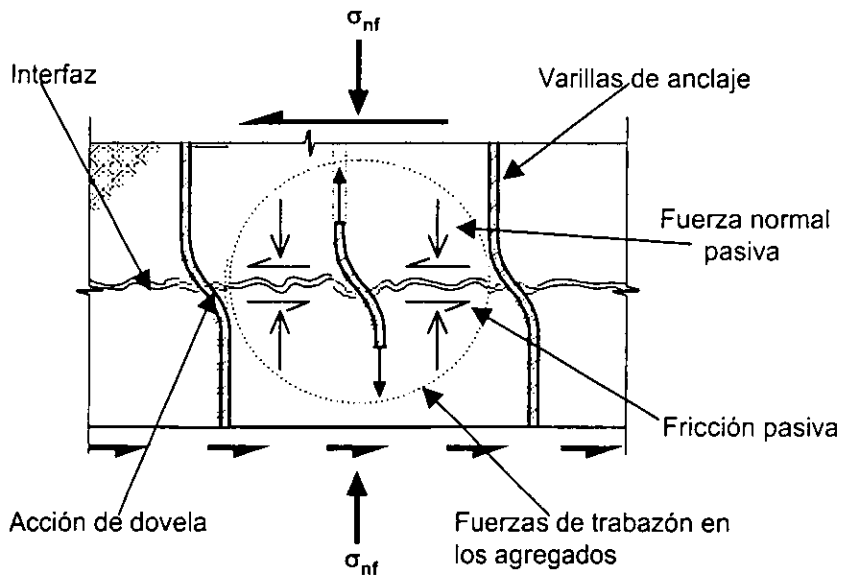
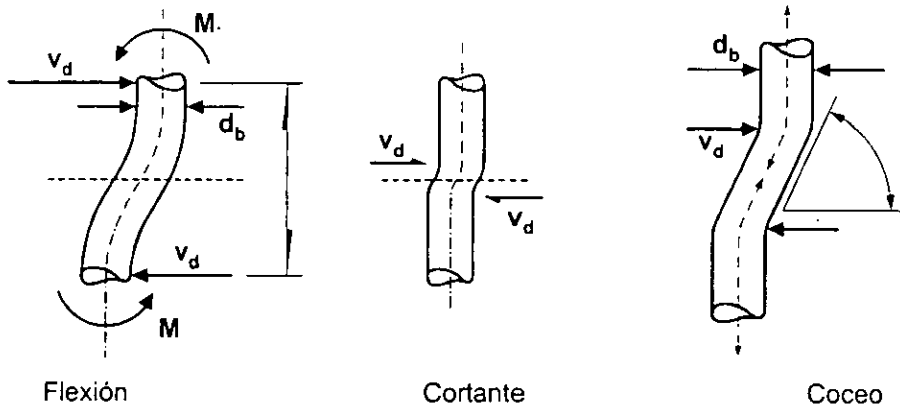


Fig B.2 Varillas de refuerzo funcionando como anclas, resistiendo fuerza cortante por acción de dovela en una interfaz concreto - concreto (Oehlers y Bradford, 1995)



d_b - diámetro de la varilla
 v_d - fuerza cortante resistente
 M - momento inducido en la varilla
 l - longitud de deformación de la varilla

Fig B.3 Mecanismos de acción de dovela para transmisión de fuerza cortante (Paulay et al., 1974)

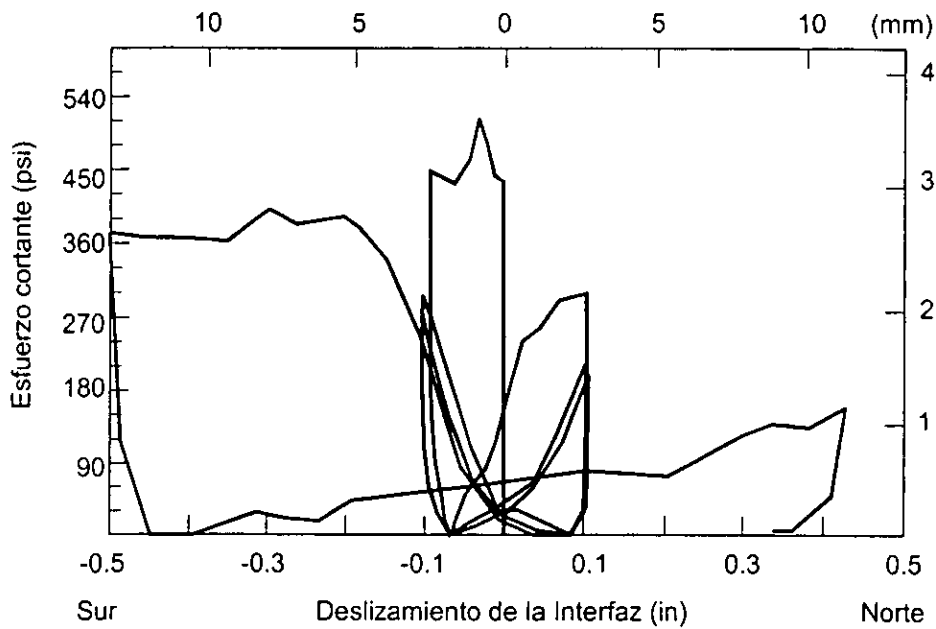


Fig B.4 Comportamiento cortante-deslizamiento de los especímenes ensayados por Bass et al. (1989)

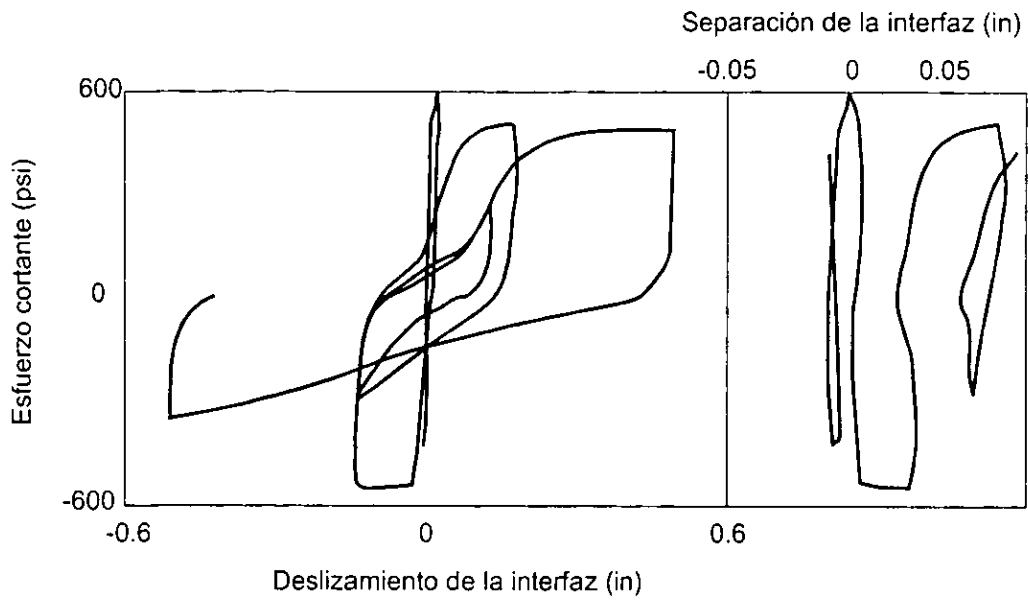


Fig B.5 Comportamiento cortante-deslizamiento de los especímenes ensayados por Valluvan et al. (1999)

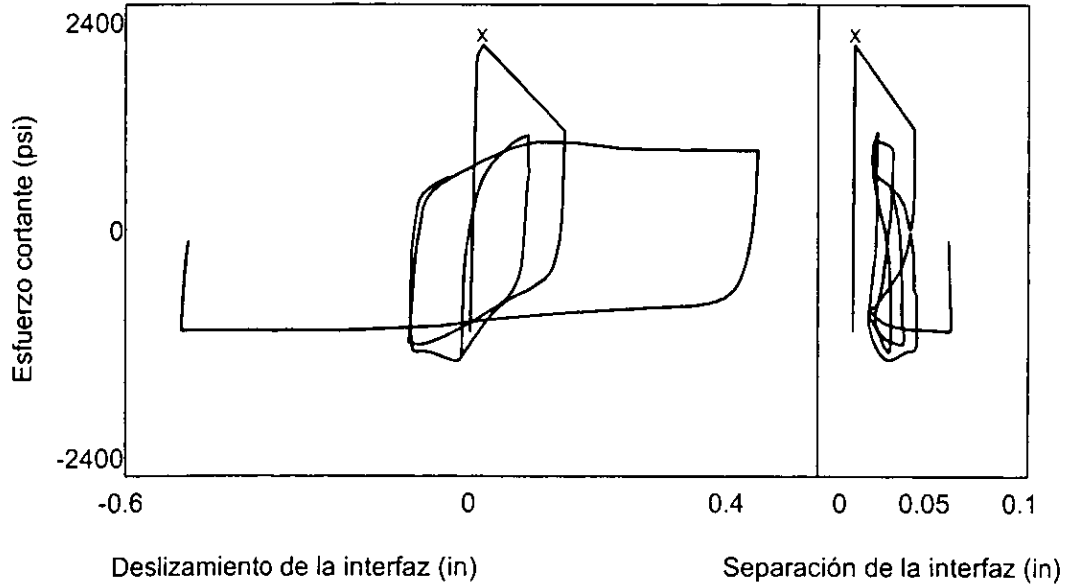


Fig B.6 Comportamiento cortante-levantamiento de los especímenes ensayados por Valluvan et al. (1999)

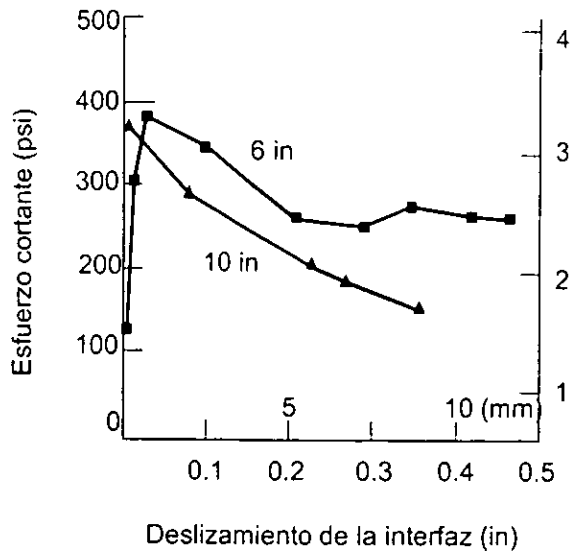


Fig B.7 Curva cortante-deslizamiento de un ensaye con dos anchos de la superficie de la interfaz diferentes (Bass et al., 1989)

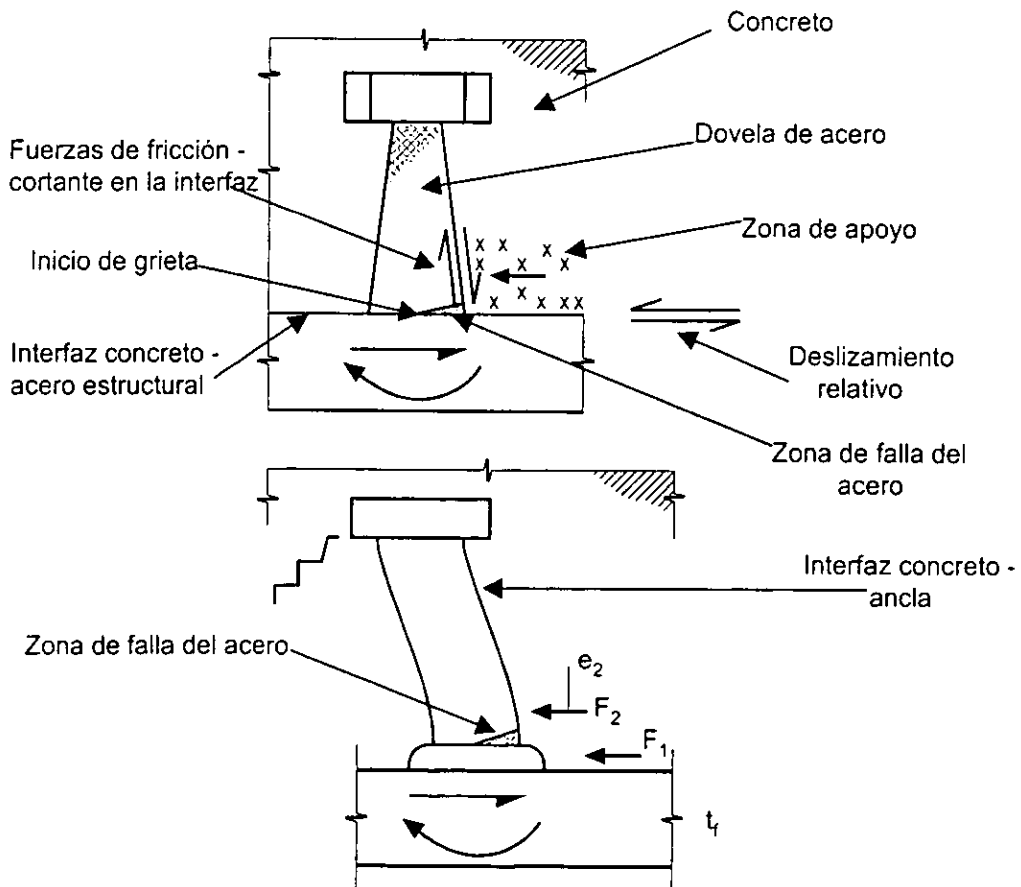


Fig B.8 Mecanismo de dovela para transmisión de cortante en una interfaz concreto-acero estructural (Oehlers y Bradford, 1995)

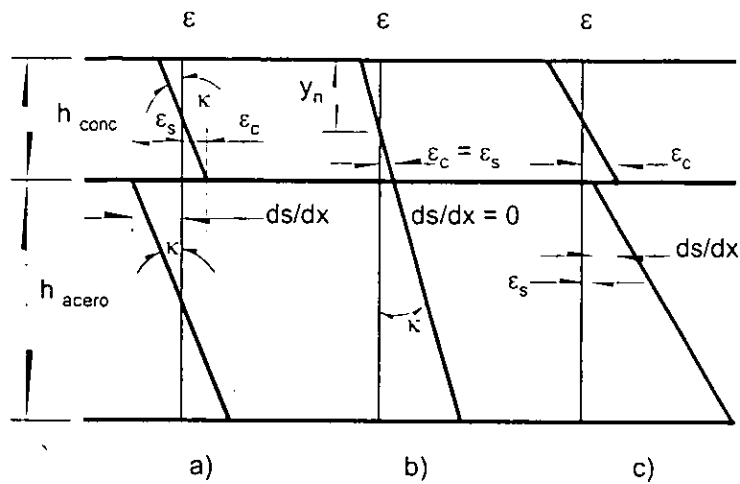


Fig B.9 Grados de interacción de cortante: a) sin interacción, b) interacción completa y c) interacción parcial (Oehlers y Bradford, 1995)

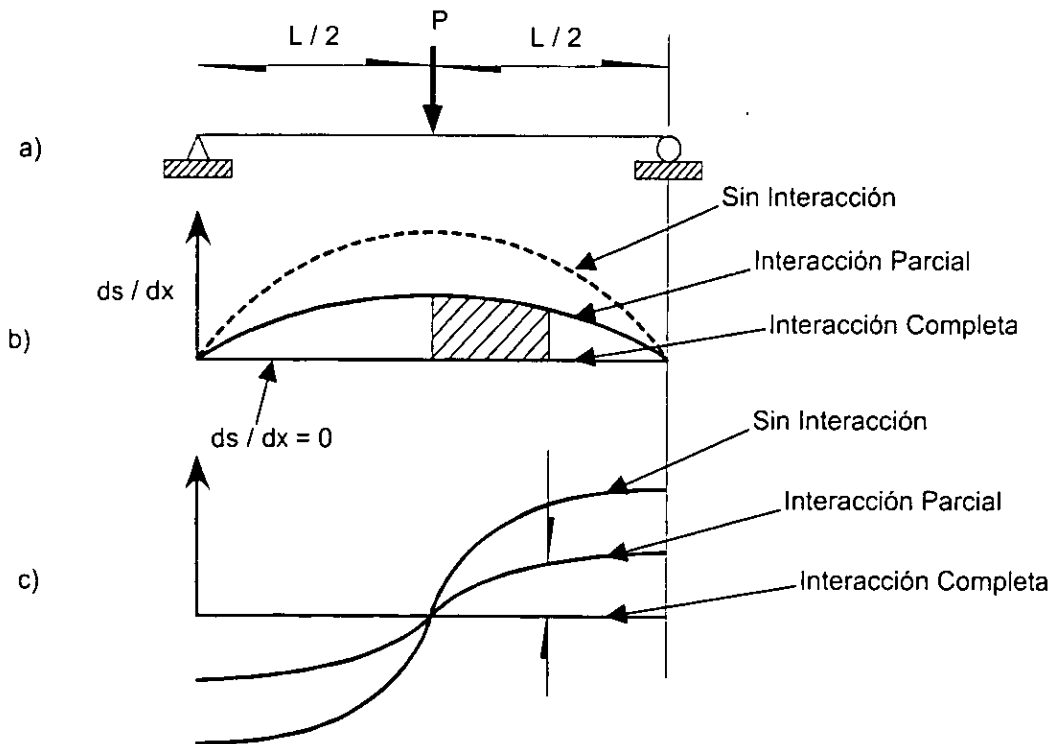


Fig B.10 Comportamiento de elementos compuestos de acero estructural y concreto reforzado ante carga vertical (Oehlers y Bradford, 1995). a) viga compuesta; b) variación del deslizamiento; c) variación del esfuerzo por deslizamiento

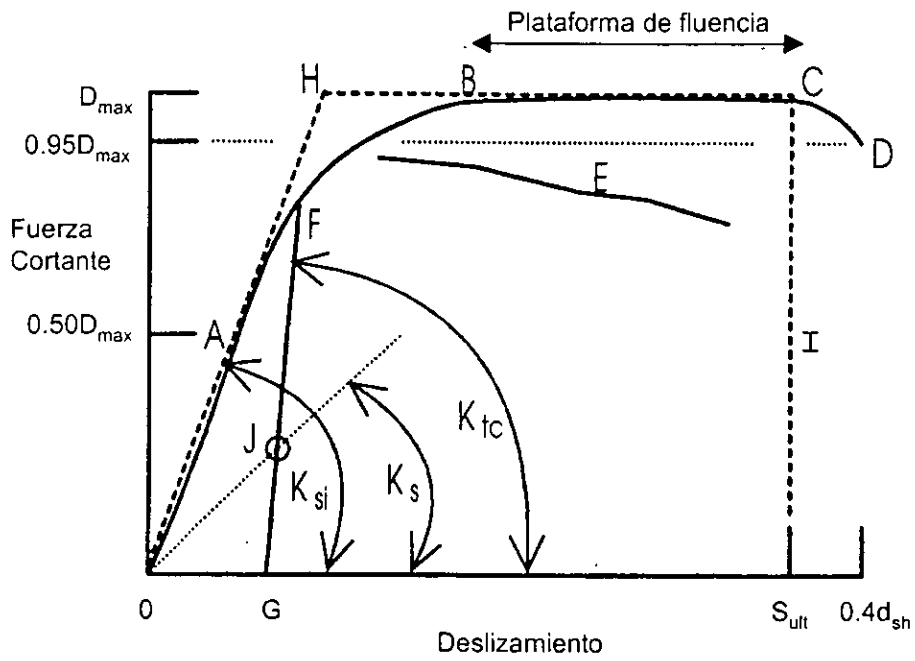


Fig B.11 Curva ideal cortante-deslizamiento de conectores en una interfaz concreto – acero estructural (Oehlers y Bradford, 1995)

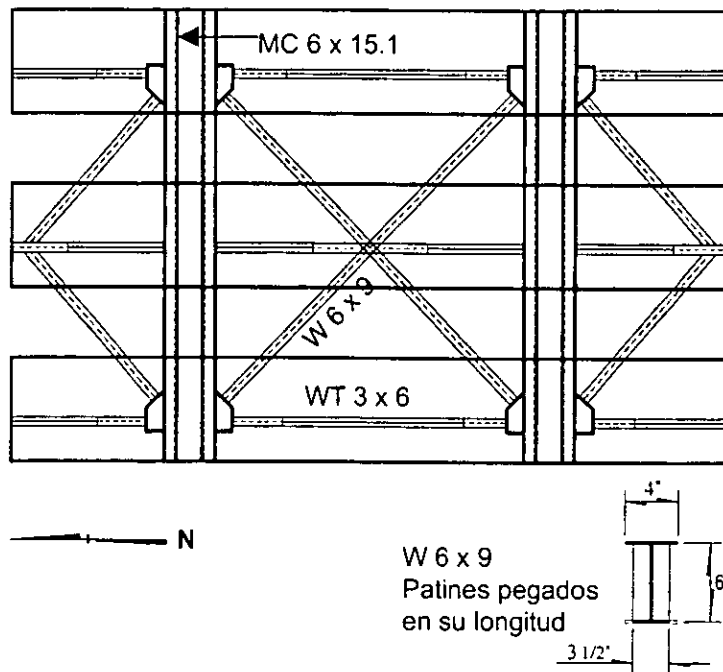


Fig B.12 Modelo de rehabilitación ensayado por Bush et al. (1991)

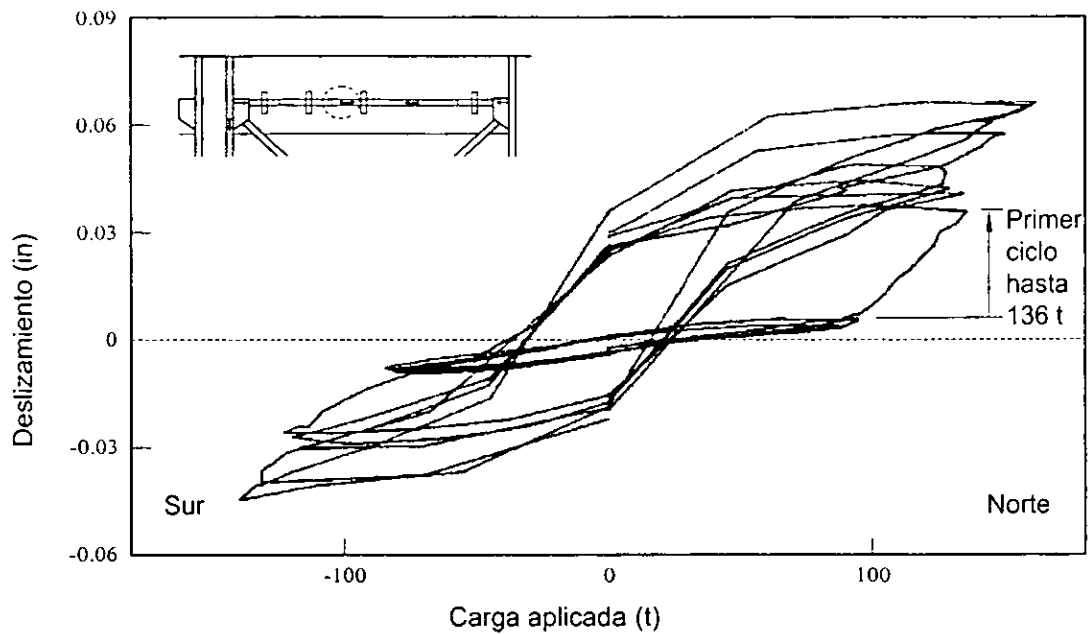


Fig B.13 Comportamiento cortante-deslizamiento en el ensaye de Jones y Jirsa (1986), medido en un elemento horizontal

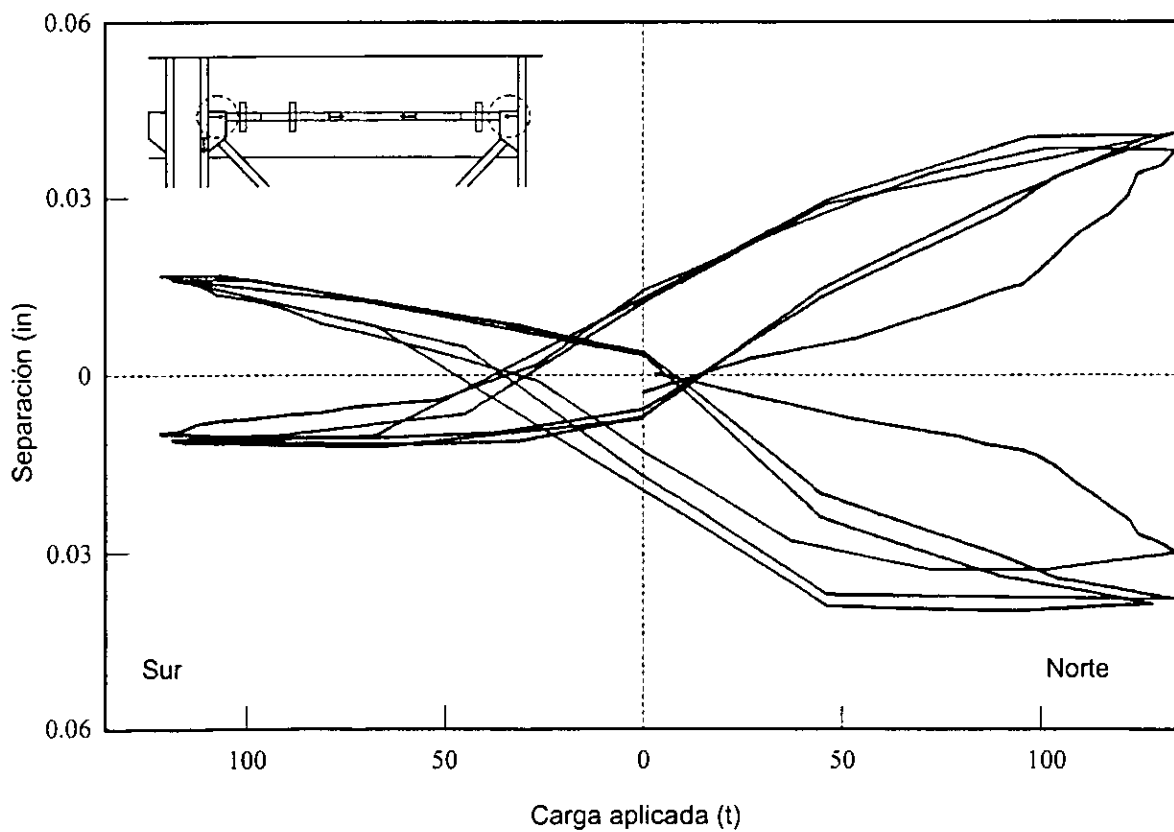


Fig B.14 Comportamiento cortante-separación medida en el ensaye de Jones y Jirsa (1986) en los extremos de los elementos horizontales

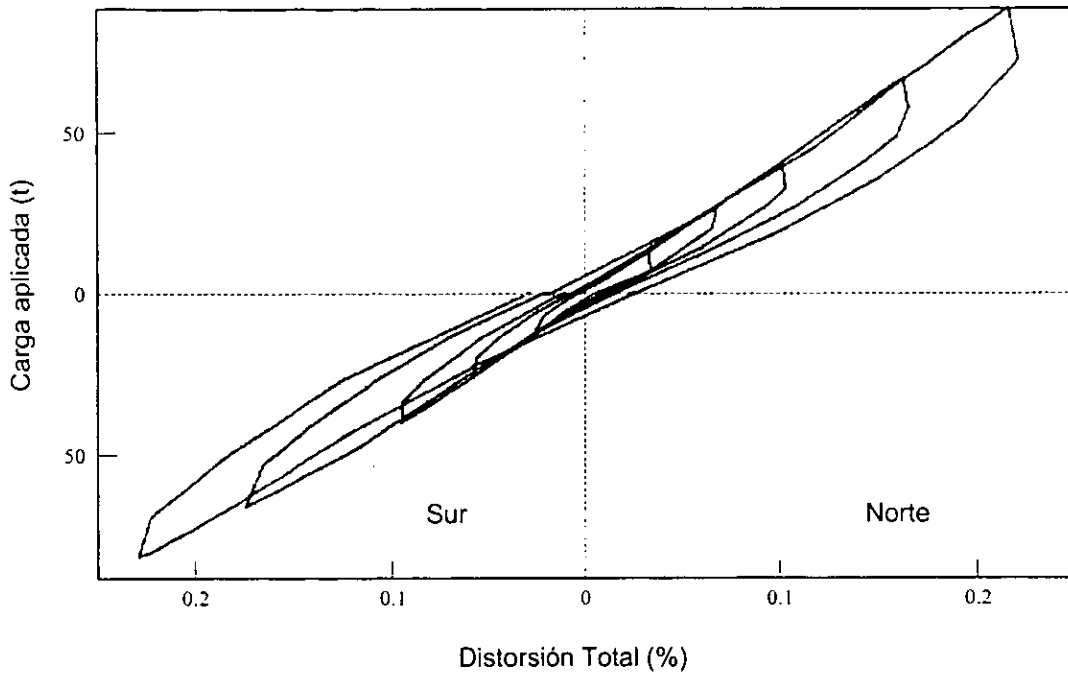


Fig B.15 Curvas carga-distorsión, ciclos 1 a 3, del modelo ensayado por Jones y Jirsa (1986)

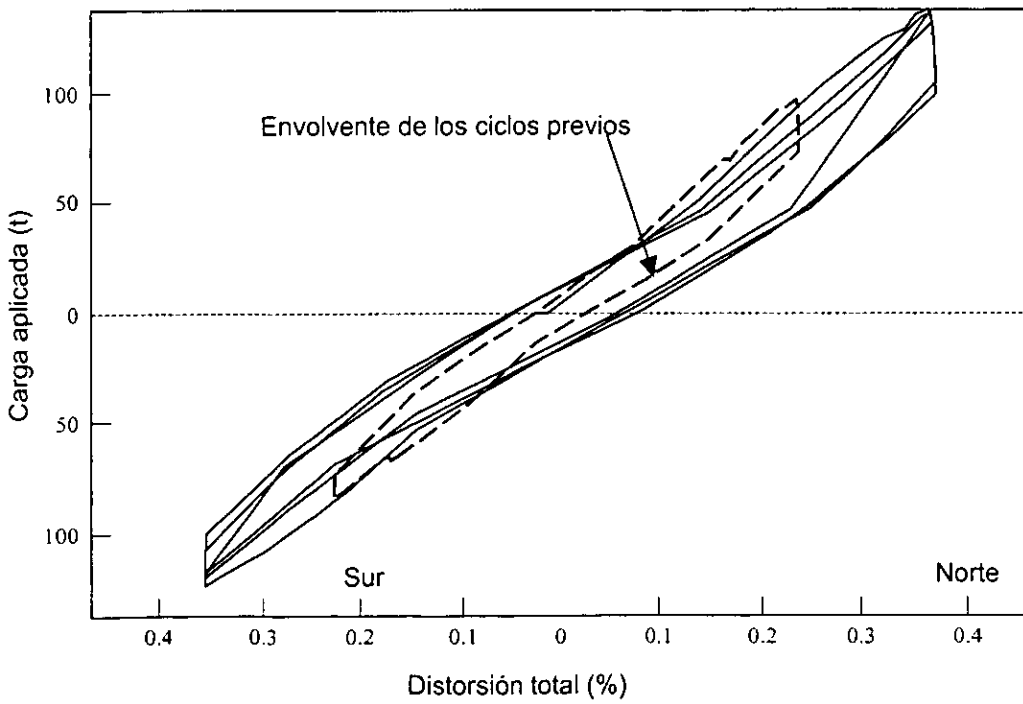


Fig B.16 Curvas carga-distorsión, ciclos 4 a 6, del modelo ensayado por Jones y Jirsa (1986)

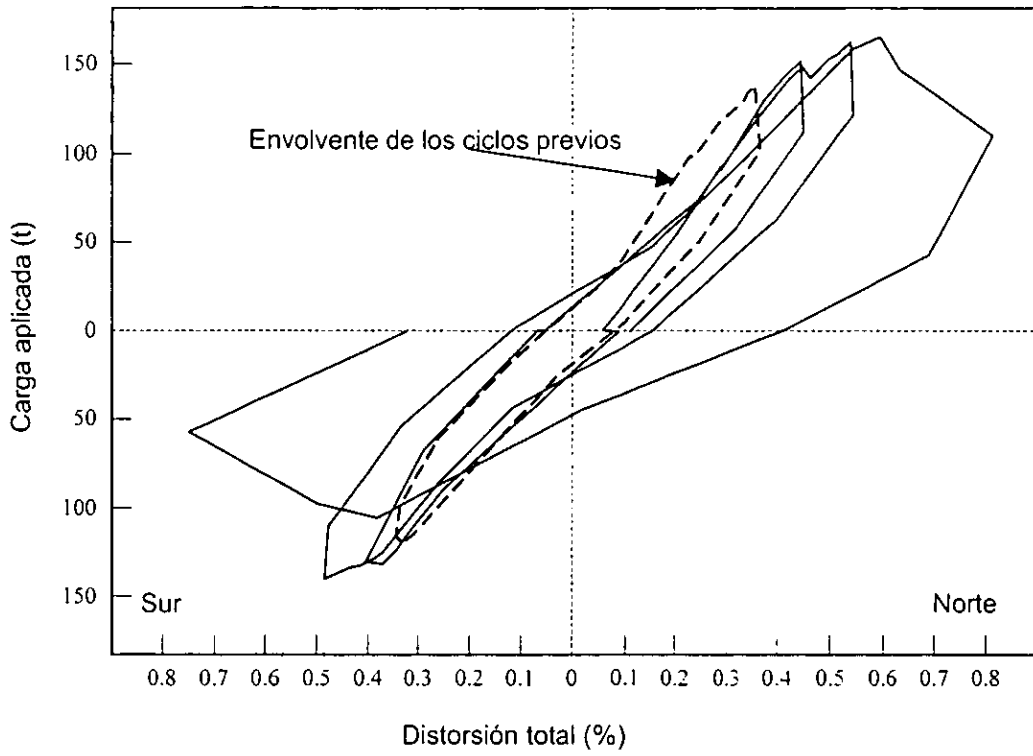


Fig B.17 Curvas carga-distorsión, del modelo ensayado por Jones y Jirsa (1986), para la prueba completa

APÉNDICE C

EVALUACIÓN DE DIAGONALES DE ACERO DE LA REHABILITACIÓN DEL EDIFICIO

Con objeto de entender el comportamiento básico de las diagonales de acero se revisó la literatura sobre comportamiento de diagonales metálicas y de estructuras rehabilitadas con diagonales metálicas para poder modelar estos elementos adecuadamente. Aquí se presenta una breve síntesis de los aspectos más relevantes para el estudio del comportamiento de las diagonales del edificio.

De estudios experimentales y teóricos realizados en la Universidad de Michigan, Jain *et al.* (1978) establecieron criterios para modelar elementos diagonales y agruparon su desempeño en tres grupos:

- elementos con conexiones rígidas, no sujetos a pandeo
- elementos con conexiones rígidas, sujetos a pandeo
- elementos con conexiones articuladas, sujetos a pandeo.

Con base en sus resultados experimentales, definieron que el primer grupo son diagonales fuertes ($KL/r < 50$), que son elementos que pueden modelarse como conectados en forma continua, y que no están sujetos a pandeo; el segundo grupo se calificó como diagonales intermedias ($KL/r < 90$), elementos que pueden modelarse como conectados en forma continua pero que están sujetos a pandeo y, finalmente, el tercer grupo, diagonales débiles ($KL/r > 120$), que deben modelarse como elementos articulados sujetos a pandeo. Señalan que en los dos primeros casos las conexiones deben diseñarse para resistir momento flexionante.

El comportamiento de diagonales metálicas sujetas a carga axial cíclica está definido por tres parámetros básicos: la relación de esbeltez (KL/r), la relación de rigidez de la diagonal y de sus conexiones ($\lambda_c = EI_m/L_m / EI_g/I_g$) y, la relación ancho a espesor de pared (b/t) del elemento. En los trabajos de Lee y Goel (1987) y Liu y Goel (1987) empezó a estudiarse la forma de mejorar este comportamiento. Mostraron que la ductilidad, la capacidad para disipar energía y la resistencia de elementos de sección tubular se incrementan considerablemente al construirlos con relaciones b/t pequeñas ($b/t < 14$), pues la ocurrencia de pandeo local se retarda, los lazos de histéresis se hacen más grandes y estables, y el número de ciclos a la falla se incrementa. También probaron rellenar diagonales de sección cuadrada hueca con concreto simple de resistencia mediana, lo que mejoró su comportamiento al cambiar el modo de pandeo. Lee y Goel (1987), Lee y Goel (1990) y Masri y Goel (1994) continuaron estos trabajos estudiando el uso de diagonales con diferentes tipos de secciones transversales, encontrando que el comportamiento de diagonales con diferentes secciones transversales es igualmente aceptable si se asegura que los parámetros básicos (KL/r , b/t , λ_c) sean adecuados.

Paralelamente al estudio de elementos diagonales aislados, se han desarrollado ensayos sobre el comportamiento de estructuras de concreto rehabilitadas con diagonales metálicas, algunos de ellos incluso a escala casi natural (Bush *et al.*, 1991). En estos trabajos un aspecto clave fue determinar el comportamiento dinámico de estructuras diseñadas con relaciones de rigidez y resistencia específicas entre los elementos estructurales, con objeto de conocer en dónde se

localiza la actividad inelástica dadas relaciones de rigidez y resistencia entre diagonales, traveses y columnas. Lee y Goel (1990) destacaron que tales estudios son impulsados por la necesidad de tener provisiones reglamentarias para el diseño de diagonales en la rehabilitación de estructuras existentes y empezar a adquirir conocimientos sobre cómo interactúan elementos y materiales nuevos y viejos en una estructura rehabilitada.

En los estudios de Masri y Goel (1994) se observó que las distorsiones de entrepiso que son necesarias para deteriorar diagonales de acero con parámetros de relación de esbeltez y de ancho a espesor de pared no diseñados para tener un comportamiento dúctil, son del orden de $\gamma \geq 0.50$ por ciento. De las pruebas se observa que para un intervalo de $0.50 < \gamma < 0.75$ por ciento se llega a presentar pandeo elástico de diagonales sujetas a compresión; para un intervalo de $0.75 < \gamma < 1.00$ por ciento el pandeo es severo en las diagonales ya que se alcanzan deformaciones axiales grandes y, cuando $\gamma \rightarrow 1.00$ por ciento aparecen las primeras grietas en diagonales sometidas a compresión. Para el intervalo $1.00 < \gamma < 1.50$ por ciento los autores reportan que algunos elementos en compresión alcanzan el pandeo fuera del plano ($\gamma = 1.40$ por ciento) y que elementos en tensión llegan a la ruptura ($\gamma = 1.35$ por ciento). En elementos diseñados para tener comportamiento dúctil los ensayos muestran que los especímenes no llegan a la falla ni ante distorsiones del orden de $\gamma = 2.0$ por ciento.

En el estudio de Masri y Goel (1994), en el que se emplearon las diagonales metálicas para rehabilitar un marco de concreto reforzado dañado por sismo, se hace notar que para distorsiones de entrepiso pequeñas ($\gamma > 0.50$ por ciento) el deterioro ocurrió en la estructura vieja de concreto reforzado y que el mismo consistió en el incremento del ancho de grietas que no se rellenaron, en la apertura de grietas que si se rellenaron, y en la aparición de nuevas grietas, en tanto que la estructura nueva (diagonales metálicas y marco metálico para transferir la carga entre el marco de concreto y las diagonales) permaneció linealmente elástica.

Evaluación demanda-capacidad de las diagonales de la rehabilitación del edificio

Se realizó una evaluación de las características de las diagonales de la segunda restructuración del edificio para determinar si, con los eventos 99-1 y 99-3, es posible que se haya presentado algún deterioro en las diagonales, y que éste se refleje en reducción de rigidez global de la estructura.

Se compararon las cargas axiales actuantes en las diagonales del edificio, durante los eventos 99-1 y 99-3, con sus cargas críticas de pandeo, para determinar si es o no posible que haya ocurrido deterioro en las diagonales. Las demandas sísmicas se obtuvieron del modelo sin deterioro C-VA3. Las cargas críticas de pandeo de las diagonales así como las fuerzas de fluencia se calcularon con base en los criterios establecidos en la literatura (Jain *et al.*, 1978; Lee y Goel, 1990, Masri y Goel, 1994 y Tang y Goel, 1987).

Como se mencionó anteriormente, parámetros importantes en el comportamiento sísmico de diagonales metálicas son las relaciones de esbeltez efectiva (KL/r), de ancho a espesor de pared (b/t) y de rigidez de la diagonal a la placa de conexión λ_c . En la fig C.1 se ilustra la forma en que se evaluaron estos criterios en las diagonales del edificio. En la tabla C1 se presentan los coeficientes de longitud efectiva K de las diagonales del edificio, tanto para pandeo dentro del plano como fuera de él, evaluados con la metodología descrita en Jain *et al.* (1978), y en la tabla

C2 aparecen las relaciones de esbeltez correspondientes. Se observa que para pandeo fuera del plano los valores de K varían entre 0.51 y 0.55 mientras que para pandeo dentro del plano varían entre 0.50 y 0.55, es decir, la simetría de la sección y la disposición de las conexiones son tales que el pandeo de los elementos podría darse tanto dentro del plano como fuera de él, lo cual ocurrirá en función de los niveles de curvatura e imperfecciones iniciales (Lee y Goel, 1990). En los especímenes ensayados por Lee y Goel (1990) puede notarse que cuando los valores de KL/r para pandeo dentro y fuera del plano (como es el caso del edificio Jal) son muy similares, la tendencia es que el pandeo ocurra fuera del plano, mientras que cuando son disímiles la tendencia es que se presente pandeo en el plano con la mayor relación de esbeltez (tabla C3).

Las observaciones hechas por Tang y Goel, 1987 y Lee y Goel, 1990, indican que cuando el pandeo se presenta fuera del plano la relación b/t es muy importante y domina el comportamiento del espécimen; cuando los valores de b/t son grandes ($b/t > 95/\sqrt{F_y}$), el espécimen presenta un comportamiento no dúctil, pudiéndose tener indicios de deterioro desde los primeros ciclos de carga. En la tabla C4 se presenta la evaluación de la relación b/t para las diagonales del edificio. Se observa que en los niveles de oficinas el espesor dado a las diagonales no es suficiente para cumplir el criterio $b/t > 95/\sqrt{F_y}$, por lo que se prevé que ante un sismo intenso, si se alcanza en alguna de ellas la carga crítica de pandeo, se puede tener un comportamiento frágil. En los niveles de estacionamiento todas las diagonales cumplen este criterio.

En lo que respecta a la relación entre la rigidez de la diagonal a la de la placa de conexión (λ_c), puede verse en la tabla C5 que en los entrepisos superiores (de oficinas) las placas de conexión son lo suficientemente rígidas en todos los casos para que las diagonales se modelen en forma continua. La rigidez de las placas se calculó con base en los criterios de Lee y Goel (1990). En los entrepisos inferiores (de estacionamientos), las diagonales son más cortas y por ende más rígidas, por lo que su relación de rigidez con respecto a las placas de conexión crece, llegando a ser hasta cinco veces mayor que la de los entrepisos superiores. Sin embargo, como las placas de conexión son lo suficientemente rígidas, los valores de K se mantienen bajos y pueden modelarse las uniones como continuas. Los valores de la relación de esbeltez de los elementos, para pandeo dentro y fuera del plano, indican que las diagonales del edificio pueden clasificarse como diagonales fuertes, poco susceptibles a presentar pandeo.

Si se compara el sistema de placas de conexión empleado para las diagonales del edificio con los ensayados por Lee y Goel (1990) y Masri y Goel (1994) puede verse que es muy aceptable, ya que el empleo de dos placas separadas por un brazo de palanca ligeramente mayor que el ancho de la diagonal hace que la rigidez de la conexión al pandeo fuera del plano crezca, por lo que el coeficiente de esbeltez efectiva se mantiene cercano a 0.50 y se tiene un sistema diagonal conexión suficientemente rígido para ser considerado continuo, razón por la cual las diagonales del edificio se modelaron así.

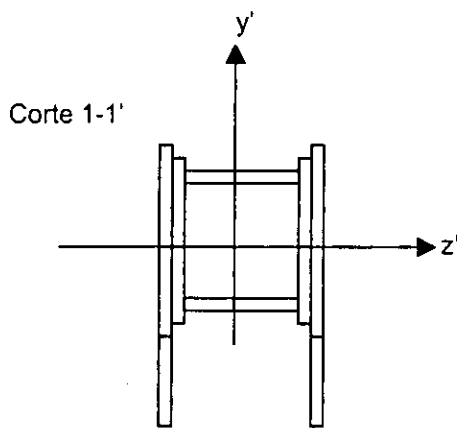
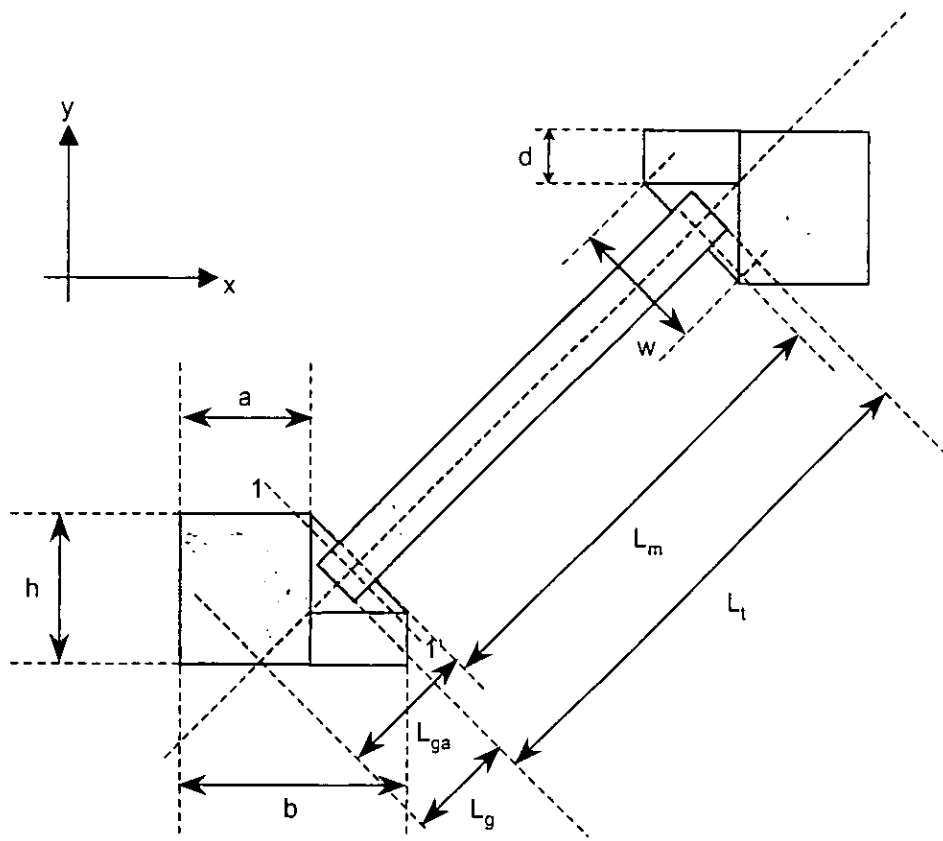
En las tablas C6 a C9 se presenta una comparación entre las cargas críticas de pandeo estimadas con el criterio propuesto por Jain *et al.* (1978) con las cargas axiales actuantes en las diagonales del edificio calculadas para los eventos 99-1 y 99-3 con el modelo calibrado sin deterioro (C-VA 3). Puede apreciarse que las cargas actuantes no exceden el valor de las cargas críticas de pandeo, por lo cual es improbable que las diagonales del edificio hayan sufrido alguna reducción en su resistencia o en su rigidez como consecuencia de estos eventos sísmicos. Lo anterior se refuerza por la comparación entre las distorsiones de entrepiso determinadas a partir de los registros

sísmicos de la estructura para dichos eventos (tabla 6), con las que se ha determinado (Lee y Goel, 1990 y Masri y Goel, 1994) son capaces de deteriorar la capacidad de los elementos.

Cabe notar que en la estimación de las cargas críticas de pandeo, y de fluencia en tensión se hizo sin tener en cuenta una importante fuente de sobrerresistencia como es un mayor valor del esfuerzo de fluencia real con respecto al nominal del acero estructural A-36.

Debido a que durante los eventos 99-1 y 99-3 las cargas axiales actuantes en las diagonales del edificio, estimadas con el modelo sin deterioro, tuvieron valores por debajo de los calculados para originar el pandeo elástico o la fluencia de los elementos, se considera que es poco probable que la disminución de las frecuencias de vibración de la estructura, identificadas con base en la información aportada por la instrumentación, haya tenido su origen en el deterioro de los elementos diagonal o de sus conexiones.

Se observó que la sección casi cuadrada de las diagonales del edificio, así como sus condiciones de conexión hacen que los valores del coeficiente de esbeltez efectiva sea, en la mayoría de los elementos, casi igual para pandeo dentro y fuera del plano de la diagonal. Esto, aunado a imperfecciones iniciales o curvatura de los elementos, puede ocasionar que el pandeo se presente fuera del plano, lo que se ha observado, puede tener como consecuencia que luego de alcanzarse la carga crítica de pandeo se forme sólo una articulación plástica en el elemento, y otras dos en las placas de conexión, en vez de que se formen las tres articulaciones en el elemento, lo que lleva a tener menor disipación de energía (Lee y Goel, 1990). Para la configuración de las diagonales del caso estudiado esto se puede evitar dando menor peralte a la sección transversal de los elementos manteniendo la separación entre las placas de conexión, así como la relación ancho a espesor de pared, o bien, colocando una placa en la conexión para restringir el pandeo en el plano perpendicular al de la diagonal.



Criterios para estimar la longitud efectiva de la diagonal:

$$K = \pi / (2 \varphi)$$

$$(\operatorname{tg} \varphi) / \varphi = -2 \lambda \quad \text{para } (\pi / 2 < \varphi < \pi)$$

$$\lambda = (EI_m / L_m) / (EI_g / L_g)$$

$$I_g = t w^3 / 6$$

w - ancho efectivo de la placa de apoyo

K - factor de longitud efectiva de la diagonal

π - 3.14159...

L_t - longitud física de la diagonal

L_g - longitud disponible para el pandeo de la placa

I_g - momento de inercia de la placa alrededor del eje z'

L_m - longitud disponible para el pandeo de la diagonal

I_m - momento de inercia de la diagonal alrededor el eje z'

KL_m - longitud efectiva de la diagonal

t - espesor de la placa de acero

a, b, d, h, L_{ga} - dimensiones que definen la geometría de la placa de apoyo

Fig C.1 Criterios para estimar la longitud efectiva de las diagonales de acero

APÉNDICE D

ESTIMACIÓN DE LA RIGIDEZ LATERAL EFECTIVA DEL SISTEMA DE CONTRAVENTE

Para reproducir con mejor aproximación las frecuencias de vibración del edificio, identificadas durante los sismos de moderada intensidad (eventos 99-1 y 99-3), fue necesario hacer un análisis para evaluar su rigidez lateral efectiva teniendo en consideración el deterioro causado por éstas acciones sísmicas. Se recurrió a modelos matemáticos de una parte de la estructura, las crujías centrales de los marcos extremos en T, que contienen a las diagonales de rehabilitación, cuyo comportamiento ante cargas laterales se estudió detalladamente, a fin de conocer el estado de esfuerzos y deformaciones que ahí se presenta ante sollicitaciones sísmicas moderadas y, las posibles situaciones en las que se presentaría la falla de esos elementos estructurales. Los modelos se desarrollaron empleando un programa que se basa en el método de los elementos finitos, ampliamente reconocido y usado (Wilson y Habibullah, 1991).

Modelos de elementos finitos

Debido a la disponibilidad de varios tipos de elementos finitos en el programa, se hicieron pruebas para determinar cuáles resultan más adecuados para representar los elementos estructurales del edificio. Las pruebas consistieron en evaluar la capacidad de varios modelos de elementos finitos para estimar el estado de esfuerzos y deformaciones en una viga en voladizo, de sección compuesta concreto-acero estructural, sometida a una carga puntual en su extremo libre. Los resultados de los modelos comparados se cotejaron con los obtenidos con la teoría clásica de mecánica de materiales.

En vista de los resultados de las pruebas efectuadas, y teniendo en cuenta la forma más práctica para modelar los elementos estructurales, se determinó modelar los elementos de concreto con elementos finitos sólidos (SOLID), y las placas de acero estructural con elementos finitos sólidos axisimétricos (ASOLID), porque los elementos ASOLID son ideales para modelar elementos planos como placas y cascarones en los que rige el estado de esfuerzo plano, pues están expresamente formulados para ello, mientras que los elementos SOLID están concebidos para representar elementos tipo bloque en los que hay un estado tridimensional de esfuerzos.

Calibración de modelos básicos

Se construyeron modelos de un nivel y una crujía para estudiar el tamaño de la malla óptima necesaria para modelar el sistema de elementos compuestos T1 y diagonales metálicas.

Los modelos se construyeron con una malla de 15 por 15 cm para las trabes y de 10 por 15 cm para las columnas. Se emplearon módulos elásticos para altos niveles de esfuerzos. Los modelos desarrollados fueron:

- **MIN3D:** es el modelo básico, sólo se consideran las columnas y trabes de concreto originales del edificio

- **M1N3D2:** incluye los elementos de concreto de la rehabilitación
- **M1N3D3:** también incluye las placas de acero estructural que confinan a los elementos nuevos de concreto
- **M1N3D4:** se le sumaron las placas de acero que soportan a las diagonales y las diagonales metálicas. Este modelo se ilustra en la fig D.1a.

Esta secuencia de modelos se realizó para observar la evolución del comportamiento del sistema a medida que se agregan elementos y para evaluar la importancia relativa de éstos en la rigidez lateral total.

La comparación de las frecuencias al agregar partes de los elementos de rehabilitación se presenta en la tabla D1. La diferencia en masa entre el modelo **M1N3D** y el modelo **M1N3D4** es pequeña, porque en todos los modelos se incluyó, una masa uniformemente repartida lo suficientemente grande para hacer poco significativa la contribución de la masa propia de los elementos de rehabilitación, de concreto y de placas de acero, que se agregaron, en los modelos **M1N3D2**, **M1N3D3** y **M1N3D4**, a los elementos del modelo **M1N3D**.

Calibración de modelos sin deterioro

Se construyeron modelos de elementos finitos de seis entresijos con una cruzía (fig D.1b) con elementos finitos sólidos (SOLID, identificados de aquí en adelante como modelos 3D) correspondientes a la cruzía central del edificio, con objeto de conocer el comportamiento de esta parte de la estructura (en términos de esfuerzos) y tener una calibración inicial de los modelos.

Las variables consideradas en el desarrollo de los modelos fueron: módulos elásticos del concreto, dimensiones de las trabes y columnas de concreto reforzado originales, dimensiones de placas de acero en diagonales, de placas de conexión y de elementos compuestos T1 de concreto reforzado y acero estructural.

En estos modelos se redujo el nivel de discretización de la malla en proporción 2 : 1 con respecto a los modelos básicos. Se asignó una masa de $4381.3 \text{ kg}_f \text{ s}^2/\text{m}$ a cada nivel del modelo. Se construyeron estos modelos:

- **M6N3D:** tiene sólo las columnas y losas de concreto reforzado originales
- **M6N3D1:** incluye las secciones de concreto de los elementos T1 tanto horizontales como verticales
- **M6N3D2:** incluye también las placas de acero de los elementos T1
- **M6N3D3:** incluye además las placas metálicas que sujetan a las diagonales de acero y las diagonales metálicas. Este modelo se ilustra en la fig D.1b.

La calibración se realizó tomando como parámetro los desplazamientos ante un patrón de carga triangular invertida que representa el comportamiento dominante del modo fundamental. Además

se construyeron modelos planos (identificados de aquí en adelante como modelos 2D) de igual geometría, con elementos barra, con objeto de calibrar ambos grupos de modelos y eliminar errores.

Los valores de los módulos elásticos de los elementos estructurales, en los modelos 3D, se modificaron de manera que la rigidez de cada elemento (columna, trabe o diagonal) fuese igual que la rigidez estimada para los elementos correspondientes de los modelos 2D.

La comparación de las frecuencias de los modelos se presenta en la tabla D1. Se observó que las frecuencias de los modelos 2D y 3D presentan gran similitud en todos los modos. La comparación de sus desplazamientos mostró que las diferencias ante carga estática en el nivel de azotea son también pequeñas.

Análisis de deterioro y de degradación de rigidez en elementos estructurales

Se construyeron modelos con deterioro para evaluar la influencia de éste en la rigidez lateral del sistema de rehabilitación del edificio.

Con base en la evaluación realizada sobre el comportamiento de los conectores de cortante en el edificio y, en las observaciones hechas durante las inspecciones del edificio después de los eventos sísmicos de 1999, se decidió modelar el deterioro de los elementos T1 desligando el acero estructural del concreto reforzado y el concreto de rehabilitación del concreto existente, lo cual se hizo mediante dos mallas, una para representar los elementos de acero y otra para los de concreto, y ligando ambas en puntos selectos, de manera que se evitase la inestabilidad estructural, esto en el caso de la interfaz concreto-acero. En el caso de la interfaz concreto de rehabilitación-concreto existente, se eliminaron las ligas entre las mallas de ambos tipos de elementos. Así se considera en forma sencilla y eficiente la falta de continuidad entre dos elementos estructurales (Ngo y Scordelis, 1967).

Los puntos para representar continuidad fueron seleccionados con base en los resultados del análisis de esfuerzos en los modelos sin deterioro, desligándose aquéllos puntos de zonas en donde se detectaron concentraciones importantes de esfuerzos, permaneciendo ligados los puntos (uno por zona) en donde los esfuerzos eran pequeños (fig D.2). Este criterio se respaldó en las observaciones hechas en los elementos estructurales del edificio practicadas después de ocurridos los eventos 99-1 y 99-3 y con el análisis de los patrones de esfuerzos en los modelos sin deterioro (fig D.3).

El patrón de puntos que representan continuidad (fig D.2), fue:

- En las secciones de rehabilitación de las columnas, por su lado externo se modeló continuidad en los extremos de los elementos, ya que no había elementos horizontales que contribuyeran a evitar la inestabilidad en tales posiciones.
- Para los elementos de rehabilitación internos la continuidad se ubicó en sus puntos medios, salvo en el caso de los puntos medios de trabes a donde llegasen diagonales, caso en el que se colocaron los puntos de continuidad en un cuarto y tres cuartos del claro total.

La animación de las configuraciones deformadas mostró que el deslizamiento de las interfaces concreto-concreto y concreto-acero se logró modelar en forma aceptable. Las frecuencias de los modelos con deterioro se presentan en la tabla D2, y se comparan con las frecuencias de los modelos sin deterioro.

Los modelos con deterioro tienen las siguientes consideraciones:

- Columnas y vigas de concreto reforzado con geometría y valores de módulos elásticos tales que, su rigidez sea equivalente a la de las columnas y losas de concreto reforzado originales del edificio.
- Secciones de concreto de los elementos T1, tanto horizontales como verticales con geometría y valores de módulos elásticos tales que, su rigidez sea equivalente a la estimada convencionalmente para estos elementos.
- Placas de acero de los elementos T1 y diagonales metálicas con geometría y módulos elásticos lo más apegados posible a lo indicado en los planos del edificio.
- Deterioro en las interfaces concreto-concreto y concreto-acero modelado conforme al patrón de continuidad y discontinuidad descrito anteriormente.

Al comparar las frecuencias de los modelos con y sin deterioro para todos los niveles del edificio, se ve que el tomar en cuenta la discontinuidad en las interfaces concreto-concreto y concreto-acero estructural, repercute en pérdida de rigidez en los modelos. Esta pérdida se explica por dos razones fundamentales:

- a) La inercia de trabes y columnas se reduce significativamente al emplear el criterio de secciones desacopladas.
- b) Aunque las diagonales de acero no se deterioran, sus condiciones de borde cambian, pasando de tener apoyos continuos a apoyos guiados, puesto que las placas de acero de los elementos a los que llegan son discontinuas con respecto al concreto, por ello su relación de esbeltez efectiva crece, y su rigidez disminuye.

Los patrones de esfuerzos de los modelos sin y con deterioro se presentan en las fig D.3 y D.4 respectivamente. De la comparación de los modelos con y sin deterioro, pudo observarse que las diagonales presentan menores esfuerzos al presentarse el deterioro, ya que las cargas laterales no se transfieren completamente a éstas, debido a que pierden rigidez por efecto del deslizamiento de sus zonas de apoyo con respecto al concreto, por lo que su eficiencia disminuye al contribuir a tomar menos carga.

Modelos calibrados para sismos de moderada intensidad

Para estimar la pérdida de rigidez global por deterioro en el sistema de rehabilitación del edificio, y poder tomarla en cuenta en los modelos calibrados de la estructura completa para los eventos 99-1 y 99-3, se procedió a obtener diagonales de rigidez lateral equivalente en las cuales se

incluyeran los efectos que tienen, la discontinuidad en las interfaces concreto-acero estructural y concreto nuevo-concreto existente, en la rigidez de las diagonales de acero.

Los modelos de elementos finitos desarrollados para estimar las diagonales de rigidez equivalente incluyen seis entrepisos, siendo los dos centrales el objeto de estudio, y brindando los dos superiores y los dos inferiores las condiciones de confinamiento. En el caso de los niveles de estacionamiento los modelos tienen cinco niveles como se muestra en la fig D.1c. En estos modelos los tres niveles inferiores son los niveles de interés, brindando los dos superiores las condiciones de confinamiento.

Procedimiento iterativo para la estimación de la rigidez lateral equivalente

Para la determinación del ancho de las diagonales equivalentes de cada uno de los entrepisos del edificio se empleó este procedimiento:

1. El modelo 3D, con elementos finitos sólidos (fig D.5a) y en el cual se representa el deterioro, se sujeta a una carga lateral (tomando en cuenta comportamiento dominante del modo fundamental), y se determina el desplazamiento relativo de entrepiso en los dos entrepisos centrales
2. En el modelo 2D, con elementos finitos barra (fig D.5b), se propone un ancho de las diagonales equivalentes, así como un espesor de placa y un peralte inicial que permanecen fijos en todo el análisis
3. Se somete el modelo 2D a la misma carga aplicada que en el modelo 3D, y se determina el desplazamiento relativo de entrepiso. Se compara el desplazamiento relativo con el obtenido en el modelo 3D, y en función de la diferencia se propone un nuevo peralte de las diagonales equivalentes del modelo 2D
4. Se procede iterativamente con el paso 3 hasta que los desplazamientos relativos de los entrepisos centrales para el modelo con diagonales equivalentes (2D) sean prácticamente iguales a los observados en el modelo con deterioro (3D).

Se construyeron cinco modelos para reproducir las condiciones de todos los entrepisos del edificio. Los modelos 2D tienen dos diagonales por entrepiso a fin de poder tener elementos mecánicos en ambas diagonales cuando éstas se sustituyan en los modelos de la estructura completa.

Pudo verse que las mayores pérdidas de rigidez ocurren en los entrepisos cuyas diagonales están dispuestas en forma de "v", y que los entrepisos con diagonales dispuestas en forma de "v" invertida presentan menores pérdidas de rigidez. Esto es muy notorio en el caso de los entrepisos E2 y E5, los cuales tienen las menores longitudes efectivas.

Las diagonales de rigidez lateral equivalente así obtenidas se emplearon en el desarrollo de modelos calibrados para la estructura completa. Cabe tomar en cuenta que los modelos desarrollados son sólo una aproximación, que se puede mejorar si se usan elementos finitos más avanzados que tengan facilidad para considerar el deslizamiento en lugar de discontinuidad.

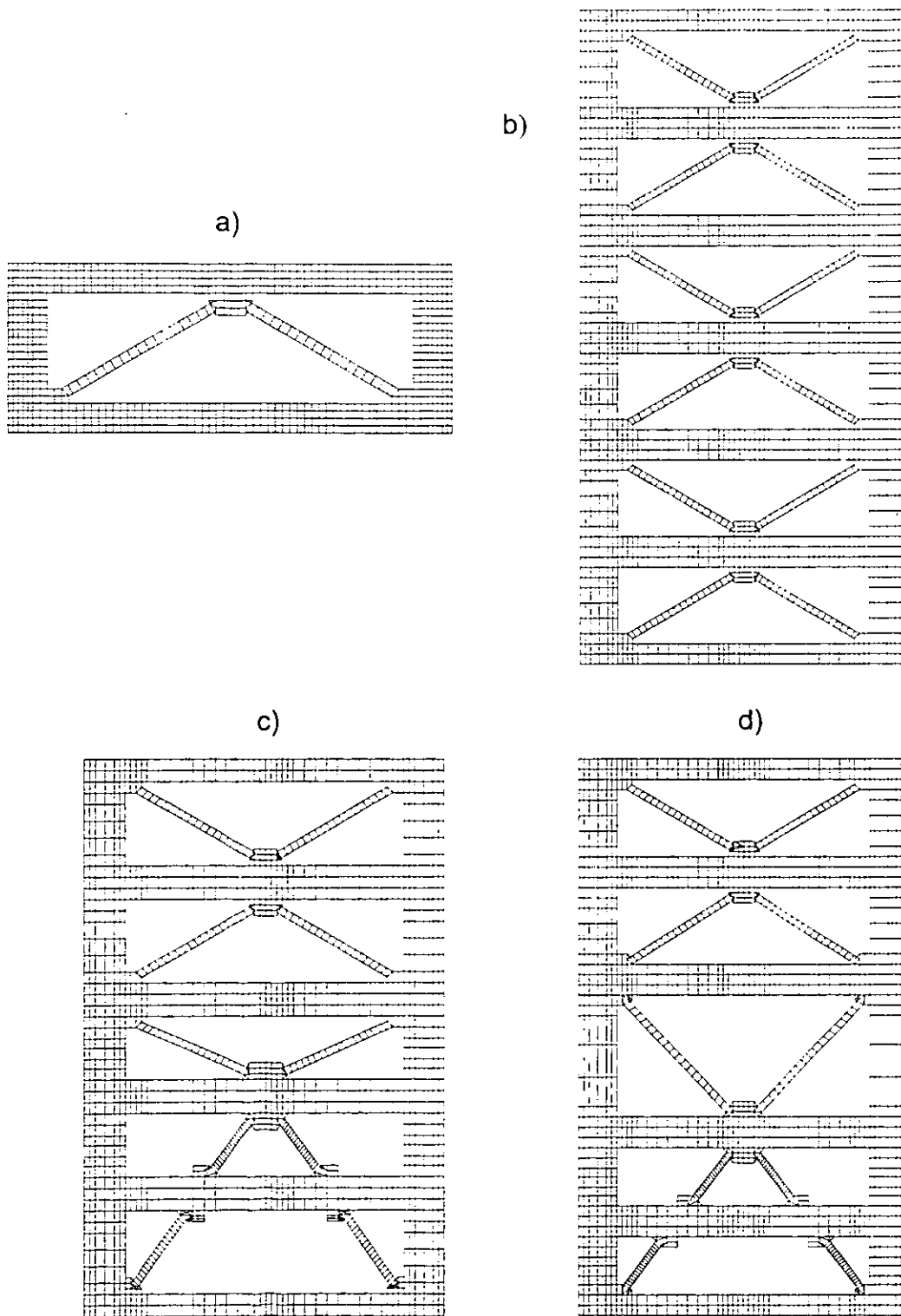


Fig D.1 Modelos de elementos finitos: a) modelo de un nivel, b) modelo de seis niveles, c) modelo de cinco niveles del marco A y, d) modelo de cinco niveles del marco F

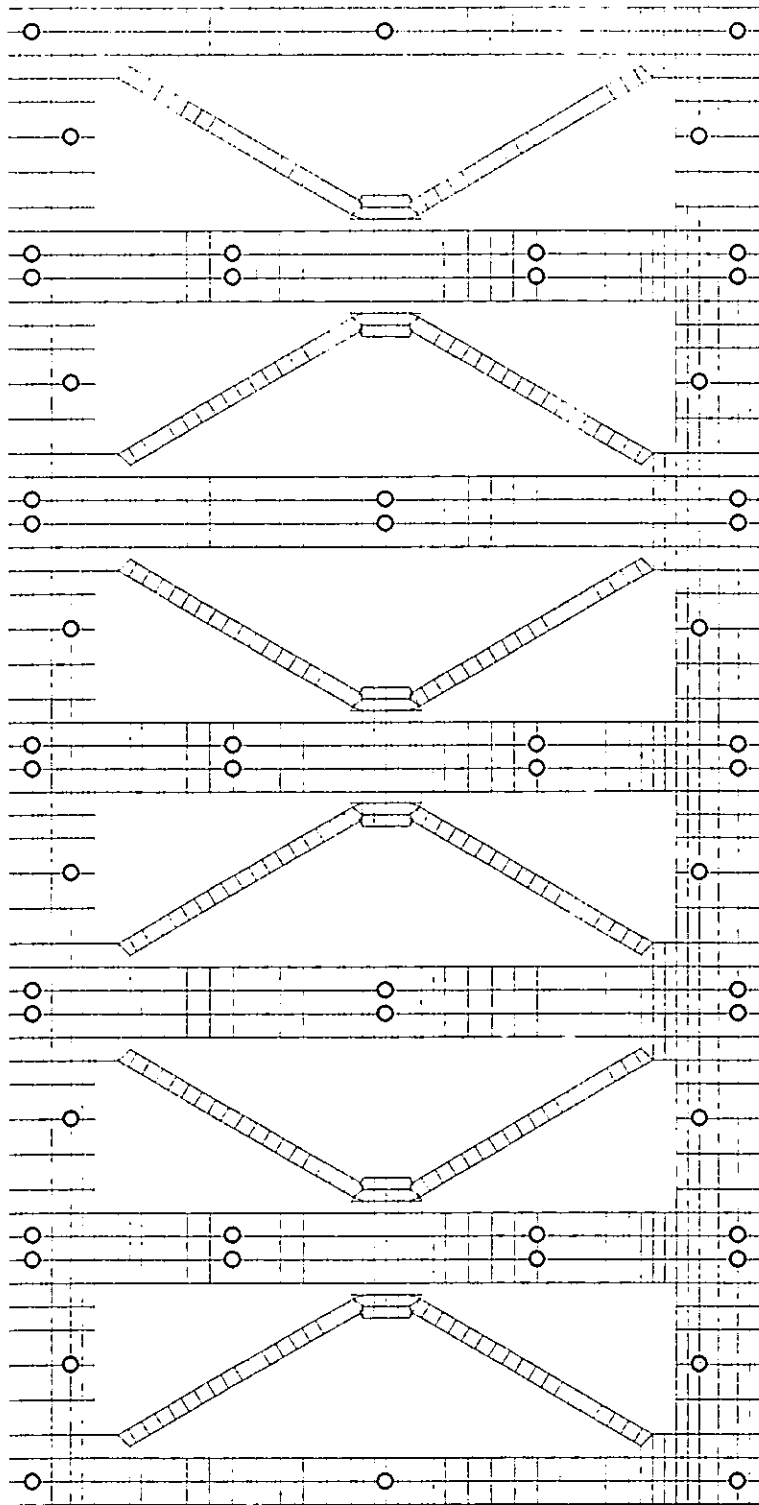
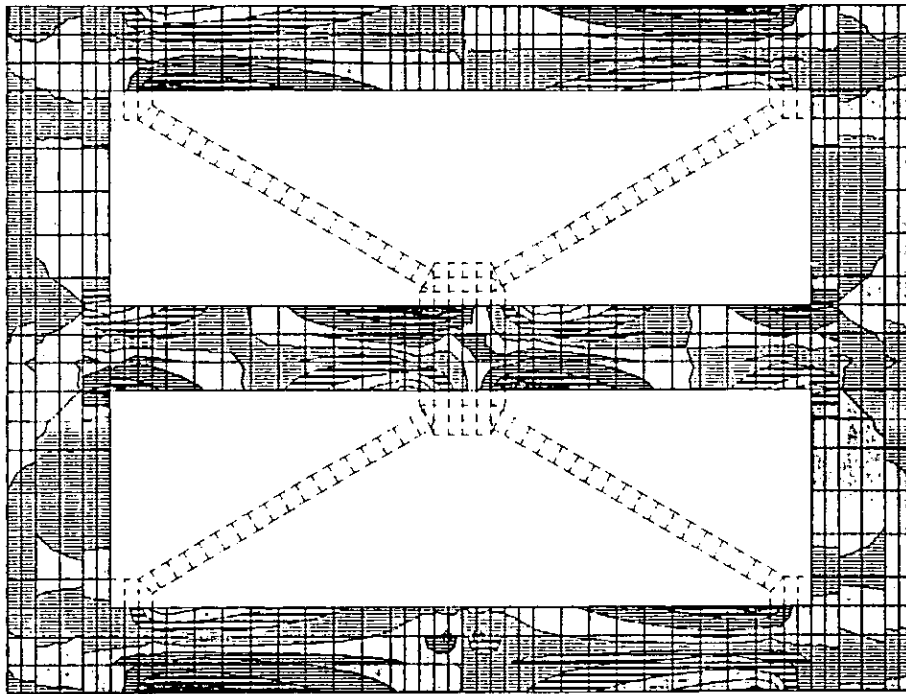
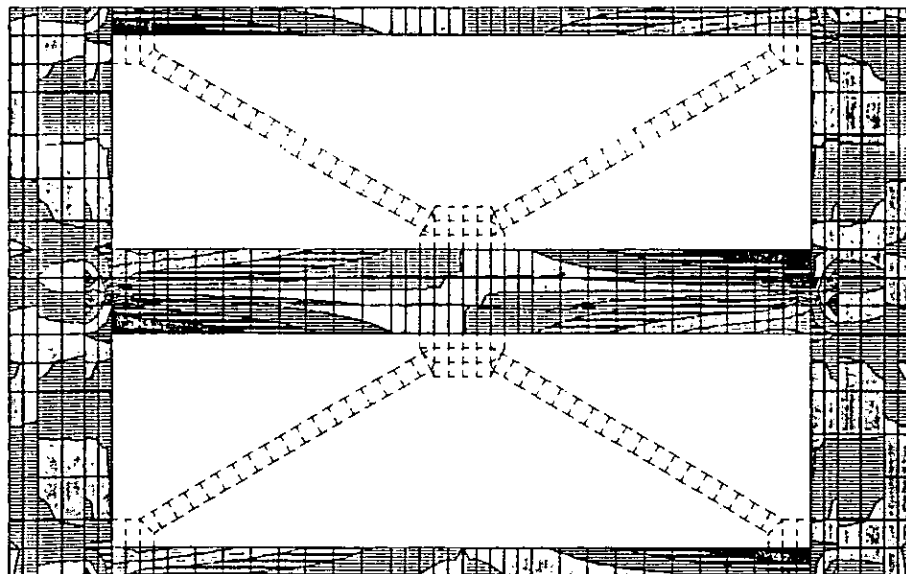


Fig D.2 Puntos de continuidad entre los elementos de acero y concreto, para modelar el deterioro en las interfaces concreto-concreto y concreto-acero, con los modelos de elementos finitos

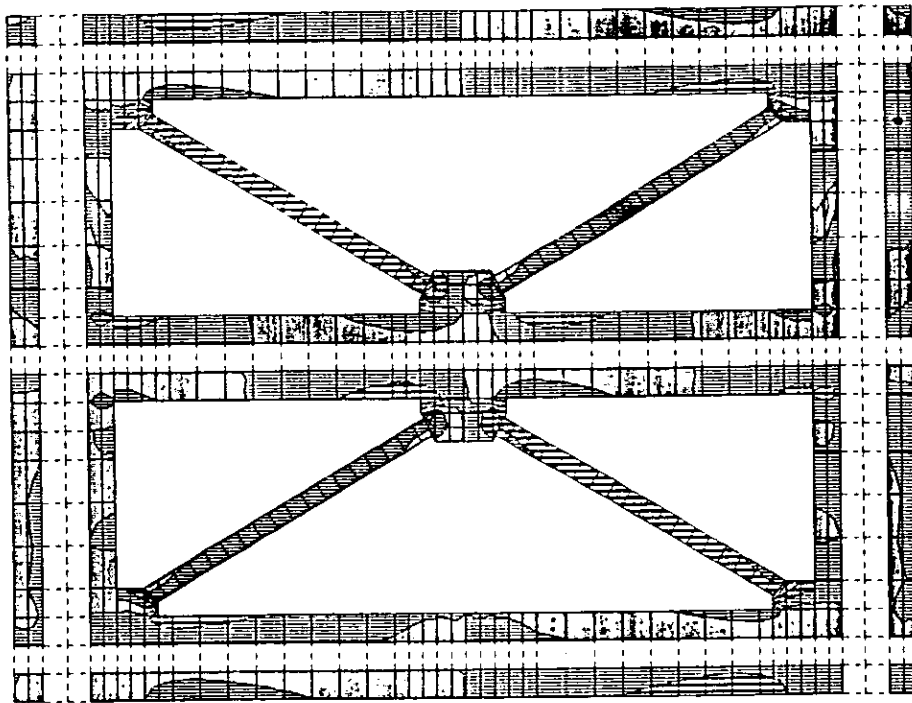


a)

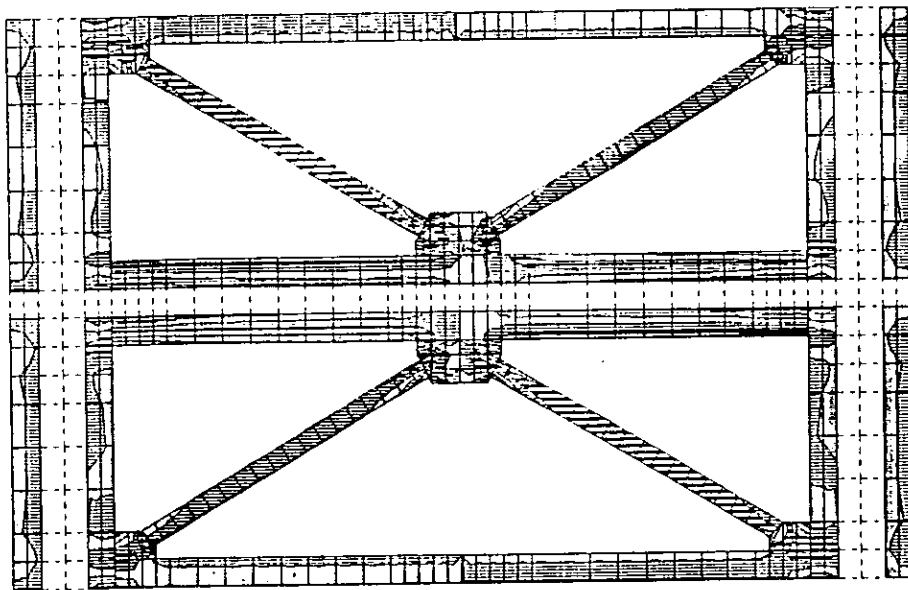


b)

Fig D.3 Patrones de esfuerzos en los elementos de concreto, obtenidos: a) con el modelo sin deterioro (M6N3D4) y, b) con deterioro (D6N3D4)



a)



b)

Fig D.4 Patrones de esfuerzos en los elementos de acero, obtenidos: a) con el modelo sin deterioro (M6N3D4) y, b) con deterioro (D6N3D4)

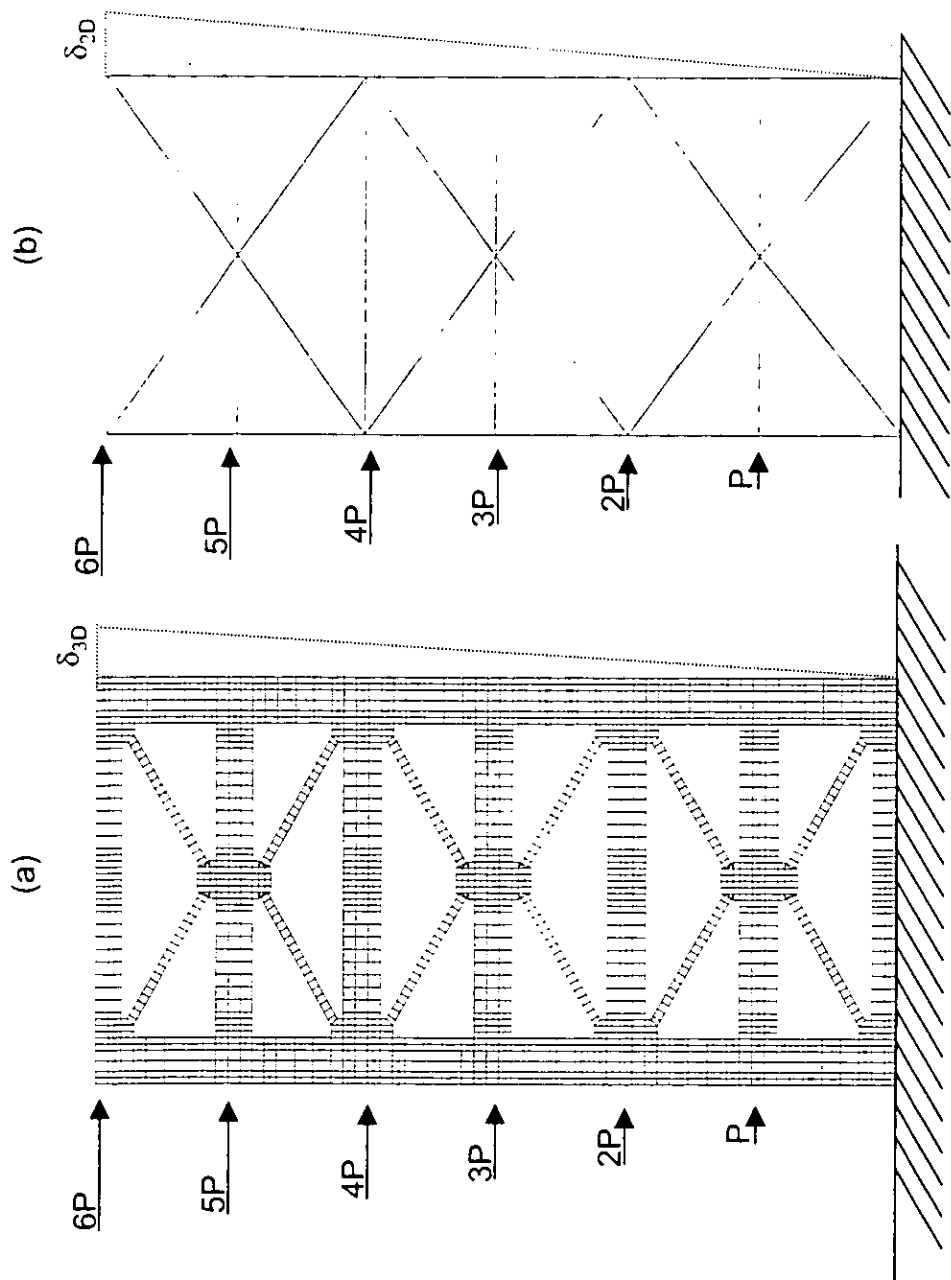


Fig D.5 Modelos de elementos finitos sólidos (a) y barra (b) para determinar diagonales de rigidez lateral equivalente

APÉNDICE E

PROPUESTA DE FACTORES DE REDUCCIÓN DE RIGIDEZ PARA DIAGONALES DE ACERO USADAS EN LA REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO

Debido a la necesidad de estimar de forma aproximada pero realista la rigidez lateral de estructuras de concreto reforzado, se han elaborado distintas propuestas de factores de reducción de rigidez de los elementos estructurales, con el propósito de tomar en cuenta el deterioro que éstos sufrirán al actuar en ellos demandas sísmicas intensas.

Es común rehabilitar estructuras de concreto reforzado con elementos diagonales de acero, ligadas a la estructura original por medio de elementos de acero anclados en los elementos de concreto reforzado. En la literatura técnica se encuentran propuestas para tomar en cuenta el deterioro de travesaños, columnas y muros de concreto reforzado por medio de factores de reducción de rigidez que se aplican al momento de inercia o al área axial de los elementos (Paulay y Priestley, 1992). También se han planteado factores de reducción de rigidez para muros de mampostería y losas de concreto reforzado (Murià Vila *et al.*, 2000a y 2000b). Con el ánimo de completar estas propuestas se presenta un criterio, basado en resultados experimentales y teóricos, de factores de reducción de rigidez para diagonales de acero. Aunque perfectible, es una base para desarrollos futuros y cumple con los requisitos de sencillez de uso y aplicabilidad a la construcción de modelos analíticos calibrados o de diseño.

Este criterio está orientado a elementos diagonales que satisfacen algunos requisitos mínimos de ductilidad, por ello su aplicabilidad a diagonales que no satisfacen tales requisitos es limitada.

Criterio de ductilidad

Los elementos diagonales de acero estructural se emplean en un edificio con la finalidad de dotarlo de mayor rigidez, resistencia, ductilidad y capacidad de disipación de energía, así como para controlar sus desplazamientos. Para ello, las diagonales, además de poseer rigidez y resistencia deben contar con una buena capacidad para disipar energía y comportarse en forma dúctil, esto es, deben ser capaces de soportar grandes deformaciones axiales sin pandearse fuera de su plano ni agrietarse.

Se ha encontrado (Tang y Goel, 1987 y Lee y Goel, 1990) que para que las diagonales de acero tengan un comportamiento dúctil deben cumplir la siguiente condición, que para vigas es un criterio de sección compacta:

$$(b - 2t) / t < 95 / (F_y)^{1/2} \quad (E.1)$$

Donde:

b – ancho de la diagonal

t – espesor de pared de la placa que forma la diagonal

F_y – esfuerzo de fluencia del acero (Ksi); en acero A-36 F_y = 36 Ksi, en acero A-500 F_y = 46 Ksi

Los ensayos de Liu y Goel (1987) muestran que puede mejorarse el comportamiento de diagonales que no cumplan estos criterios rellenándoles con concreto, ya que así se restringen modos de pandeo de las paredes de éstos elementos. Cuando los elementos no son de sección cerrada una opción es colocar atiesadores que restrinjan los modos de pandeo del elemento. En la referencia de Aslani y Goel (1991) pueden encontrarse criterios para diseñar tales atiesadores.

Planteamiento

En la fig E.1 se presenta la relación idealizada carga en compresión contra distorsión de entrepiso para un elemento diagonal. Para el punto A, en el que $\gamma = 0$, el elemento tiene una resistencia P_{crit} que es su carga crítica en compresión. Cuando se presentan en la estructura acciones tales que generan una distorsión de entrepiso γ , el elemento tiene inicialmente un comportamiento elástico lineal hasta alcanzar una distorsión γ_0 en donde alcanza su carga crítica en compresión (punto B), sufre un primer pandeo y si las cargas en él actuantes se incrementan, comienza a sufrir degradación de rigidez y resistencia tal como ha sido descrito en la literatura (Jain *et al.*, 1978).

Al alcanzarse una distorsión γ_1 (punto C) el elemento ya no sigue perdiendo resistencia en forma significativa, pero se ha plastificado de forma tal que puede llegar a agrietarse y romperse al presentarse una distorsión máxima γ_2 (punto D). Esta curva idealizada se basa en la rama de compresión del modelo de Jain *et al.* (1978), para el comportamiento histérico de diagonales de acero sujetas a carga axial cíclica.

Se propone que el factor de reducción de rigidez para diagonales de acero tenga el mismo comportamiento descrito. Entre $\gamma = 0$ y γ_0 , el factor de reducción debe ser unitario, puesto que el elemento tiene un comportamiento elástico lineal. Entre γ_0 y γ_1 el factor de reducción de rigidez debe disminuir hasta alcanzar un valor límite en γ_1 . Más allá de γ_1 el factor de reducción debe ser cero, lo que representa que el elemento ha perdido rigidez excesivamente o que se ha fracturado.

Los valores de γ_0 , γ_1 y γ_2 deben establecerse con base en las conclusiones y observaciones generadas en investigaciones experimentales. La variación del factor de reducción de rigidez entre γ_0 y γ_1 se propone de la siguiente forma.

En la fig E.1 se observa que la rigidez inicial de la diagonal K_1 , evaluada en γ_0 (límite del comportamiento elástico lineal) es:

$$K_1 = P_{crit} / \gamma_0 \quad (E.2)$$

Jain *et al.* (1978), proponen evaluar la resistencia remanente de una diagonal dúctil, después de varios ciclos de histéresis, con la expresión:

$$P_R = F_r P_{crit} \quad (E.3)$$

Donde:

P_R – resistencia remanente de la diagonal después de varios ciclos de histéresis

F_r – factor de reducción de resistencia y,

$$F_r = 25 / (K L / r) \quad (E.4)$$

Donde:

K – factor de longitud efectiva de la diagonal dependiente de sus condiciones de borde

L – longitud de la diagonal

r – radio de giro de la sección transversal de la diagonal

Para obtener el valor de K se sugiere emplear las expresiones de Jain *et al.* (1978) (fig C.1).

Como hipótesis fundamental de este planteamiento se considera que la resistencia remanente de la diagonal (P_R) después de varios ciclos de histéresis puede asociarse directamente a la distorsión de entrepiso γ_1 . Esta resistencia remanente P debe ser compatible con el valor de γ_1 , y por ello la elección de γ_1 debe hacerse con base en los resultados de ensayos experimentales.

Evaluando la rigidez de la diagonal deteriorada K_2 , en el punto γ_1 se tiene:

$$K_2 = P_R / \gamma_1 \quad (E.5)$$

Sustituyendo (E.3) en (E.5):

$$K_2 = (F_r P_{crit}) / \gamma_1 \quad (E.6)$$

Y sustituyendo (E.4) en (E.6) se tiene:

$$K_2 = (25 / (K L / r) P_{crit}) / \gamma_1 \quad (E.7)$$

Definiendo el factor de reducción de rigidez como:

$$F_{RR} = K_2 / K_1 \quad (E.8)$$

Sustituyendo (E.2) y (E.7) en (E.8):

$$F_{RR} = [(25 / (K L / r)) (P_{crit} / \gamma_1)] / (P_{crit} / \gamma_0) \quad (E.9)$$

$$F_{RR} = (\gamma_0 / \gamma_1) (25 / (K L / r)) \quad (E.10)$$

Que es el factor de reducción de rigidez evaluado en γ_1 . Como la relación de esbeltez es constante para la diagonal, F_{RR} varía hiperbólicamente con γ entre γ_0 y γ_1 :

$$F_{RR} = (\gamma_0 / \gamma) (25 / (K L / r)) \quad (E.11)$$

La expresión para F_r del modelo de Jain *et al.* (1978) lleva a obtener valores de F_r mayores a uno si KL / r es menor que 25. Por ello se propone emplear para valores de relación de esbeltez menores que 25:

$$F_r = 10 / (K L / r) \quad (E.12)$$

Esta expresión para F_r también se deriva del modelo de histéresis de Jain *et al.* (1978). Esto se hace solamente para evitar tener valores de F_r mayores que uno en el caso de diagonales fuertes, aunque rigurosamente, diagonales más fuertes deberían tener una resistencia remanente mayor que las diagonales más esbeltas.

Una vez establecida la ley de variación del factor de reducción de rigidez entre γ_0 y γ_1 se deben establecer los valores de γ_0 , γ_1 y γ_2 .

De los ensayos llevados a cabo por Jones y Jirsa (1986), Lee y Goel (1990) y Masri y Goel (1994), en estructuras de concreto reforzado rehabilitadas con diagonales de acero, se concluye que ante distorsiones inferiores a $\gamma = 0.50$ por ciento, es muy poco probable que se presente pandeo en diagonales de acero con relaciones de esbeltez menores que 50. Por ello se propone emplear el valor de $\gamma = 0.50$ por ciento como límite superior γ_0 asociado al comportamiento elástico lineal de diagonales metálicas con relaciones de esbeltez entre 25 y 50. Para diagonales más fuertes, que tengan relaciones de esbeltez entre 10 y 25 se considera adecuado un valor de $\gamma_0 = 1.0$ por ciento. En el caso de diagonales con relaciones de esbeltez mayores que 50 la evidencia experimental muestra que un valor conservador de γ_0 es $\gamma_0 = 0.30$ por ciento.

De los ensayos practicados por Lee y Goel (1990) y Masri y Goel (1994), queda claro que diagonales de acero diseñadas para cumplir los requisitos de ductilidad, y que tengan relaciones de esbeltez menores que 50, resisten sin fracturarse distorsiones de entrepiso superiores a $\gamma = 2.0$ por ciento, por esta razón se propone emplear $\gamma = 2.0$ por ciento, como límite superior γ_1 asociado a un comportamiento dúctil de la diagonal, en el que puede haber tanto pandeo en compresión como fluencia en tensión, con disipación de energía por histéresis, pero sin que la diagonal se fracture, aunque si pierde mucha rigidez.

Para efectos de esta propuesta se empleará el valor de $\gamma_1 = 2.0$ por ciento como la distorsión límite, más allá de la cual el elemento ya no conserva rigidez ni resistencia, lo cual es válido para diagonales con relaciones de esbeltez menores que 50. En el caso de diagonales con relaciones de esbeltez mayores a 50, los datos disponibles hacen ver que es adecuado considerar el valor de $\gamma_1 = 1.5$ por ciento. Este dato puede ser validado o modificado en función de la evidencia experimental de que se disponga posteriormente.

Con base en las expresiones propuestas para estimar el factor de reducción de rigidez F_{RR} y en los valores propuestos para γ_0 , γ_1 y γ_2 , se hizo una propuesta inicial para evaluar el factor de reducción de rigidez aplicable a una diagonal de acero que tenga una relación de esbeltez KL/r y esté sujeta a una distorsión de entrepiso γ :

$$10 \leq \frac{KL}{r} < 25$$

$$F_{RR} = \begin{cases} 1 & 0 < \gamma \leq 0.0100 \\ \frac{\gamma_0}{\gamma} & 0.0100 < \gamma \leq 0.0200; \quad \gamma_0 = 0.0100 \\ 0 & \gamma \geq 0.0200 \end{cases}$$

$$25 \leq \frac{KL}{r} < 50$$

$$F_{RR} = \begin{cases} 1 & 0 < \gamma \leq 0.0050 \\ \frac{25 \left(\frac{\gamma_0}{\gamma} \right)}{\frac{KL}{r}} & 0.0050 < \gamma \leq 0.0200; \quad \gamma_0 = 0.0050 \\ 0 & \gamma \geq 0.0200 \end{cases}$$

$$50 \leq \frac{KL}{r} < 75$$

$$F_{RR} = \begin{cases} 1 & 0 < \gamma \leq 0.0050 \\ \frac{25 \left(\frac{\gamma_0}{\gamma} \right)}{\frac{KL}{r}} & 0.0050 < \gamma \leq 0.0150; \quad \gamma_0 = 0.0050 \\ 0 & \gamma \geq 0.0150 \end{cases}$$

Sin embargo, se apreció en esta propuesta demasiada complejidad para ser aplicada en forma práctica. Por ello, se tomaron valores mínimos, estimados con base en estas ecuaciones, para los diferentes intervalos de distorsión, y se simplificó la propuesta empleando valores constantes dentro de los intervalos, de manera que se llegó a las siguientes ecuaciones prácticas:

$$10 \leq \frac{KL}{r} < 25$$

$$F_{RR} = \begin{cases} 1 & 0 < \gamma \leq 0.0100 \\ 0.25 & 0.0100 < \gamma \leq 0.0200 \\ 0 & \gamma \geq 0.0200 \end{cases}$$

$$25 \leq \frac{KL}{r} < 50$$

$$F_{RR} = \begin{cases} 1 & 0 < \gamma \leq 0.0050 \\ 0.15 & 0.0050 < \gamma \leq 0.0200 \\ 0 & \gamma \geq 0.0200 \end{cases}$$

$$\frac{KL}{r} \geq 50$$

$$F_{RR} = \begin{cases} 1 & 0 < \gamma \leq 0.0030 \\ 0.15 & 0.0030 < \gamma \leq 0.0150 \\ 0 & \gamma \geq 0.0150 \end{cases}$$

Comentarios

Se planteó una propuesta de factores de reducción de rigidez para diagonales de acero con base en las observaciones hechas por varios autores de ensayos experimentales de diagonales con diferentes condiciones y características. Esta propuesta se empleará en el desarrollo de los modelos calibrados refinados y calibrados simplificados.

Como esta propuesta se basa en distorsiones de entrepiso como datos de entrada para estimar el deterioro de las diagonales, puede establecerse la distorsión de entrepiso esperada con un modelo sin deterioro, aplicándole un espectro de diseño o una historia de aceleraciones congruente con el estado límite que se pretenda revisar.

Posibles mejoras a esta propuesta radican en modificar los valores de las distorsiones límites del comportamiento elástico lineal (γ_0) y del comportamiento postpandeo (γ_1).

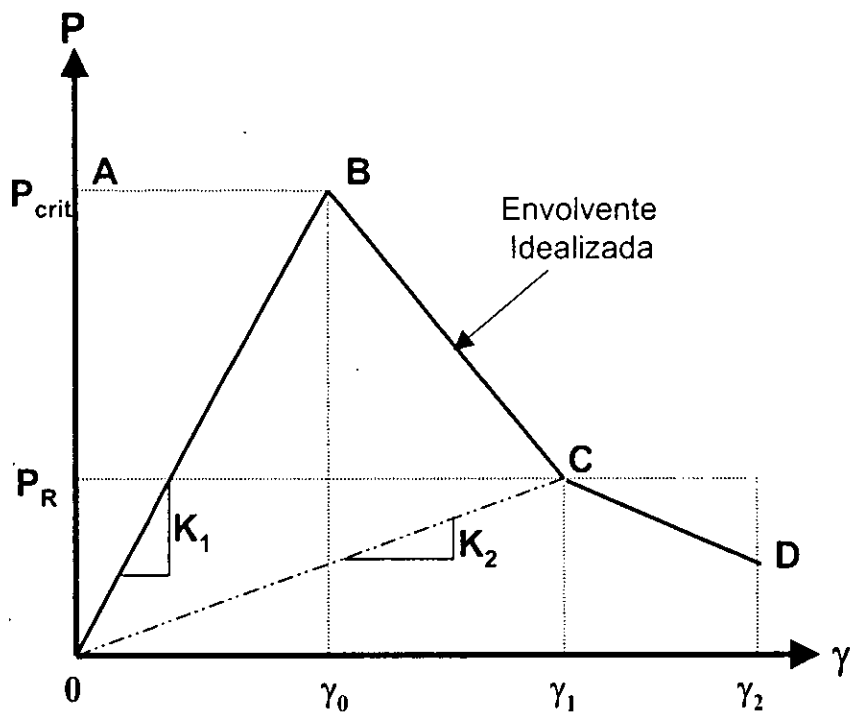


Fig E.1 Curva ideal carga axial vs distorsión de entrepiso para diagonales de acero dúctiles