



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL-ESTRUCTURAS

**CALIBRACIÓN DE UN MODELO NO LINEAL TRIDIMENSIONAL DE UN
EDIFICIO INSTRUMENTADO**

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:

OMAR ANDRÉ OCHOA VALDÉS

TUTOR PRINCIPAL:
DR. DAVID MURIÀ VILA, INSTITUTO DE INGENIERÍA

MÉXICO, D.F. ENERO 2015



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.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. García Pérez Jaime

Secretario: Dr. Díaz López Orlando Javier

Vocal: Dr. Murià Vila David

1^{er.} Suplente: Dr. Peña Mondragón Fernando

2^{do.} Suplente: Dr. Chávez Cano Marcos Mauricio

Lugar donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

TUTOR DE TESIS:

DR. DAVID MURIÀ VILA

FIRMA

Contenido

1	Introducción	5
1.1	Antecedentes	5
1.2	Objetivos y Alcances	6
2	Descripción del edificio en estudio	7
2.1	Localización	7
2.2	Descripción del sistema estructural	7
2.3	Tipo de suelo de desplante	14
2.4	Sismicidad de la zona	16
2.4.1	Brecha sísmica de Guerrero	16
2.4.2	Sismos seleccionados entre los ocurridos en el periodo (2001-2014)	17
2.5	Inspección visual realizada	19
3	Instrumentación y análisis de registros sísmicos	22
3.1	Registros sísmicos	23
3.1.1	Identificación de propiedades dinámicas	27
3.1.2	Efectos de Interacción Suelo-Estructura	30
4	Modelos numéricos del edificio SIS	32
4.1	Modelos lineales	32
4.1.1	Consideraciones generales de análisis	32
4.1.2	Consideraciones particulares de análisis	35
4.1.2.1	<i>Modelo tridimensional ETABS</i>	35
4.1.2.2	<i>Modelo plano Ruaumoko</i>	36
4.1.2.3	<i>Modelo tridimensional de Ruaumoko</i>	36
4.1.3	Calibración con respuestas experimentales del modelo tridimensional con comportamiento elástico lineal	37
4.2	Modelo no lineal	57
4.2.1	Consideraciones generales de análisis	57
4.2.1.1	<i>Propiedades de los materiales</i>	59
4.2.1.2	<i>Rigidez agrietada de los elementos</i>	60
4.2.2	Consideraciones particulares de análisis	61
4.2.2.1	<i>Comportamiento no lineal de trabes de concreto reforzado</i>	61
4.2.2.2	<i>Comportamiento no lineal de columnas de concreto reforzado</i>	64
4.2.2.3	<i>Comportamiento no lineal de muros de concreto reforzado</i>	65
5	Análisis de la respuesta no lineal del edificio	70

5.1	Análisis estático no lineal con carga monótona creciente	70
5.2	Análisis dinámico no lineal	74
5.2.1	Sismos simulados para análisis no lineal	74
5.2.2	Comparación de historias de aceleración absoluta y desplazamiento relativo de azotea, y distorsiones de entrepiso.....	77
5.2.3	Historias de cortante basal	83
5.2.4	Ciclos histeréticos por nivel	84
5.2.5	Demandas de ductilidad local	87
5.2.6	Comparación de la respuesta con parámetros de diseño	99
5.2.6.1	<i>Envolvente de desplazamientos</i>	99
5.2.6.2	<i>Envolvente de distorsiones de entrepiso</i>	100
5.2.6.3	<i>Coefficiente sísmico</i>	101
5.2.6.4	<i>Cortante de entrepiso</i>	102
5.2.6.5	<i>Ductilidad global y ductilidad de entrepiso</i>	103
5.2.6.6	<i>Índice de daño</i>	107
6	Conclusiones	110
	Referencias	113
	Agradecimientos	118

1 Introducción

México es un país con una gran actividad sísmica debido a que se localiza en la interacción de cinco placas tectónicas, la mayor parte de su territorio se encuentra sobre la placa Norteamericana, bajo la cual subducen las placas de Cocos y Rivera en la costa del Pacífico, dando origen a sismos de gran magnitud, como el de la costa de Michoacán del 19 de Septiembre de 1985 o como el que se prevé pudiera ocurrir cerca de la ciudad de Acapulco en la denominada brecha sísmica de Guerrero.

Debido a esto y con el objetivo de seguir mejorando las disposiciones reglamentarias para diseño de estructuras, resulta fundamental tener un mayor conocimiento del comportamiento ante sismos de gran intensidad de edificios con características estructurales y prácticas de construcción típicas de la ingeniería mexicana tomando en cuenta las particularidades de los suelos donde están desplantadas, ante lo cual la instrumentación de edificios y los modelos numéricos no lineales resultan ser herramientas muy útiles.

En el caso de la instrumentación sísmica de edificios, mediante el análisis de los registros obtenidos es posible realizar evaluaciones cuantitativas de la demanda impuesta en la estructura y como responde ante esta, determinado las propiedades dinámicas del sistema, los efectos de torsión y los efectos de interacción suelo-estructura (ISE). Además de contribuir a mejorar los criterios de diseño puede servir para realizar evaluaciones estructurales y establecer programas de mantenimiento o rehabilitación.

Con los registros sísmicos obtenidos de la instrumentación de edificios es posible calibrar modelos numéricos no lineales, con lo cual se reducen las incertidumbres relacionadas a que el modelo desarrollado sea representativo de la estructura en estudio, pudiendo con ello reproducir adecuadamente la respuesta de eventos sísmicos registrados o bien realizar una estimación del comportamiento estructural esperado al someterlo a un sismo de gran magnitud.

1.1 Antecedentes

El edificio SIS localizado en la ciudad de Acapulco, se instrumentó en el año 2001 por personal del Instituto de Ingeniería de la UNAM, debido a la inquietud de estudiar el comportamiento de estructuras ante sismos de gran magnitud en condiciones de sitio diferentes a las de la ciudad de México, en este caso en particular la diferencia radica en que está desplantado en suelo blando arenoso que responde de manera no lineal incluso a intensidades bajas y en que al estar tan cerca de la fuente de generación de los movimientos sísmicos las excitaciones poseen un amplio contenido de frecuencias.

Teniendo como criterio para la selección del edificio el hecho de que fuera un edificio de concreto reforzado, alto, sencillo, regular y simétrico con frecuencia fundamental de vibrar cercana a la del terreno, cuidando que tuviera toda la documentación necesaria y que fuera factible contar con permisos para la instalación, operación y mantenimiento de la red de acelerómetros.

Durante el primer año de operación de la red se registraron varios sismos de pequeña intensidad entre los cuales se seleccionaron ocho en Taborda (2003) para el estudio de la respuesta dinámica y los efectos de ISE.

Morales (2005) realizó un modelo no lineal plano para la dirección longitudinal del edificio, con el cual se estudió el comportamiento sísmico empleando acelerogramas simulados congruentes con el potencial sísmico de la brecha de Guerrero.

1.2 Objetivos y Alcances

Esta investigación tiene como principal objetivo desarrollar un modelo no lineal tridimensional con efectos de ISE del edificio SIS, calibrado con frecuencias de vibrar, formas modales e historias en el tiempo de aceleraciones absolutas de azotea y de distorsiones entre niveles instrumentados, obtenidas experimentalmente a partir de los eventos sísmicos registrados.

Con el modelo tridimensional se realizan análisis dinámicos no lineales considerando la acción del sismo exclusivamente en la dirección longitudinal del edificio, empleando los acelerogramas de magnitud 8.2 grados simulados por Morales (2005). Como resultado de estos análisis se realizan comparaciones con el modelo plano, con diferentes parámetros a nivel local y global con los cuales se estudia el comportamiento sísmico de la estructura. En estos análisis se ha considerado exclusivamente el modo de falla en vigas y columnas por flexión.

2 Descripción del edificio en estudio

2.1 Localización

El edificio SIS se encuentra ubicado en la región costera del Pacífico mexicano, zona reconocida por su gran actividad sísmica. Específicamente se localiza en el municipio de Acapulco, Guerrero, cerca del aeropuerto internacional de esta ciudad (fig. 2.1).

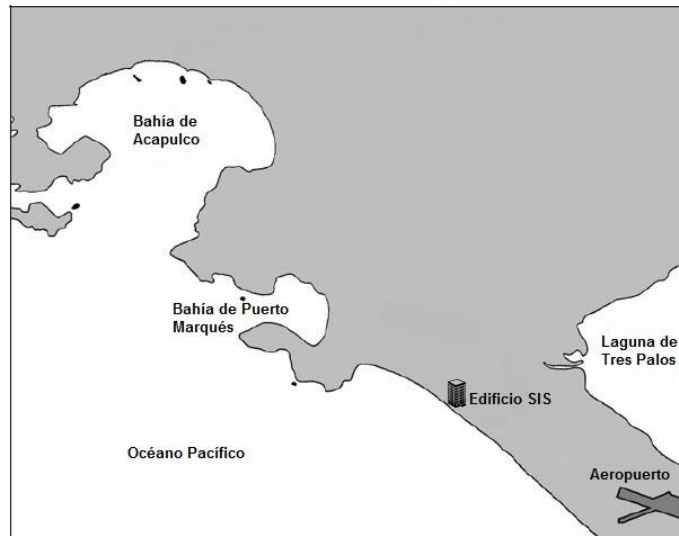


Fig. 2.1 Localización del edificio.

2.2 Descripción del sistema estructural

El edificio SIS fue diseñado en el año de 1997, con los lineamientos del Reglamento de Construcciones para los Municipios del Estado de Guerrero vigente (RC-GRO, 1994) y sus correspondientes Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-GRO-Concreto, 1989) y Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones para los Municipios del Estado de Guerrero (NTC-GRO-Sismo, 1989).

El edificio en estudio consiste de 16 niveles de departamentos, un semisótano para estacionamiento y la planta baja que alberga la recepción y algunas áreas comunes. Tiene una altura total de 66.15 m, con una altura típica de entrepiso de 3.6 m a ejes de vigas, existiendo pequeñas variaciones en la altura en semisótano, planta baja y último nivel (*pent-house*).

La dimensión en planta del edificio es variable, siendo de 32.42 m en la dirección denominada longitudinal (L) por 36.43 m en la dirección transversal (T), en el caso del semisótano; y de 23.41 m en dirección L por 24.59 m en dirección T para la planta tipo correspondiente a los niveles de departamentos (figuras 2.2 a 2.6).

El sistema estructural es un sistema dual formado con base en marcos y muros de concreto reforzado con losa maciza de 12 cm de espesor.

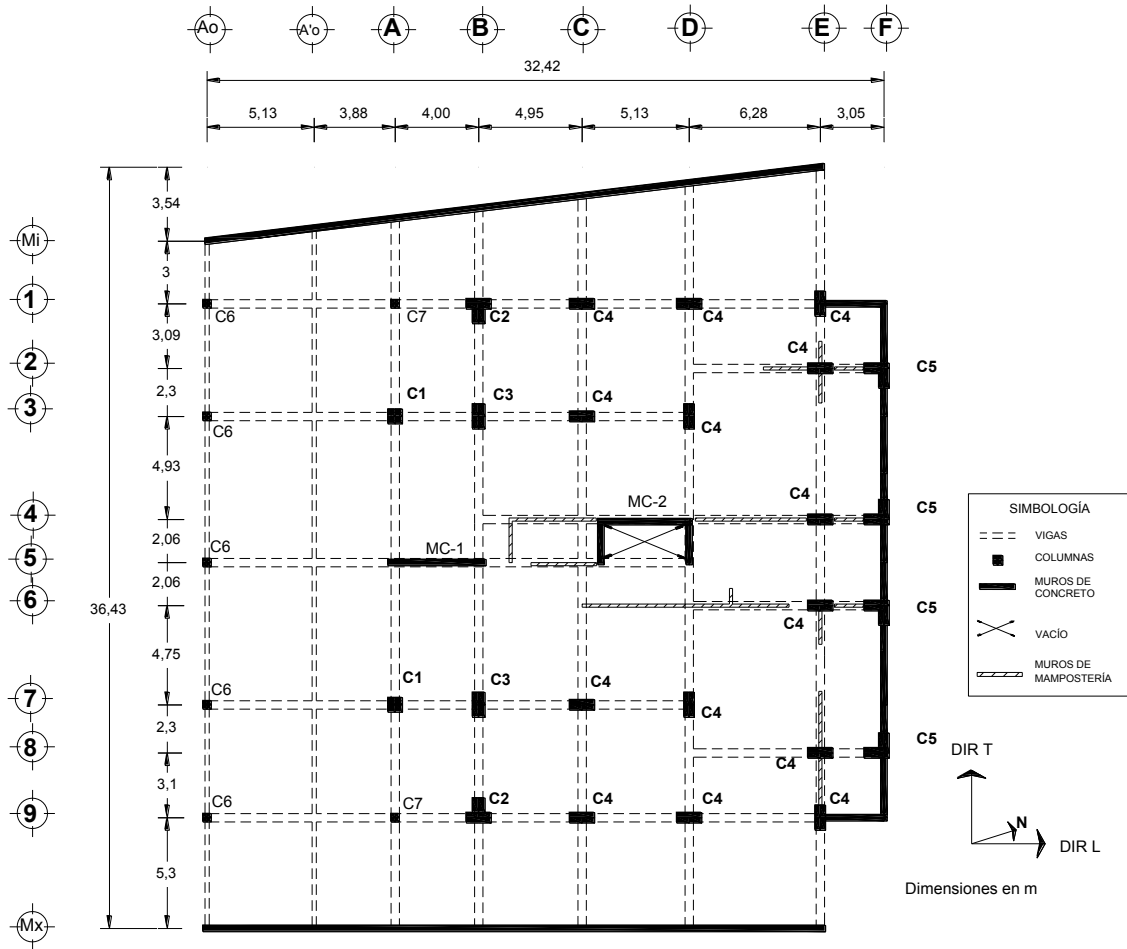


Fig. 2.2 Planta del semisótano (SOT).

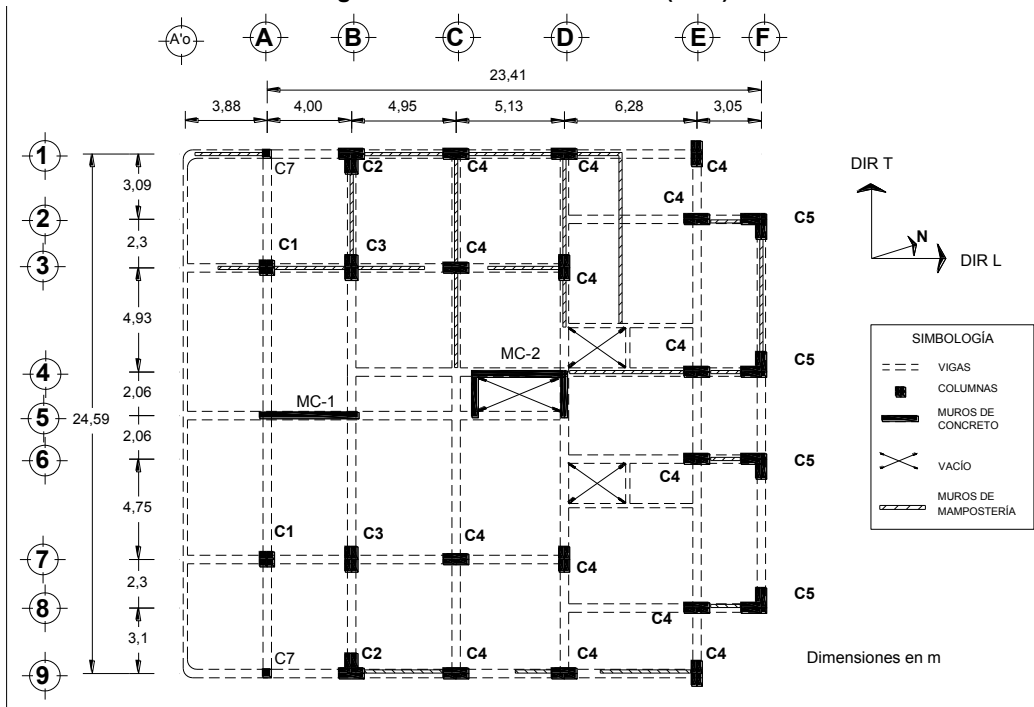


Fig. 2.3 Planta baja (PB).

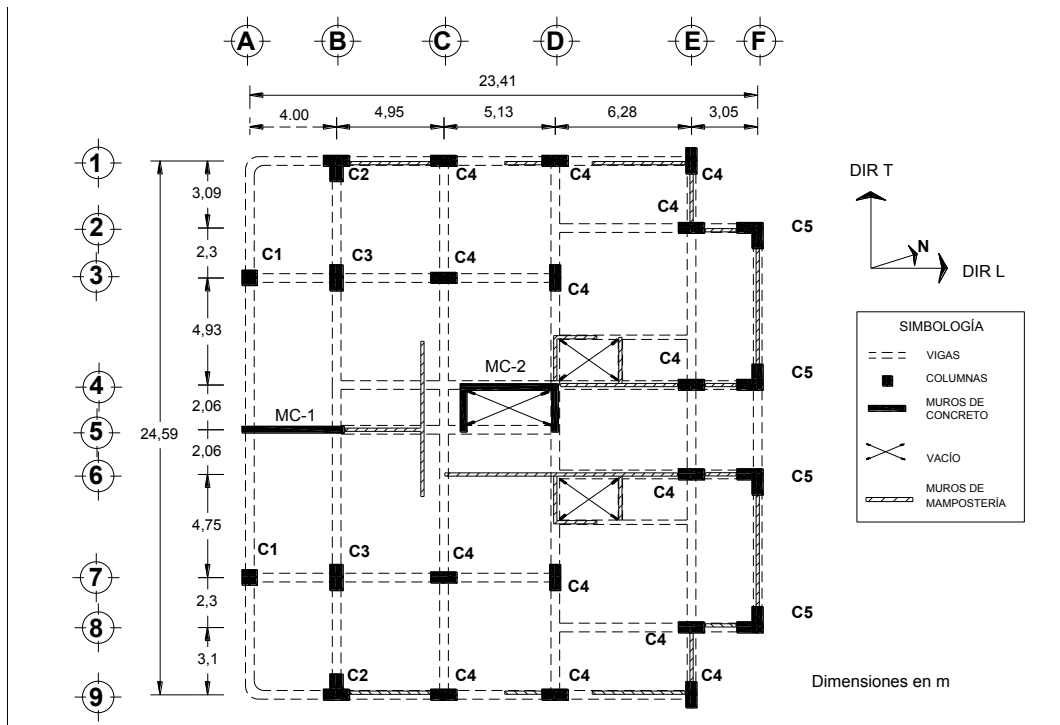


Fig. 2.4 Planta tipo.

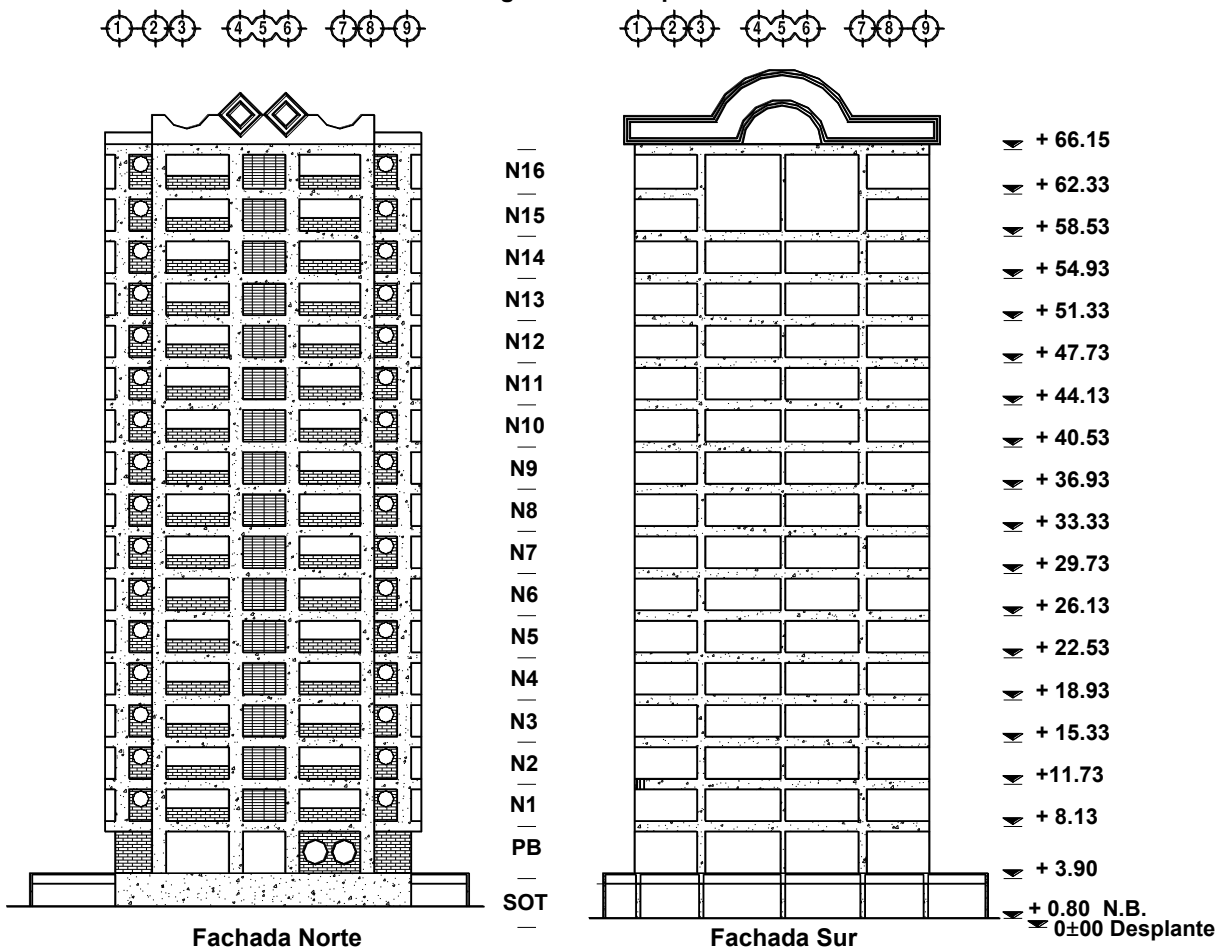


Fig. 2.5 Fachadas del edificio.

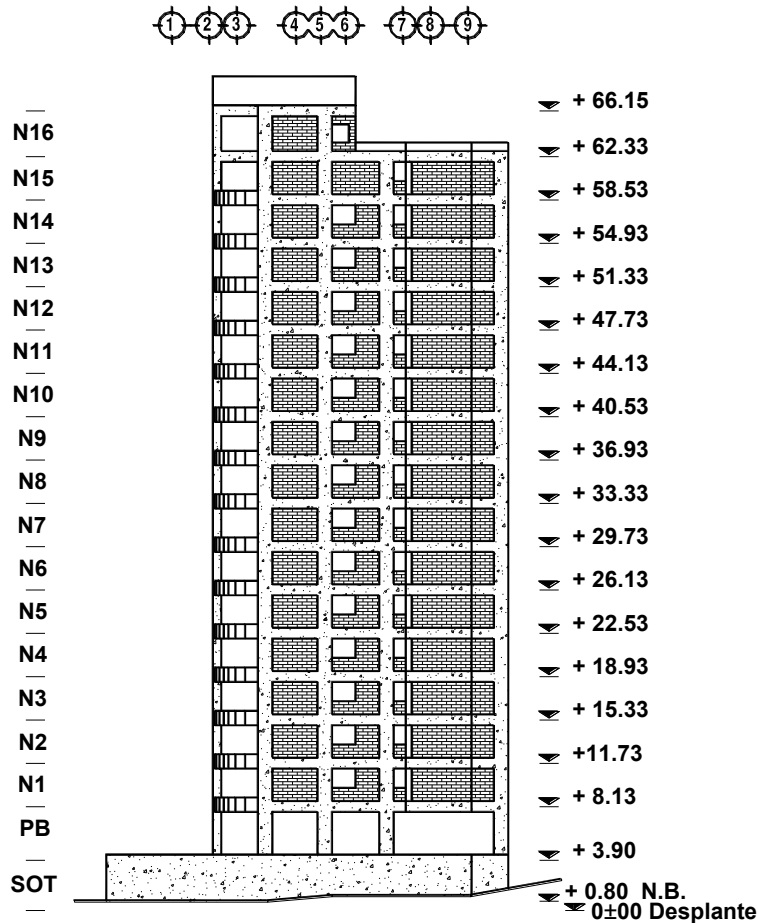


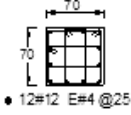
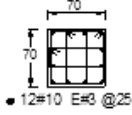
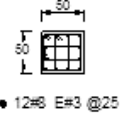
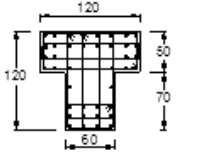
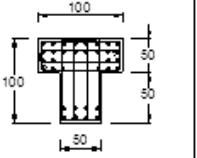
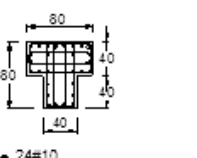
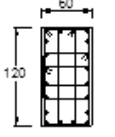
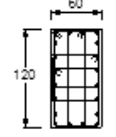
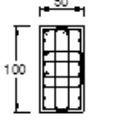
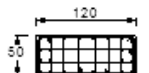
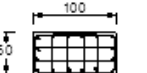

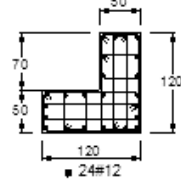
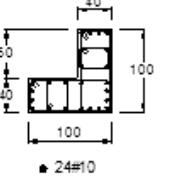
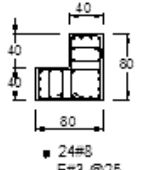
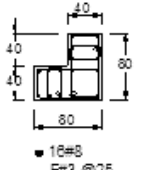
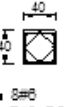
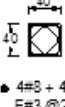
Fig. 2.6 Fachada lateral del edificio.

La sección transversal de las vigas principales es en su gran mayoría de 90 cm de peralte por 40 cm de ancho. Con acero de refuerzo longitudinal que consiste de varillas del No. 8 (25.4 mm de diámetro) o bien del No. 6 (19.05 mm de diámetro), y refuerzo transversal del No. 4 (12.7 mm de diámetro).

Las columnas son de cuatro formas de sección transversal, existiendo cuadradas, rectangulares, en forma de "L" y en forma de "T"; que como es común presentan disminución en la dimensión de la sección y en la cantidad de refuerzo con la altura. Lo cual es posible observarlo en la tabla 2.1.

Existen dos muros de concreto reforzado que van en todos los niveles del edificio. Uno de ellos tiene una sección rectangular de 465 cm de longitud por 30 cm de ancho en los niveles inferiores, orientado en la dirección longitudinal del edificio, denominado MC1. El segundo muro de concreto, tiene forma de "C" que da origen al cubo de elevadores orientado también con su dimensión mayor en la dirección longitudinal del edificio identificado como MC2. Ambos muros presentan tres reducciones en la dimensión de la sección transversal y en la cantidad de acero de refuerzo con la altura, como se presenta en la tabla 2.2.

Tabla 2.1 Secciones transversales de las columnas del edificio.

Tipo de columna	Entrepisos																
	Semisótano	PB	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7	N8	N9	N10	N11	N12	N13	N14	N15
C1	 <p>● 12#12 E#4 @25</p>			 <p>● 12#10 E#3 @25</p>			 <p>● 12#8 E#3 @25</p>										
C2	 <p>■ 3#12 ○ 4#8 E#4 @25</p>				 <p>● 3#12 ○ 4#8 E#4 @25</p>				 <p>● 24#10 ○ 4#8 E#4 @25</p>								
C3	 <p>● 20#12 E#4 @25</p>				 <p>● 20#10 E#4 @25</p>				 <p>● 20#8 E#3 @25</p>								
C4	 <p>■ 24#8 E#3 @25</p>				 <p>● 16#8 E#3 @25</p>				 <p>■ 12#8 E#3 @20</p>								
C5	 <p>■ 24#12 E#4 @25</p>				 <p>● 24#10 E#4 @25</p>				 <p>■ 24#8 E#3 @25</p>		 <p>● 16#8 E#3 @25</p>						
C6	 <p>■ 8#8 E#3 @25</p>	No existe															
C7	 <p>● 4#8 + 4#6 E#3 @25</p>	No existe															

* Dimensiones en cm y diámetro de las varillas en octavos de pulgada.

Tabla 2.2 Secciones transversales de muros de concreto reforzado del edificio.

Muro MC1	Muro MC2
Entrepisos N14-N16	Entrepisos N12-N16
Entrepisos N10-N13	Entrepisos N6-N11
Entrepisos N5-N9	Entrepisos N3-N5
Entrepisos Semisótano-N4	Entrepisos Semisótano-N2

* Dimensiones en cm y diámetro de las varillas en octavos de pulgada.

Además de los muros de concreto, existen algunos muros de mampostería de tabique de barro rojo recocido de 15 cm de ancho, orientados principalmente en la dirección longitudinal en los niveles de departamentos.

La cimentación del edificio SIS está constituida por un cajón de cimentación formado por muros de concreto reforzado de 20 cm de espesor, desplantado 80 cm por debajo del nivel de banqueteta, apoyado sobre 30 pilas que trabajan por fricción de 12.5 m de longitud coladas en sitio, de sección circular con diámetros de 1.0, 1.2, 1.4 y 1.6 m respectivamente, ligadas mediante contratrabes de 2.0 m de peralte, como se indica en la planta de cimentación del edificio (fig. 2.7).

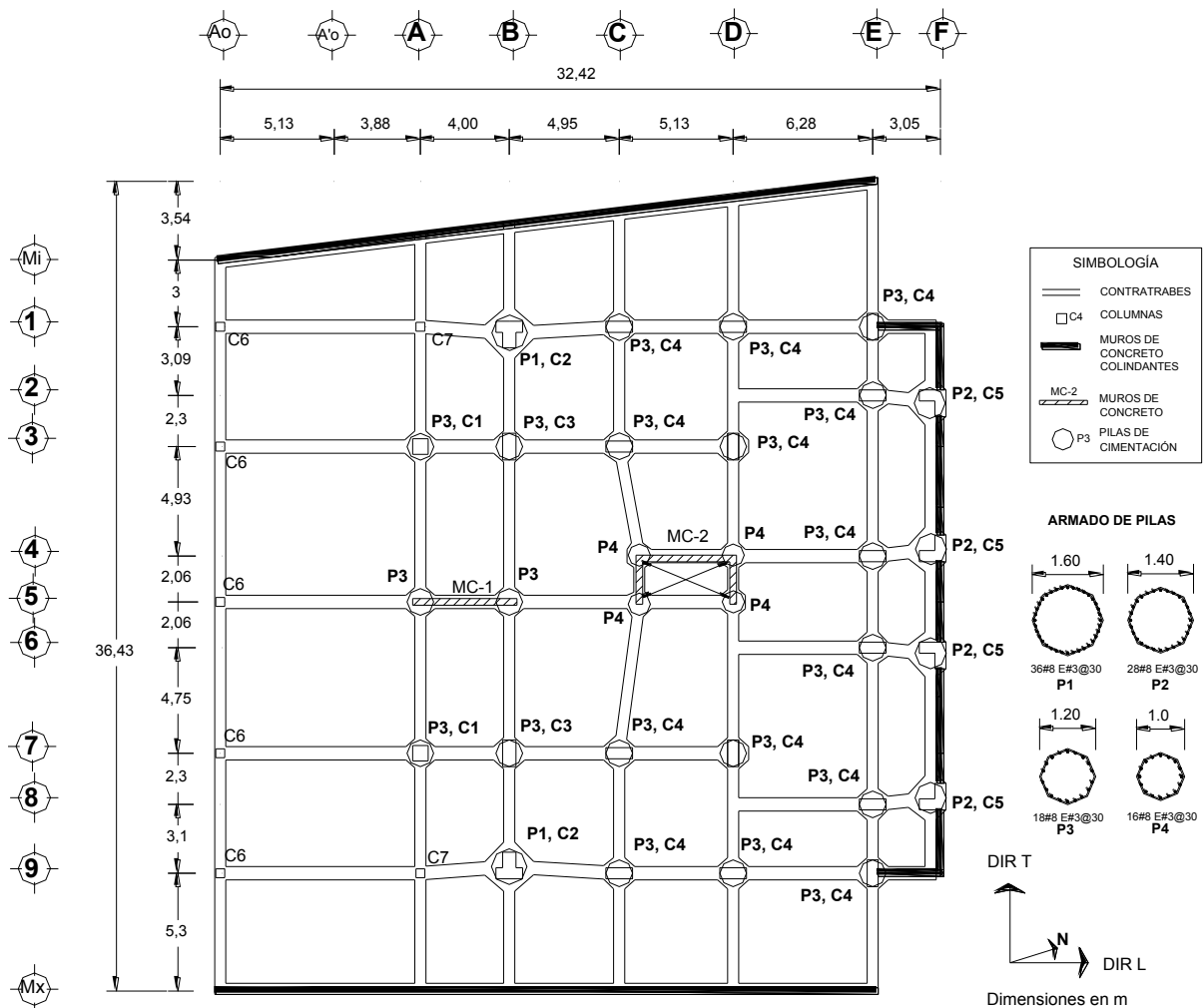


Fig. 2.7 Planta de cimentación del edificio.

2.3 Tipo de suelo de desplante

De acuerdo con el artículo 205 del RC-GRO (1994) se considera a la ciudad de Acapulco dentro de la zona de mayor sismicidad que contempla (zona sísmica "D"), y el suelo de desplante para el diseño del edificio se definió a través de un estudio de mecánica de suelos, determinando que correspondía a un terreno de transición tipo II.

Lo anterior contrasta con el estudio geotécnico realizado por Lermo (2002), en el sitio de desplante de la estructura y en uno adyacente, con el cual se llegó a la conclusión que el terreno es en realidad un suelo blando tipo III. El estudio geotécnico consistió en la estimación de la estratigrafía del lugar de desplante de la estructura y del periodo fundamental del suelo.

Como resultado de este estudio geotécnico se encontró que el primer estrato se extiende en los primeros 3 m de profundidad y está conformado por arena fina poco limosa de color café claro con una compactación que va de suelta a medianamente compacta con una humedad relativa del 10% y un contenido de finos del 15%.

El segundo estrato va de los 3 m de profundidad a los 5.7 m y consiste de arena fina medianamente compacta color café claro, el tercer estrato va de 5.7 a 8.2 m de profundidad conformado por arena limosa color café claro; ambos estratos presentan humedad relativa y contenido de finos similares al primer estrato.

El cuarto estrato que se extiende de 8.2 a 9.0 m se caracteriza por arena con presencia de granos y el quinto estrato de 9.0 a 10.8 m que consiste de arena graduada con presencia de granos redondeados color café claro con una humedad relativa cercana al 20 % y contenido de finos de alrededor del 37 %.

El último estrato identificado en el estudio se extendió hasta los 27 m de profundidad caracterizado por arena fina silicea color gris olivo con presencia de conchas con humedad relativa promedio de 25% y contenido de finos de 30%.

Con relación a la estimación de la frecuencia dominante del suelo (Lermo, 2002) obtuvo registros en dos componentes horizontales y la componente vertical, en siete puntos de un predio adyacente al edificio SIS y mediante la técnica de Nakamura (1989) determinó las frecuencias dominantes en cada uno de estos puntos de estudio.

La técnica de Nakamura (1989) consiste en el cálculo de las funciones de transferencia para cada uno de los componentes horizontal respecto al vertical en un mismo punto y por lo tanto la frecuencia dominante del suelo, es la primera frecuencia fundamental observada en cada una de dichas funciones de transferencia.

En la tabla 2.3 se presentan las frecuencias dominantes del suelo para cada uno de los siete puntos de estudio, resultando que estas se encuentran entre 0.71 y 0.78 Hz, con una frecuencia dominante promedio de 0.75 Hz (periodo de 1.33 s).

Tabla 2.3 Frecuencias dominantes de los puntos de estudio.

Punto	Frecuencia dominante, en Hz
1	0.76
2	0.78
3	0.73
4	0.71
5	0.78
6	0.76
7	0.73
Promedio	0.75

El valor de 0.75 Hz como frecuencia dominante del suelo en la zona de desplante del edificio SIS obtenido por (Lermo, 2002), es congruente con la banda de frecuencias (0.71-0.79 Hz) obtenida por Murià Vila *et al.* (2002) mediante el análisis de espectros de respuesta de los primeros eventos registrados en el edificio.

La diferencia del tipo de suelo estimado cuando se realizó el diseño del edificio y el obtenido por Lermo (2002), tiene relevancia debido a que de acuerdo con el RC-GRO (1994) les corresponde un coeficiente sísmico asociado a la meseta del espectro de diseño (c_s) de 0.86 y 1.08, respectivamente.

Teniendo en cuenta lo anterior se realiza la comparación en la figura 2.8, de los espectros elásticos de diseño para zona sísmica “D” con tipos de suelo II y III dados por el RC-GRO (1994) y por el Reglamento de Construcciones del Municipio de Acapulco de Juárez (RC-ACA, 2002) que como la fecha lo indica entró en vigor años después del diseño del edificio.

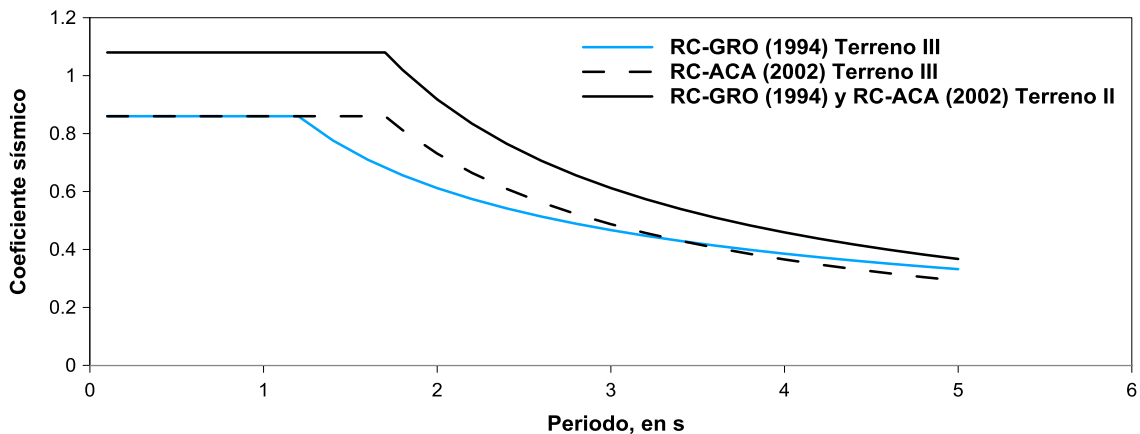


Fig. 2.8 Comparación de espectros de diseño RC-GRO (1994) y RC-ACA (2002) para tipo de terreno II y III.

Como se puede apreciar en el RC-ACA (2002) existe una reducción en las ordenas espectrales para terreno tipo III, con lo cual desaparece la diferencia en el coeficiente sísmico respecto al tipo II que existían en versiones anteriores de este reglamento y que también existe en el RC-GRO (1994); aunque el periodo asociado al fin de la meseta del

espectro sigue siendo menor en el caso de terreno tipo II, subestimando el coeficiente sísmico de diseño al menos para el primer modo de la dirección transversal.

2.4 Sísmicidad de la zona

La importancia del estudio del edificio SIS obedece a que se encuentra en la ciudad de Acapulco, Guerrero en la costa del pacifico mexicano, zona de muy alta sísmicidad debido a la subducción de la placa de Cocos bajo la placa Norteamericana.

2.4.1 Brecha sísmica de Guerrero

Una brecha sísmica es aquel segmento de contacto entre placas en el cual históricamente se han registrado sismos de magnitud mayor a 7 con cierta periodicidad y ha transcurrido un lapso relativamente grande como para pensar en la ocurrencia de un nuevo sismo con tales características.

Actualmente existe un consenso en la comunidad científica acerca de que la zona de mayor potencial sísmico es la conocida como Brecha de Guerrero (fig. 2.9). En la porción noreste (Zihuatanejo-Acapulco) de la Brecha de Guerrero se han registrado grandes sismos en 1899 (M 7.9), 1907 (M 7.6), 1908 (M 7.5, 7.0), 1909 (M 7.2) y 1911 (M 7.5) y en la porción sureste (Acapulco-Limites con Oaxaca) no se han registrado eventos de importancia después de los sismos de 1957 (M 7.8), 1962 (M 7.2, 7.1) y 1989 (M 6.9).

De acuerdo con el tamaño de la brecha, el momento sísmico acumulativo puede llegar a generar de uno a dos sismos de 8.0 grados; sin embargo, existe la posibilidad que, en vez de un sismo grande, sucedan de 2 a 4 de magnitud 7.8 (Singh y Ordaz, 1994).

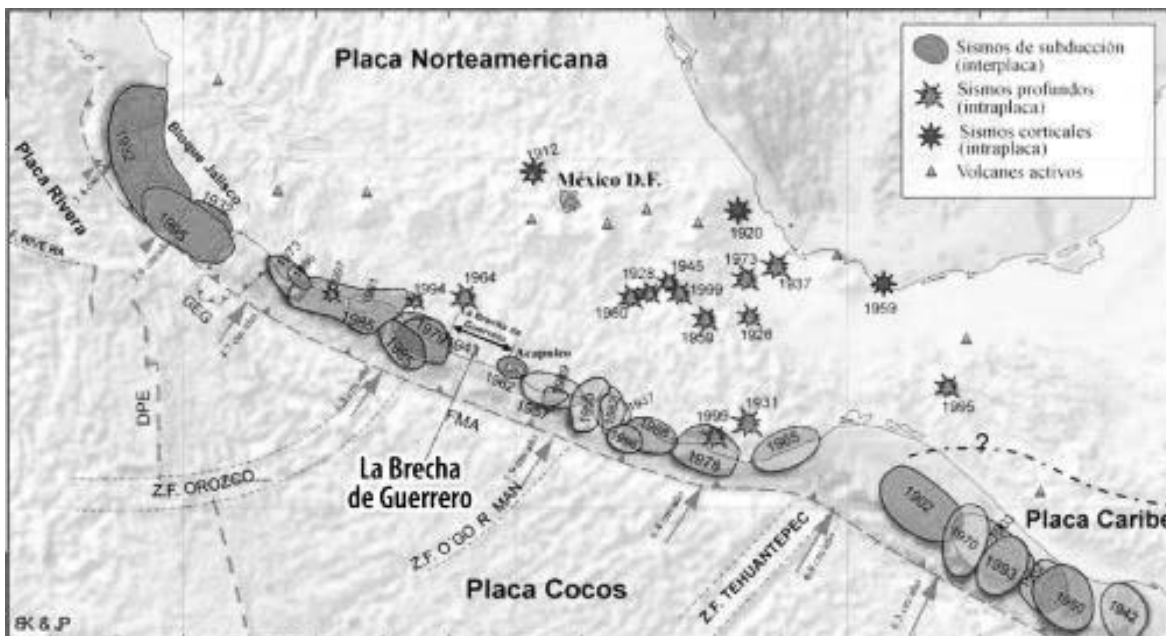


Fig. 2.9 Brecha sísmica de Guerrero (Kostoglodov y Pacheco, 1999).

2.4.2 Sismos seleccionados entre los ocurridos en el periodo (2001-2014)

En la tabla 2.4 se muestran 20 sismos seleccionados, teniendo como criterio su magnitud y distancia del epicentro al edificio SIS o el haber sido empleados en trabajos previos.

Tabla 2.4 Sismos importantes posteriores a la construcción del edificio SIS.

No.	Fecha	Hora	Latitud	Longitud	Prof., en km	M _E	Zona del epicentro	Distancia al edificio, en km
1	24/05/2014	03:24:45	16.21	-98.42	18	5.7	42 km al suroeste de Pinotepa Nacional, Oax.	161
2	18/04/2014	09:27:23	17.18	-101.19	10	7.2	40 km al sur de Petatlán, Gro.	154
3	03/09/2014	18:37:57	15.79	-98.55	16	5.8	82 km al suroeste de Pinotepa Nacional, Oax.	173
4	21/08/2013	07:38:30	16.79	-99.56	20	6	18 km al oeste de San Marcos, Gro.	26
5	15/11/2012	03:20:22	18.17	-100.52	40	6.1	26 km al sureste de Cd. Altamirano, Gro.	171
6	29/09/2012	02:11:10	15.89	-98.67	15	5.5	82 km al suroeste de Pinotepa Nacional, Oax.	156
7	05/01/2012	11:37:59	18.2	-101.01	51	5.6	40 km al suroeste de Cd. Altamirano, Gro.	203
8	04/02/2012	12:36:42	16.27	-98.47	10	6	45 km al oeste de Pinotepa Nacional, Oax.	153
9	20/03/2012	12:02:50	16.42	-98.36	15	7.4	29 km al sur de Ometepec, Gro.	159
10	26/04/2011	06:07:28	16.71	-99.69	7	5.5	29 km al sureste de Acapulco, Gro.	15
11	27/04/2009	11:46:27	16.9	-99.58	7	5.7	23 km al noroeste de San Marcos, Gro.	27
12	27/04/2008	19:06:29	18.05	-100.01	52	5.6	38 km al suroeste de Teloloapan, Gro.	142
13	13/04/2007	00:42:22	17.09	-100.44	41	6.3	13 km al sur de Atoyac de Álvarez, Gro.	76
14	01/01/2004	17:31:50	17.39	-101.37	10	6.3	20 km al sur de Petatlán, Gro.	180
15	21/01/2003	20:06:31	18.22	-104.6	10	7.6	97.5 km al sur de Manzanillo, Col.	573
16	12/09/2002	21:09:36	17.48	-101.18	20	5.7	11 km al este de Petatlán, Gro.	166
17	19/06/2002	16:50:08	16.21	-98.08	10	5.5	15 km al sur de Pinotepa Nacional, Oax.	195
18	18/04/2002	13:00:41	17.1	-101.82	20	5.5	66 km al sur de Zihuatanejo, Gro.	218
19	16/02/2002	22:10:19	16.92	-99.91	28	4.6	7 km al noroeste de Acapulco, Gro.	19
20	10/07/2001	21:39:20	16.98	-100.16	10	6.1	32 km al oeste de Acapulco, Gro.	44

*Fuente: Servicio Sismológico Nacional

De estos sismos los de mayor magnitud son de 7.6 y 7.4 grados que ocurrieron el 21 de enero de 2003 y el 20 de marzo de 2012 respectivamente, sin embargo, la distancia del epicentro al edificio es considerable, esta fue estimada en 573 km para el primer sismo y 159 km para el segundo. Seguido del sismo de magnitud 7.2 del 18 de abril de 2014 el cual su epicentro se encuentra a una distancia similar al anterior (154 km); por lo cual no causó efectos adversos en el edificio.

El sismo que ha producido la mayor demanda en la estructura hasta el momento, es el que ocurrió el pasado 21 de agosto de 2013, que si bien su magnitud (M 6.0) es menor que la de los sismos del 20 de marzo de 2012 y 18 de abril de 2014, descritos en el párrafo anterior, la distancia del edificio al epicentro es de tan solo 26 km.

Es muy fácil constatar lo anterior si observamos los mapas de aceleraciones máximas del terreno del Servicio Sismológico Nacional de los tres sismos en cuestión, que se muestran en las figuras 2.10 a 2.12.

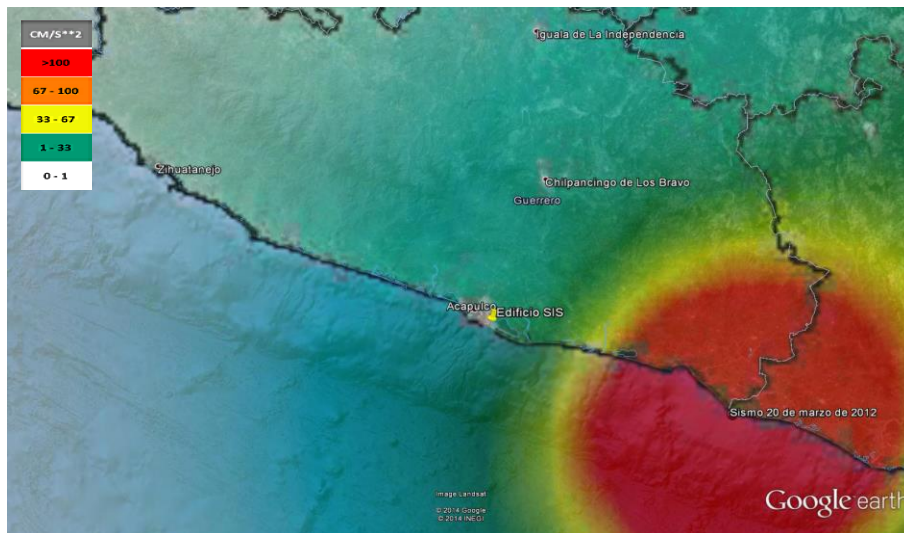


Fig. 2.10 Mapa de aceleraciones máximas del terreno del sismo del 20 de marzo de 2012 (<http://www.ssn.unam.mx>).

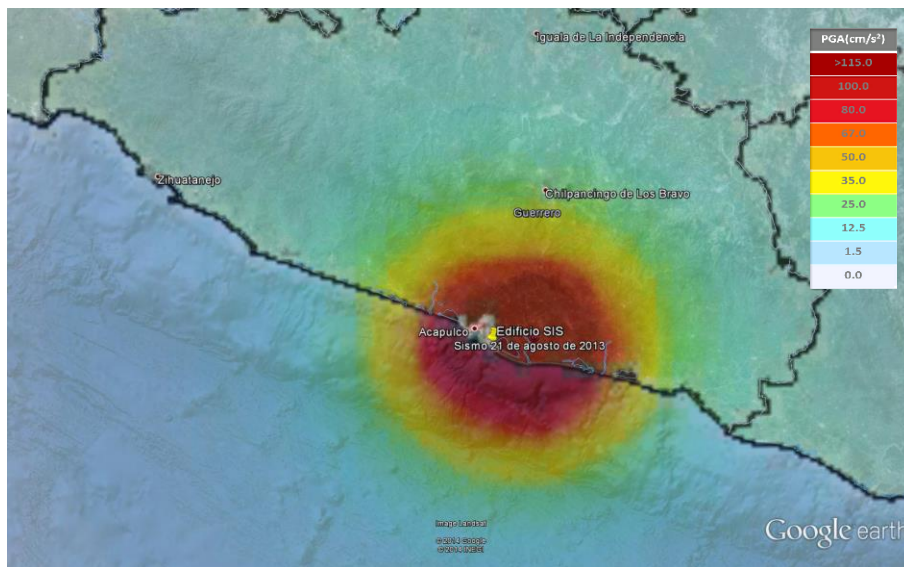


Fig. 2.11 Mapa de aceleraciones máximas del terreno del sismo del 21 de agosto de 2013 (<http://www.ssn.unam.mx>).

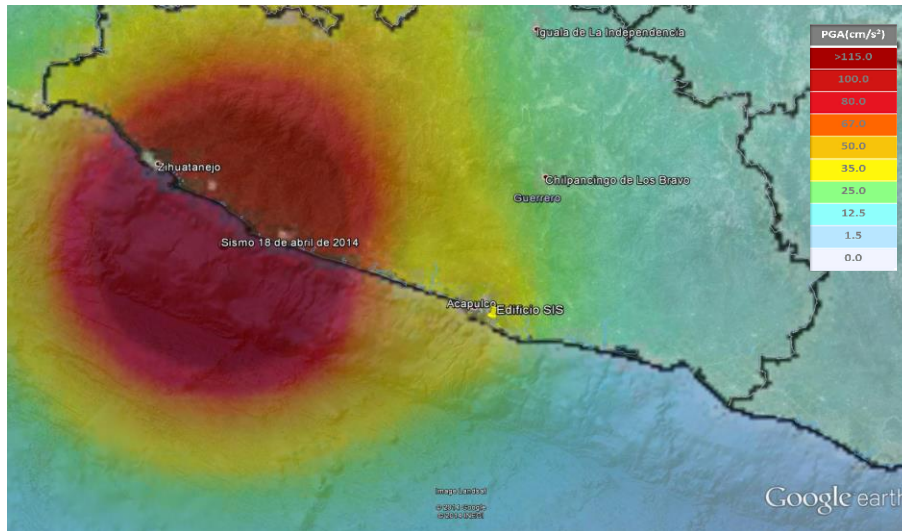


Fig. 2.12 Mapa de aceleraciones máximas del terreno del sismo del 18 de abril de 2014 (<http://www.ssn.unam.mx>).

2.5 Inspección visual realizada

La intensidad del sismo del 21 de agosto de 2013 motivó una visita técnica al edificio SIS para realizar una inspección visual (Chávez y Ochoa, 2014) y con esto determinar el estado físico actual de la estructura.

La inspección consistió en la revisión de elementos estructurales y no estructurales con la finalidad de identificar agrietamiento o indicios de daño producido por los sismos, en las áreas comunes de todos los niveles incluyendo cubo de escaleras y elevadores, y en el exterior del edificio.

Derivado de la inspección las observaciones son:

- El más común de los daños observados es el relacionado con la formación de grietas en la interfaz de los muros de mampostería con las traveses y columnas que los rodea. Esto es un indicador que demuestra que estos elementos tienden a separarse del resto de la estructura cuando el edificio es sometido a un movimiento sísmico. Esto fue observado prácticamente en todos los niveles en el área del cubo de escaleras y en el cuarto de ventilación, así como en muros del semisótano. En la figura 2.13 se presenta el muro de mampostería del cubo de escaleras que se encuentra orientado en la dirección transversal del edificio sobre el eje "E" entre los ejes longitudinales 4 y 5; en este caso las grietas verticales evidencian que se separó de las columnas y la grieta horizontal indica deslizamiento de la trabe respecto al muro.



Fig. 2.13 Grietas de separación del muro de mampostería con elementos estructurales en el cubo de escaleras del nivel 4.

- Los elementos estructurales revisados no presentan agrietamiento visible, y posiblemente el daño más crítico en estos elementos, es el observado en el semisótano, en el cual algunas columnas y muros de concreto presentan exposición del acero de refuerzo en su base con signos de corrosión lo que podría derivar en una reducción de la capacidad de estos elementos (fig. 2.14).



Fig. 2.14 Columnas del semisótano que presentan acero de refuerzo expuesto en la base con indicios de corrosión.

3 Instrumentación y análisis de registros sísmicos

El edificio SIS se instrumentó a finales del año 2001, con 18 servoacelerómetros uniaxiales y dos triaxiales distribuidos en diferentes niveles y orientados en las direcciones longitudinal (L), transversal (T) y vertical (V) del edificio.

Una de las principales características de los sensores es que su resolución les permite registrar desde sismos de pequeña intensidad hasta sismos de gran intensidad, además es posible realizar registros en pruebas de vibración ambiental.

En la figura 3.1 se muestra un esquema de la distribución de dichos servoacelerómetros en el edificio la cual consiste en un sensor triaxial en jardín (JN), un sensor triaxial en la esquina oeste del semisótano (SO-O), dos sensores uniaxiales al oeste del semisótano orientados en T y V (SO-N), un sensor uniaxial en vertical en el lado este del semisótano (SO-E), en cada uno de los niveles 4, 8 y 12 se instalaron dos acelerómetros uniaxiales en el lado norte del edificio orientados en L y T (4-N,8-N y 12-N) y uno en el centro de cada entrepiso orientado en la dirección transversal (4-C, 8-C y 12-C), dos sensores uniaxiales en la azotea orientados en V en las esquinas oeste y este (AZ-O y AZ-E, respectivamente), dos acelerómetros uniaxiales en el lado sur de la azotea orientados en L y T (AZ-S) y finalmente dos uniaxiales en el lado norte de la azotea orientados en T y V (AZ-N) (Alcántara *et al.* 2002).

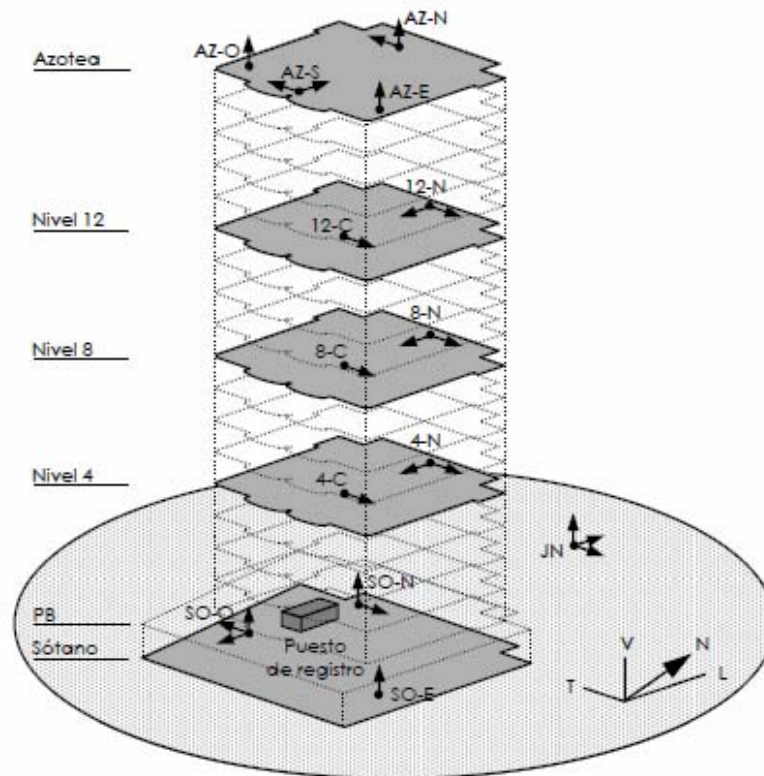


Fig. 3.1 Distribución de acelerómetros en el edificio SIS.

Se llegó al arreglo anterior teniendo en cuenta la ubicación en la cual se obtuvieran señales con la mejor calidad posible, evitando aquellos lugares en los que debido a la disposición de espacios no fueran de fácil acceso para darle el mantenimiento requerido a los instrumentos.

Debido a esto Taborda y Murià-Vila (2002), desarrollaron las expresiones necesarias para la obtención de señales en puntos estratégicos del edificio basándose en la hipótesis de que cada losa de entrepiso es un diafragma infinitamente rígido, las cuales fueron implementadas en un programa de cómputo.

De esta forma es posible generar señales horizontales y verticales con la distribución mostrada en la figura 3.2, que permiten identificar de forma más clara las propiedades dinámicas del sistema tales como; frecuencias de vibrar, formas modales y porcentaje de amortiguamiento crítico, así como detectar efectos de torsión y estudiar las características de interacción suelo-estructura.

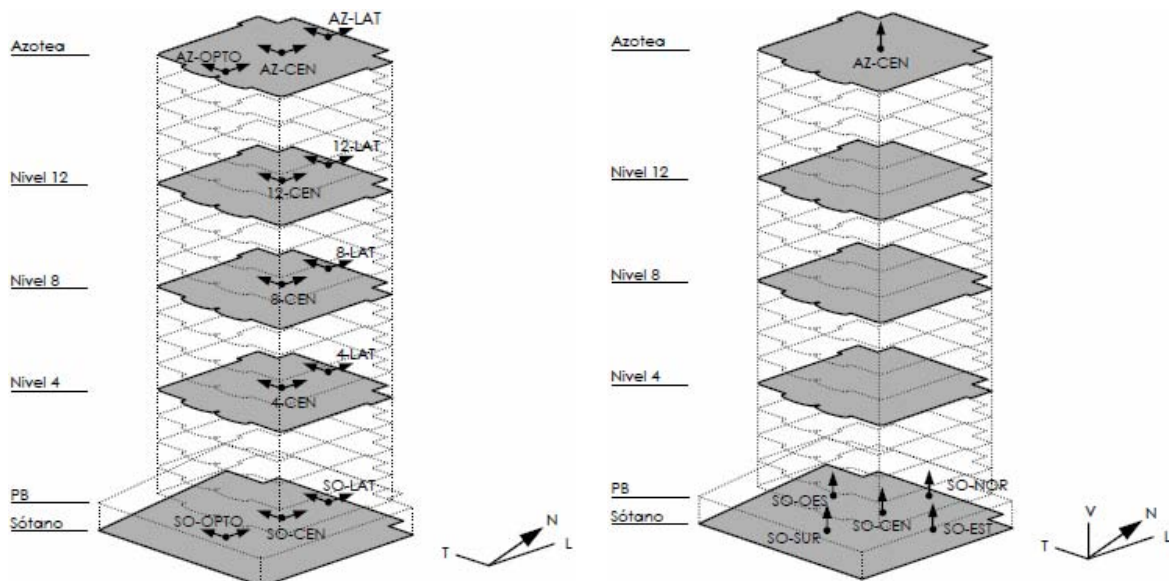


Fig. 3.2 Ubicación de señales generadas en el edificio SIS.

3.1 Registros sísmicos

Como resultado de la operación de la red de acelerómetros del edificio SIS de septiembre de 2001 a la fecha se han registrado una gran cantidad de eventos sísmicos y dos pruebas de vibración ambiental, la primera el 13 de septiembre de 2001 (VA-011) y otra el 24 de abril de 2002 (VA-021).

En la tabla 3.1 se muestran algunas características de los eventos sísmicos seleccionados incluyendo la distancia del epicentro al edificio SIS, magnitud, aceleraciones máximas presentadas en el terreno y en la azotea del edificio, así como la intensidad horizontal de Arias (1970).

Tabla 3.1 Características de los eventos sísmicos de la etapa inicial de análisis.

Evento	Fecha	M _E	Distancia epicentral, en km	I _{Arias} , en cm/s	A _{max} T, en cm/s ²			A _{max} L, en cm/s ²		
					Terreno	Sótano	Azotea	Terreno	Sótano	Azotea
SI-011	08/10/2001	6.1	44	16.4	101.9	48.0	164.7	77.5	57.6	165.9
SI-021	20/01/2002	4.7	52	0.9	28.6	13.1	41.9	28.8	19.4	7.0
SI-022	17/02/2002	4.6	19	1.5	47.8	19.3	37.0	32.1	19.4	40.5
SI-031	21/01/2003	7.6	573	1.0	7.2	4.1	49.2	7.5	4.2	63.1
SI-071	13/04/2007	6.3	76	9.2	98.0	37.1	178.6	65.9	30.0	107.0
SI-131	21/08/2013	6.0	26	119.1	323.9	193.3	597.9	289.2	161.5	371.3
SI-141	18/04/2014	7.2	154	14.5	38.5	33.9	160.3	43.4	41.6	161.4

*Fuente: Servicio Sismológico Nacional

De los sismos mostrados en la tabla 3.1 vemos algunas características importantes a destacar, si observamos las aceleraciones máximas del edificio y del terreno, así como la intensidad de Arias, es muy evidente que el evento SI-131 es el más intenso al que ha sido sometido el edificio, lo cual resulta coherente si tomamos en cuenta que su magnitud es considerable y su epicentro se localiza relativamente cerca.

El evento sísmico SI-031 presenta una magnitud bastante mayor al resto, sin embargo, su epicentro se localiza a una distancia muy grande, con lo cual su intensidad de Arias resulta inferior al 1% de la obtenida con el sismo SI-131.

La segunda mayor intensidad de Arias se presenta con el evento SI-011, aunque su magnitud es mayor que la del sismo SI-131 la distancia del edificio al epicentro se incrementa en 18 km, como consecuencia la intensidad de Arias se reduce al 14% y a su vez las aceleraciones máximas de azotea a 28% en la dirección T y 45% en L. Este sismo además tiene relevancia debido a que fue el primero de intensidad considerable registrado en el edificio.

Los resultados obtenidos con el evento sísmico SI-011, son del mismo orden de los que se presentan con el sismo SI-141, aunque la magnitud de este es bastante mayor, el epicentro se localiza a más de 150 km.

Los eventos SI-021 y SI-022 producen efectos mínimos en el edificio, aunque su epicentro se localiza relativamente cercano, sobre todo el segundo caso (19 km), su magnitud es bastante menor al resto. Además se presenta el sismo SI-071 de intensidad comparable con el SI-011, como un evento intermedio entre los primeros sismos registrados en el edificio y el evento sísmico SI-131.

Como muestra de los efectos de interacción suelo-estructura presentes en el edificio se observa que todas las aceleraciones máximas del terreno son mayores que su correspondiente medido en el semisótano del edificio, con reducciones promedio de 52 y 40 % en las direcciones transversal y longitudinal respectivamente; si observamos además el evento SI-022, debido a la reducción que sufre la aceleración en el semisótano en la dirección transversal, la aceleración máxima en la azotea resulta también menor que la registrada en el terreno.

En la figura 3.3, 3.4 y 3.5 se muestran las historias generadas de aceleraciones absolutas en azotea centro (AZ-C) y semisótano centro (SOT-C), y el registro de terreno natural (JN) en dirección longitudinal y transversal en azotea centro (AZ-C) para los eventos SI-011, SI-071 y SI-131, respectivamente.

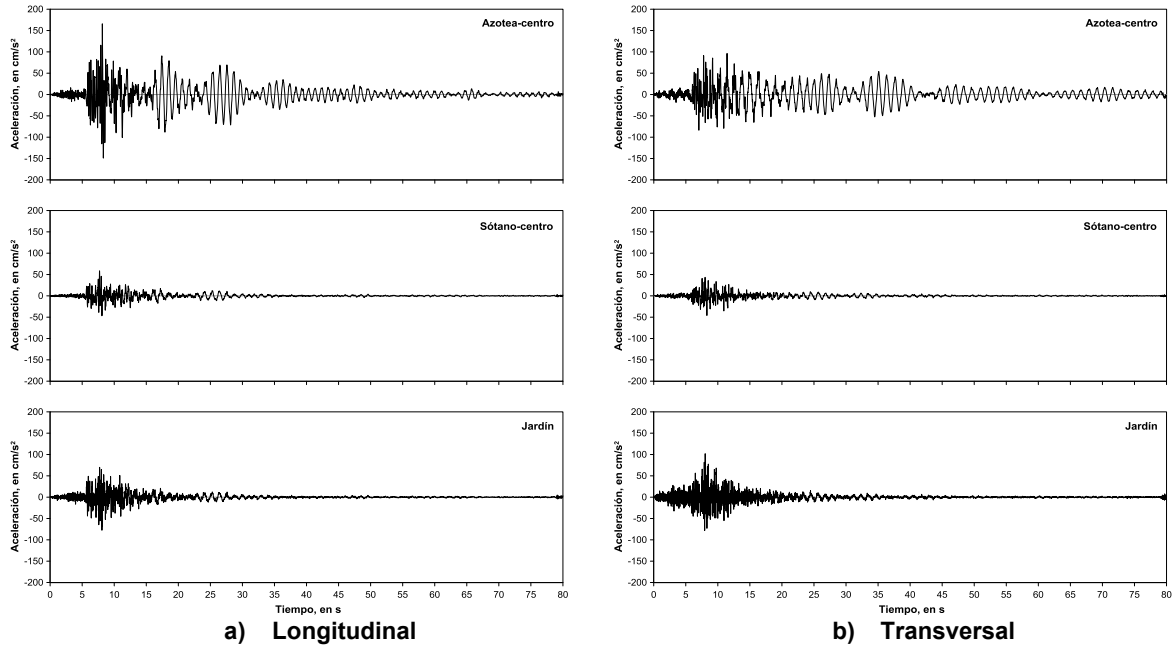


Fig. 3.3 Historia de aceleraciones absolutas en los puntos AZ-CEN, SO-CEN y JN, para el evento SI-011.

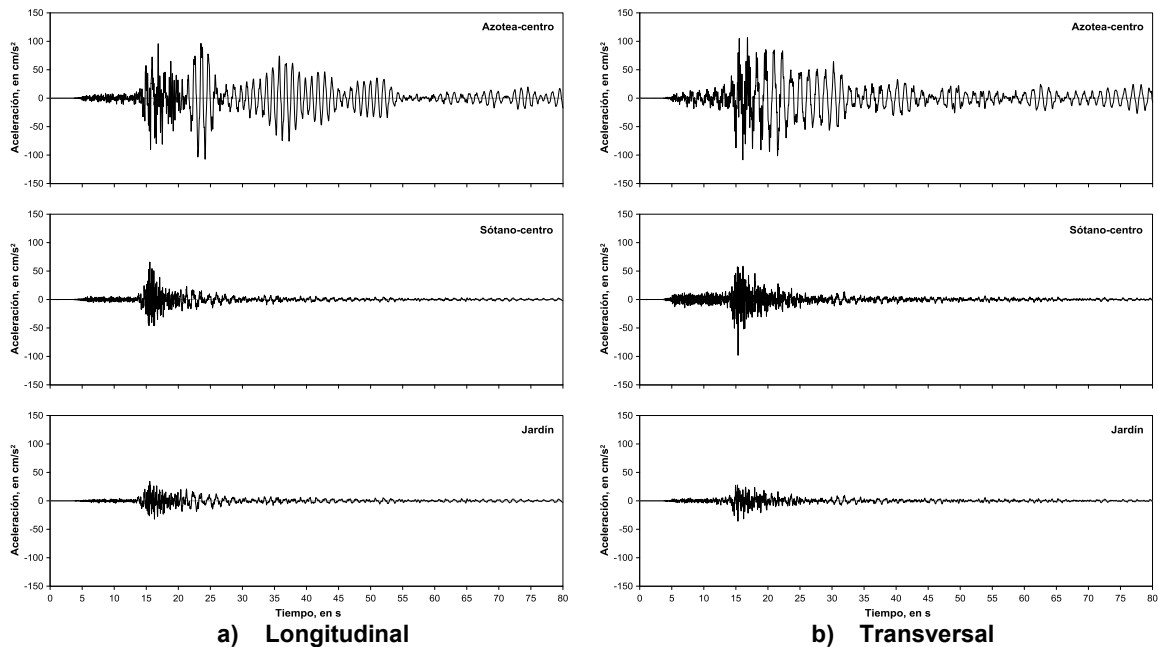


Fig. 3.4 Historia de aceleraciones absolutas en los puntos AZ-CEN, SO-CEN y JN, para el evento SI-071.

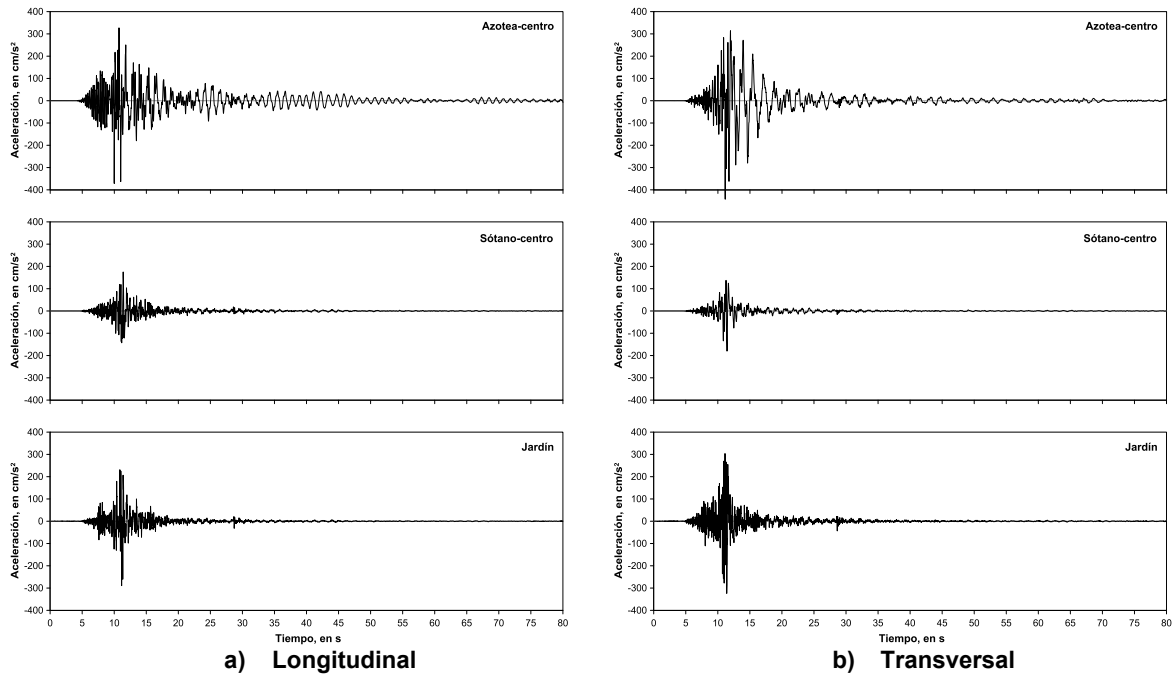


Fig. 3.5 Historia de aceleraciones absolutas en los puntos AZ-CEN, SO-CEN y JN, para el evento SI-131.

Con las historias de aceleraciones absolutas de azotea del sismo SI-131, es fácil apreciar la presencia de no linealidad del sistema, ya que resulta muy evidente la gran variación de la frecuencia del modo fundamental a lo largo del evento sobre todo en la dirección transversal.

Adicionalmente se realizó el cálculo de historias de distorsiones entre niveles instrumentados del edificio para las direcciones longitudinal y transversal para los eventos sísmicos SI-011, SI-071 y SI-131.

En el caso de los eventos SI-011 y SI-071 las historias de distorsiones se calculan a partir de los registros del centro de los entrepisos, mientras que con el sismo SI-131 se optó por calcular en la dirección longitudinal las distorsiones entre Azotea-Nivel 8, Nivel 8-Semisótano y compararlas con Azotea-Semisótano, ya que cuando ocurrió algunos sensores presentaban problemas y no fue posible tener las respuestas de todos los niveles intermedios en el centro de los entrepisos, debido a esto, en este caso los registros de azotea y semisótano si corresponden a las generadas en el centro del entrepiso, mientras que el del nivel 8 es la obtenida del acelerómetro 8-N orientado en esta dirección.

En la dirección transversal las historias de distorsiones se obtienen directamente de los sensores del norte del edificio, debido a que de estos si se tiene la respuesta en todos los niveles; adicionalmente se comparan con las obtenidas entre los niveles Azotea-Nivel 12, Nivel 12-Nivel 4 y Nivel 4-Semisótano del centro del entrepiso ya que se observó que debido a los efectos de torsión las distorsiones que ocurren entre estos últimos dos pares

de niveles resultan mayores a las obtenidas con los instrumentos del lado norte del edificio.

Con el evento sísmico SI-011, en las distorsiones entre niveles instrumentados en L (fig. 4.6) el máximo ocurre entre Azotea y Nivel 12 siendo 0.03 % y entre los niveles 8 y 4 en T (fig. 4.7) con valor de 0.04 %, donde este último valor es equivalente al 20 % de la distorsión límite permisible en condición de servicio estipuladas tanto en (RCACA, 2002), como en (RCGRO, 1994) para estructuras con muros de mampostería que no están debidamente separados de la estructura.

En las distorsiones calculadas con el sismo SI-071 en la dirección L (fig. 4.14) al igual que con el sismo SI-011 el máximo ocurre entre Azotea y Nivel 12 aunque en este caso aumenta a 0.05 %, mismo caso de la dirección T (fig. 4.15) en el que la distorsión entre los niveles 8 y 4 aumenta a 0.07 % equivalente al 33 % de la distorsión límite permisible en condición de servicio que se están empleando para comparar.

Para el evento sísmico SI-131, en la dirección longitudinal la mayor distorsión se presenta al realizar el cálculo entre azotea y nivel 8, siendo este valor de 0.1 %, es decir es congruente con los sismos anteriores al presentarse en los entresijos superiores. Como ya se mencionó en la dirección transversal producto de los efectos de torsión se llega a valores un poco diferentes con los registros del lado norte del edificio y los del centro, en el caso de las distorsiones calculadas con los instrumentos del norte el máximo se presenta, al igual que en los sismos anteriores, entre los entresijos 8 y 4, con un valor de 0.18 %, mientras que en el caso de las distorsiones calculadas con los instrumentos del centro, el máximo también se presenta en los niveles intermedios (Nivel 12-Nivel 4), pero en esta ocasión alcanza los 0.23 %, superando el límite permisible en condición de servicio.

Cabe destacar que estos valores de distorsiones están relacionados con las grietas observadas durante la inspección visual del edificio, entre el muro de mampostería orientado en la dirección transversal del cubo de escaleras y el marco que lo rodea evidenciando con ello que para estos niveles de distorsiones ya no trabajan de forma conjunta.

3.1.1 Identificación de propiedades dinámicas

En la tabla 3.2 se presenta una recopilación de las frecuencias de vibrar identificadas para los modos de traslación en dirección L y T, y de torsión, con los sismos en estudio.

Los sismos SI-011, SI-021 y SI-022 corresponden a los estudiados en Taborda (2003) sometidos a un análisis espectral empleando la señal completa incluyendo a las dos pruebas de vibración ambiental (VA-011 y VA-021), mientras que para los eventos sísmicos SI-031, SI-071 y SI-131 se obtuvo un valor preliminar de la frecuencia de los modos fundamentales de traslación con el programa de cómputo “alerta estructural” implementado por Aldama (2009), también mediante un análisis espectral a la señal completa.

Tabla 3.2 Frecuencias de vibrar identificadas para algunos sismos y pruebas de vibración ambiental realizadas.

Evento	Frecuencias, en Hz								
	Modos								
	Transversal			Longitudinal			Torsión		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3
VA-011	0.88	2.93	5.18	1.12	4.10	8.45	1.42	4.44	6.79
SI-011	0.78	2.68*	4.73*	1.00*	3.75	8.00*	1.30*	4.02*	6.39*
SI-021	0.81	2.62	4.71	1.02	3.67	7.72*	1.35	4.10*	5.83*
SI-022	0.82	2.67	4.71	1.04	3.67	7.73	1.36	4.05	6.43*
VA-021	0.85	2.83	5.02*	1.07	3.98	8.19	1.44	4.21*	6.71
SI-031**	0.84	-	-	1.06	-	-	-	-	-
SI-071**	0.76	-	-	1.00	-	-	-	-	-
SI-131**	0.63	-	-	0.84	-	-	-	-	-

* Se presenta un promedio de la banda de frecuencias observada.

**Valor preliminar obtenido del programa "alerta estructural" (Aldama, 2009)

Al comparar las frecuencias identificadas con las dos pruebas de vibración es posible establecer que en este periodo el edificio no sufrió daño significativo más allá del acomodamiento natural de los materiales, del sistema estructural y su cimentación. Lo cual es posible constatar al comparar las frecuencias de los primeros modos de cada dirección en los cuales la mayor reducción es aproximadamente 4% en L, mientras que en los modos superiores la máxima diferencia es 5% en el segundo modo de torsión.

Lo anterior a pesar de que al comparar las frecuencias obtenidas de la primera vibración ambiental (VA-011) con el evento SI-011 se obtiene reducciones del orden de 11% para el primer modo en L y T, diferencia que prácticamente desaparece al compararla con las obtenidas para el sismo SI-031. Con lo cual también se aprecia una dependencia de las frecuencias con la intensidad de la excitación, siendo mayores las correspondientes a las pruebas de vibración ambiental.

Con el evento sísmico SI-071 se tienen una reducción en la frecuencias identificada para el primer modo de traslación en T, un poco mayor a la presentada durante el sismo SI-011, además con el evento SI-131 se observa que existen cambios significativos mayores al 20% en las frecuencias de vibrar en ambos componentes indicando la presencia de no linealidad.

Debido a lo anterior se comparan en la tabla 3.3 las frecuencias de los eventos sísmicos SI-031, SI-071 y SI-131 con sus correspondientes identificadas al realizar el análisis espectral solo a la fase final de ambos registros.

Tabla 3.3 Frecuencias de vibrar identificadas con el análisis espectral de la señal completa y fase final.

Evento	Fecha	Frecuencia fundamental, en Hz				Variación de frecuencia, en %			
		Señal completa		Fase final		Señal completa		Fase final	
		T	L	T	L	T	L	T	L
SI-031**	29/10/2001	0.84	1.06	0.84	1.06	-	-	-	-
SI-071**	13/04/2007	0.76	1.00	0.77	1.02	10.22	5.10	8.32	3.36
SI-131**	21/08/2013	0.63	0.84	0.78	0.93	24.91	20.15	7.81	12.26

**Valor preliminar obtenido del programa "alerta estructural" (Aldama, 2009)

Con el evento SI-131 en la dirección transversal al estudiar solo el final del registro se observa una rápida recuperación de la frecuencia, llegando a un valor ligeramente superior al obtenido con el sismo SI-071 para el mismo caso; al compararlo con la del sismo SI-031 resulta aproximadamente 8% menor. En el caso de la dirección longitudinal aunque también presenta una recuperación significativa se llega a una frecuencia del orden del 90% de su similar obtenida con el evento SI-071, lo cual es indicio de que la estructura sufrió una reducción de rigidez permanente, lo cual no necesariamente implica que esta reducción sea atribuible a daño en elementos estructurales.

En Taborda (2003) se presenta una estimación de los porcentajes de amortiguamiento crítico obtenidos al emplear un procedimiento paramétrico modal con el evento SI-011 para los tres primeros modos de traslación en L y T, y de torsión (tabla 3.4); que resultaron congruentes con los identificados mediante el uso de dos técnicas adicionales.

Tabla 3.4 Porcentajes de amortiguamiento crítico del sistema identificados con un análisis paramétrico modal con el evento SI-011.

Evento	Modo	Porcentaje de amortiguamiento crítico					
		Dirección T		Dirección L		Torsión	
		ξ_p	ξ_{DE}	ξ_p	ξ_{DE}	ξ_p	ξ_{DE}
SI-011	1	1.54	0.61	1.50	0.74	1.60	0.65
	2	1.83	1.00	2.54	1.05	2.18	1.18
	3	2.29	0.99	5.23	2.02	4.65	2.71

ξ_p Porcentaje de amortiguamiento crítico promedio

ξ_{DE} Desviación estandar de los valores de amortiguamiento

Finalmente en las figura 3.6 se presentan las tres primeras formas modales de torsión y de traslación en L y T para las pruebas de vibración ambiental VA-011 y VA-021, y los eventos sísmicos SI-011 y SI-022. Con las cuales es posible observar que al menos en los primeros dos modos de traslación en L y T, y de torsión se obtienen formas modales bien definidas.

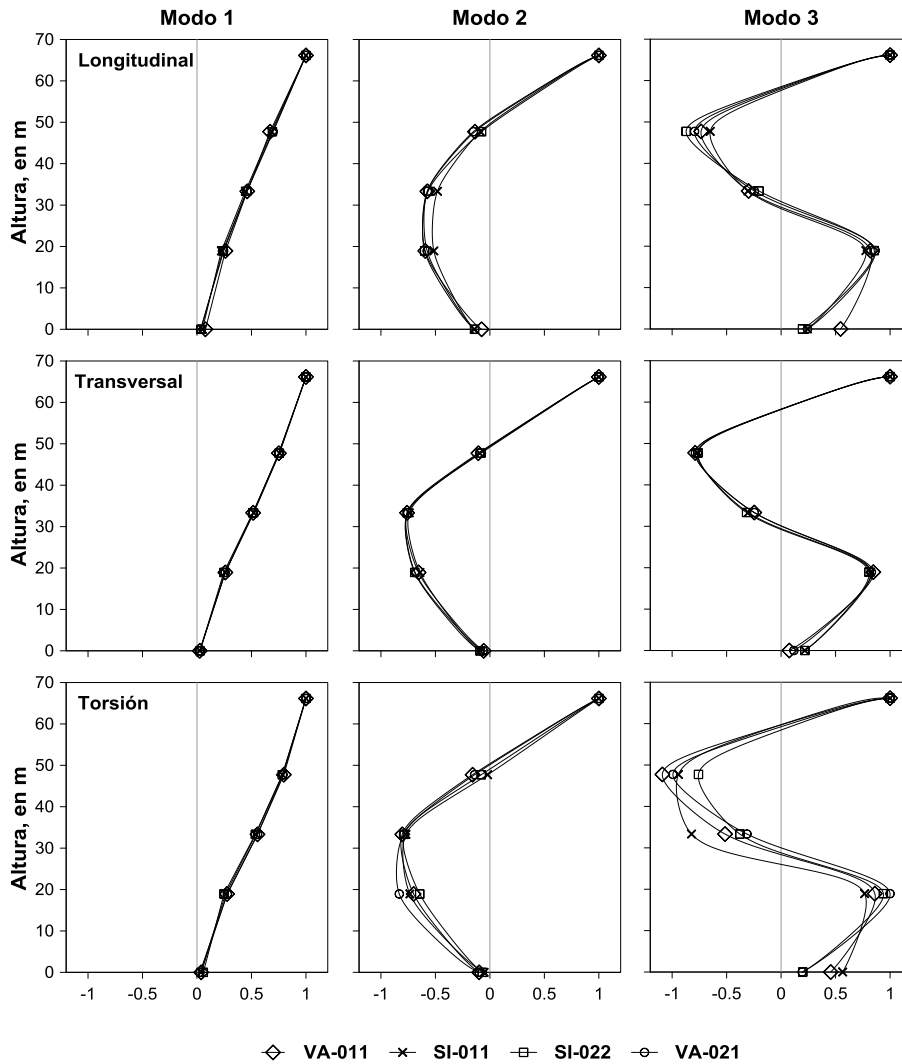


Fig. 3.6 Formas modales estimadas experimentalmente para las direcciones longitudinal, transversal y torsión con los eventos VA-011, SI-011, SI-022 y VA-021.

3.1.2 Efectos de Interacción Suelo-Estructura

Debido a que el edificio SIS se localiza en una zona de suelo blando resulta fundamental conocer las características del comportamiento de interacción entre la estructura y el suelo sobre el que está desplantado, para así estimar su influencia en la respuesta dinámica del edificio.

Por tal motivo Murià-Vila *et al.* (2004), realizó una estimación de las propiedades dinámicas de los efectos de ISE, la cual consistió tanto en el análisis de las frecuencias características de los componentes de movimiento del sistema, como en el cálculo de las rigideces de los subsistemas representativos de dichos movimientos empleando resultados experimentales, y métodos normativos y analíticos. En lo referente a esta tesis únicamente serán empleadas las rigideces estimadas de traslación, torsión y cabeceo.

En la tabla 3.5 se presentan los valores de rigideces de traslación y cabeceo en cada dirección en condiciones estáticas y dinámicas, incluyendo el aporte del cajón y las pilas, obtenidos de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (NTC-Sismo, 2000). Adicionalmente se presentan las rigideces de ISE calculadas a partir de resultados experimentales con el procedimiento planteado por Luco (1980) y de forma analítica con el programa Dyna5 (Novak *et al.*, 1995) con el cual se estudiaron diferentes alternativas entre ellas, teniendo en cuenta el aporte del cajón y el efecto de grupo de pilas en condiciones estáticas y dinámicas.

Tabla 3.5 Rigideces de ISE calculadas con diferentes métodos.

Método	T		L		R
	$K_{\text{traslación}}$	K_{cabeceo}	$K_{\text{traslación}}$	K_{cabeceo}	$K_{\text{rotación}}$
	(kg/m x 10 ⁹)	(kg-m/rad x 10 ¹¹)	(kg/m x 10 ⁹)	(kg-m/rad x 10 ¹¹)	(kg-m/rad x 10 ¹¹)
NTC (Estático)	1.72	3.79	1.72	4.37	3.99
NTC (Dinámico)	1.71	3.49	1.71	4.14	3.75
Luco	0.50	2.61	0.47	2.38	2.65
Dyna (EG)	1.11	2.68	1.11	2.76	3.15

4 Modelos numéricos del edificio SIS

4.1 Modelos lineales

Con la finalidad de estudiar el comportamiento sísmico del edificio SIS, se han desarrollado diferentes modelos numéricos representativos de la estructura, calibrados con historias de aceleraciones, frecuencias y formas modales obtenidas experimentalmente a partir de los registros sísmicos presentados en el capítulo 3, de tal forma que se cuenta con los siguientes modelos.

- Modelo ETABS: Modelo tridimensional elástico lineal desarrollado en ETABS (Wilson, 2000), que al ser un programa ampliamente estudiado y de uso común en la práctica profesional, es una buena referencia para comparación con los modelos desarrollados en Ruaumoko (Carr, 1998) y Ruaumoko3D (Carr, 2007).
- Modelo Ruaumoko 2D: Modelos planos con comportamiento elástico lineal para ambas direcciones (L y T) del edificio, elaborados por Morales (2005) en Ruaumoko (Carr, 1998), que sirvieron como base para obtener el modelo plano con comportamiento no lineal en la dirección longitudinal del edificio.
- Modelo Ruaumoko 3D: Modelo tridimensional con comportamiento elástico lineal que involucra esta investigación, elaborado en Ruaumoko3D (Carr, 2007), equivalente al modelo de ETABS a partir del cual se hacen las modificaciones correspondientes para obtener el modelo no lineal.

4.1.1 Consideraciones generales de análisis

- Estimación realista de masas, que se muestra en la tabla 4.1, debidas a cargas muertas, cargas vivas e instalaciones, calculadas a partir de los valores que aparecen en las tablas 4.2 a 4.6; y de los pesos volumétricos de los elementos estructurales y no estructurales. Las masas calculadas se aplican de forma concentrada en el centro de masa de cada entrepiso.

En el caso de los elementos estructurales de concreto reforzado se empleó el peso volumétrico del concreto clase I equivalente a 2400 kg/m^3 , mientras que para los elementos de concreto pobre se empleó un peso volumétrico de 2200 kg/m^3 ; en el caso de la mampostería el peso volumétrico se estimó en 1800 kg/m^3 .

Tabla 4.1 Masas traslacionales estimadas para los diferentes niveles del edificio SIS.

Nivel	Altura, en m	Masa traslacional, en $\text{kg-s}^2/\text{m}$
Azotea ó N16	66.15	67040
N15	62.35	59310
N14	58.53	64160
N13	54.93	62790
N12	51.33	62790
N11	47.73	63360
N10	44.13	63930
N9	40.53	64280
N8	36.93	64630
N7	33.33	64850
N6	29.73	65060
N5	26.13	65760
N4	22.53	66460
N3	18.93	67240
N2	15.33	68010
N1	11.73	68260
PB	8.13	79040
Sótano	3.90	107030

Tabla 4.2 Cargas muertas estimadas en el edificio para azotea.

Concepto	Peso volumétrico x espesor, en $\text{kg/m}^3 \times \text{m}$	Peso unitario, en kg/m^2
Impermeabilizante asfáltico	-----	10.0
Enladrillado	1500 x 0.02	30.0
Mezcla cemento-arena	2100 x 0.03	63.0
Relleno de tezontle seco	1250 x 0.08	100.0
Losa maciza de concreto reforzado	2400 x 0.12	298.0
Falso plafón de yeso	-----	12.5
Total		503.5

Tabla 4.3 Cargas muertas estimadas para niveles intermedios en el edificio.

Concepto	Peso volumétrico x espesor, en $\text{kg/m}^3 \times \text{m}$	Peso unitario, en kg/m^2
Loseta de cerámica 30x30	-----	25.0
Mezcla cemento-arena	2100 x 0.03	63.0
Losa maciza de concreto reforzado	2400 x 0.12	288.0
Falso plafón de yeso	-----	12.5
Total		388.5

Tabla 4.4 Cargas muertas estimadas para escaleras en el edificio.

Concepto	Peso volumétrico x espesor, en kg/m ³ x m	Peso unitario, en kg/m ²
Loseta de cerámica 30x30	-----	25.0
Mezcla cemento-arena	2100 x 0.03	63.0
Losa maciza de concreto reforzado	2400 x 0.10	240.0
Total		328.0

Tabla 4.5 Cargas muertas de instalaciones estimadas para el edificio.

Concepto	Peso unitario, en kg/m ²
Equipo de aire acondicionado	80
Elevador	1040
Tanque del equipo hidroneumático	77
Jacuzzi vacío	68

Tabla 4.6 Estimación realista de cargas vivas para el edificio.

Concepto	Peso unitario, en kg/m ²
Azótea	5
Áreas comunes	15
Departamentos, planta baja y cuartos de almacén	50

- Módulos de elasticidad indicados en la tabla 4.7, en el caso del concreto clase I empleado en elementos estructurales se consideró un valor equivalente a 1.3 veces el módulo de elasticidad estático dado por las NTC-Concreto (2004) del RCDF para este tipo de concreto, con agregado grueso calizo ($14,000\sqrt{f'_c}$). El uso del valor nominal de la resistencia a compresión del concreto, se debe a que no se han realizado pruebas para determinar las propiedades y características del concreto usado en la construcción del edificio SIS, el factor equivalente a 1.3 es congruente con los obtenidos por diferentes autores. En el edificio JAL (Aire y Murià, 1993) se determinó en 1.37 y 1.28 la relación entre el módulo de elasticidad calculado con pruebas de velocidad de propagación de pulso y el obtenido con ensayos cuasi estáticos en núcleos de concreto extraídos. De acuerdo con Mendoza *et al.* (1992), en concretos típicos del área metropolitana de la ciudad de México, para bajos números de ciclos y niveles de esfuerzo cercanos a 0.5 de resistencia a la compresión, la relación del módulo de elasticidad estimado en función de la velocidad de propagación de pulso y el determinado de manera estática llega a ser del orden de 1.30. Con las ecuaciones para determinar el módulo de elasticidad propuestas por Mander *et al.* (1988), para un concreto con resistencia de 300 MPa y una velocidad de deformación de 0.01/s, el módulo de elasticidad llega a obtenerse un factor de 1.27. Finalmente, Neville (1990) también señala valores que son del orden de 1.30, para concretos con resistencia a la compresión cercana a los 200 MPa.

El módulo de elasticidad de la mampostería se obtuvo con la ecuación dada por las (NTC-Mampostería, 2004), equivalente a 6000 veces la resistencia de diseño a compresión de la mampostería sobre área bruta (15 kg/cm^2) para tabiques de barro rojo recocido con cargas de corta duración.

Tabla 4.7 Módulo de elasticidad de los materiales empleados en los modelos.

Material	Módulo de elasticidad (kg/cm^2)
Concreto clase I	283500
Mampostería de tabique rojo recocido	9000

- Uniones de traveses y columnas en las cuales se consideró un factor de zona rígida de 50 por ciento ($ZR=0.5$).
- Entrepisos con comportamiento de diafragma infinitamente rígido, en los cuales todos los nodos ubicados en el plano correspondiente al sistema de piso tienen el mismo desplazamiento horizontal que su centro de masas.
- En vigas rectangulares coladas monolíticamente con la losa, se modelaron como secciones T o L, con un ancho de patín a cada lado del alma igual al menor de los tres valores siguientes, dados por las NTC-Concreto, 2004:
 - a) La octava parte del claro menos la mitad del ancho del alma.
 - b) La mitad de la distancia al paño del alma del miembro más cercano.
 - c) Ocho veces el espesor del patín.
- Momentos de inercia de las secciones transversales de vigas, columnas y muros de concreto reforzado, corresponden a secciones brutas no transformadas característicos del estado inicial del edificio.
- Porcentaje de amortiguamiento crítico de cinco por ciento para todos los modos, valor considerado por las NTC-Sismo (2004).

4.1.2 Consideraciones particulares de análisis

4.1.2.1 Modelo tridimensional ETABS

- Efectos de interacción suelo-estructura (ISE), representados por un resorte ubicado en el centro de masas de la cimentación del edificio al cual se ligaron contratraveses de rigidez infinita uniendo todos los nodos de la base. A dicho resorte se le asignaron las rigideces dinámicas de traslación y cabeceo que se presentan en la tabla 3.5, estimadas con las NTC-Sismo (2004).
- Vigas y columnas como elementos lineales tipo “Frame”, y muros de concreto reforzado, muro de mampostería y rampas de escalera como elementos de área tipo “Shell” (Wilson, 2000).

4.1.2.2 Modelo plano Ruaumoko

- Efectos de ISE, modelados a través de un resorte ubicado en el centro de masa de la base del edificio, con rigideces estáticas de traslación y cabeceo de acuerdo a las NTC-Sismo (2004) que se presentan en la tabla 3.5. Para garantizar que los efectos de ISE sean considerados de forma adecuada se obliga a que todos nodos de la base del edificio tengan el mismo giro y desplazamiento horizontal que el nodo al que se conecta el resorte, lo cual se logra uniendo todos los nodos de cada marco con una trabe de rigidez infinita y posteriormente esclavizando uno de marco al centro de masa de la base.
- Las vigas y columnas se modelan como elementos tipo “Frame”, y los muros de concreto reforzado, muro de mampostería y rampas de escalera como elementos tipo “QUAD” (Carr, 1998).
- Dado que se tratan de modelos planos se incluye el aporte en rigidez que le proporcionan los elementos fuera de este como son muros y vigas; básicamente en los muros se incluye en el cálculo de las propiedades geométricas y en el caso de las vigas ortogonales al modelo, mediante resortes verticales con rigidez axial colocados en diferentes nodos. Para mayor detalle revisar la modelación de efectos fuera de plano en Morales (2005).

4.1.2.3 Modelo tridimensional de Ruaumoko

- Los efectos de ISE son tomados en cuenta por medio de un resorte “SPRING” (Carr, 2007) ubicado en el centro de masa de la base del modelo; para darle a la cimentación comportamiento infinitamente rígido en toda direcciones se esclavizan todos los nodos al centro de masa en sus 6 grados de libertad. Al resorte se le asignan las rigideces estáticas calculadas con las NTC-Sismo (2004).
- Las vigas y columnas se modelan como elementos tipo “Frame”, y los muros de concreto, muros de mampostería y rampas de escalera como elementos tipo “QUADRILATERAL” (Carr, 2007).

Debido a que el principal objetivo de este trabajo es tener un modelo no lineal que sea representativo de la estructura surge la necesidad de que todos sus elementos puedan tener este tipo de comportamiento y dado que los elementos tipo “QUADRILATERAL” (Carr, 2007), únicamente están formulados para trabajar en el intervalo elástico lineal, se optó por tener otro modelo en el cual el aporte de los muros de concreto sea a través de un modelo macroscópico a base de resortes que se presenta a detalle en el apartado 4.2.2.3 donde se describen las principales características del modelo no lineal.

Con lo anterior se tienen dos modelos tridimensionales de Ruaumoko, el primero denominado Ruaumoko 3D*, con los muros de concreto modelados con elementos “QUADRILATERAL” (Carr, 2007), que es totalmente equivalente al modelo de ETABS y el segunda llamado Ruaumoko 3D** que tiene implementado el modelo macroscópico para considerar el aporte de los muros de concreto.

4.1.3 Calibración con respuestas experimentales del modelo tridimensional con comportamiento elástico lineal

Con la finalidad de comprobar que los modelo tridimensionales realizados en Ruaumoko sean representativo de la estructura, se realizan comparaciones de frecuencias y formas modales obtenidas experimentalmente e historias de aceleraciones absolutas de azotea y distorsiones de entrepiso de los sismos SI-011, SI-071 y SI-131 presentados en el capítulo 3, además se realiza la comparación con los modelos planos de Ruaumoko y tridimensional de ETABS previamente calibrados.

En la tabla 4.8 se realiza la comparación de las frecuencias de vibrar de los diferentes modelos numéricos de la estructura en estudio y las obtenidas experimentalmente empleando un análisis espectral de señal completa para la prueba de vibración ambiental VA-011 y los eventos sísmicos SI-011, SI-071 y SI-131. Solo para el caso del sismo SI-131 se presentan también las frecuencias que resultan de un análisis espectral empleando únicamente la fase final del registro.

Tabla 4.8 Comparación de frecuencias experimentales con las obtenidas de los modelos numéricos en estudio.

Evento o modelo	Frecuencias, en Hz								
	Modos								
	Longitudinal			Transversal			Torsión		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3
VA-011	1.03	4.10	8.50	0.88	2.98	5.42	1.42	4.59	6.84
SI-011	0.99	3.75	8.00	0.78	2.66	4.75	1.30	4.00	6.61
SI-071	1.02	-	-	0.77	-	-	-	-	-
SI-131	0.84	-	-	0.63	-	-	-	-	-
SI-131 (fase final)	0.93	-	-	0.78	-	-	-	-	-
ETABS	0.99	3.31	6.40	0.79	2.52	4.47	1.16	3.53	5.65
Ruaumoko 2D-L	1.00	3.30	6.27	-	-	-	-	-	-
Ruaumoko 2D-T	-	-	-	0.78	2.45	4.39	-	-	-
Ruaumoko 3D*	0.98	3.45	6.46	0.76	2.49	4.65	1.57	3.82	6.03
Ruaumoko 3D**	0.96	3.29	6.22	0.78	2.59	4.76	1.36	3.74	6.14

Teniendo en cuenta la tabla 4.8 se observa que las frecuencias obtenidas resultan similares en los cinco modelos, sin embargo existen ciertas diferencias al compararlas con las frecuencias experimentales; tomando como base de comparación el evento SI-011, las diferencias más importantes ocurren en la dirección longitudinal del edificio, es decir, la dirección en la que están orientados los muros de concreto y se mantienen más o menos constantes en todos los dos modelos, siendo menores al 3% en el primer modo, del 10% en el segundo modo y de aproximadamente 20% en el tercer modo según se aprecia en la tabla 4.9.

Tabla 4.9 Diferencia entre las frecuencias obtenidas experimentalmente con el análisis espectral de señal completa para el evento SI-011 y las obtenidas de los modelos numéricos en estudio.

Modelo	Diferencia de frecuencias de los modelos analíticos respecto al evento SI-011, en %								
	Modos								
	Longitudinal			Transversal			Torsión		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3
ETABS	0.7	11.7	20.0	-0.3	5.6	5.7	11.4	11.6	14.6
Ruaumoko 2D-L	-1.0	12.0	21.6	-	-	-	-	-	-
Ruaumoko 2D-T	-	-	-	0.9	8.2	7.4	-	-	-
Ruaumoko 3D*	0.9	7.9	19.2	2.7	6.7	2.1	-20.6	4.4	8.8
Ruaumoko 3D**	3.0	12.2	22.3	0.0	2.7	-0.3	-4.5	6.4	7.1

En la dirección transversal es en la que mejor ajustan las frecuencias calculadas respecto a las experimentales con el sismo SI-011, la diferencia más grande es del 8.2% y ocurren en el segundo modo del modelo plano de Ruaumoko, en esta dirección el que mejor se ajusta es el modelo Ruaumoko3D**.

En las frecuencias de torsión es en las que existe más diferencia entre las calculadas con los tres modelos tridimensionales para el primer modo, en el modelo de ETABS la diferencia es mayor al 11% en el primer y segundo modo y de 15% para el tercer modo. En cuanto a los modelos de tridimensionales de Ruaumoko presentan una sobreestimación de la frecuencia del primer modo que llega a ser del 20% en el modelo Ruaumoko 3D*.

En el caso del sismo SI-071 del 13 de abril del 2007, las frecuencias del primer modo en las direcciones “L” y “T” resultan muy similares a las obtenidas con el evento SI-011, por lo cual las diferencias respecto a las obtenidas con el sismo SI-011 se mantienen.

Por otro lado con el evento SI-131 debido a que se presenta una gran disminución en las frecuencias del primer modo en “L” y “T” al analizar la señal completa, la diferencia resulta del 14% al 25% con los modelos tridimensionales de Ruaumoko.

Cuando se estudia solo la fase final, la diferencia al comprar las frecuencias en la dirección transversal se reduce al orden del obtenido en el caso del SI-011 y SI-071. Por el contrario en el caso de la dirección longitudinal del edificio, en la que no se restablece el valor de la frecuencia obtenida en sismos previos, se espera que los modelos calibrados en función del estado inicial de las estructura ya no sean del todo

representativos y se deba realizarse una modificación para poder reproducir en un futuro respuestas de sismos que se presenten.

En la tabla 4.10 se presenta la relación de las frecuencias de los modos superiores respecto a la del primer modo tanto de los modelos numéricos como con las frecuencias experimentales obtenidas para la vibración ambiental VA-011 y el sismo SI-011.

Tabla 4.10 Relación de las frecuencias de los modos superiores respecto a la del primer modo tanto de los modelos numéricos como con las frecuencias experimentales.

Evento o modelo	Relación de los modos superiores respecto al modo fundamental								
	Modos								
	Longitudinal			Transversal			Torsión		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3
VA-011	1.0	4.0	8.3	1.0	3.4	6.2	1.0	3.2	4.8
SI-011	1.0	3.8	8.1	1.0	3.4	6.1	1.0	3.1	5.1
ETABS	1.0	3.4	6.5	1.0	3.2	5.7	1.0	3.1	4.9
Ruaumoko 2D-L	1.0	3.3	6.3	-	-	-	-	-	-
Ruaumoko 2D-T	-	-	-	1.0	3.1	5.7	-	-	-
Ruaumoko 3D*	1.0	3.5	6.6	1.0	3.3	6.1	1.0	2.4	3.8
Ruaumoko 3D**	1.0	3.4	6.5	1.0	3.3	6.1	1.0	2.7	4.5

Como se aprecia al estudiar la relación de las frecuencias de los modos superiores respecto a la del primer modo en cada componente, los resultados son congruentes; en el modo de torsión es el que más se apega a la relación de frecuencias característica de una viga de cortante; aunque al igual que en las frecuencias los tres modelos tridimensionales tienen problemas para representarlo en este caso el que mejor se ajusta es el modelo de ETABS.

Los resultados también muestran congruencia debido a que era de esperarse que de los componentes de traslación el que más se asemeje a una viga de cortante sea el transversal, ya que en la dirección longitudinal se tiene el aporte tanto de los muros de concreto, como de la mayoría de los muros de mampostería.

En el caso de la dirección transversal los modelos tridimensionales de Ruaumoko son los que mejor se ajustan mientras que el modelo de ETABS presenta diferencias un poco mayores.

En cuanto a la dirección longitudinal al igual como ocurre con las frecuencias, ambos presentan algunos problemas para representar la relación obtenida experimentalmente, quizá debido a que la masa en el análisis se está concentrando en los entresijos.

En la figura 4.1 se muestran las formas modales que resultaron del análisis de cada uno de los modelos en estudio, comparándolas con las experimentales obtenidas con el sismo SI-011.

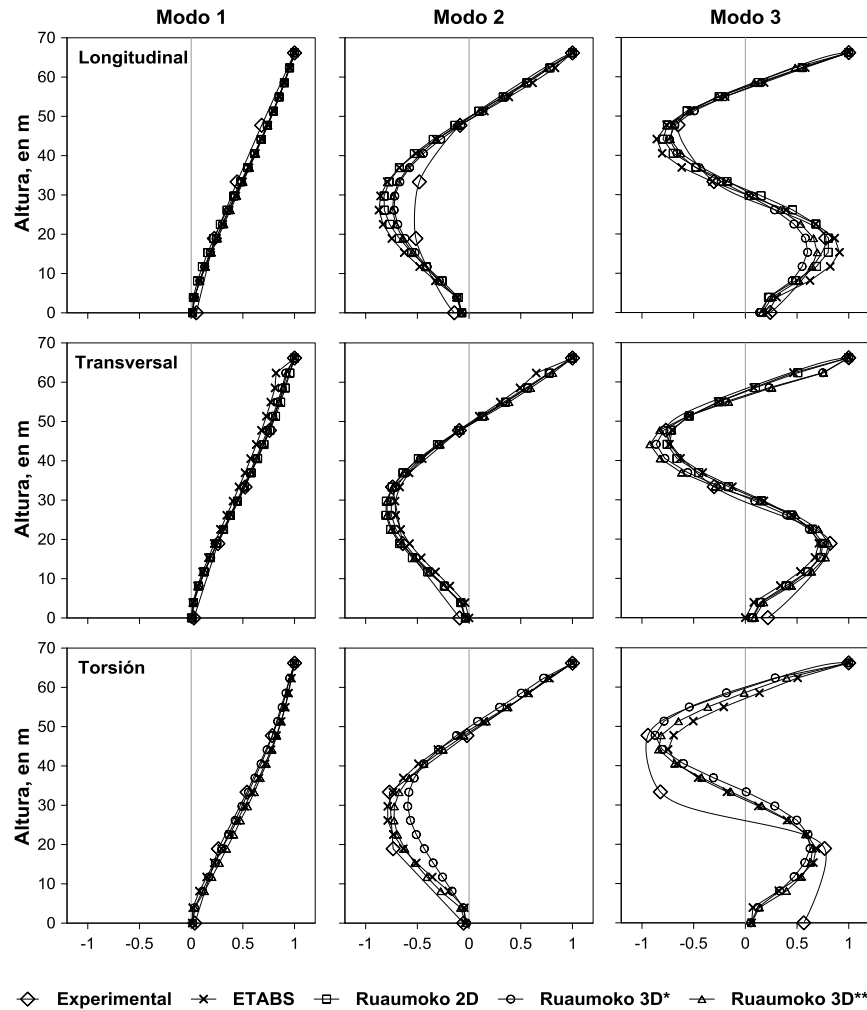


Fig. 4.1 Comparación de formas modales de los modelos tridimensionales de Ruaumoko y ETABS, y el modelo plano de Ruaumoko, con la experimental obtenida con el evento SI-011.

Como se puede apreciar nuevamente los resultados de los modelos resultan similares entre sí y en la dirección en que mejor se ajustan es en la transversal. Las diferencias más significativas observadas corresponden al segundo modo en la dirección longitudinal y al tercer modo de torsión en todos los modelos.

Como parte de la calibración se presenta además la comparación de historias experimentales de aceleraciones absolutas en el centro de la azotea del edificio y de distorsiones de entrepiso, obtenidas con los sismos SI-011 y SI-071; y las que resultan de los análisis dinámicos realizados, al someter los modelos en estudio a los componentes L y T de los registros de jardín de estos mismos eventos de forma simultánea, se realizaron pruebas adicionales con el evento sísmico SI-011, aplicando los componentes L y T del sismo de forma independiente encontrando diferencias menores al 20% asociadas a las máximas amplitudes de aceleración.

En la figura 4.2 se compara la historia experimental de aceleración absoluta de azotea centro en la fase intensa del evento SI-011 en la dirección longitudinal, con las obtenidas

de los modelos de Ruaumoko plano y el tridimensional (Ruaumoko 3D^{**}). Con la cual se aprecia que ambos modelos resultan muy similares entre si y además reproducen de forma adecuada la experimental tanto en amplitud como en fase. Para validar el modelo Ruaumoko 3D^{**}, con los dos modelos tridimensionales en los cuales el aporte de muros de concreto es a través de elementos tipo “cascarón” se realiza la comparación de la figura 4.3, en la cual se observa que los tres modelos tridimensionales resulta congruentes entre sí, aunque el modelo de ETABS sobrestima un poco las amplitudes en la fase más intensa.

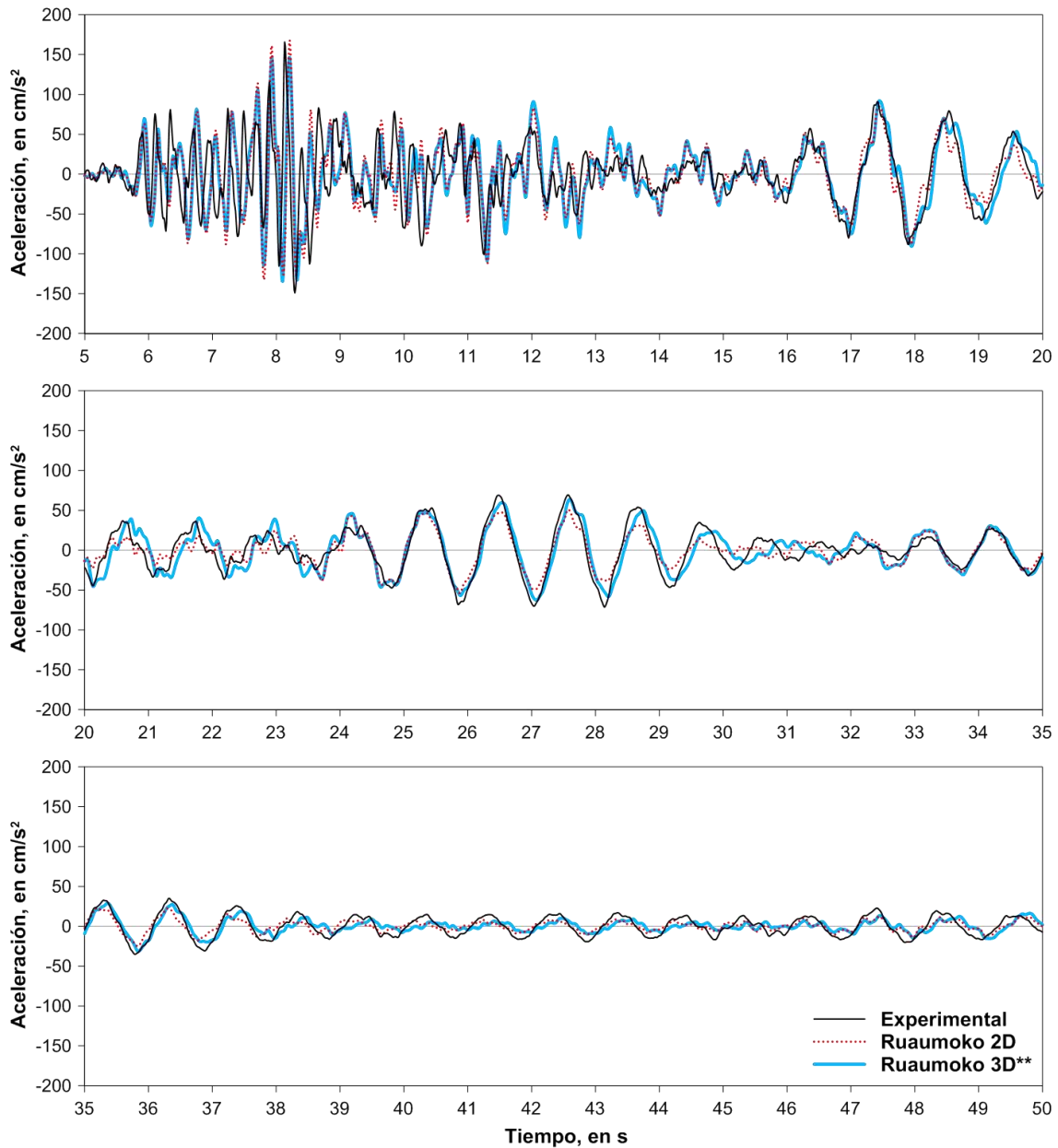


Fig. 4.2 Comparación de aceleraciones absolutas de azotea centro en la dirección longitudinal de los modelos plano y tridimensional (Ruaumoko 3D^{**}) de Ruaumoko, con la experimental en la fase intensa del evento SI-011.

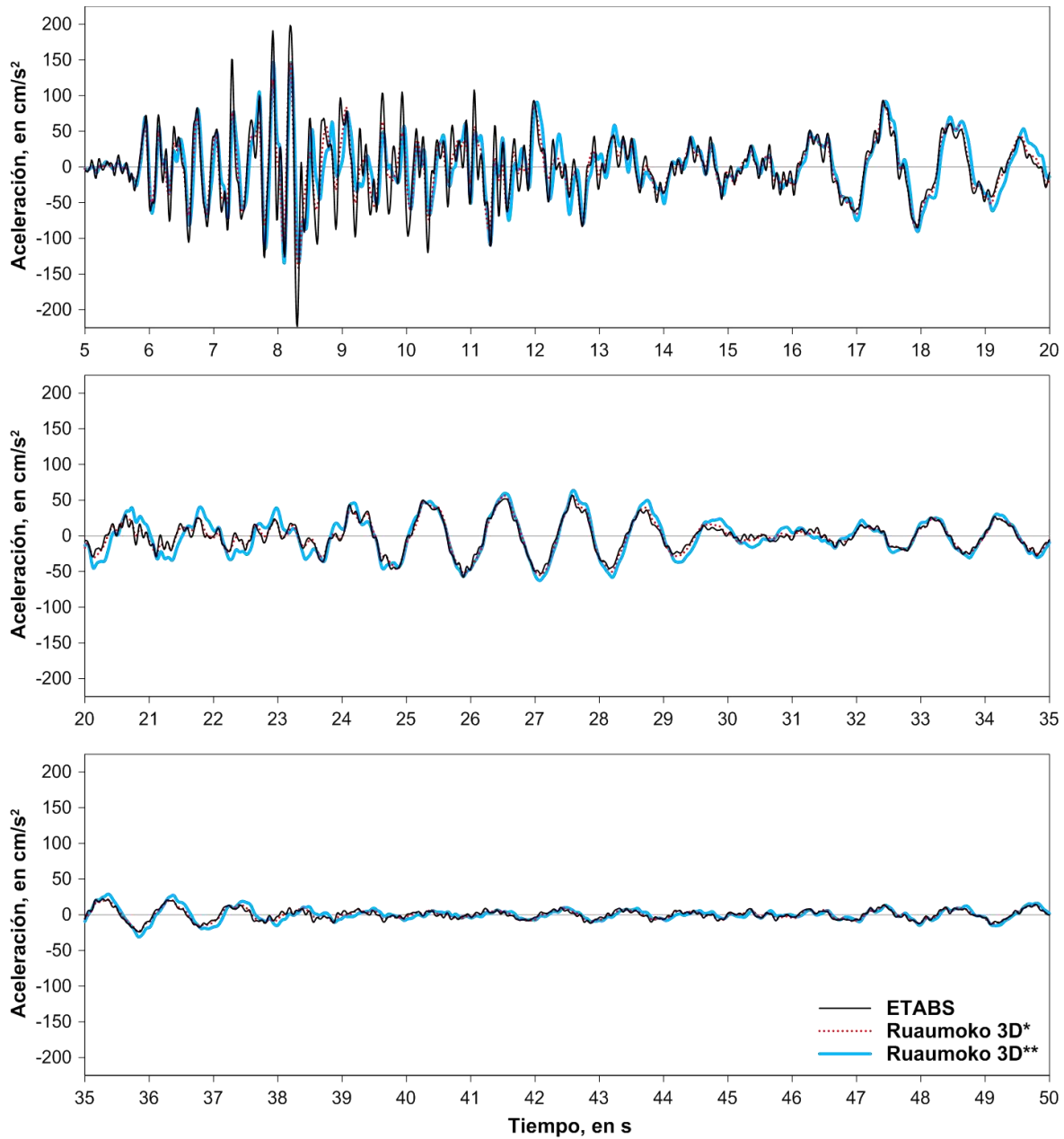


Fig. 4.3 Comparación de aceleraciones absolutas de azotea centro en la dirección longitudinal entre los modelos tridimensionales de Ruaumoko y ETABS, en la fase intensa del evento SI-011.

De igual forma se presenta esta comparación en las figuras 4.4 y 4.5 para la dirección transversal del edificio, en las cuales se aprecia que nuevamente todos los modelos conducen a resultados muy similares entre sí, y realizan una buena estimación de la experimental aunque en algunas zonas subestiman la respuesta.

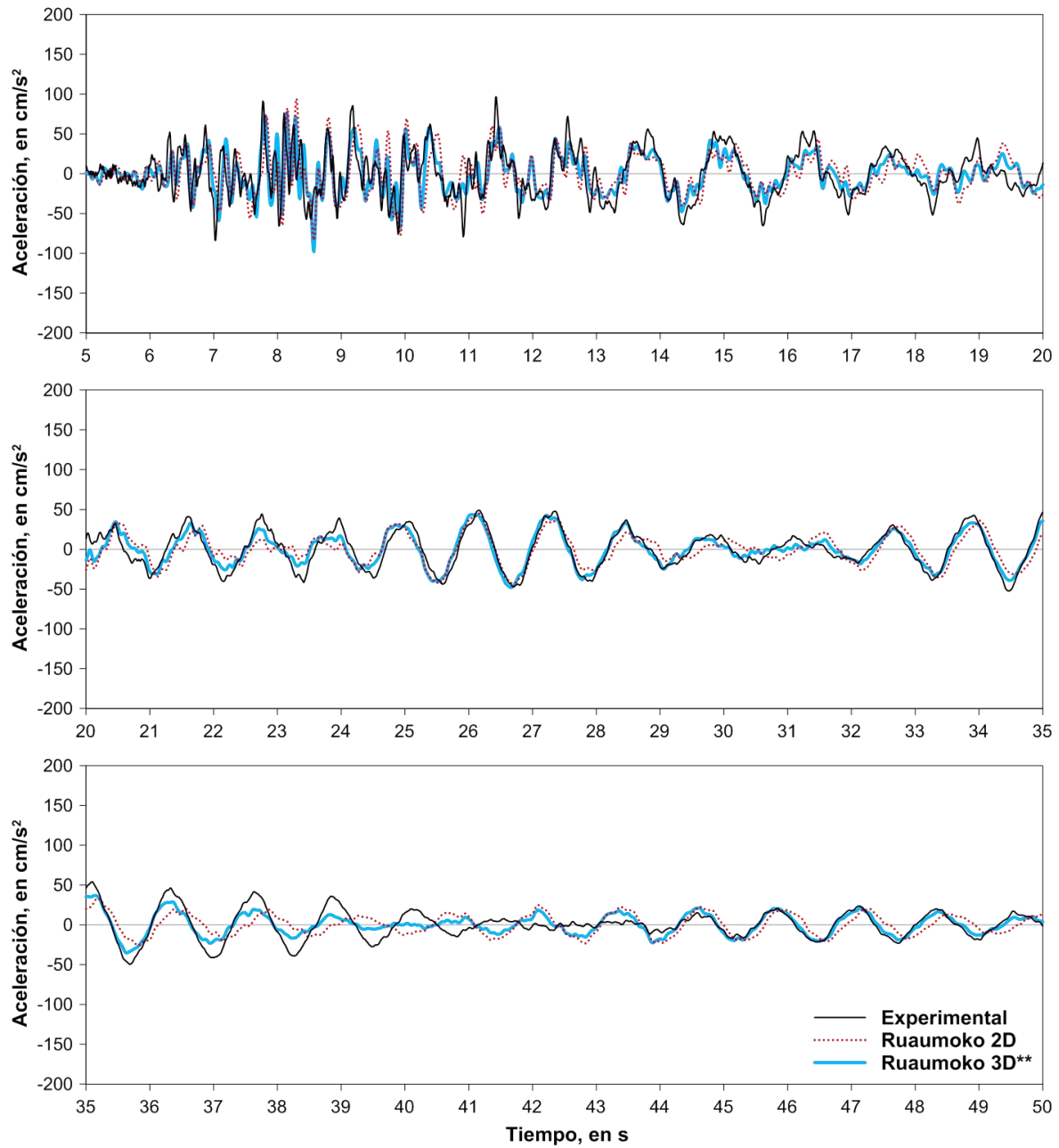


Fig. 4.4 Comparación de aceleraciones absolutas de azotea centro en la dirección transversal de los modelos plano y tridimensional (Ruumoko 3D**) de Ruumoko, con la experimental en la fase intensa del evento SI-011.

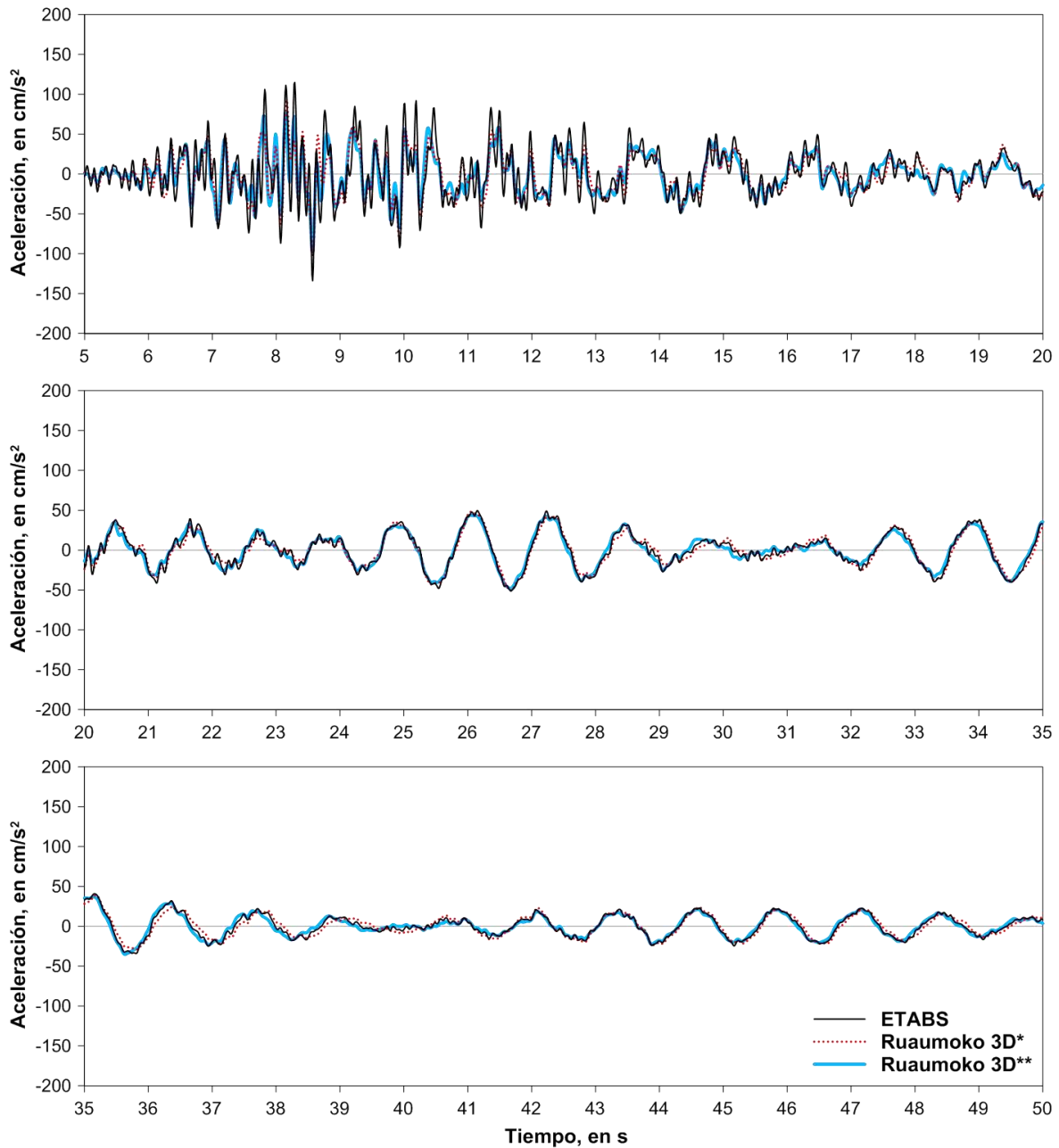


Fig. 4.5 Comparación de aceleraciones absolutas de azotea centro en la dirección transversal entre los modelos tridimensionales de Ruaumoko y ETABS, en la fase intensa del evento SI-011.

Aunado a la comparación de aceleraciones absolutas de azotea obtenidas con el sismo SI-011, se realiza la comparación de distorsiones entre niveles instrumentados tanto para la dirección longitudinal como transversal del edificio con los diferentes modelos en estudio, que se presentan en las figuras 4.6 y 4.7 respectivamente.

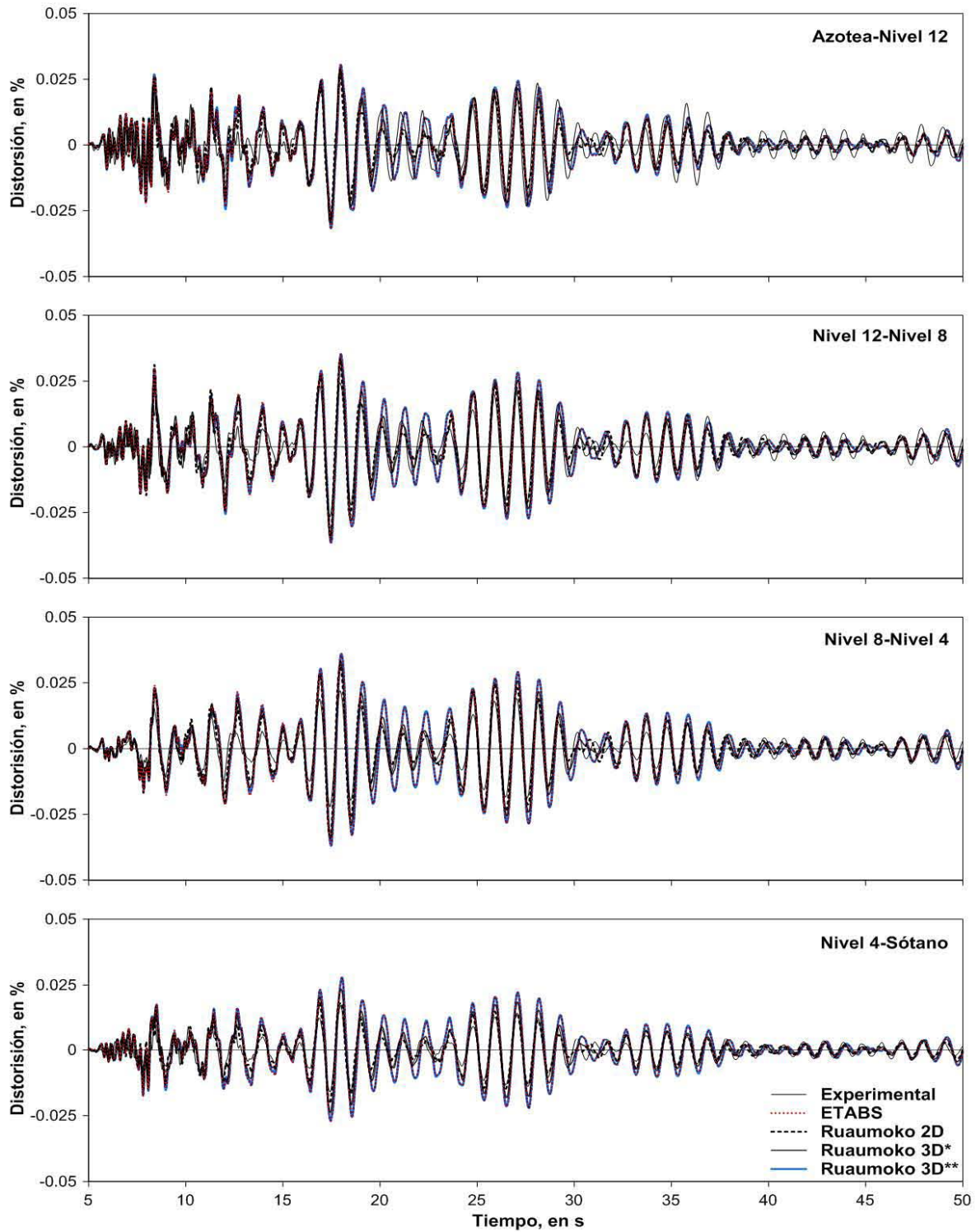


Fig. 4.6 Comparación de distorsiones entre niveles instrumentados en la dirección longitudinal calculadas con los modelos de Ruaumoko plano (Ruaumoko 2D) y tridimensionales (Ruaumoko 3D* y Ruaumoko 3D**) y con el modelo tridimensional de ETABS, y las experimentales en la fase intensa del evento SI-011.

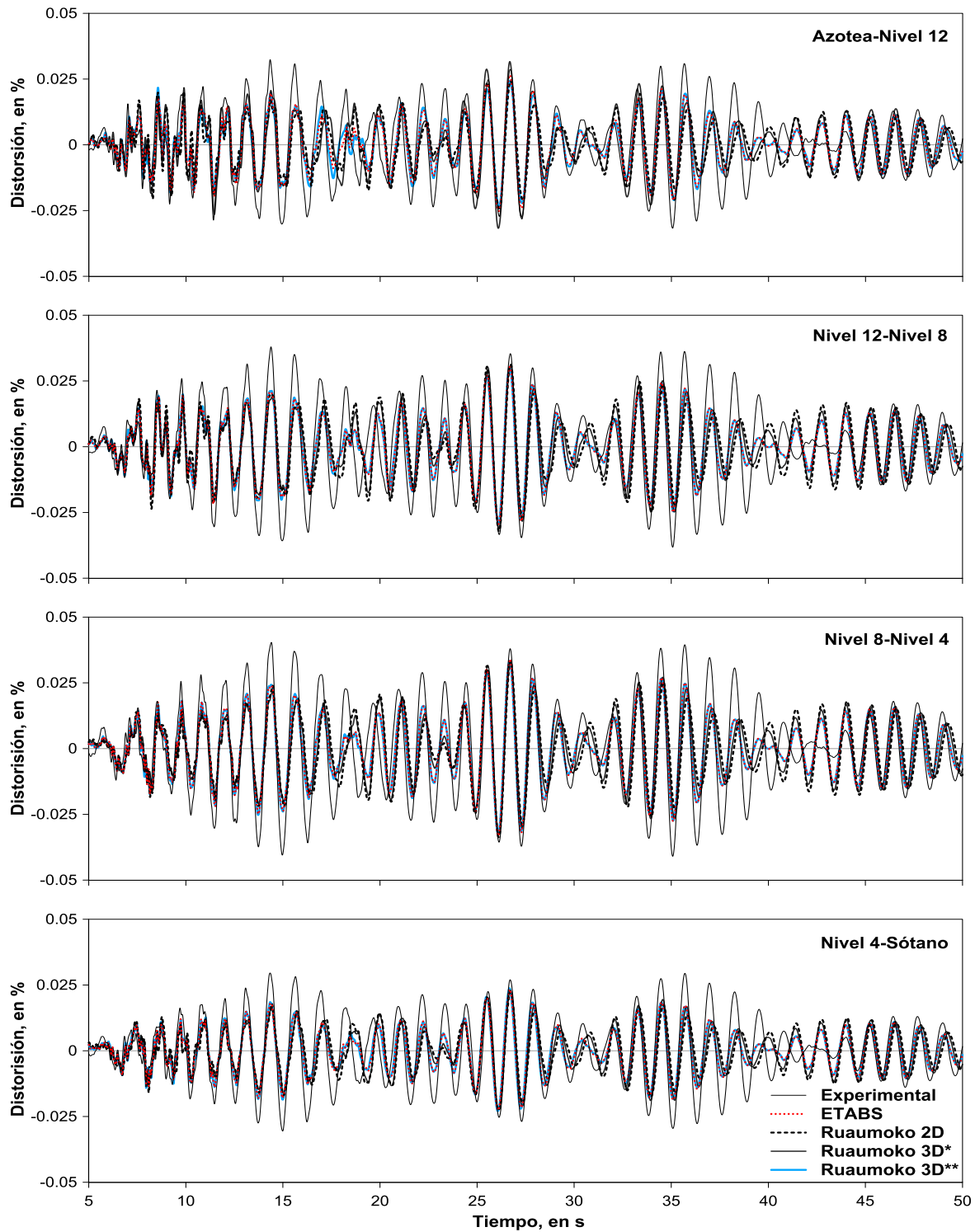


Fig. 4.7 Comparación de distorsiones entre niveles instrumentados en la dirección transversal calculadas con los modelos de Ruaumoko plano (Ruaumoko 2D) y tridimensionales (Ruaumoko 3D* y Ruaumoko 3D**) y con el modelo tridimensional de ETABS, y las experimentales en la fase intensa del evento SI-011.

De las comparaciones de distorsiones entre niveles instrumentados se observa que en la dirección longitudinal entre azotea y nivel 12 se predicen de forma adecuada las amplitudes, mientras que en el resto se sobrestiman un poco, siendo el modelo plano de Ruaumoko el que da la mejor aproximación. De forma contraria en la dirección transversal las cuatro historias de distorsiones experimentales resultan mayores a las que estiman los modelos en las zonas de mayor amplitud.

Como alternativa adicional se explora el cambiar el porcentaje de amortiguamiento crítico del 5% que se había empleado hasta ahora en los análisis con los diferentes modelos, por los valores promedio obtenidos para los tres primeros modos en cada dirección con el análisis paramétrico modal para el evento SI-011 que se presentan en la tabla 3.4. De esta forma se repitió el análisis del modelo Ruaumoko 3D** con el cambio en amortiguamiento dando origen al modelo Ruaumoko 3D***.

En las figuras 4.8 y 4.9 se muestra la comparación de aceleraciones absolutas de azotea en dirección longitudinal y transversal, respectivamente, de la experimental del evento SI-011 y las obtenidas con el modelo Ruaumoko 3D** y su correspondiente con la variación de amortiguamiento (Ruaumoko 3D***). En la dirección longitudinal se observa poca variación con el cambio en el amortiguamiento, solo existe un pequeño incremento en las aceleraciones en la fase más intensa del sismo sobreestimando las experimentales. Por otro lado, en la dirección transversal se presenta el mismo incremento en aceleraciones en la fase más intensa aunque logra reproducir de forma más adecuada de los 35 s a 45 s.

En cuanto a las distorsiones entre niveles instrumentados que se presentan en las figuras 4.10 y 4.11, se observa que el efecto de reducir el porcentaje de amortiguamiento crítico, tiene influencia principalmente en la dirección transversal del edificio, en la cual las distorsiones se incrementan hasta alcanzar prácticamente los valores obtenidos experimentalmente.

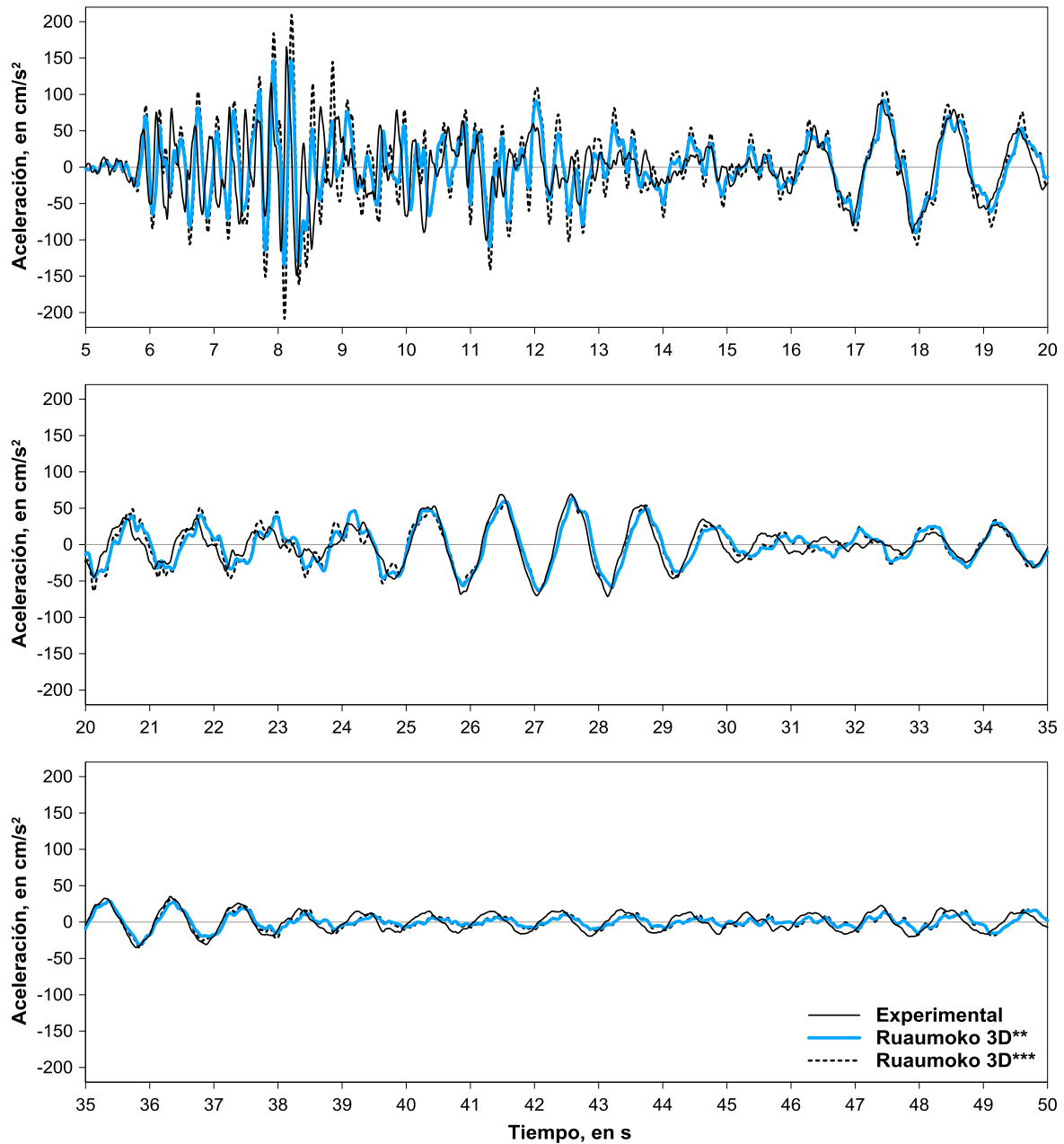


Fig. 4.8 Comparación de aceleraciones absolutas de azotea centro en la dirección longitudinal de los modelos tridimensionales de Ruumoko (Ruumoko 3D** y Ruumoko 3D***), con la experimental en la fase intensa del evento SI-011.

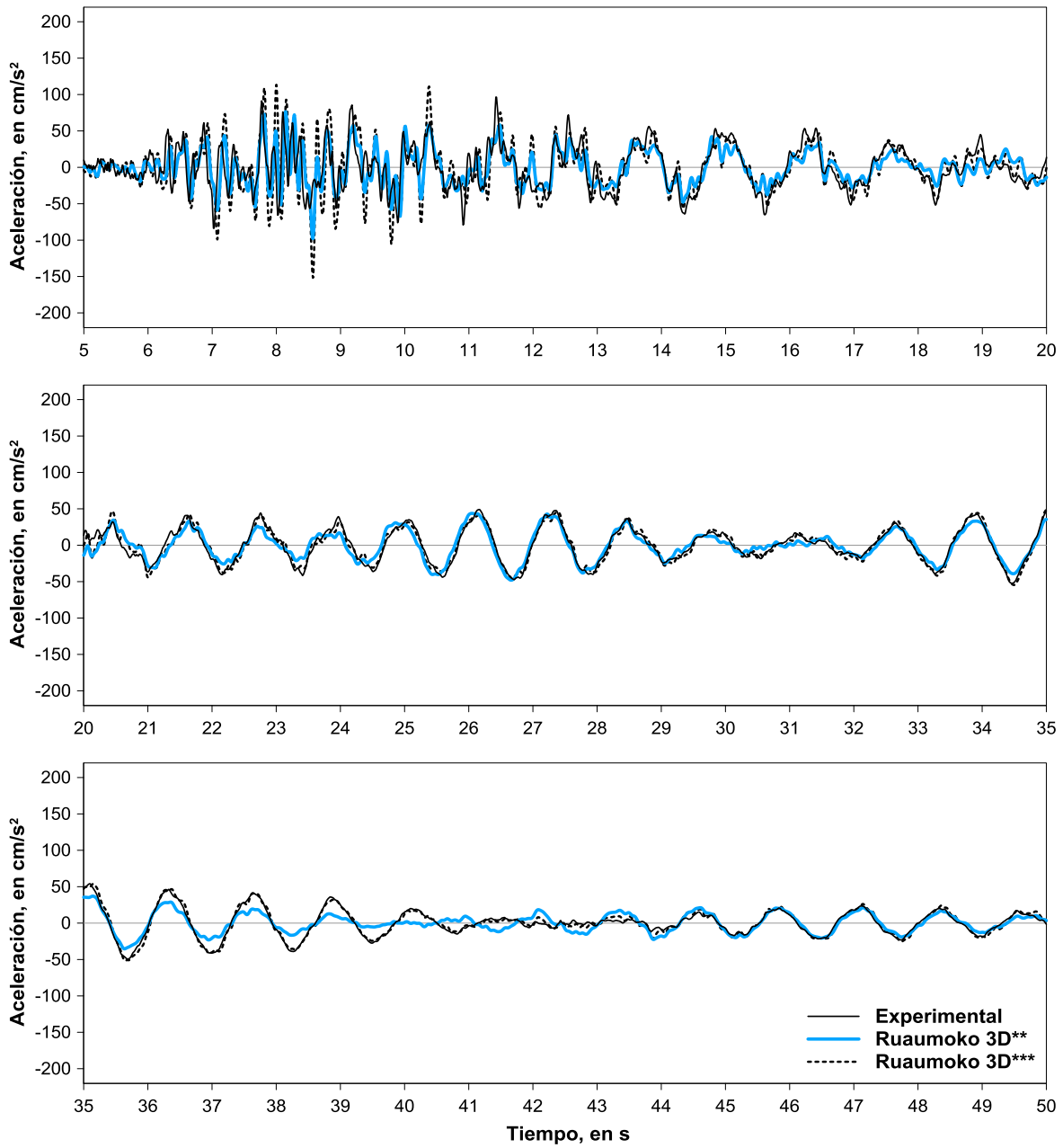


Fig. 4.9 Comparación de aceleraciones absolutas de azotea centro en la dirección transversal de los modelos tridimensionales de Ruaumoko (Ruaumoko 3D** y Ruaumoko 3D***), con la experimental en la fase intensa del evento SI-011.

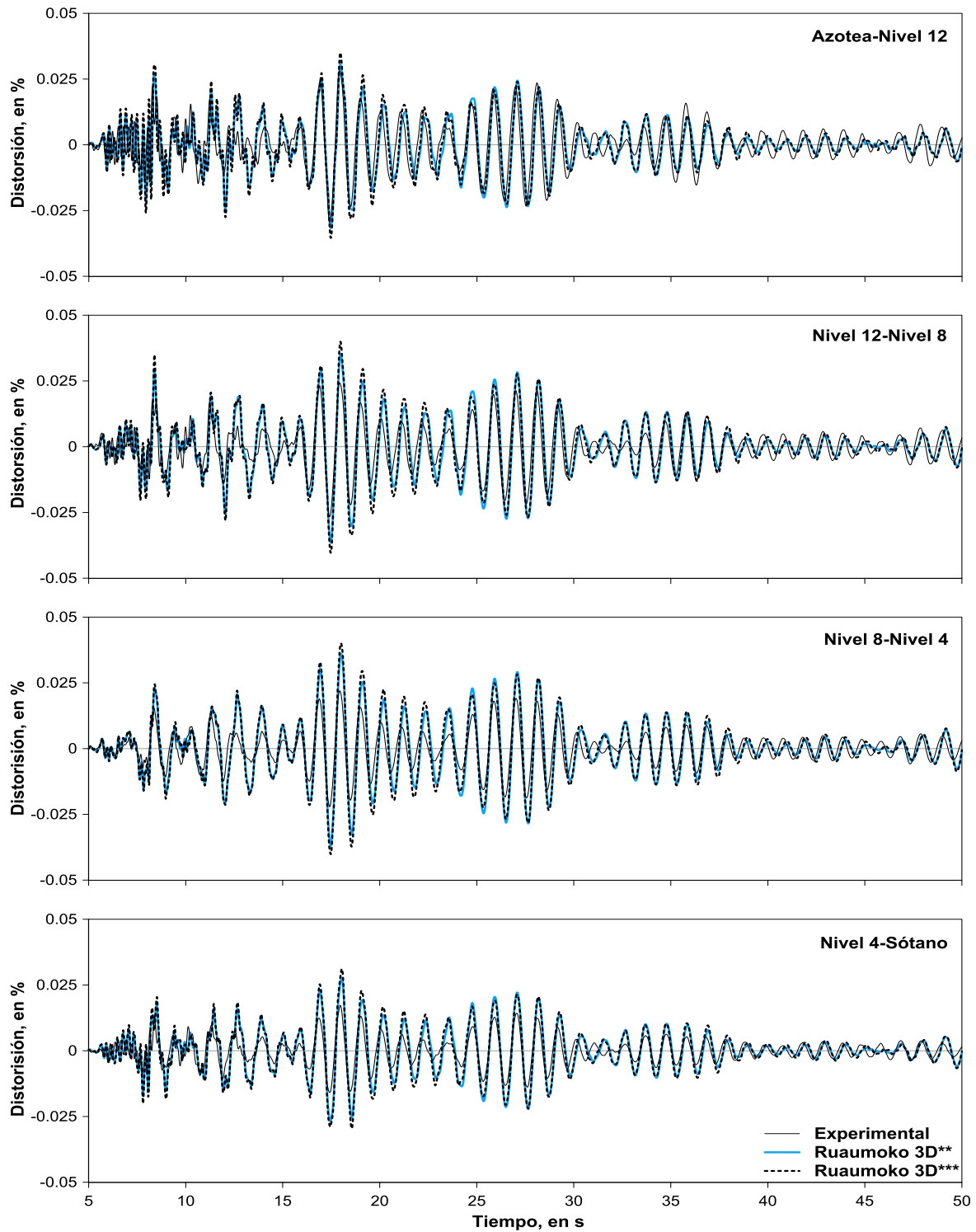


Fig. 4.10 Comparación de distorsiones entre niveles instrumentados en la dirección longitudinal calculadas con los modelos de Ruaumoko tridimensionales (Ruaumoko 3D** y Ruaumoko 3D***), y las experimentales en la fase intensa del evento SI-011.

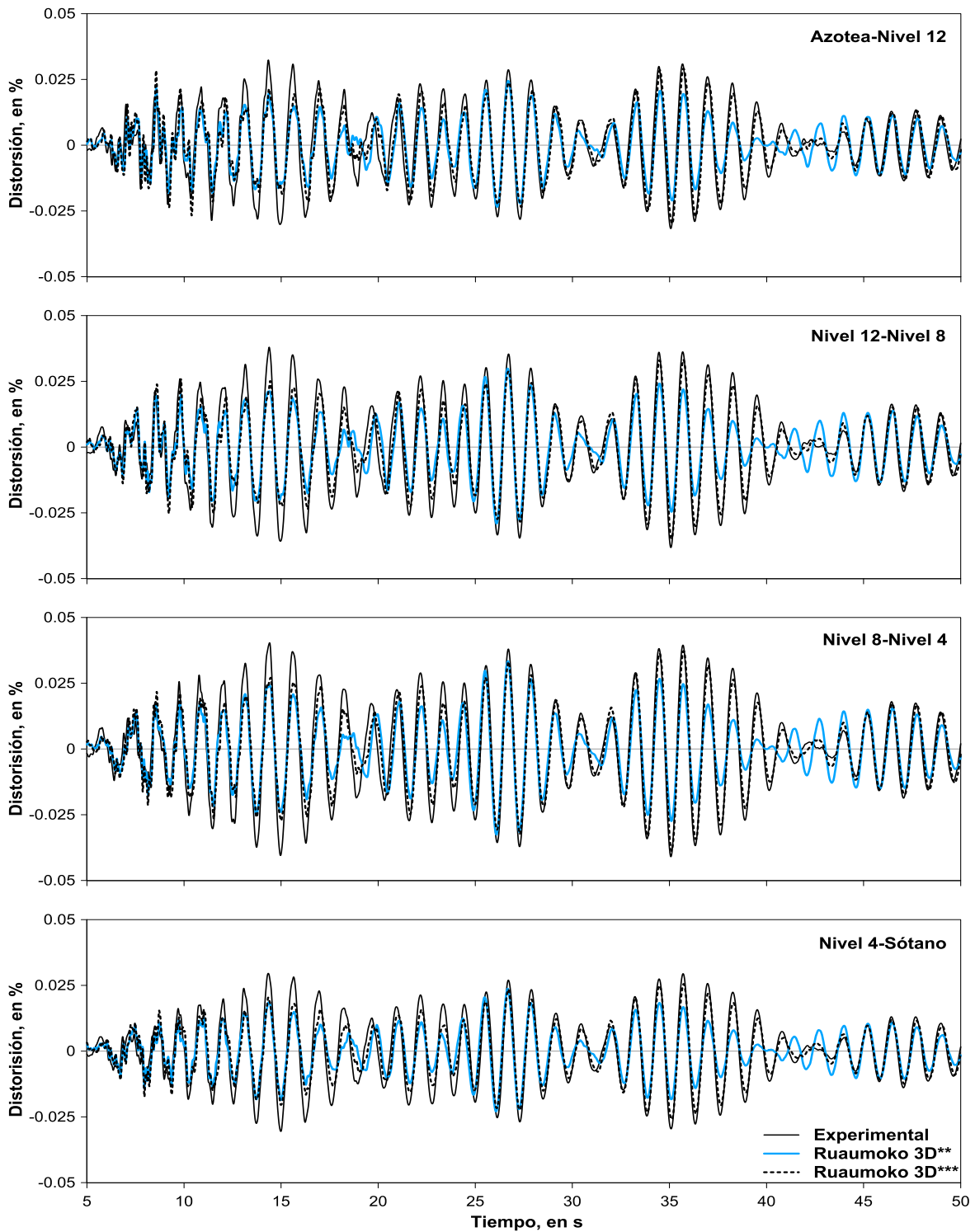


Fig. 4.11 Comparación de distorsiones entre niveles instrumentados en la dirección transversal calculadas con los modelos de Ruaumoko tridimensionales (Ruumoko 3D** y Ruaumoko 3D***), y las experimentales en la fase intensa del evento SI-011.

De la misma forma como se realizó la comparación de aceleraciones absolutas de azotea y de distorsiones entre niveles instrumentados obtenidas de los diferentes modelos en estudio con las experimentales del evento SI-011, se realiza ahora con el sismo SI-071.

En las figuras 4.12 a 4.15 se presenta dicha comparación entre los resultados experimentales del evento SI-071 y los obtenidos con los modelos de Ruaumoko plano y tridimensionales (Ruaumoko 3D* y Ruaumoko 3D**) para las direcciones L y T.

Con estos resultados se observa que nuevamente todos los modelos conducen a resultados muy aproximados entre sí. Al compararlos con los experimentales existen ciertas diferencias respecto a lo observado con el sismo SI-011 principalmente en las historias de distorsiones, ya que en la dirección L con el evento SI-011 los modelos daban una buena aproximación de la distorsión entre azotea-nivel 12 y en este caso la experimental excede en prácticamente todo la historia, en las otras tres historias de distorsiones ocurre lo contrario, eran sobrestimados por los modelos y ahora se obtiene una buena aproximación en la fase de mayores amplitudes, aunque a partir de los 30 s las experimentales resultan mayores.

En el caso de la dirección transversal las distorsiones experimentales nuevamente exceden a las que predicen los modelos como ocurría con el evento SI-011 antes de hacer el ajuste en el porcentaje de amortiguamiento crítico empleado, además en este caso ocurre un desfase en las historias que va aproximadamente de los 28 s a los 37 s indicando la presencia de no linealidad lo cual no era tan evidente en el evento SI-011, pero que puede asociarse también a reacomodo de los materiales, el sistema estructural y su cimentación, ya que no se un cambio significativo en frecuencias de vibrar.

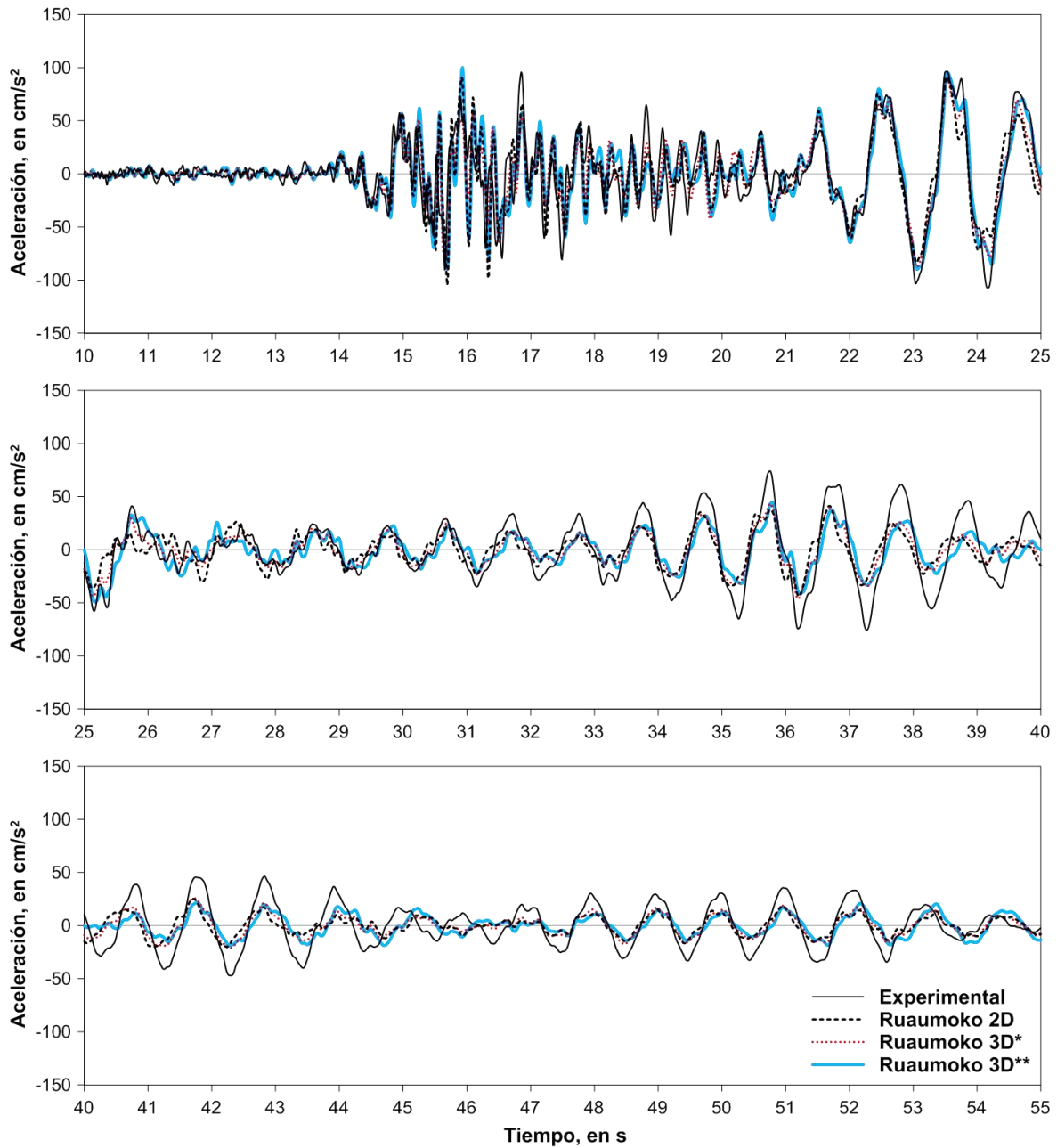


Fig. 4.12 Comparación de aceleraciones absolutas de azotea centro en la dirección longitudinal de los modelos de Ruaumoko plano (Ruaumoko 2D) y tridimensionales (Ruaumoko 3D* y Ruaumoko 3D**), con la experimental en la fase intensa del evento SI-071.

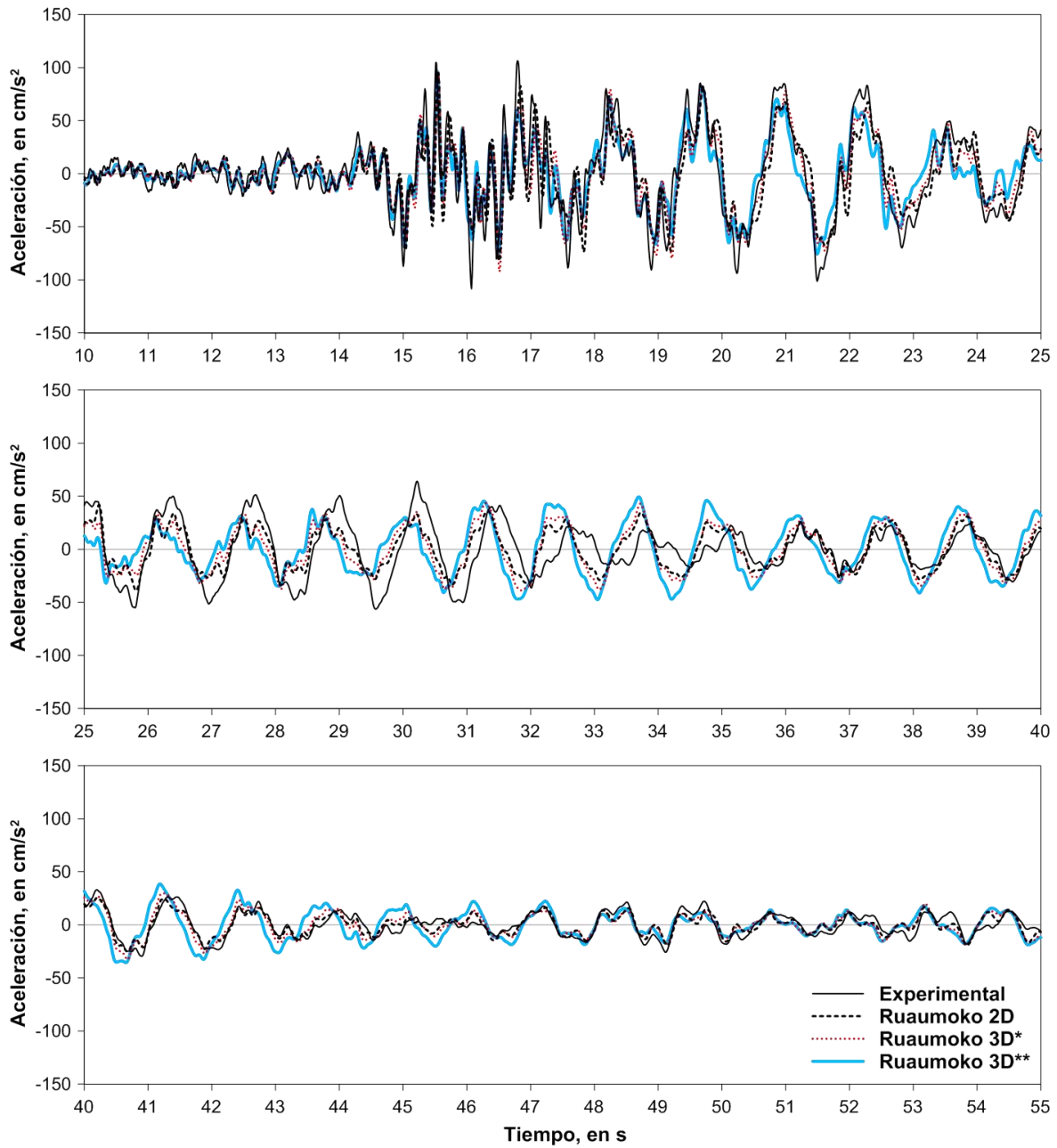


Fig. 4.13 Comparación de aceleraciones absolutas de azotea centro en la dirección transversal de los modelos de Ruumoko plano (Ruumoko 2D) y tridimensionales (Ruumoko 3D* y Ruumoko 3D**), con la experimental en la fase intensa del evento SI-071.

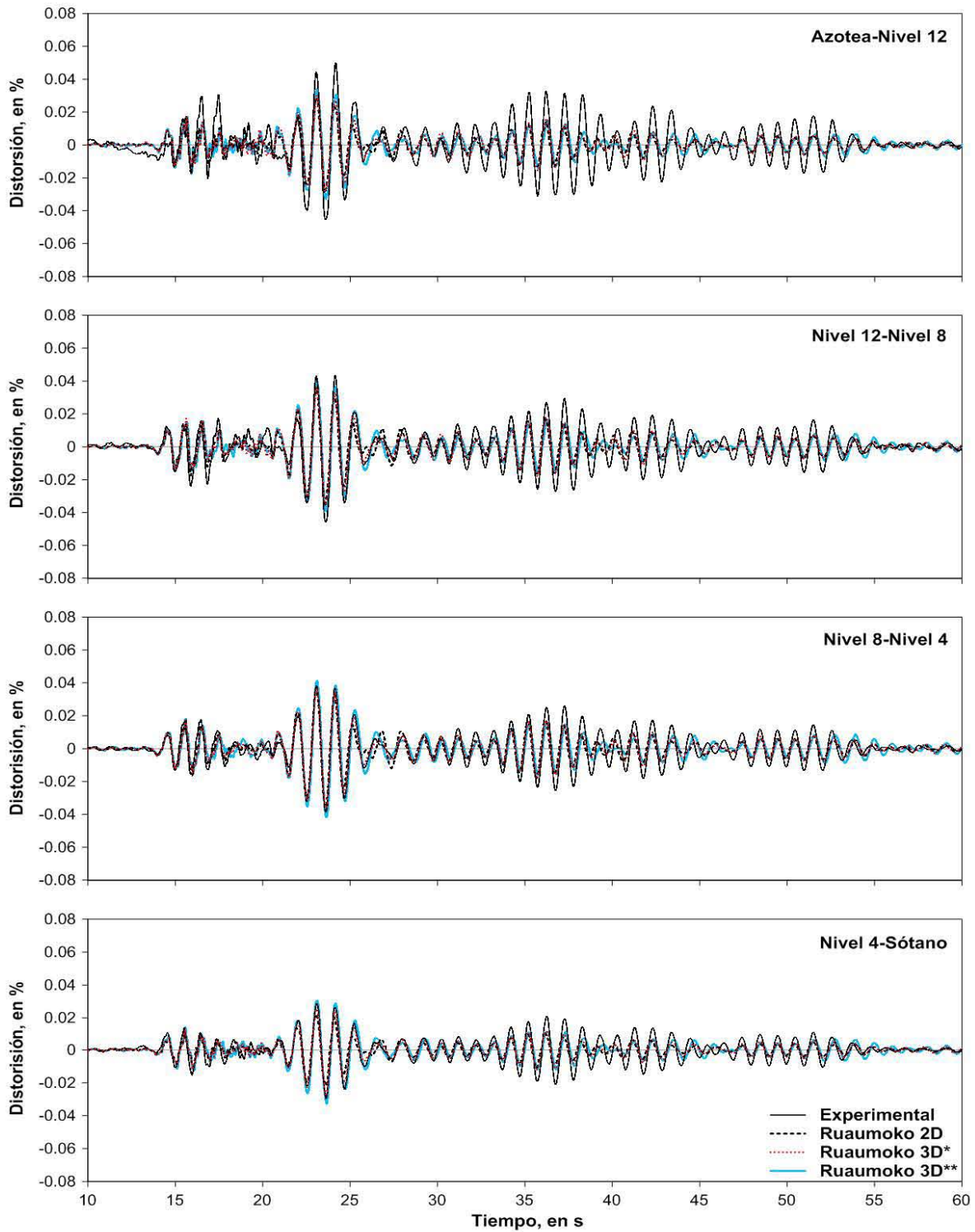


Fig. 4.14 Comparación de distorsiones entre niveles instrumentados en la dirección longitudinal calculadas con los modelos de Ruaumoko plano (Ruaumoko 2D) y tridimensionales (Ruaumoko 3D* y Ruaumoko 3D**), y las experimentales en la fase intensa del evento SI-071.

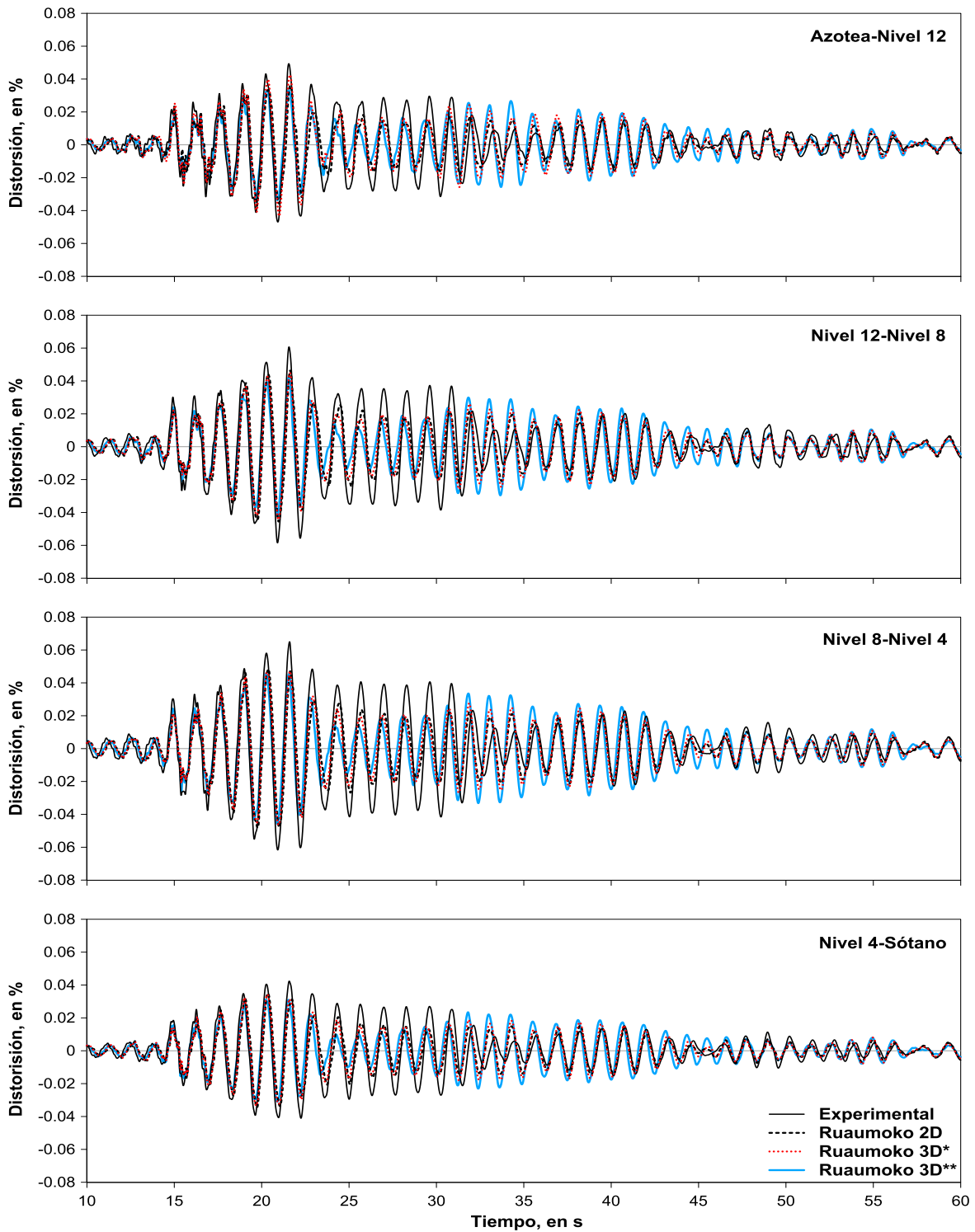


Fig. 4.15 Comparación de distorsiones entre niveles instrumentados en la dirección transversal calculadas con los modelos de Ruaumoko plano (Ruaumoko 2D) y tridimensionales (Ruaumoko 3D* y Ruaumoko 3D**), y las experimentales en la fase intensa del evento SI-071.

4.2 Modelo no lineal

A partir de los modelos elásticos lineales calibrados con respuestas experimentales se realizan las modificaciones necesarias para tener los modelos no lineales, con los cuales se estudia el comportamiento inelástico del edificio, que se resumen a continuación:

- Modelo no lineal Ruaumoko 2D: Es el modelo plano obtenido por Morales (2005) únicamente para la dirección longitudinal del edificio elaborado en Ruaumoko (Carr, 1998), se seleccionó esta dirección para su estudio debido a que es en la que están orientados tanto los muros de concreto reforzado del cajón de cimentación, como los muros de concreto que van en toda la altura del edificio; en lo sucesivo se le denomina únicamente modelo Ruaumoko 2D.
- Modelo no lineal Ruaumoko 3D: Modelo tridimensional con comportamiento inelástico, elaborado en Ruaumoko3D (Carr, 2007), a partir del modelo calibrado Ruaumoko3D**, que en lo sucesivo se le denomina únicamente modelo Ruaumoko 3D.

4.2.1 Consideraciones generales de análisis

- Masas empleadas en los modelos elásticos lineales aplicadas de forma concentrada en los diferentes entresijos.
- Módulo de elasticidad del concreto empleado en los modelos elásticos lineales equivalente a 1.3 veces el módulo de elasticidad estático dado por las NTC-Concreto (2004) del RCDF para este tipo de concreto, con agregado grueso calizo ($14,000\sqrt{f'_c}$). Aunque como se detalla en el apartado 4.1.3 referente a la calibración del modelo tridimensional con respuestas experimentales, este módulo de elasticidad conduce a resultados muy congruentes en eventos sísmicos de pequeña intensidad, sin embargo para sismos de moderados a fuertes podría estar sobrestimado.
- Uniones de trabes y columnas en las cuales se consideró un factor de zona rígida de 50 por ciento ($ZR=0.5$), en las cuales se considera que no existe daño por lo cual este valor se mantiene durante los análisis.
- Se modelan las uniones de vigas y columnas realizando la conexión en sus centroides, por lo cual no se toman en cuenta las excentricidades que presentan algunas uniones del edificio al existir un desfase del eje longitudinal de la viga con el centro de la columna a la que se conectan, debido a que se requiere un estudio específico para conocer cuál es realmente la capacidad de estas uniones y si tiene implicación en el comportamiento global de la estructura, lo cual queda fuera de los alcances de esta tesis.
- Entresijos con comportamiento de diafragma infinitamente rígido, en los cuales todos los nodos ubicados en el plano correspondiente al sistema de piso tienen el

mismo desplazamiento horizontal, con lo cual se considera que las vigas no experimentan deformaciones axiales.

- Se emplean las mismas secciones T o L de vigas que en los modelos elásticos lineales; calculadas con un ancho de patín a cada lado del alma dado por las NTC-Concreto (2004), tanto para el cálculo de los momentos de inercia de las secciones, como para el cálculo de la capacidad a flexión de los elementos. Aunque de acuerdo con Paulay y Priestley (1992), la contribución en rigidez de los patines de losa es menor que la contribución en la resistencia a flexión con el patín en compresión, debido a esto para el cálculo del momento de inercia de las secciones proponen anchos de patín de losa de la mitad de los establecidos en las NTC-Concreto (2004), con lo cual es necesario tener presente que podría ocurrir una sobrestimación de la rigidez a flexión de estos elementos.
- No se toma en cuenta la aportación de los muros de mampostería en rigidez y resistencia lateral en el edificio, debido a que no se obtuvo un comportamiento satisfactorio con el elemento incluido en la versión tridimensional del programa de análisis para representar el comportamiento inelástico de estos elementos, y teniendo como base además que en el modelo plano fueron despreciados por Morales (2005) al observar poca influencia en el comportamiento global basándose en análisis estáticos no lineales con carga monótona creciente.
- Porcentaje de amortiguamiento crítico de aproximadamente 5% para todos los modos que contribuyen significativamente en la respuesta empleando el modelo de Rayleigh, para ser congruente con el valor considerado en los espectros de diseño de las NTC-Sismo (2004).

De acuerdo con las recomendaciones dadas por el PEER/ATC-72-1 (2010) adoptar valores de porcentaje de amortiguamiento crítico empleados comúnmente en análisis elásticos lineales, podrían ser grandes y conducirían a subestimar los desplazamientos obtenidos, ya que en los análisis no lineales los efectos de amortiguamiento (energía disipada) son tomados en cuenta mediante la combinación del amortiguamiento viscoso y del histerético implícito a través de la respuesta inelástica que se produce en los elementos estructurales. Lo cual contrasta con los análisis elásticos lineales en los cuales se basan las metodologías de diseño, ya que en estos casos no existe el término asociado al amortiguamiento histerético.

Se sugiere además la ecuación 4.1 como una expresión aproximada para calcular el amortiguamiento viscoso a emplear en los análisis no lineales, donde α es un factor que depende del tipo de estructura y toma valores de 60 a 120 (la estructuras de acero tienden al límite inferior, mientras que las de concreto reforzado al superior), y N es el número de entrepisos. De esta forma se reconoce que el porcentaje de amortiguamiento viscoso tiende a ser inversamente proporcional a la altura del edificio.

$$\zeta = \frac{\alpha}{30} \quad (\text{Para } N < 30)$$

$$\zeta = \frac{\alpha}{N} \quad (\text{Para } N > 30)$$

(ec 4.1)

De acuerdo con la ecuación 4.1, para este caso al ser una estructura menor a 30 niveles le correspondería un porcentaje de amortiguamiento crítico cercano a 4, por lo cual el valor de 5% se considera adecuada ante la falta de un análisis más detallado.

4.2.1.1 Propiedades de los materiales

En el cálculo de las capacidades de los elementos se consideran las curvas esfuerzo-deformación del concreto y del acero que a continuación se detallan.

En el caso del acero en la fig. 4.16 se presenta una curva esquemática idealizada de la relación esfuerzo-deformación típica, en la cual se identifican tres zonas la primera elástica lineal, la segunda correspondiente a la planicie de fluencia y la tercera de endurecimiento por deformación, de acuerdo con Rodríguez y Botero (1994) para aceros producidos en México, los valores característicos son los mostrados en la tabla 4.11.

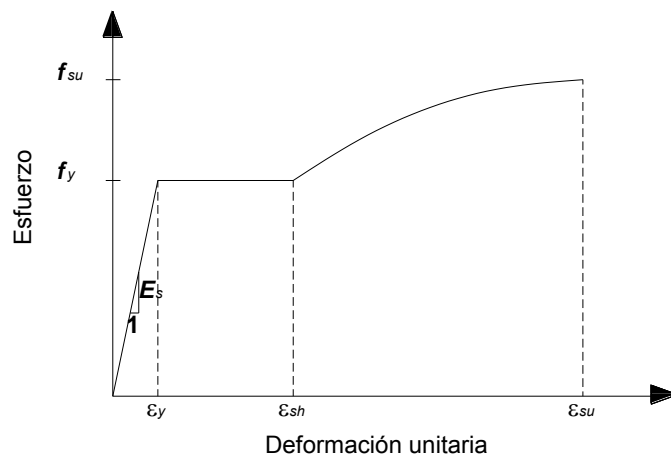


Fig. 4.16 Curva típica esfuerzo-deformación del acero de refuerzo.

Tabla 4.11 Parámetros básicos de las relaciones esfuerzo-deformación para varillas de diferentes diámetros producidas en México.

Díametros de varillas en 1/8 de pulgada	Módulo de elasticidad E_s (kg/cm ²)	Esfuerzo de fluencia f_y (kg/cm ²)	ϵ_{sh}	Esfuerzo último f_{su} (kg/cm ²)	ϵ_{su}
2.5, 3 y 4	2×10^6	4609	0.006	7436	0.142
5, 6, 8 y 10		4577	0.0088	7491	0.117

En cuanto al concreto dado que no se cuenta con valores de resistencia a compresión experimentales de los empleados en la construcción del edificio SIS, se adopta el nominal de 250 kg/cm^2 para el caso del concreto simple.

Para tomar en cuenta los efectos del confinamiento en los elementos de concreto reforzado se emplea el modelo de Kent-Park modificado (Park *et al.*, 1982) (fig. 4.17), que reconoce un incremento tanto en la resistencia a compresión del concreto como en la capacidad de deformación.

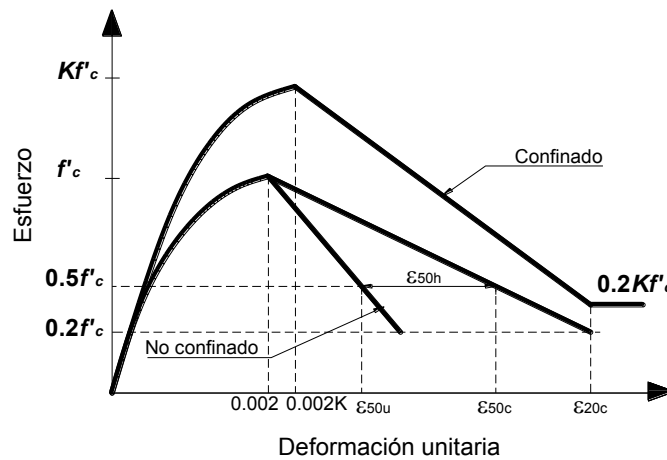


Fig. 4.17 Modelo esfuerzo-deformación de Kent-Park modificado para concreto simple y confinado.

4.2.1.2 Rigidez agrietada de los elementos

Por simplicidad en todos los elementos de concreto reforzado se adoptaron leyes de histéresis con una relación bilineal en la rama inicial considerando rigideces agrietadas; en el futuro se deberán evaluar las posibles implicaciones de tomar esta decisión, debido a que esta condición no representa de forma adecuada el estado actual de la estructura de acuerdo con la inspección visual realizada, ya que no existe agrietamiento visible en elementos de concreto reforzado revisados.

Se estudiaron varias propuestas para calcular momentos de inercia efectivos (I_e) que consideren de forma adecuada el efecto del agrietamiento a lo largo de los elementos, empleando finalmente la propuesta del código Neozelandés (NZN, 2006) que establece factores de reducción de la inercia bruta para estado límite último y para estado límite de servicio (Tabla 4.12). En el caso de las columnas dado que existe dependencia del factor de reducción de inercia con el nivel de carga axial se realizó una estimación de esta en cada elemento con el modelo tridimensional de ETABS bajo cargas gravitacionales.

Tabla 4.12 Factores de inercia efectiva del código neozelandés (NZS, 2006).

Tipo de elemento	Estado límite último		Estado límite de servicio		
	$f_y = 300 \text{ MPa}$	$f_y = 500 \text{ MPa}$	$\mu = 1.25$	$\mu = 3$	$\mu = 6$
Vigas					
Rectangular	$0.40 l_g$	$0.32 l_g$	l_g	$0.70 l_g$	$0.40 l_g$
Vigas T y L	$0.35 l_g$	$0.27 l_g$	l_g	$0.60 l_g$	$0.35 l_g$
Columnas					
$N/A_g f'_c > 0.5$	$0.80 l_g (1.0 l_g)^*$	$0.80 l_g (1.0 l_g)^*$	l_g	$1.0 l_g$	valores entre parentesis para el estado límite último
$N/A_g f'_c = 0.2$	$0.50 l_g (0.66 l_g)^*$	$0.50 l_g (0.66 l_g)^*$	l_g	$0.80 l_g$	
$N/A_g f'_c = 0.0$	$0.40 l_g (0.45 l_g)^*$	$0.30 l_g (0.35 l_g)^*$	l_g	$0.70 l_g$	
Muros					
$N/A_g f'_c = 0.2$	$0.48 l_g$	$0.42 l_g$	l_g	$0.70 l_g$	valores para el estado límite último
$N/A_g f'_c = 0.1$	$0.40 l_g$	$0.33 l_g$	l_g	$0.60 l_g$	
$N/A_g f'_c = 0.0$	$0.32 l_g$	$0.25 l_g$	l_g	$0.50 l_g$	

*Los valores entre parentesis aplican para las columnas que tengan alto nivel de protección a la formación contra las articulaciones plásticas en el estado límite último.

4.2.2 Consideraciones particulares de análisis

El modelo no lineal plano de Ruaumoko presenta algunas características particulares como los efectos fuera de plano y la forma en que se modelan los efectos de interacción suelo-estructura con las rigideces estimadas a partir del método simplificado de Luco; ambas también empleados en el modelo elástico. Los macro modelos de traves, columnas y muros de concreto reforzado son muy similares a los que a continuación se exponen para el modelo tridimensional con comportamiento únicamente en el plano, con leyes de histéresis calibradas con resultados experimentales presentes en la literatura. Para mayor detalle ver Morales (2005).

A continuación se detallan las consideraciones de análisis particulares para el modelo Ruaumoko 3D.

4.2.2.1 Comportamiento no lineal de traves de concreto reforzado

El comportamiento inelástico de una viga en general, sigue el concepto del modelo de un componente de Giberson (Sharpe, 1974), que presenta la posibilidad del desarrollo de una articulación plástica en uno o en ambos extremos de una parte elástica central del elemento (figura 4.18).

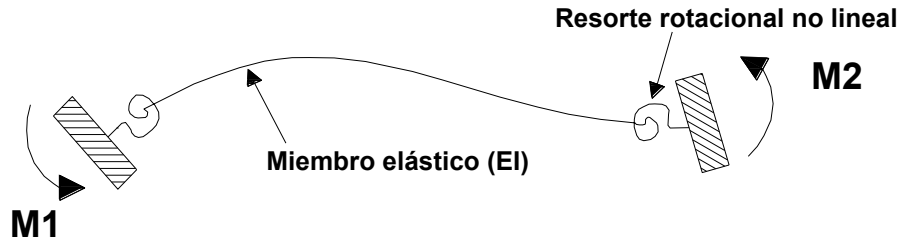


Fig. 4.18 Modelo de Giberson de un componente para elemento viga.

La rigidez de la articulación es controlada por la rigidez tangente del punto actual de la regla histerética apropiada.

La rigidez de la articulación plástica para una longitud plástica H , la curvatura ϕ y la relación inelástica momento-curvatura $M = f EI \phi$, donde $f < 1$, está dada por la ecuación 4.2.

$$K_{\text{resorte}} = \frac{EI}{H} \left(\frac{f}{1-f} \right) \quad (\text{ec 4.2})$$

En cada extremo del elemento donde existe la posibilidad de formación de una articulación plástica, deben asignarse los momentos de fluencia positivo y negativo respecto a cada uno de los ejes locales de la sección transversal y un parámetro " α " del cual depende la interacción de estos como se muestra en la figura 4.19.

El diagrama de interacción mostrado es simétrico respecto a los ejes M_z^* y M_y^* que corresponden al promedio de los momentos de fluencia positivo y negativo respecto a cada eje y se basa en la ecuación 4.3.

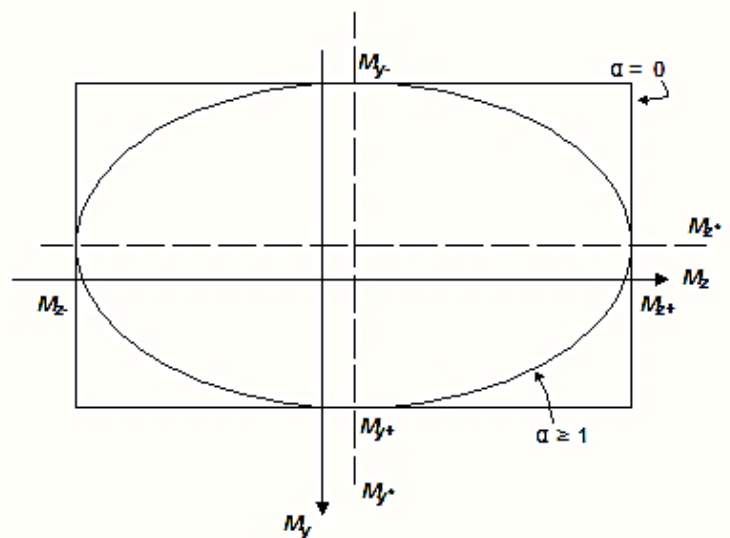


Fig. 4.19 Diagrama de interacción flexión z-z y y-y en elementos viga.

El parámetro “ α ”, puede ser cero o tener valores entre 1 y 2, en caso de ser cero no hay interacción y la superficie resulta ser un rectángulo como se indica en la figura 4.19. Al asignar valor entre 1 y 2 se tiene desde una variación lineal hasta el caso de $\alpha=2$ en que la superficie de interacción resulta ser una elipse.

$$\left\{ \frac{Mz^*}{MYz^*} \right\}^\alpha + \left\{ \frac{My^*}{MYy^*} \right\}^\alpha = 1 \quad (\text{ec 4.3})$$

Los momentos de fluencia a emplear se obtienen con el programa de análisis de secciones BIAx (Wallace, 1989), a partir de una idealización bilineal de la relación momento-curvatura para flexión positiva y negativa respecto a los ejes locales “y” y “z” de la sección. En comparación con los calculados para emplear en el modelo plano en algunas vigas resultaron entre 15 y 20% mayores. Adicionalmente se realizó este mismo procedimiento rotando los ejes locales “y” y “z” en diferentes ángulos, con lo cual se determinó que el parámetro α del diagrama de interacción que conduce a la mejor estimación en la mayoría de los elementos es cercano a 1.3.

La ley de histéresis utilizada corresponde a la de Takeda modificada (Otani, 1974) (fig. 4.20) sin degradación de resistencia, en la cual se emplean los valores obtenidos con base en la calibración realizada por Morales (2005) empleando elementos ensayados experimentalmente existentes en la literatura, de acuerdo con esto, el parámetro α que define la pendiente de la recta de descarga se establece en 0.3, mientras que β afecta la pendiente de la rama de recarga y se considera igual a 0.5, finalmente el factor que define la rigidez en la posfluencia se toma como 0.012.

La longitud de la articulación plástica tomada en cuenta en el modelo analítico es de $0.5h$, siendo h el peralte total de la sección.

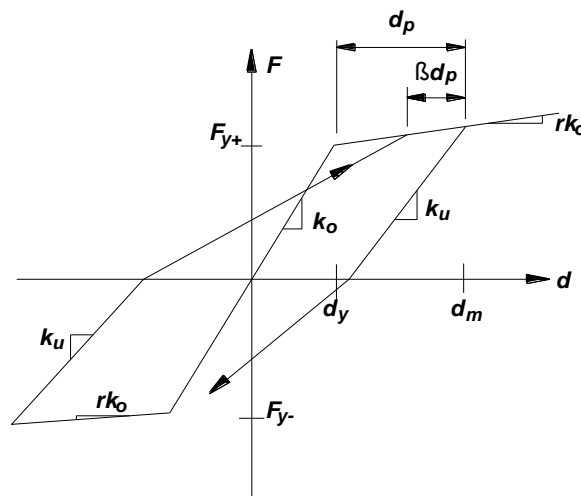


Fig. 4.20 Ley de histéresis de Takeda modificada (Otani, 1974).

4.2.2.2 Comportamiento no lineal de columnas de concreto reforzado

De la misma manera que se hizo para el caso de las vigas, las columnas se modelan como elementos de un componente de Giberson (Sharpe, 1974), con la posibilidad de desarrollar articulaciones plásticas en ambos extremos.

El comportamiento inelástico de este tipo de elementos que definido también por la ley de histéresis de Takeda modificada (Otani, 1974), con los mismos valores para los parámetros que se mencionan en el caso de las vigas, de igual manera no se considera degradación de resistencia.

La principal diferencia respecto a la vigas radica en que al ser elementos sujetos a carga axial existe interacción entre esta y el momento flexionante que ocasionan la fluencia del elemento. De acuerdo con esto se adoptó el elemento tipo Columna de Ruaumoko3D que emplea la superficie de interacción (P-Mz-My) de Penzien *et al.* (1973), que se muestra en la figura 4.21.

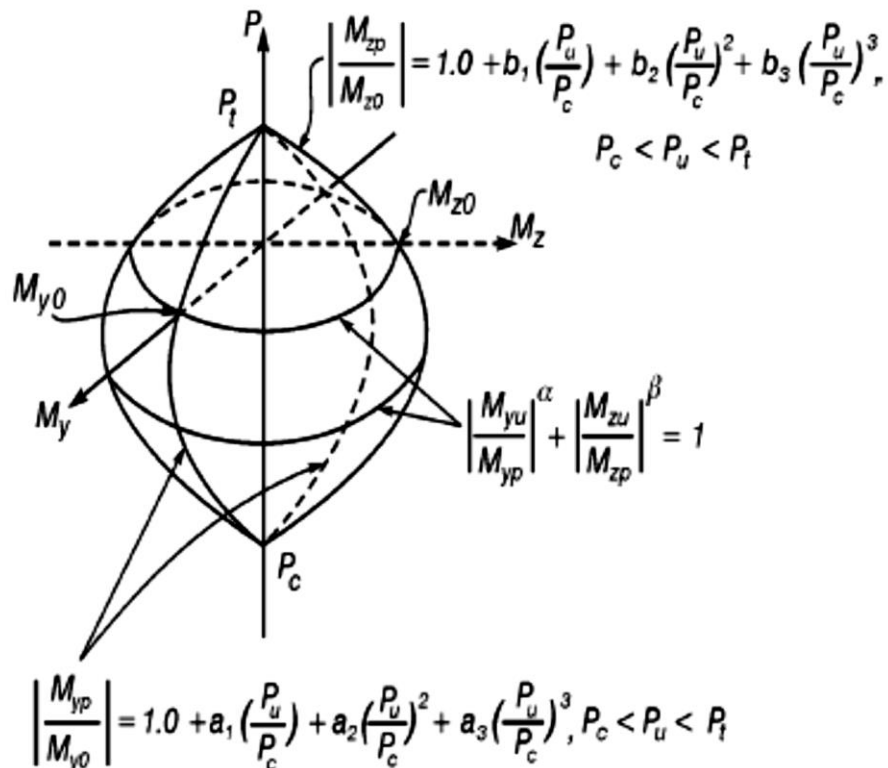


Fig. 4.21 Superficie de Interacción Carga axial-Momento flexionante de fluencia (Penzien *et al.* (1973)).

Debido a que en la superficie existe simetría respecto a ambos ejes horizontales, además de los valores de carga axial asociados a la falla en tensión y en compresión del elemento (PT y PC), se requiere únicamente los momentos de fluencia positivos en ambas direcciones asociados tanto al estado de falla balanceada (MBz y MBy), como al de carga axial nula (Mz0 y My0).

Una vez conocidos estos valores se ajustan dos funciones de orden cúbico en cada dirección, la primera para la zona de falla en compresión definida por los puntos ($P=PB$, $M=MB$) y ($P=PC$, $M=0$), y la segunda para falla en tensión por los puntos ($P=PT$, $M=0$), ($P=0$, $M=M0$) y ($P=PB$, $M=MB$).

Para cada valor de carga axial los parámetros “ α ” y “ β ” definen la interacción entre los momentos de fluencia de cada dirección.

Para cada tipo de columna se construyó la superficie de interacción con el programa de análisis de secciones BIAx (Wallace, 1989), realizando una serie de análisis rotando los ejes locales “y” y “z” de la sección cada $\Delta\theta$ desde 0° a 360° , para diferentes valores de carga axial comprendidos entre la falla en tensión y la falla en compresión del elemento. A partir de la cual se obtuvieron los valores de los parámetros “ α ” y “ β ” que dan origen a la superficie de interacción de Penzien *et al.* (1973) que mejor se ajusta en cada caso.

4.2.2.3 Comportamiento no lineal de muros de concreto reforzado

Debido a que en el programa de análisis estructural Ruaumoko no existe un elemento cuyo comportamiento inelástico pueda ser representativo de un muro de concreto reforzado se implementó la propuesta de modelo macroscópico de Kabeyasawa *et al.* (1983) de tres elementos verticales (TVLEM) con algunas modificaciones (fig. 4.22).

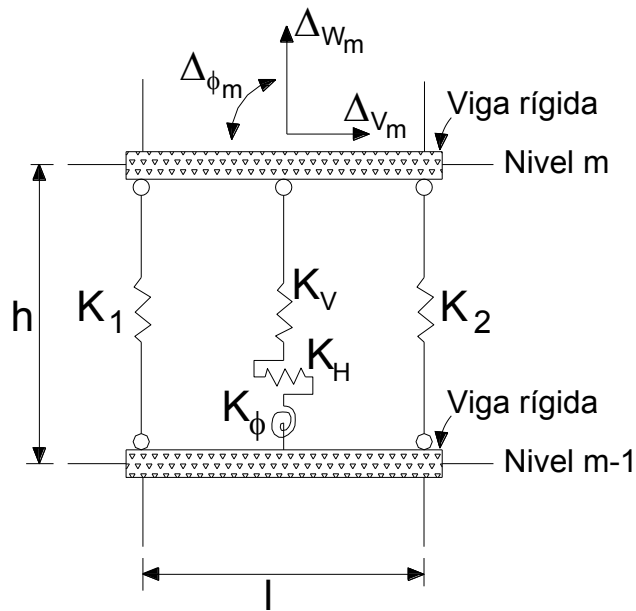


Fig. 4.22 Modelo de tres elementos verticales (TVLEM).

En este modelo macroscópico el muro se idealiza a partir de tres elementos verticales que une a dos vigas infinitamente rígidas, los dos elementos de los extremos son resortes que tienen únicamente rigidez axial y representan a las columnas de borde; mientras que el elemento central está compuesto de tres resortes vertical, horizontal y rotacional concentrados en la base en el modelo original, pero colocados a 0.3 veces la altura del muro, de acuerdo con las ideas propuestas por Vulcano *et al.* (1988), y Linde y Bachmann

(1994), ya que en este punto ocurre la rotación relativa del muro que está en función de la distribución de curvaturas.

Rigideces y fuerzas de fluencia de los elementos que componen al TVLEM

A continuación se describe cómo se calculan las rigideces y fuerzas de fluencia de cada uno de los elementos que componen al macro modelo TVLEM.

a) Propiedades de los resortes verticales

Para calcular la rigidez axial de los resortes verticales se considera a las columnas de borde y al panel central del muro como elementos independientes.

La expresión utilizada para calcular la rigidez axial es propuesta por Vulcano y Bertero (1987) (ec. 4.4), donde E_c y E_s , son los módulos de elasticidad del acero y del concreto, respectivamente, A_c y A_s , son las áreas de concreto y de refuerzo vertical que le corresponde a cada subelemento de la sección transversal del muro, y H_w es la altura de este.

Para considerar los efectos de la carga axial gravitacional la rigidez axial a tensión se reduce a un 90 por ciento de la rigidez axial (Otani *et al.*, 1985b), mientras que la rigidez de posfluencia se reduce a 0.1 por ciento la rigidez axial inicial.

$$K_v = \frac{(E_c A_c + E_s A_s)}{H_w} \quad (\text{ec 4.4})$$

La fuerza axial de fluencia de los resortes verticales a tensión se calcula con un programa de análisis de secciones BIAX (Wallace, 1989), mientras que la fluencia a compresión se calcula de forma simplificada como dos veces la suma de las fuerzas de fluencia de todo el refuerzo longitudinal (Kabeyasawa *et al.*, 1983).

b) Propiedades del resorte rotacional del elemento central

La rigidez efectiva a flexión se calcula de acuerdo al código de diseño Neozelandés (NZS, 2006), para estado último (ec. 4.5), donde I_g es el momento de inercia bruto del muro.

$$K_\phi = \frac{0.45 E_c I_g}{H_w} \quad (\text{ec 4.5})$$

El momento de fluencia se calcula con el programa de análisis de secciones Biax (Wallace, 1989), considerando solo el área limitada por las caras internas de las columnas de borde.

c) Propiedades del resorte de cortante del elemento central

La rigidez del resorte de cortante se calcula con la expresión 4.6, propuesta por Otani *et al.* (1985b); donde G es el módulo elástico a cortante, A_w es el área a cortante del muro, k es un factor de forma (ec. 4.7) y H_w la altura del muro.

$$K_H = \frac{GA_w}{kH_w} \quad (\text{ec 4.6})$$

$$k = \frac{3(1+u)[1-u^2(1-v)]}{4[1-u^3(1-v)]} \quad (\text{ec 4.7})$$

En la ecuación 4.7 u es un parámetro que relaciona la longitud del panel central con la longitud total del muro y v el espesor del panel central del muro con el espesor de los elementos de borde.

Para falla de muros por flexión la resistencia del resorte horizontal del elemento central se estima con la ecuación 4.8.

$$V = M_u / a_s L_w \quad (\text{ec 4.8})$$

Donde M_u es el momento último calculado con el programa de análisis de secciones Biax (Wallace, 1989) empleando la sección completa, L_w es la longitud del muro y a_s es igual a la relación del momento flexionante de la base del muro entre la fuerza cortante y la longitud del muro, obtenidos a partir con un análisis elástico lineal.

Para el caso de falla de cortante se emplean las expresiones propuestas por Sánchez (2013) para tensión diagonal (ec. 4.9 a 4.12), en este modelo la resistencia se calcula considerando la suma de los aportes del concreto y del acero.

$$V = V_c + V_s = (\alpha\eta_v + 0.04\sigma)\sqrt{f'_c} + \eta_h\rho_h f_y \quad (\text{ec 4.9})$$

$$\alpha = 0.42 - 0.08 \frac{M}{VL_w} \quad (\text{ec 4.10})$$

$$\eta_v = 0.75 + 0.05 \rho_v f_y \quad (\text{ec 4.11})$$

$$\eta_h = 1 - 0.16\rho_h f_y \geq 0.20 \quad (\text{ec 4.12})$$

De acuerdo a las expresiones anteriores se observa que en el caso de la resistencia del concreto depende del nivel de carga axial (σ), de la relación (M/VL_w) y de la cuantía de refuerzo vertical (ρ_v) que por un lado contribuye a la resistencia pero al mismo tiempo reduce la efectividad del concreto en transmitir cortante. En cuanto a la resistencia del acero depende directamente de la cuantía de refuerzo horizontal (ρ_h).

Debido a diferencias entre la versión preliminar de la expresiones propuestas por Sánchez (2013) que se emplearon en Morales (2005), y las finales empleadas en este trabajo, se obtuvo que en el caso del muro MC1 en los entrepisos inferiores la resistencia a cortante calculada es aproximadamente 20% mayor que la empleada en el modelo plano, mientras que en los entrepisos superiores resulta menor en un 25%.

d) Leyes de histéresis empleadas en el modelo TVLEM

Para las columnas de borde se utiliza una regla histerética bilineal con diferente rigidez elástica positiva y negativa (fig. 4.23).

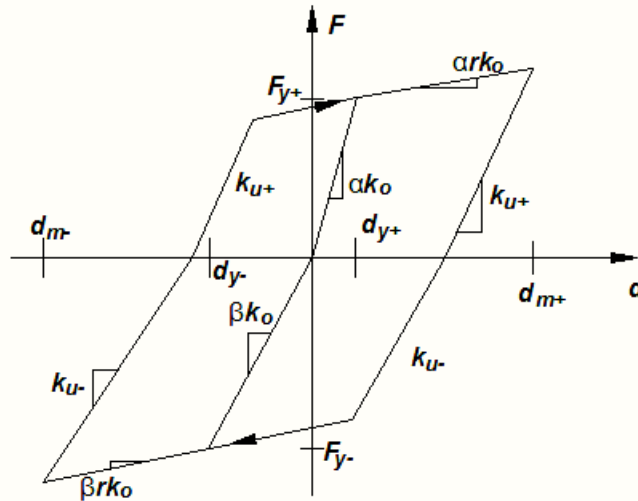


Fig. 4.23 Regla histerética para el comportamiento no lineal axial de las columnas de borde

Para el elemento central que controla el comportamiento a cortante se le asigna un comportamiento histerético propuesto por Kato *et al.* (1983) (fig. 4.24). Este modelo puede representar adecuadamente el comportamiento de miembros de concreto reforzado que fallan tanto por cortante como por flexión. La regla histerética está compuesta por una curva trilineal en la rama de recarga y una bilineal en la de descarga, además presenta degradación de resistencia en cada ciclo.

Los parámetros que definen la regla histerética de Kato (Carr, 2007) son seis: ρ y ρ_{TRI} define la pendiente para la degradación de resistencia, α define la pendiente de descarga k_U , β define la rigidez k_s (pendiente por deslizamiento), γ define la longitud l_s (longitud por deslizamiento), F_{U+} y F_{U-} , fuerza cortante última positiva y negativa, respectivamente.

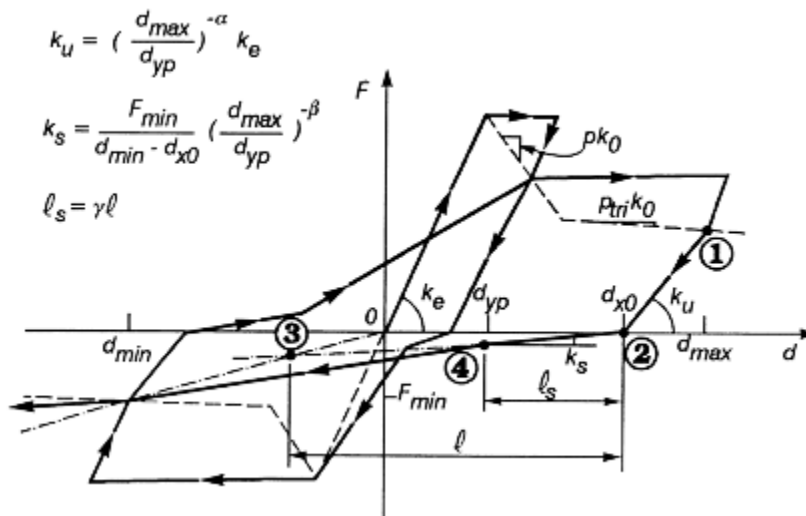


Fig. 4.24 Regla histerética propuesta por Kato *et al.* (1983) para el comportamiento no lineal a cortante del elemento central.

Debido a que el modelo macroscópico TVLEM fue diseñado para representar el comportamiento inelástico de muros de concreto reforzado en el plano, se requirió validar el comportamiento tridimensional; debido a esto se comprobó con el muro TW2 (fig. 4.25) ensayado experimentalmente por Thomsen y Wallace (1995), que es posible obtener una estimación aproximada de la respuesta tridimensional empleando el macro modelo TVLEM. Lo anterior se observa en la figura 4.26, en la que se compara la respuesta analítica contra la experimental del muro TW2, el cual fue ensayado aplicándole carga cíclica reversible en dirección perpendicular al patín.

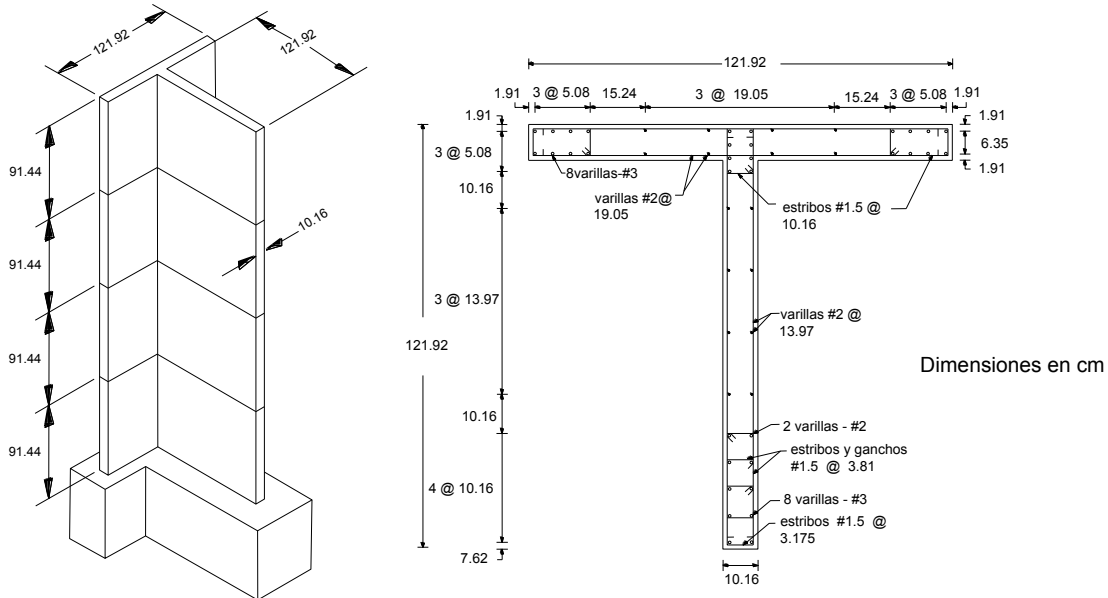


Fig. 4.25 Muro TW2 ensayado experimentalmente por Thomsen y Wallace (1995).

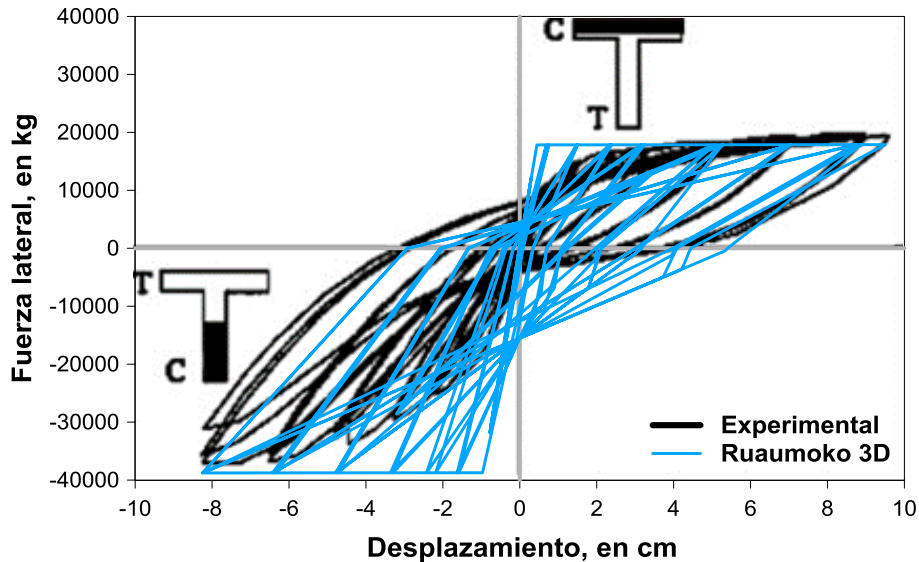


Fig. 4.26 Comparación de los desplazamientos del primer nivel contra el cortante basal en el muro TW2.

5 Análisis de la respuesta no lineal del edificio

El estudio de la respuesta no lineal del modelo se centró en la dirección longitudinal del edificio SIS, ya que existe una base de comparación debido a que esta fue estudiada previamente por Morales (2005), con el modelo plano de Ruauumoko.

El estudio se basa en los resultados obtenidos del análisis estático no lineal con carga monótona creciente (ENC) y de los análisis dinámicos no lineales paso a paso (DN) que se presentan en este capítulo, en ambos se aplica carga únicamente en la dirección longitudinal.

En el caso de los análisis ENC se emplean exclusivamente para obtener los desplazamientos de azotea asociados a la fluencia global del sistema, quedando fuera de los alcances de este trabajo la valoración del método para reproducir el comportamiento de la estructura observado con los análisis DN.

5.1 Análisis estático no lineal con carga monótona creciente.

Se llevaron a cabo análisis estáticos no lineales siguiendo dos configuraciones de carga lateral aplicadas en los diferentes niveles del edificio que se incrementaron hasta alcanzar un desplazamiento relativo de azotea asociado al primer entrepiso que alcanzara una distorsión de 1.5%; dicha distorsión corresponde al límite permisible de seguridad contra colapso y se encuentra especificado en el apéndice A de las NTC-Sismo (2004), para estructuras con marcos de concreto reforzado con ductilidad limitada ($Q=1$ ó 2).

Las dos configuraciones de carga lateral empleadas en los análisis ENC se presentan en la figura 5.1, estas se encuentran contempladas en el FEMA-356 (2000) para este tipo de análisis; la primera corresponde a una distribución de cargas en función de la forma característica de vibrar del modo fundamental en la dirección de análisis y la segunda una distribución más uniforme con carga lateral en cada entrepiso proporcional a su masa.

Con los análisis ENC se obtuvieron cuatro diferentes curvas de capacidad (Figura 5.2) que relacionan el cortante basal y el desplazamiento de azotea del edificio, ya que cada configuración de carga se aplicó en sentido positivo y negativo en la dirección de análisis del edificio (L); de acuerdo al criterio adoptado el sentido positivo es aquel en el que producto de la aplicación de este patrón de carga lateral, a las columnas cercanas al eje "A" se les demanda tensión, mientras que las cercanas al eje "F" compresión. A partir de estas curvas de capacidad es posible realizar estimaciones de la rigidez inicial de la estructura, cortante basal asociado al estado último de la estructura y el desplazamiento de fluencia.

Como se aprecia en las curvas anteriores existe diferencia en el desplazamiento de azotea asociado al estado último del edificio, con cada patrón de carga lateral y con el sentido de aplicación, debido a que la distribución de fuerzas es diferente en los entrepisos, lo cual condiciona el instante del análisis en el que uno de ellos alcanza la distorsión de 1.5%.

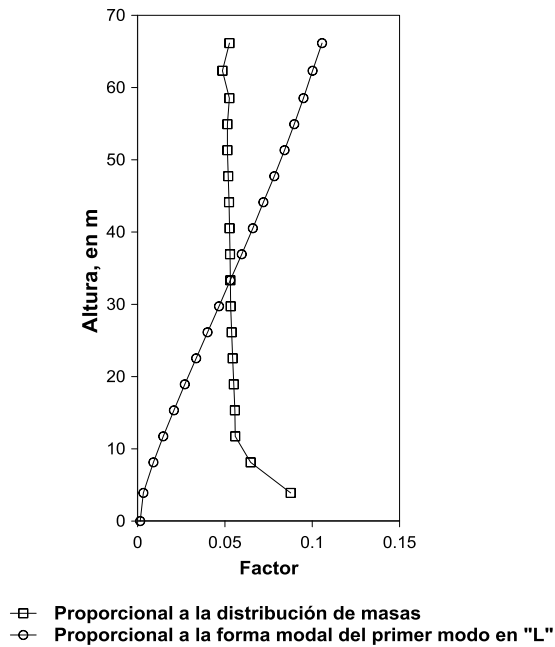


Fig. 5.1 Distribución vertical de carga lateral aplicada en los entrepisos para los análisis estáticos no lineales con carga monótona creciente (ENC).

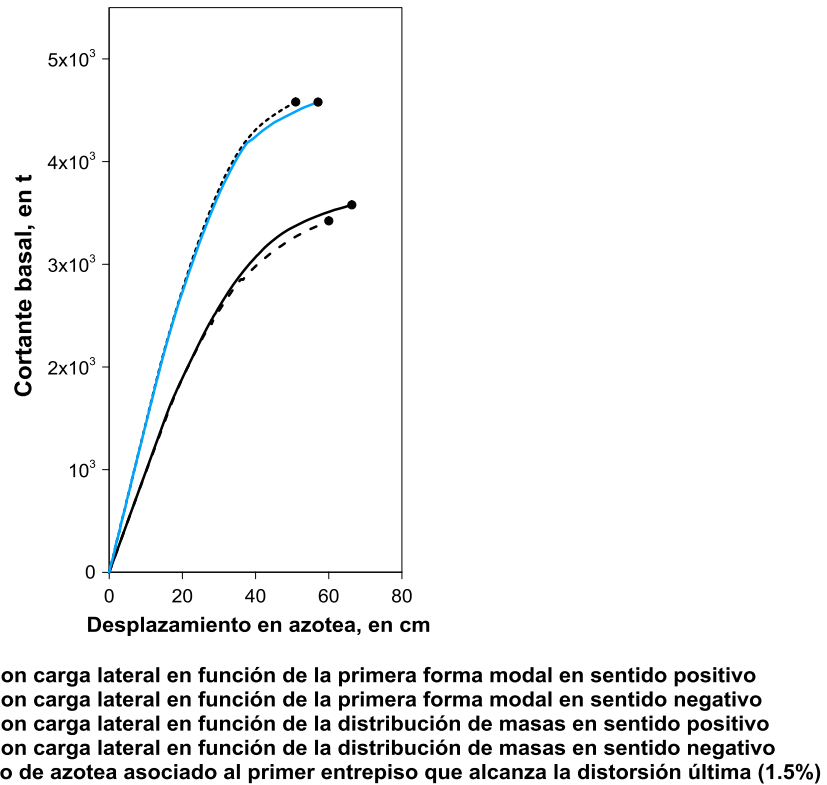


Fig. 5.2 Curvas de capacidad calculadas con el modelo 3D para dos configuraciones de carga lateral.

En la figura 5.3 se realiza la comparación de estas curvas obtenidas al aplicar la carga en sentido positivo con el modelo 3D, y las obtenidas con el modelo plano de Ruaumoko por Morales (2005) para las mismas dos configuraciones de carga y para las curvas obtenidas mediante análisis dinámico incremental (ADI) calculadas al aplicar el algoritmo sugerido por Vamvatsikos y Cornell (2002) y Montiel *et al.* (2004), empleando los acelerogramas simulados (SIM 81 y SIM64) que se exponen en la sección 5.2.1.

Las curvas ADI tienen la ventaja de que la carga es aplicada dinámicamente con lo cual de forma implícita existe una redistribución de fuerzas de inercia al presentarse fluencias en los elementos estructurales, a diferencia de los análisis ENC en los cuales las fuerzas siguen el patrón adoptado hasta el final del análisis.

Aunque en las curvas ADI, su forma y amplitud es dependiente del registro sísmico empleado en el análisis, por lo cual es necesario un análisis estadístico para la obtención de datos confiables a partir de ellas.

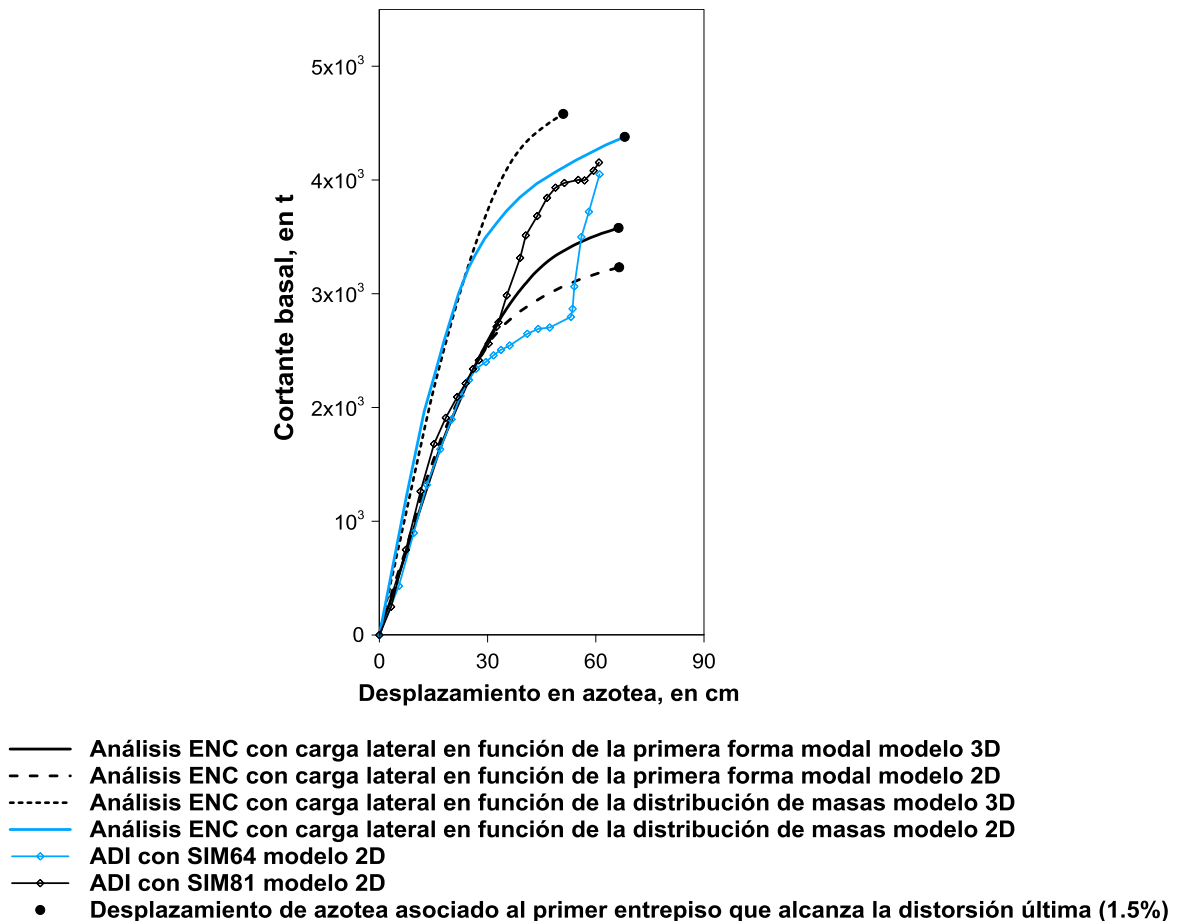


Fig. 5.3 Comparación de curvas de capacidad obtenidas con los modelos 2D y 3D con diferentes análisis ENC y ADI.

Al comparar las curvas de capacidad de la figura 5.2 se observa que el sentido de aplicación de la carga lateral en ambos casos tiene poca influencia en la pendiente de la recta tangente inicial y en el cortante basal asociado a la distorsión última la diferencia es menor al 5%.

Por otro lado en la figura 5.3 se observa que en los análisis ENC con la distribución de carga lateral en función de la masa de los entresijos se sobrestima la pendiente de la recta tangente inicial tanto en el modelo 2D y 3D respecto a la obtenida con la configuración de carga en función de la primera forma modal y con las ADI con las cuales se llega a un valor muy similar.

Al comparar las curvas de capacidad obtenidas de los modelos 2D y 3D con los análisis ENC a partir de ambas configuraciones de carga lateral, se observa que en los dos casos el modelo 3D presenta un cortante basal asociado a la distorsión última aproximadamente 10% mayor.

En el caso del análisis ENC con configuración de carga proporcional a la primera forma modal, la curva de capacidad resulta más acorde a las curvas ADI obtenidas con el modelo plano, debido a que en el edificio el primer modo en cada dirección tiene una contribución importante en la respuesta, por lo cual la distribución de fuerzas de inercia que se presentan en los diferentes entresijos durante un sismo es más similar a esta condición que a una distribución uniforme como la proporcional a las masas de los entresijos.

Para obtener el cortante basal y desplazamiento de azotea asociado a la fluencia del sistema se partió de las curvas de capacidad obtenidas de los análisis ENC y se realizó una idealización buscando la intersección de dos rectas, la primera tangente a la parte inicial de la curva y la segunda con una pendiente característica de la posfluencia, de tal manera que las áreas formadas por las intersecciones de la curva de capacidad calculada con el análisis ENC y la bilineal idealizada queden balanceadas.

En la tabla 5.1 se muestra el resultado de esta idealización para cada uno de los análisis ENC estudiados con el modelo tridimensional y en la tabla 5.2 se comparan los desplazamientos de fluencia de azotea que resultan de los análisis ENC a partir del modelo tridimensional, con sus correspondientes obtenidos por Morales (2005) empleando un criterio similar y los obtenidos con las curvas ADI estimados de manera aproximada considerando el primer punto de la curva que se aleja significativamente de la recta tangente inicial.

Tabla 5.1 Desplazamientos de azotea y cortante basal asociados a la fluencia del sistema obtenidos con el 3D a partir de las diferentes curvas de capacidad calculadas.

Modelo	Curva de capacidad	Desplazamiento de azotea de fluencia, en cm	Cortante basal de fluencia, en kg
3D	Análisis ENC con carga lateral en función de la primera forma modal en sentido positivo	25.1	2902277
	Análisis ENC con carga lateral en función de la primera forma modal en sentido negativo	28.2	2750197
	Análisis ENC con carga lateral en función de la distribución de masas en sentido positivo	24.9	3758974
	Análisis ENC con carga lateral en función de la distribución de masas en sentido negativo	25.6	3852208

Tabla 5.2 Comparación de los desplazamientos de azotea asociados a la fluencia del sistema obtenidos con los modelos 2D y 3D a partir de las diferentes curvas de capacidad calculadas.

Modelo	Curva de capacidad	Desplazamiento de azotea de fluencia, en cm
2D	Análisis ENC con carga lateral en función de la primera forma modal	27
	Análisis ENC con carga lateral en función de la distribución de masas	25
	ADI para la simulación 64	23
	ADI para la simulación 81	24
3D	Análisis ENC con carga lateral en función de la primera forma modal en sentido positivo	25.1
	Análisis ENC con carga lateral en función de la primera forma modal en sentido negativo	28.2
	Análisis ENC con carga lateral en función de la distribución de masas en sentido positivo	24.9
	Análisis ENC con carga lateral en función de la distribución de masas en sentido negativo	25.6

Los desplazamientos de fluencia calculados con el modelo plano y el modelo tridimensional resultan muy congruentes, todos cercanos a 25 cm, la mayor diferencia ocurre cuando se realiza el análisis ENC con configuración de carga proporcional a la primer forma modal en sentido negativo con el modelo 3D que resulta de aproximadamente 28 cm, a partir de lo cual se destaca que con este patrón de carga lateral si tiene influencia el sentido de aplicación de estas.

5.2 Análisis dinámico no lineal

Se realizaron dos análisis dinámicos no lineales paso a paso (DN) empleando los acelerogramas simulados que se presentan a continuación, a partir de los cuales se obtuvieron historias de aceleraciones y desplazamientos relativos de azotea, historias de distorsiones entre niveles instrumentados e historias de cortante basal, además de envolventes de desplazamientos, distorsiones de entrepiso y de cortante de entrepiso.

En los análisis DN se empleó el método de integración de Newmark ($\beta=0.25$) con un paso de tiempo (DT) originalmente establecido en 0.01 s, que se fue reduciendo hasta observar que los cambios en los resultados entre análisis fueran poco significativos lo cual se consiguió con un DT de 0.0001.

5.2.1 Sismos simulados para análisis no lineal

Debido a que no se dispone de registros de eventos sísmicos de gran intensidad en suelo blando arenoso de la ciudad de Acapulco como el que se podría generar en la brecha de Guerrero, en Morales (2005), se obtienen acelerogramas sintéticos para emplear en los análisis DN, de sismos postulados con magnitud 8.2 con esta fuente sísmica.

En total se simulan un conjunto de 100 sismos para cada dirección del edificio, siguiendo la metodología propuesta por Ordaz *et al.* (1993) a partir de los registros de eventos de pequeña intensidad SI-011 y SI-021; y posteriormente entre el conjunto de eventos simulados se seleccionan dos en cada caso con base en el espectro esperado de respuesta (Solnes, 1992).

Los sismos seleccionados para el análisis en la dirección longitudinal corresponden a las simulaciones 64 (SIM 64) y 81 (SIM 81), que se muestran en las figuras 5.4 y 5.5, respectivamente, además en la figura 5.6 se comparan los espectros elásticos de pseudoaceleración con cinco por ciento de amortiguamiento crítico divididos entre la gravedad, con los espectros elásticos de diseño dados por RC-ACA (2002) para terreno tipo II y III, y con los periodos del primer modo de traslación en L y T.

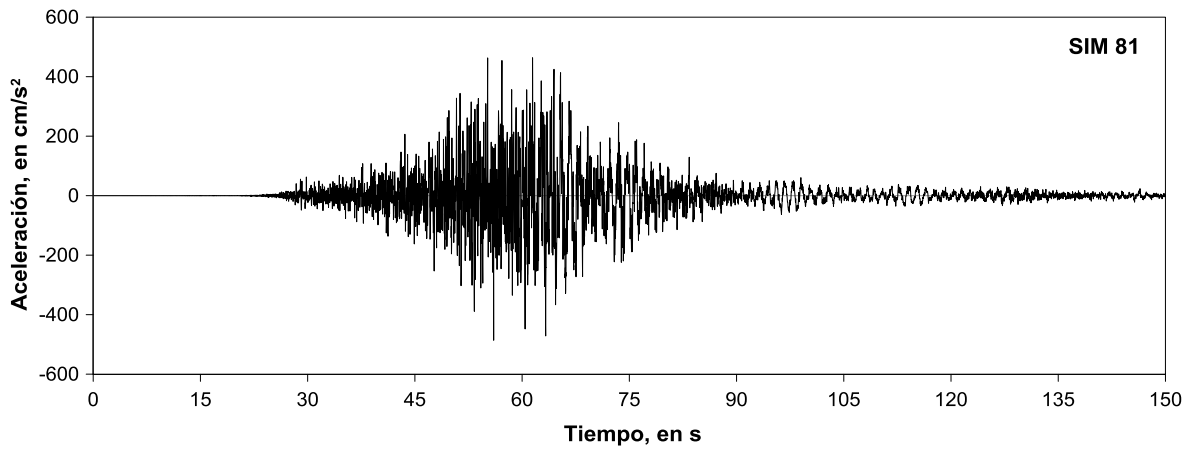


Fig. 5.4 Acelerogramas de la simulación 81 (SIM 81).

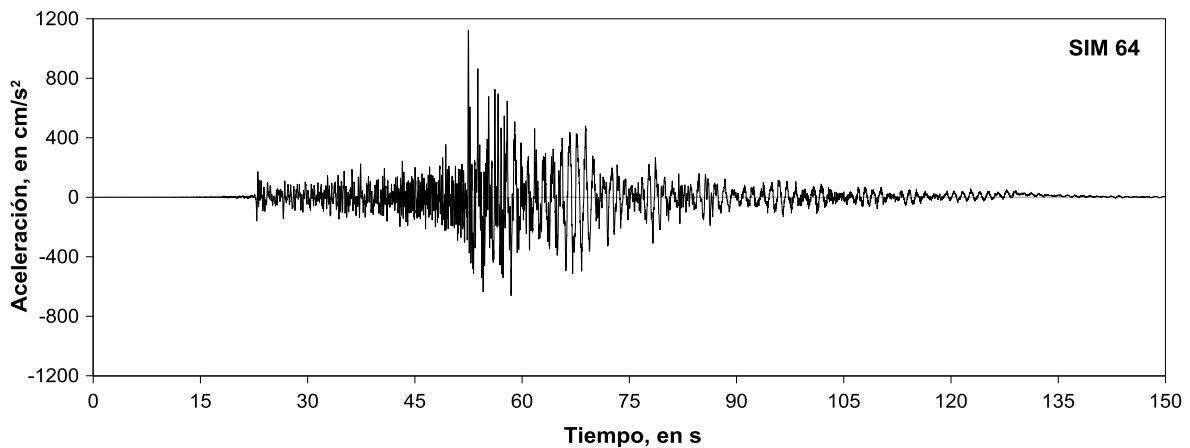


Fig. 5.5 Acelerogramas de la simulación 64 (SIM 64).

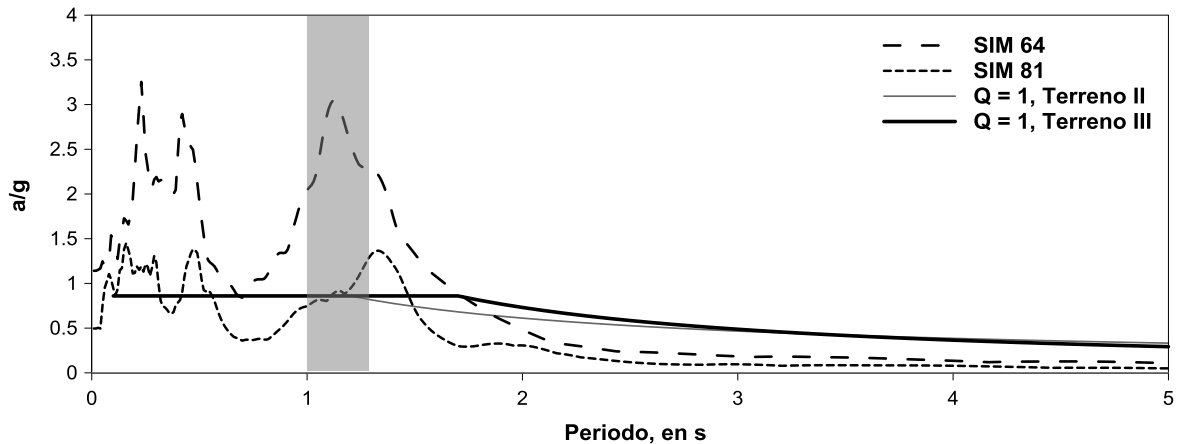


Fig. 5.6 Comparación de espectros elásticos de pseudoaceleración de SIM 81 y SIM 64, normalizados respecto a la gravedad, con 5% de amortiguamiento crítico y los espectros de diseño del RC-ACA (2002), se muestra sombreada la zona donde se encuentran los modos fundamentales de traslación.

La gran diferencia entre la SIM 64 y la SIM 81 es atribuible a las incertidumbres propias de la simulación de sismos, que se podrían incrementar en el primer caso al existir una mayor diferencia entre la magnitud del sismo postulado y la del sismo pequeño empleado como función de Green (SI-021). (Comunicación personal de Mario Ordaz Schroeder, Morales, 2005).

Entre las diferencias más significativas de ambas simulaciones se tiene que la SIM 64 resulta más de dos veces mayor, al comparar las aceleraciones máximas y ordenas del espectro elástico de aceleración absoluta con cinco por ciento de amortiguamiento crítico, además en este último caso para la banda de periodos de principal interés que se muestra sombreada en la fig. 5.6, resulta del orden de tres veces las elásticas reglamentarias.

Con base en lo anterior los resultados del análisis con la SIM 64 no se consideran como una respuesta probable del edificio; sin embargo, se estudia el comportamiento con esta simulación para observar el desempeño de la estructura ante demandas muy superiores a las de diseño.

Por el contrario se destacan los resultados obtenidos con la SIM 81 ya que sus amplitudes elásticas espectrales para la dirección L, son inicialmente del orden de las que indica el RC-ACA (2002), aunque con la pérdida de rigidez y consecuente alargamiento del periodo fundamental de la estructura en esta dirección, podría caer en una zona donde son hasta 58% mayores a las reglamentarias.

5.2.2 Comparación de historias de aceleración absoluta y desplazamiento relativo de azotea, y distorsiones de entrepiso.

En las figuras 5.7 a 5.10 se presentan las comparaciones de historias no lineales de aceleración absoluta y desplazamiento relativo de azotea que resultan al someter los modelos de Ruaumoko 2D y 3D a las simulaciones 81 y 64, estos a su vez se comparan con la respuesta elástica lineal obtenidas con el mismo modelo tridimensional.

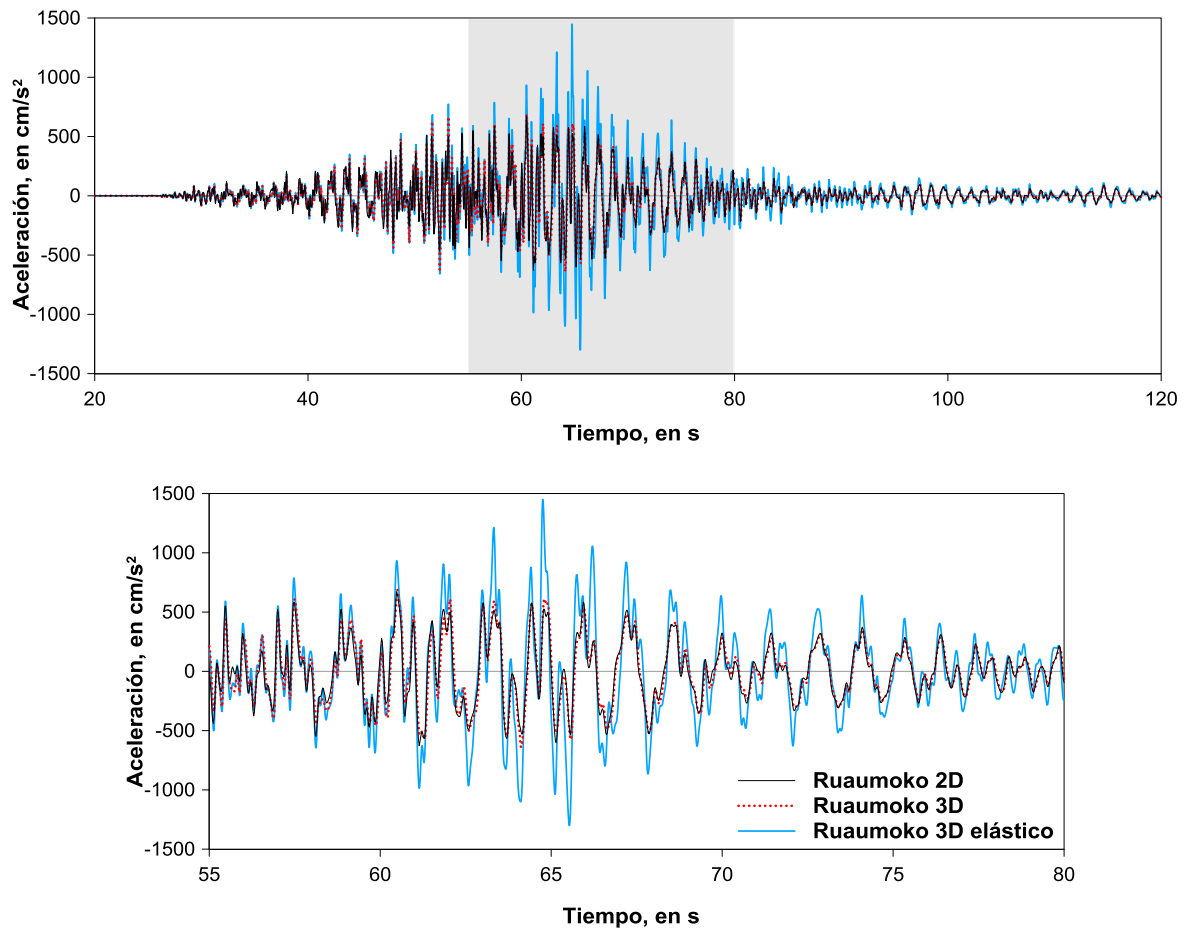


Fig. 5.7 Historias de aceleración absoluta en azotea con SIM81.

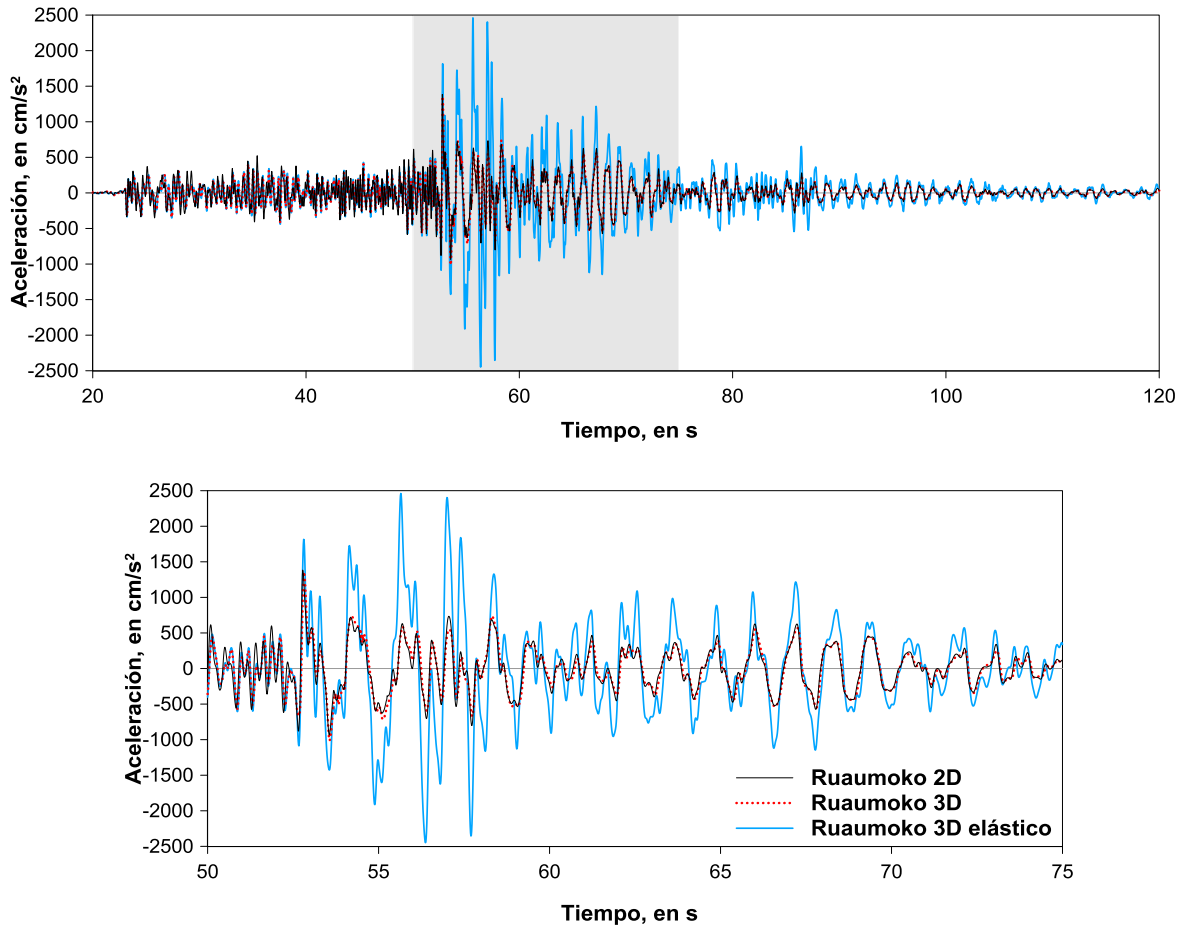


Fig. 5.8 Historias de aceleración absoluta en azotea con SIM64.

En el caso de las historias de aceleraciones absolutas de azotea la máxima respuesta elástica con la simulación 81 es de 1449 cm/s^2 , mientras que los correspondientes no lineales de los modelos 2D y 3D resultan de 672 y 688 cm/s^2 respectivamente.

Con la simulación 64 la aceleración absoluta de azotea máxima elástica resulta bastante mayor que la SIM 81, siendo esta de 2461 cm/s^2 en el caso de los modelos no lineales en el modelo plano es de 1384 cm/s^2 y en el modelo tridimensional de 1357 cm/s^2 .

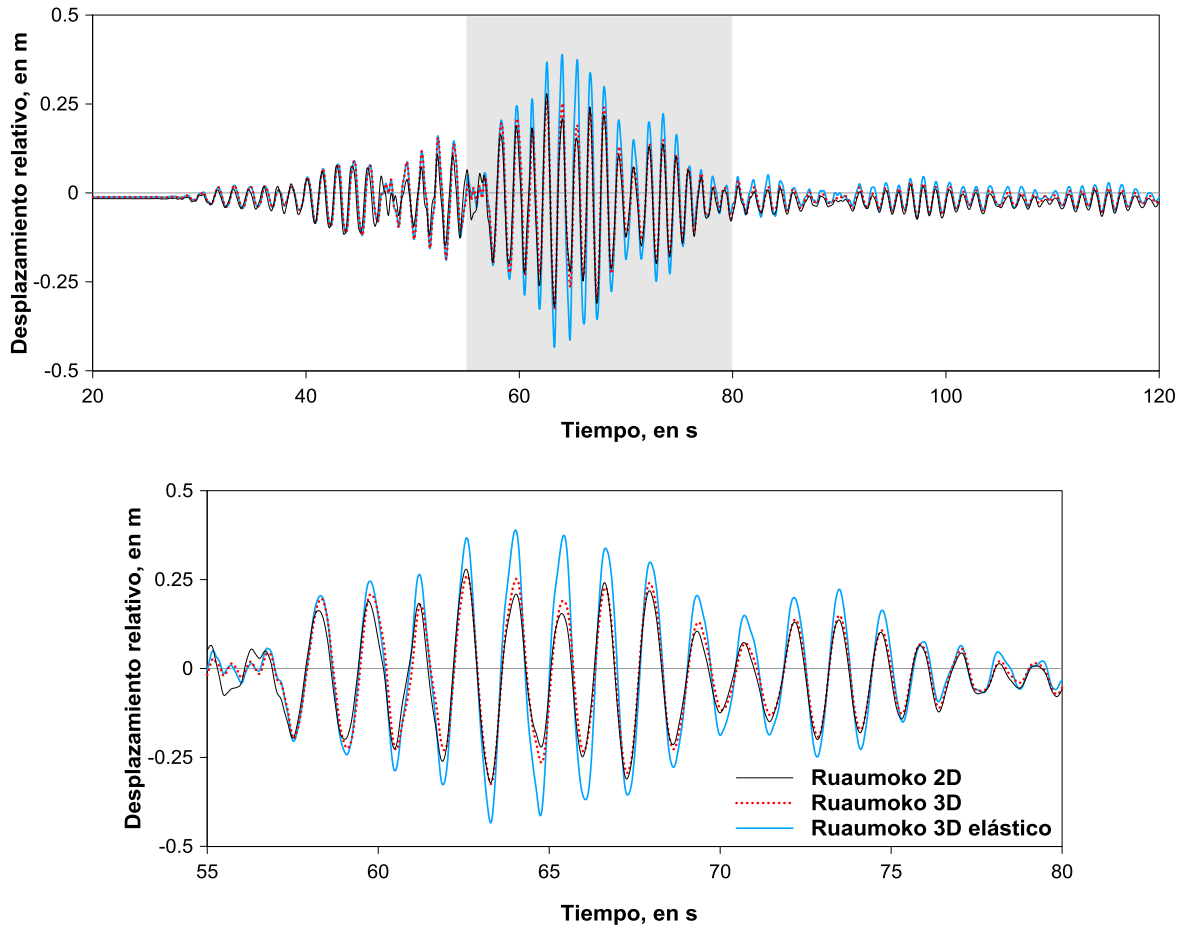


Fig. 5.9 Historias de desplazamiento relativo de azotea con SIM81.

En las historias de desplazamiento relativo de azotea la diferencia entre lo obtenido con la SIM 81 y SIM 64 es aún mayor, el máximo desplazamiento elástico con la simulación 81 es de 43 cm mientras que con la simulación 64 resulta de 98 cm. En el caso de los modelos no lineales con SIM 81 ambos modelos presenta un desplazamiento máximo de 32 cm y con la SIM 64 en el modelo 3D es de 58 cm, mientras que en el modelo plano de 53 cm.

La incursión más notoria en la no linealidad se aprecia en la historias de desplazamiento relativo de azotea y ocurre aproximadamente a los 59 segundos en el caso de la SIM 81 y a los 53 segundos en el caso de la SIM 64.

Al comparar los resultados de ambos modelos con la respuesta elástica máxima se observa que la mayor disminución de amplitud ocurre en el caso de la aceleración absoluta de azotea con la SIM 64 del modelo tridimensional en la cual la respuesta elástica resulta 4.2 veces mayor, mientras que al compararla con la que resulta del modelo plano es 3.9 veces mayor.

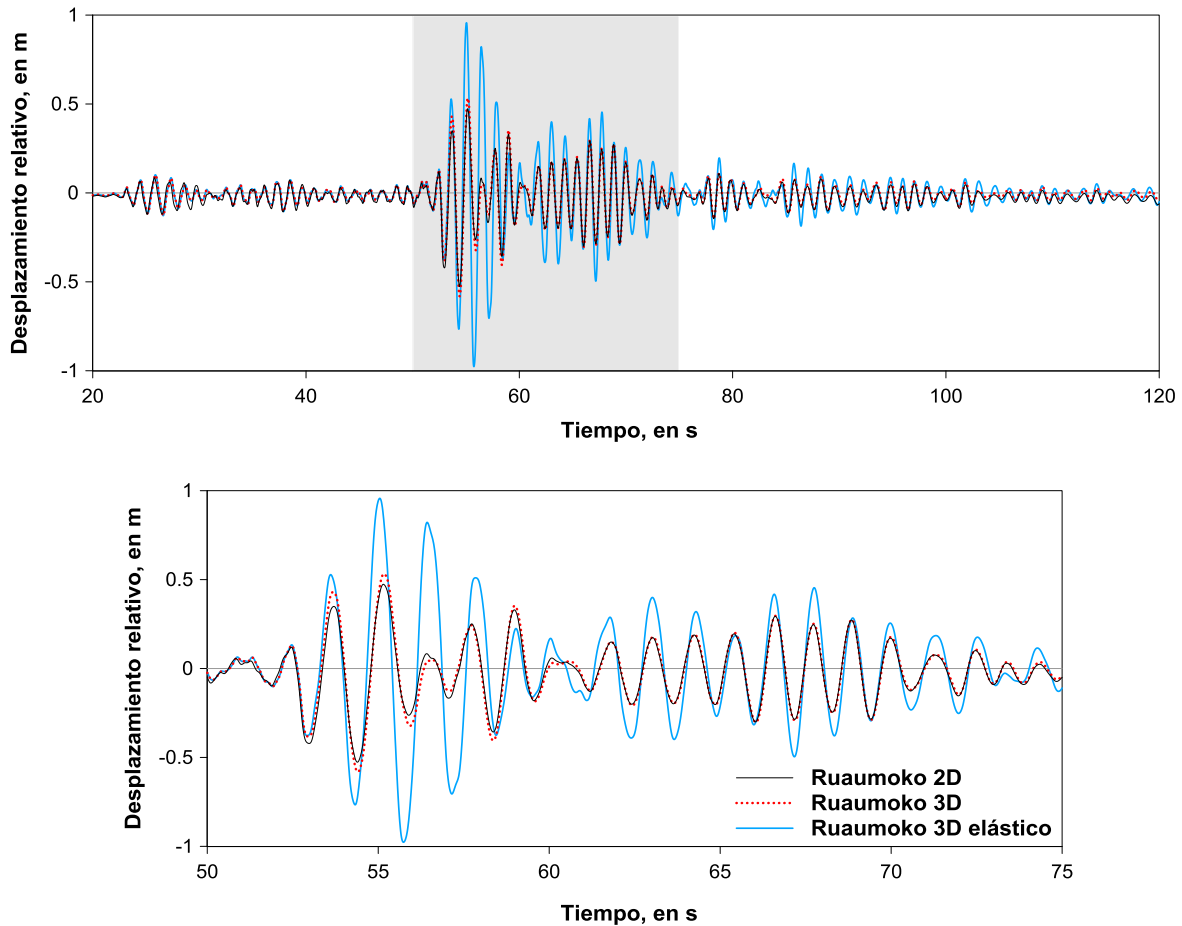


Fig. 5.10 Historias de desplazamiento relativo de azotea con SIM64.

En las comparaciones de historias de aceleración absoluta y desplazamiento relativo de azotea se observa que tanto el modelo plano y el tridimensional llegan a resultados muy congruentes entre sí, la mayor diferencia asociada a la máxima amplitud elástica en el sentido negativo es de 18%, que corresponde al desplazamiento relativo y a la aceleración absoluta de azotea con la simulación 64, siendo mayor en el primer caso el modelo 3D y en el segundo caso el modelo 2D. Por el contrario, en sentido positivo la máxima diferencia es de 17% y ocurre en el desplazamiento relativo de azotea obtenido con la simulación 81.

En las figuras 5.11 y 5.12 se presentan las historias de distorsiones entre niveles instrumentados del edificio obtenidas de los análisis DN con los modelos no lineales de Ruaumoko 2D y 3D, con SIM 81 y SIM 64, y de igual forma se comparan con la respuesta elástica lineal.

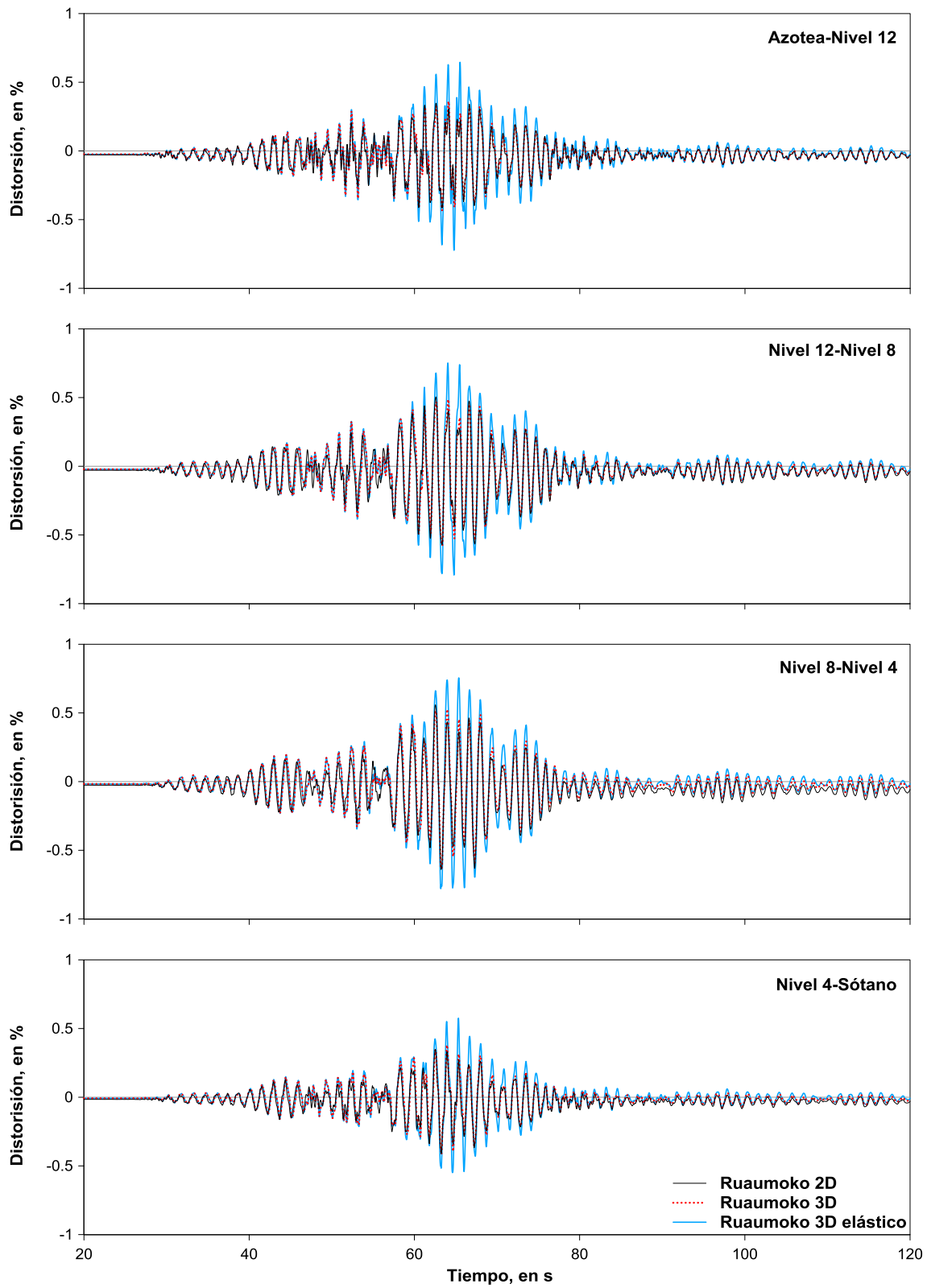


Fig. 5.11 Historias de distorsiones entre niveles instrumentados del edificio con SIM81.

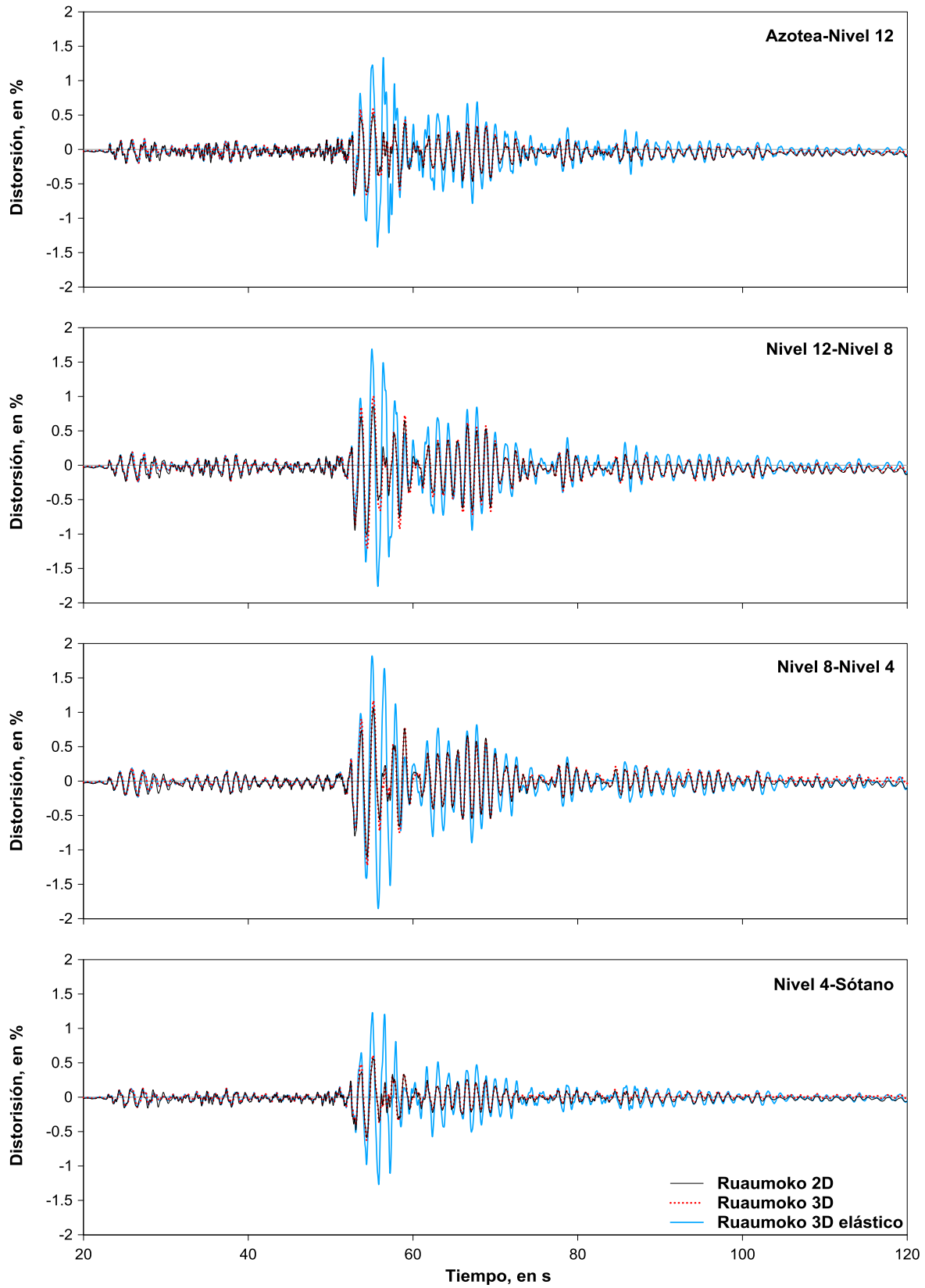


Fig. 5.12 Historias de distorsiones entre niveles instrumentados del edificio con SIM64.

En las historias de distorsiones entre niveles instrumentados obtenidas de los análisis se encontró que la máxima distorsión elástica ocurre entre los niveles 8 y 4 con la SIM 64 que presenta un valor de 1.85%, lo cual es consistente con lo observado en los análisis no lineales en los cuales se presentan distorsiones de 1.23 y 1.11% con los modelos tridimensional y plano respectivamente. En el caso de las distorsiones entre los niveles 12 y 8 lo anterior prácticamente se mantiene, ya que se observan valores del mismo orden en los tres análisis.

Con la simulación 81 las distorsiones resultan menores que las reportadas en el caso de la SIM 64, la respuesta elástica la máxima ocurre entre los niveles 12 y 8 con valor de 0.79% que es ligeramente mayor que la que se presenta entre los niveles 8 y 4 (0.78 %); esto contrasta con lo observado en los análisis no lineales ya que en este caso la distorsión máxima se presenta entre los niveles 8 y 4 (0.64%) y la diferencia respecto a la que se presenta entre los niveles 12 y 8 se incrementa (0.57%).

5.2.3 Historias de cortante basal

En las figuras 5.13 y 5.14 se comparan las historias de cortante basal que resultan de los modelos no lineales 2D y 3D, con SIM 81 y SIM 64, respectivamente; comparados con el cortante basal elástico lineal.

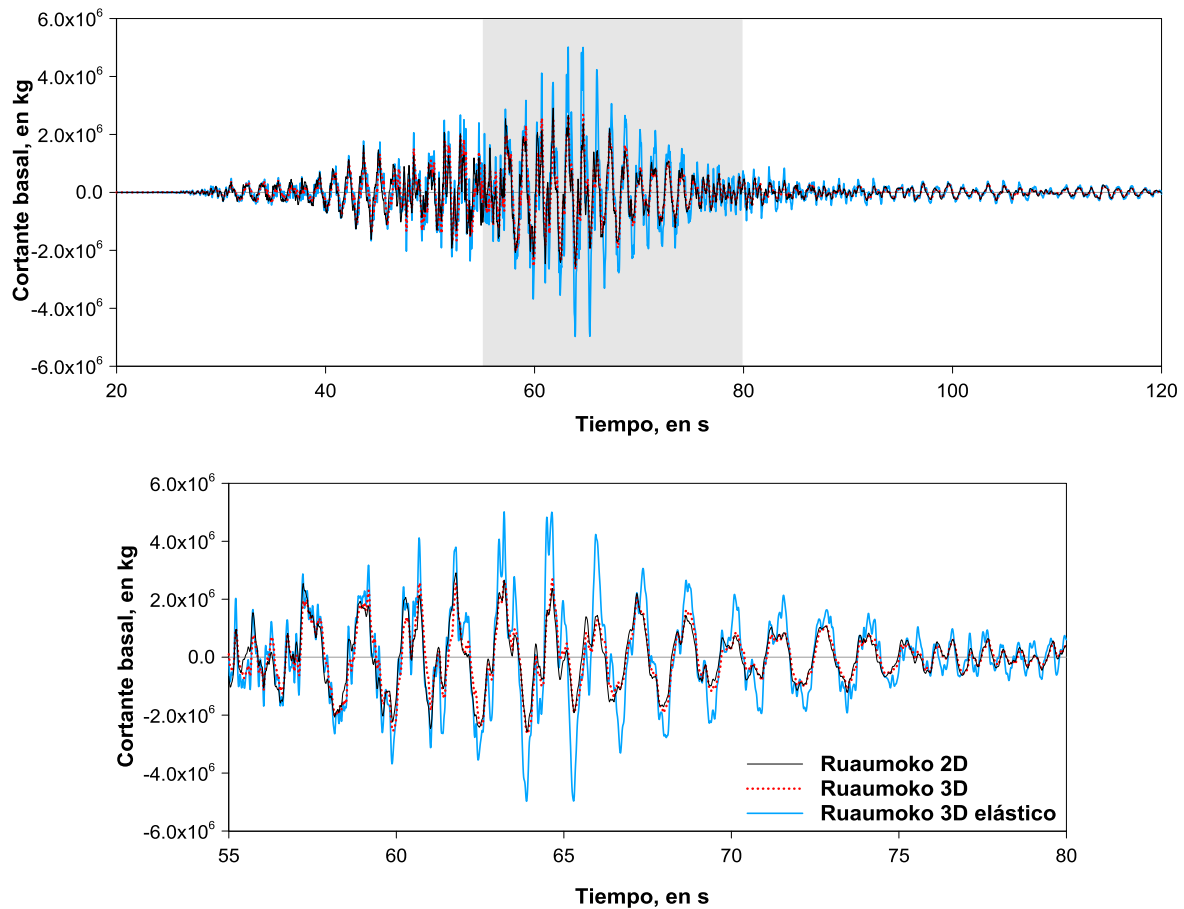


Fig. 5.13 Historias de cortante basal con SIM81.

En el caso de la SIM 81 la máxima respuesta elástica es de 5 015 200 kg, mientras que en los modelos no lineales 2D y 3D se obtienen 2 716 200 kg y 2 686 252 kg, respectivamente, que representan aproximadamente el 54% de la máxima elástica.

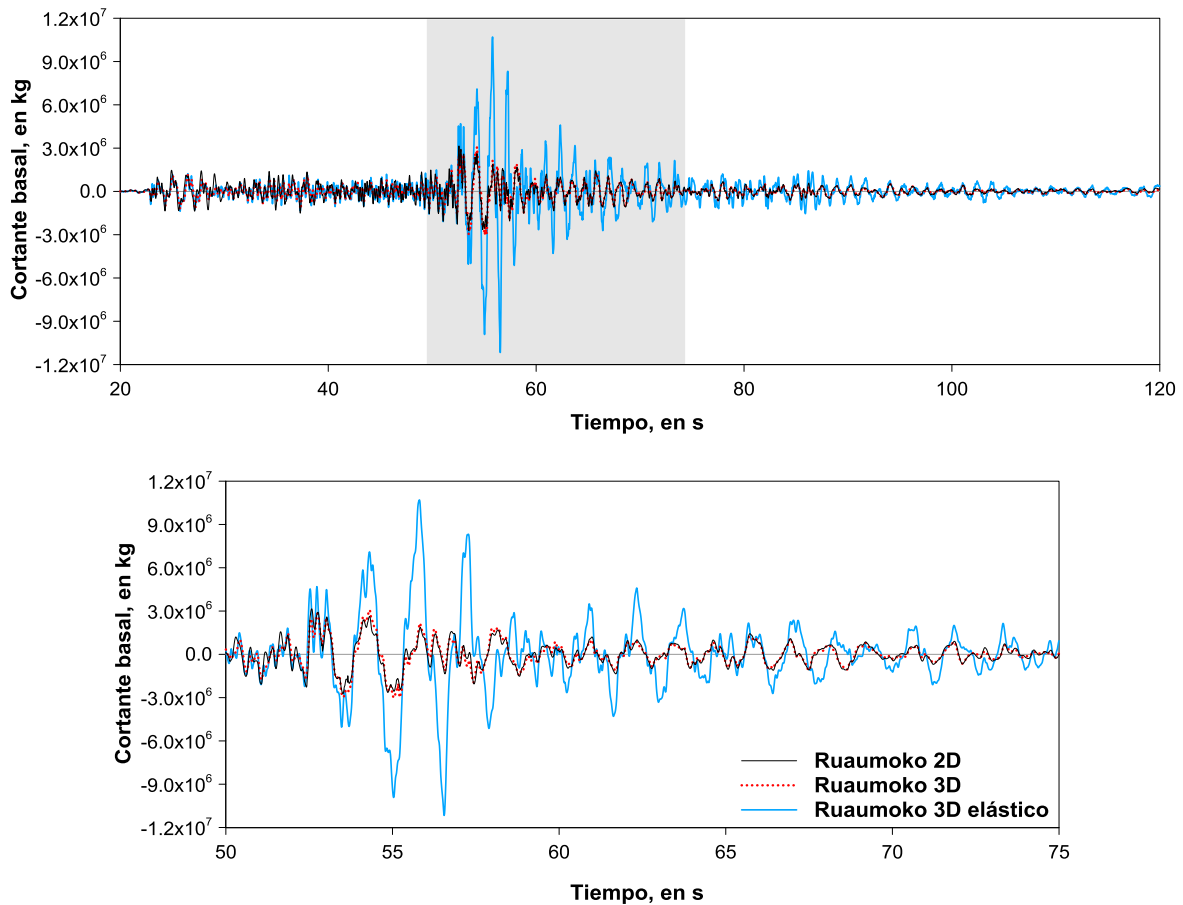


Fig. 5.14 Historias de cortante basal con SIM64.

Con la SIM 64 el cortante basal elástico lineal máximo que se presenta es de 11 164 000 kg, y en los modelos no lineales se obtienen 3 150 800 kg en el 2D y 3 069 579 kg en el 3D, que corresponden aproximadamente el 29% de la respuesta elástica máxima elástica.

Los valores no lineales de cortante basal máximo reportados son congruentes con los de fluencia, obtenidos a partir de las curvas de capacidad bilineales idealizadas de los análisis ENC.

5.2.4 Ciclos histeréticos por nivel

En las figuras 5.15 y 5.16 se presentan para SIM 81 y SIM 64, las curvas de histéresis por entrepiso obtenidas al relacionar las historias de cortante que se presenta en cada nivel con su respectiva historia de desplazamiento relativo.

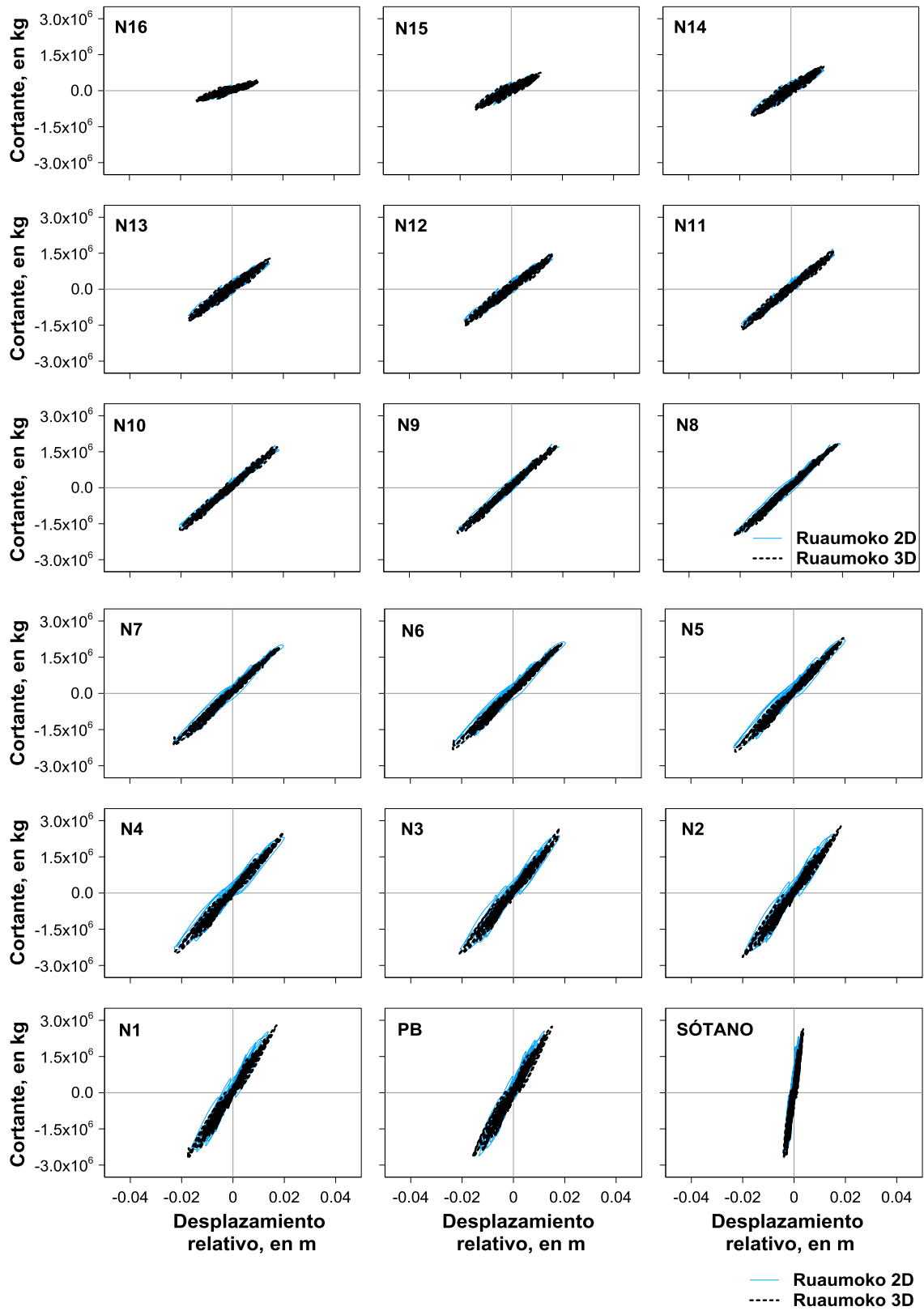


Fig. 5.15 Ciclos histeréticos de todos los entrepisos del edificio SIS con SIM81.

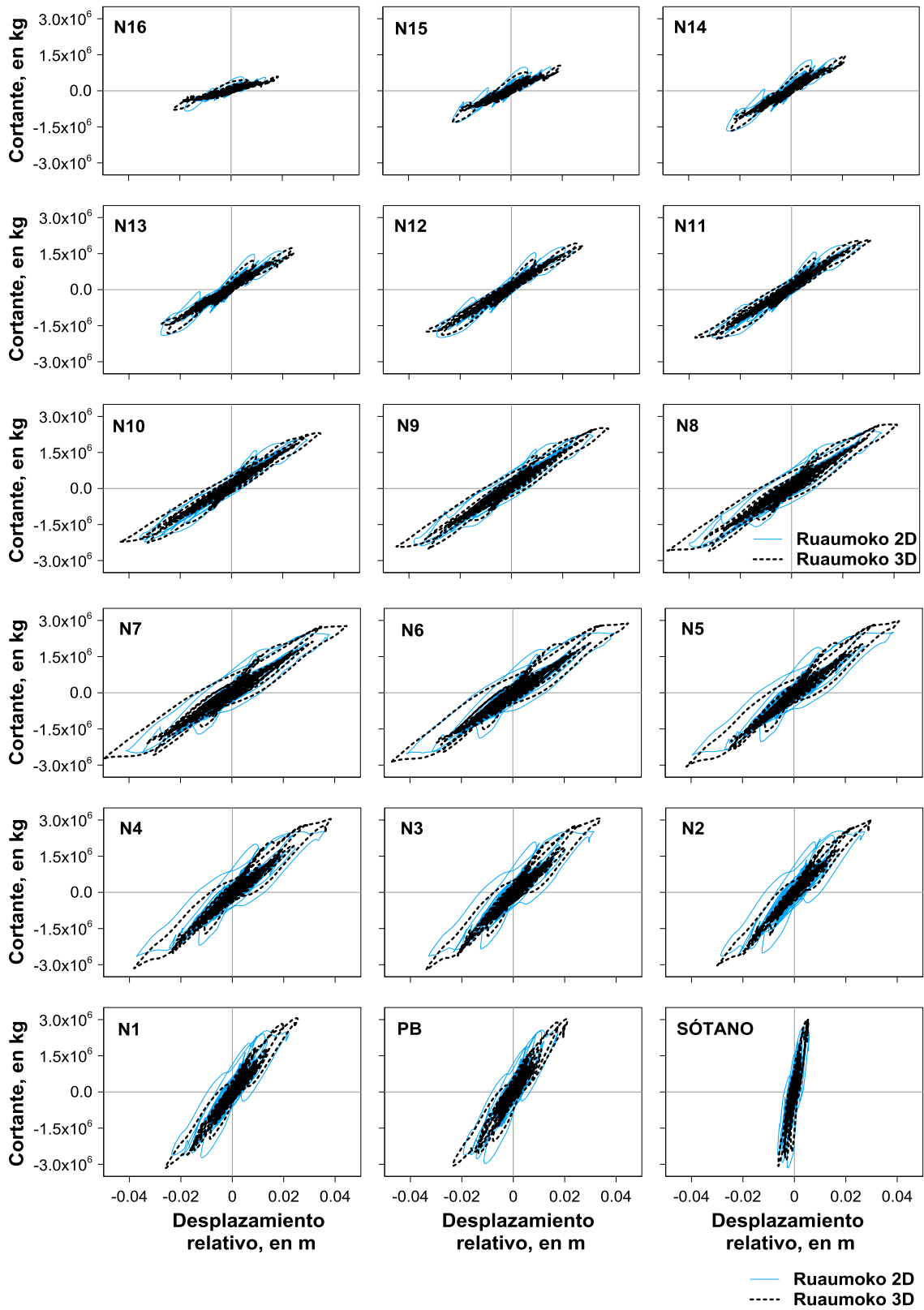


Fig. 5.16 Ciclos histeréticos de todos los entrepisos del edificio SIS con SIM64.

A partir de las curvas de histéresis de entrepiso es posible establecer que con la SIM 81 los entrepisos inferiores presentan un mayor comportamiento no lineal que el resto de los niveles, sin embargo no es comparable con el que se presenta al emplear la SIM 64 con la cual todos los entrepisos presentan un fuerte comportamiento no lineal siendo más crítico en los intermedios e inferiores.

Además es posible establecer al comparar las curvas que ambos modelos conducen a resultados muy similares en todos los entrepisos en términos de rigidez, desplazamiento inelástico y cortante.

5.2.5 Demandas de ductilidad local

Con los análisis DN se presentaron errores numéricos que ocasionaron algunas particularidades en el comportamiento inelástico de vigas y columnas, tales como, perturbaciones en las curvas de histéresis en las cuales no siguen la ley asignada en algunas ramas y valores de ductilidades sumamente grandes reportados por el programa de análisis.

Se observó la tendencia de que al emplear DT de integración más pequeños en el análisis, se fue reduciendo el número de elementos con el problema anterior, por lo cual se procedió de esta forma mientras el tiempo total de análisis siguiera siendo razonable, quedando al final un grupo reducido de elementos con este problema, con los cuales en el caso de las vigas se procedió a hacer un cálculo manual de la ductilidad de curvatura, encontrando valores menores a los reportados por el programa, además se realizó un cálculo de la energía disipada por histéresis en algunos de estos elementos para comprobar que el valor reportado fuera congruente con el comportamiento inelástico presentado.

Para evaluar las demandas inelásticas a nivel local, en el caso de las vigas y columnas se emplea la ductilidad de curvatura promedio de las articulaciones plásticas que se forman en estos elementos; en los muros de concreto reforzado se emplea la ductilidad de desplazamiento horizontal obtenidas a partir del resorte central del macro modelo.

En las figuras 5.17 a 5.20 se presentan la comparación de la distribución en los diferentes niveles del edificio de las ductilidades estudiadas, obtenidas a partir de los modelos 2D y 3D con las simulaciones 81 y 64, respectivamente. En las vigas con el problema mencionado anteriormente el valor presentado corresponde al del cálculo manual, y en el caso de las columnas en la SIM 64 se optó por solo indicar aquellos lugares en los que hay formación de articulación plástica sin indicar el valor de ductilidad debido a que no se realizó cálculo manual.

Aunado a lo anterior, en las tablas 5.3 a 5.6 se presenta la comparación de las ductilidades máximas de vigas y muros de concreto obtenidas con la SIM 81 y SIM 64 empleando el modelo 3D, con los valores correspondientes obtenidos con el modelo plano.

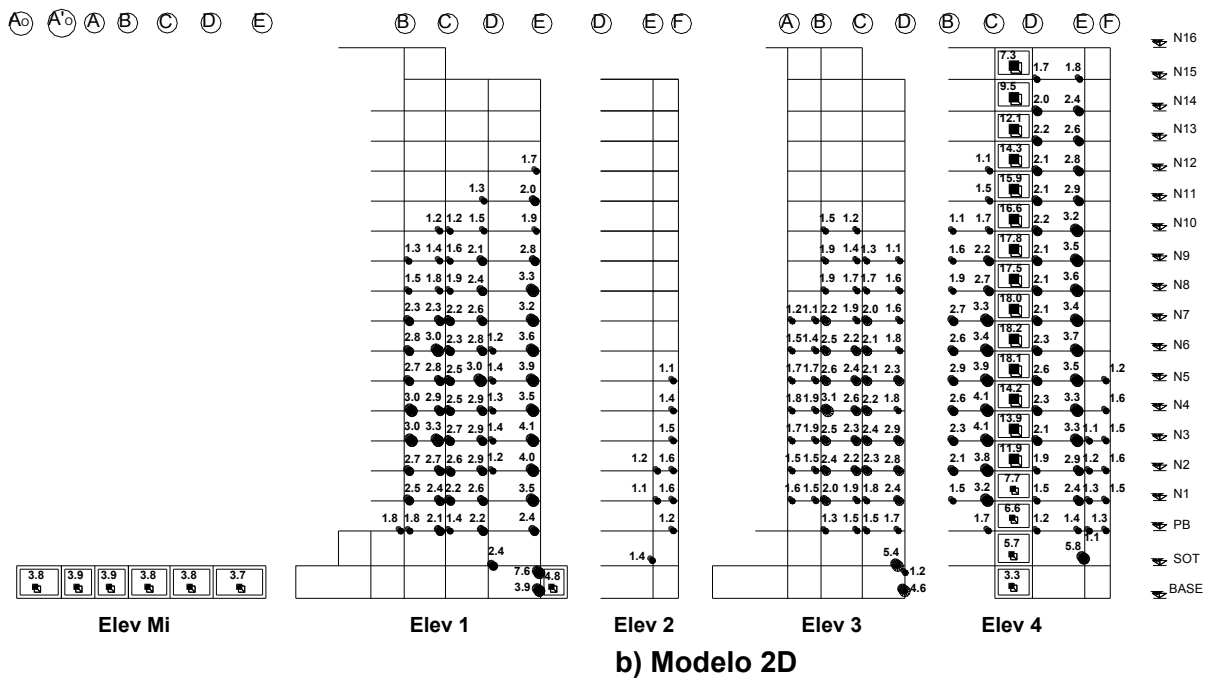
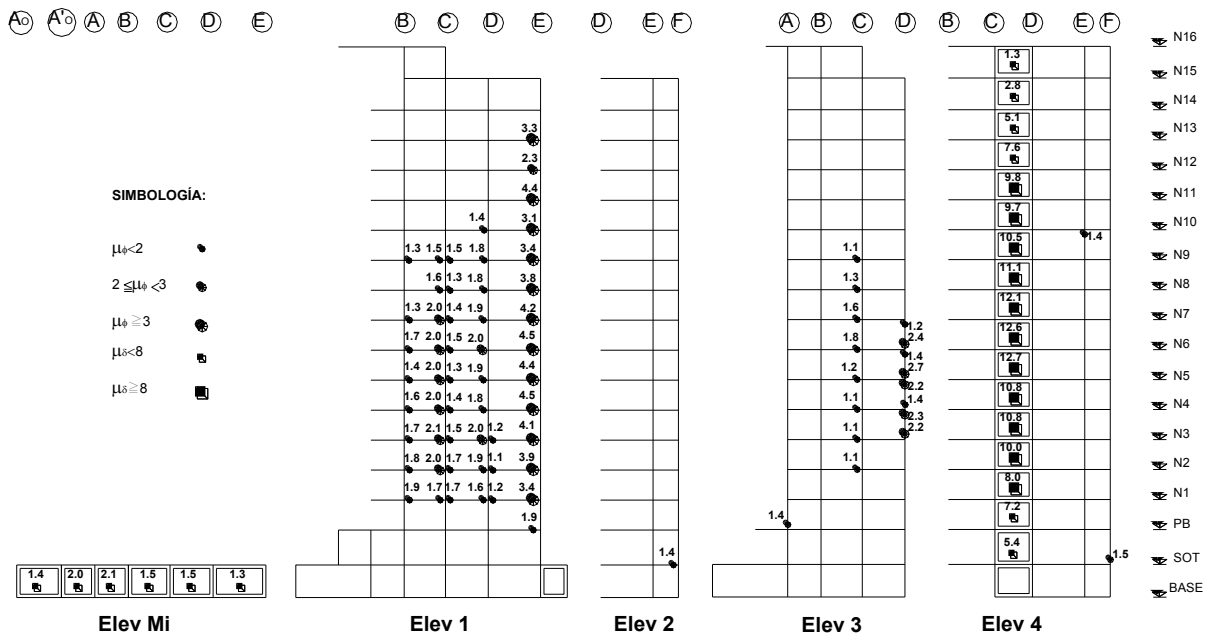
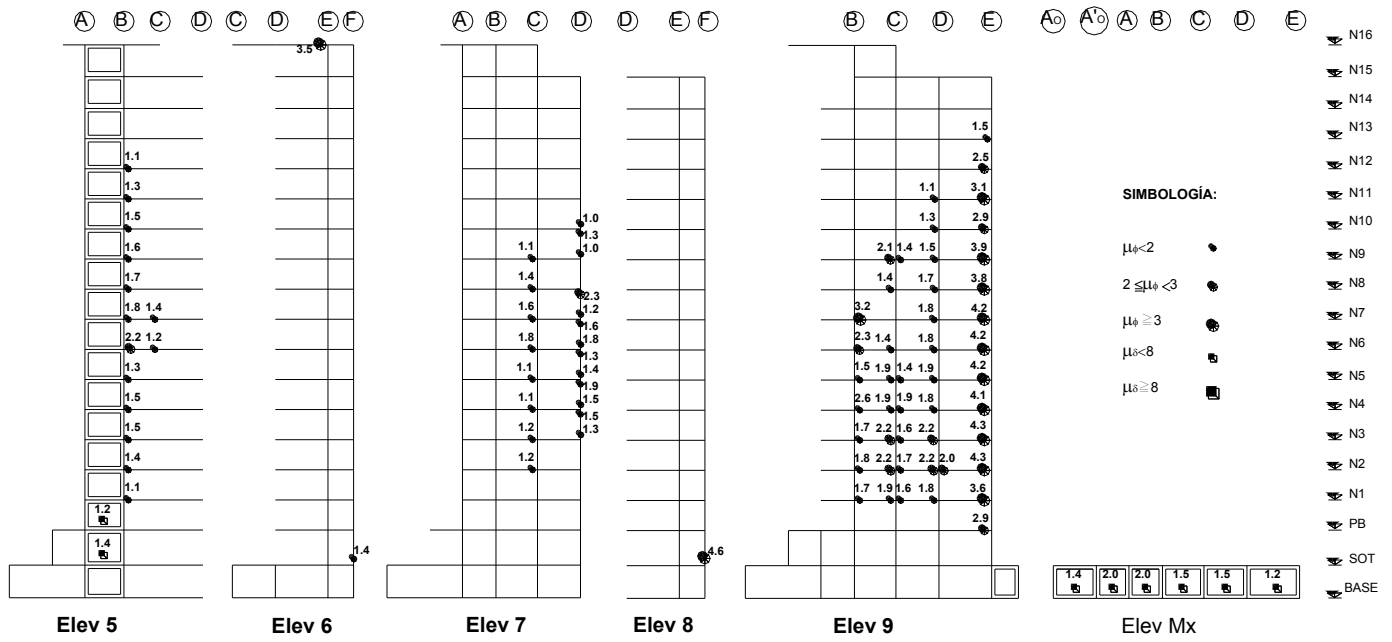
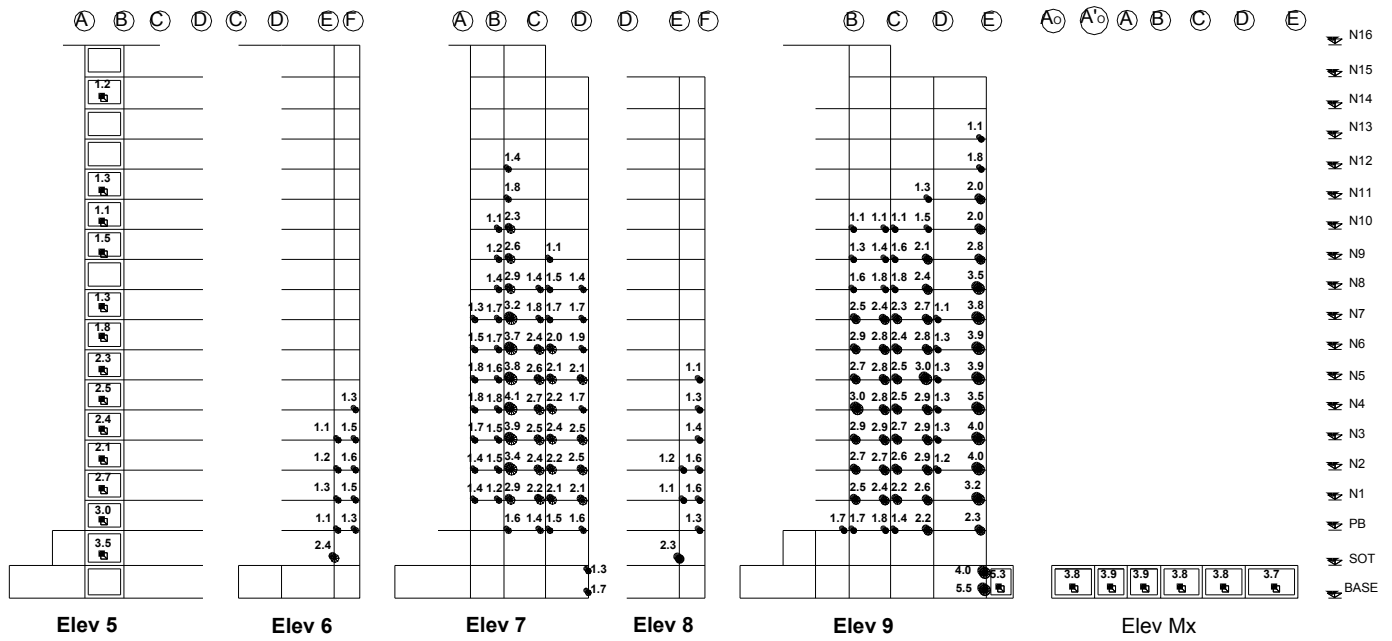


Fig. 5.17 Distribución de ductilidades en los elementos estructurales del edificio SIS con SIM 81 (Ejes Mi, 1, 2, 3 y 4).

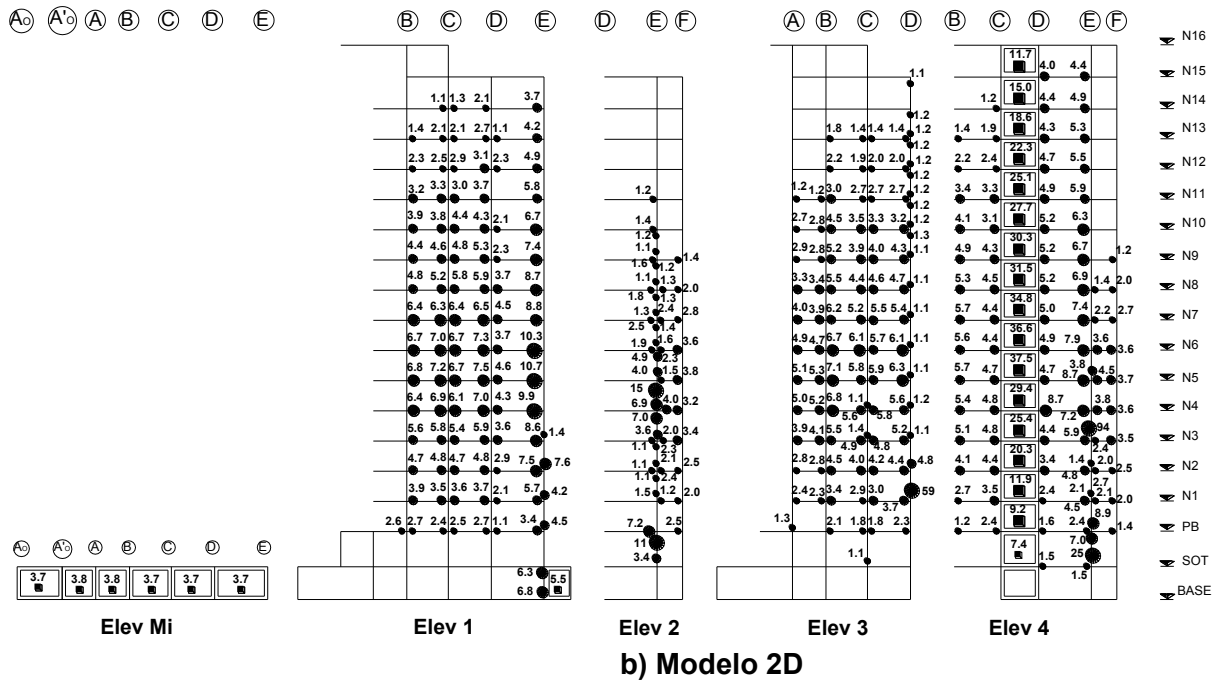
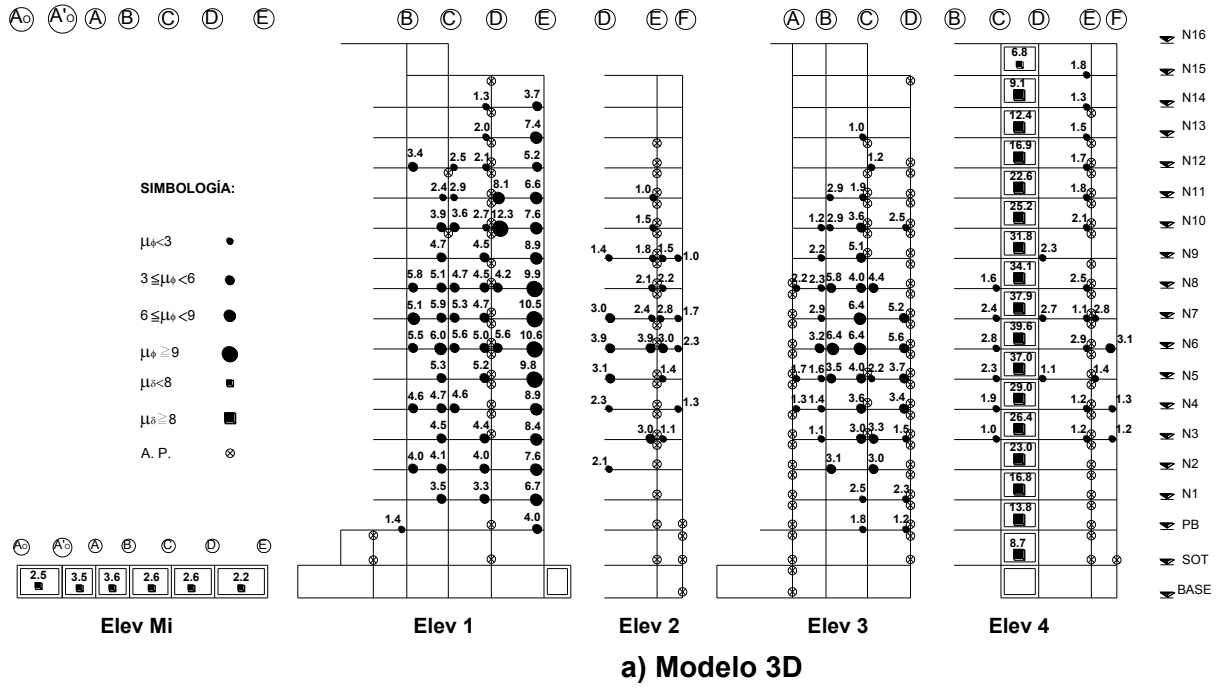


a) Modelo 3D



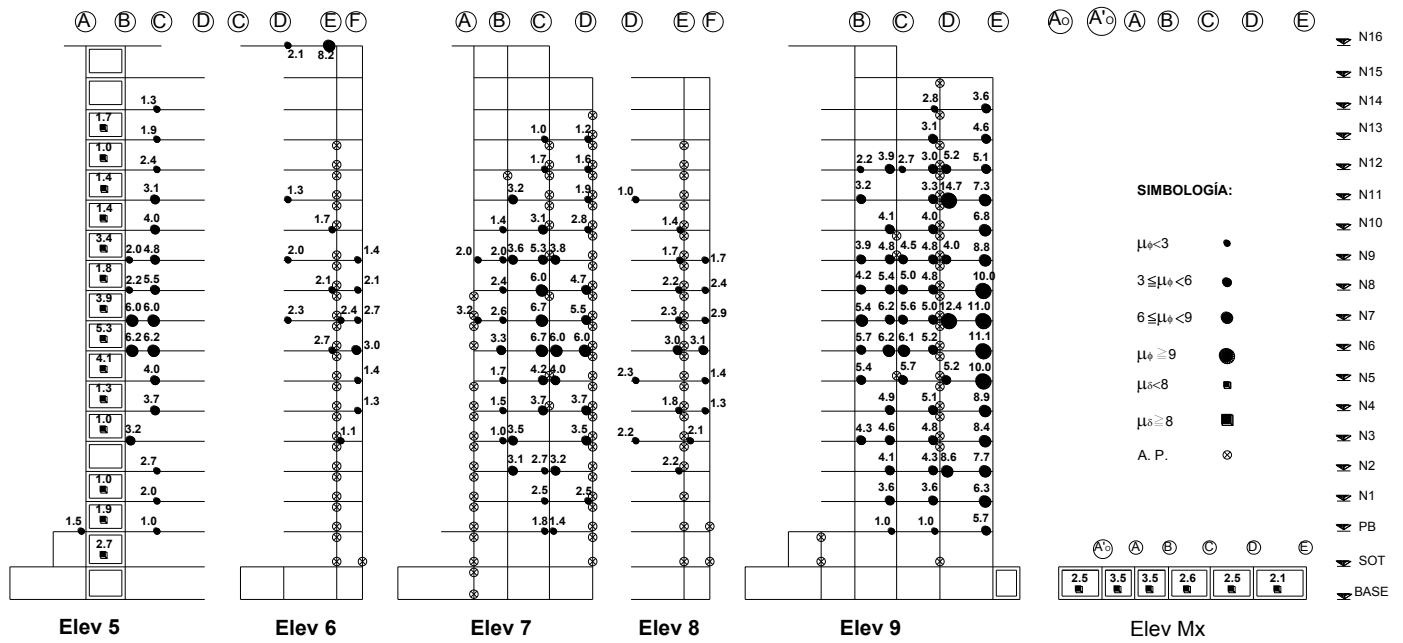
b) Modelo 2D

Fig. 5.18 Distribución de ductilidades en los elementos estructurales del edificio SIS con SIM 81 (Ejes 5, 6, 7, 8, 9 y Mx).

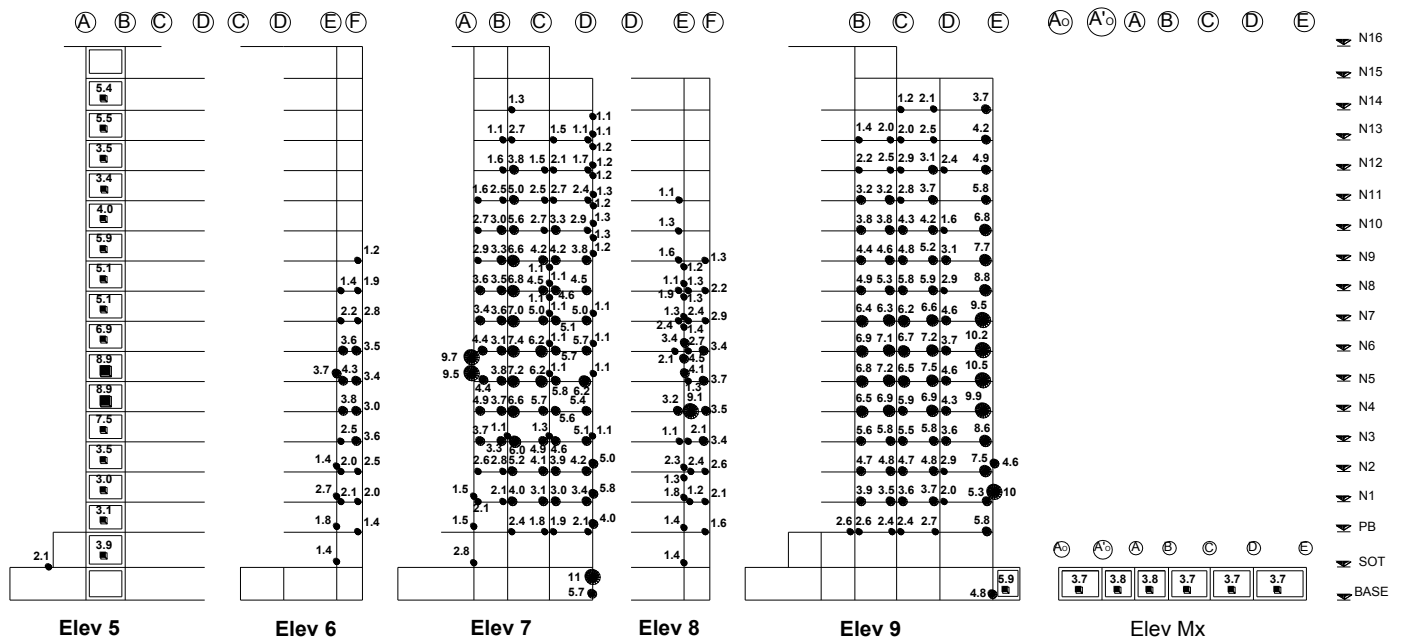


⊗ Articulación plástica en columna sin valor de ductilidad calculado.

Fig. 5.19 Distribución de ductilidades en los elementos estructurales del edificio SIS con SIM 64 (Ejes Mi, 1, 2, 3 y 4).



a) Modelo 3D



b) Modelo 2D

⊗ Articulación plástica en columna sin valor de ductilidad calculado.

Fig. 5.20 Distribución de ductilidades en los elementos estructurales del edificio SIS con SIM 64 (Ejes 5, 6, 7, 8, 9 y Mx).

Tabla 5.3 Comparación de las ductilidades de curvatura máximas en vigas que resultan del análisis DN con la SIM 81 a partir del modelo 3D y su correspondiente valor obtenido con el modelo 2D.

Elemento			Ductilidad de curvatura							
			Extremo 1				Extremo 2			
			Modelo 3D		Modelo 2D		Modelo 3D		Modelo 2D	
Nivel	Eje	Entre ejes	Positiva	Negativa	Positiva	Negativa	Positiva	Negativa	Positiva	Negativa
PB	9	D-E	<1	<1	<1	<1	2.9	1.1	2.3	1.9
1	1	D-E	1.2	0.7	<1	<1	3.4	1.8	3.5	2.5
1	9	D-E	<1	<1	<1	<1	3.6	1.5	3.2	2.5
2	1	D-E	1.1	0.7	1.2	0.8	3.9	1.7	3.9	3.2
2	9	B-C	1.8	1.0	<1	<1	2.2	0.8	2.9	1.4
2	9	D-E	1.0	0.8	1.2	0.9	4.3	1.7	3.9	3.2
3	1	D-E	1.2	0.8	1.4	0.9	4.1	1.1	4.1	3.2
3	9	D-E	<1	<1	1.3	0.9	4.3	1.6	4.0	3.3
4	1	D-E	<1	<1	<1	<1	4.5	1.9	3.5	2.6
4	9	D-E	<1	<1	<1	<1	4.1	1.8	3.5	2.6
5	1	D-E	<1	<1	<1	<1	4.4	1.4	3.9	2.6
5	9	D-E	<1	<1	1.3	0.9	4.2	1.5	3.9	2.6
6	1	D-E	<1	<1	<1	<1	4.5	1.5	3.6	2.7
6	9	B-C	1.4	2.3	2.9	2.2	1.4	1.0	2.8	1.1
6	9	D-E	<1	<1	1.2	0.9	4.2	1.5	3.6	2.7
7	1	D-E	<1	<1	1.0	0.9	4.2	1.4	3.2	2.5
7	9	B-C	3.2	3.1	2.5	1.9	<1	<1	2.4	1.0
7	9	D-E	<1	<1	1.1	0.8	4.2	1.0	3.8	2.3
8	1	D-E	<1	<1	1.0	0.8	3.8	1.1	3.3	1.9
8	9	D-E	<1	<1	1.0	0.8	3.8	1.2	3.5	1.9
9	1	D-E	<1	<1	<1	<1	3.4	1.7	2.8	1.6
9	9	B-C	<1	<1	1.3	1.3	2.1	1.8	1.4	0.8
9	9	D-E	<1	<1	<1	<1	3.9	2.3	2.8	1.6
10	1	D-E	<1	<1	<1	<1	3.1	1.9	1.9	1.1
10	9	D-E	<1	<1	<1	<1	2.9	1.0	2.0	1.1
11	1	D-E	<1	<1	<1	<1	4.4	2.5	2.0	1.0
11	9	D-E	<1	<1	<1	<1	3.1	1.2	2.0	1.0
13	1	D-E	<1	<1	<1	<1	3.3	1.5	1.1	0.8
13	9	D-E	<1	<1	<1	<1	1.5	0.7	1.1	0.8

Tabla 5.4 Comparación de las ductilidades de curvatura máximas en vigas que resultan del análisis DN con la SIM 64 a partir del modelo 3D y su correspondiente valor obtenido con el modelo 2D.

Elemento			Ductilidad de curvatura							
			Extremo 1				Extremo 2			
			Modelo 3D		Modelo 2D		Modelo 3D		Modelo 2D	
Nivel	Eje	Entre ejes	Positiva	Negativa	Positiva	Negativa	Positiva	Negativa	Positiva	Negativa
PB	1	D-E	< 1	< 1	< 1	< 1	4.0	2.1	4.7	2.8
PB	9	D-E	< 1	< 1	< 1	< 1	5.4	5.7	4.6	2.9
N1	1	D-E	2.9	1.0	3.1	1.1	6.7	3.6	6.5	4.1
N1	9	D-E	2.8	1.0	3.1	1.1	6.3	3.5	6.5	4.1
N2	1	D-E	3.4	1.4	3.9	1.6	7.6	4.3	7.8	5.0
N2	9	D-E	3.6	1.4	3.9	1.6	7.7	4.5	7.8	5.0
N3	1	D-E	4.0	1.7	4.8	1.8	8.4	4.9	8.6	5.5
N3	9	D-E	4.1	1.7	4.8	1.8	8.4	5.1	8.6	5.5
N4	1	D-E	4.4	1.0	5.5	2.0	8.9	5.1	8.5	6.5
N4	9	D-E	4.6	0.9	5.6	2.0	8.9	5.4	8.5	6.4
N5	1	D-E	5.0	1.0	5.8	2.2	9.8	5.9	9.6	6.7
N5	9	D-E	5.2	1.0	5.9	2.2	10.0	6.1	9.6	6.7
N6	1	B-C	5.5	5.4	7.1	4.9	6.0	4.4	7.3	4.3
N6	1	C-D	5.6	5.2	7.6	4.8	5.0	4.8	7.6	4.6
N6	1	D-E	5.6	3.6	5.9	2.2	10.6	6.6	10.9	5.7
N6	2	D-E	3.9	0.5	< 1	< 1	2.6	2.8	3.1	1.5
N6	3	B-C	5.3	4.6	7.1	6.5	6.4	3.9	6.2	4.9
N6	5	B-C	6.2	4.6	6.2	5.3	2.2	1.1	< 1	< 1
N6	7	B-C	5.5	4.3	7.3	5.9	6.7	3.8	6.2	5.5
N6	7	C-D	6.0	3.9	6.6	5.8	5.9	2.5	6.3	5.8
N6	9	B-C	5.7	5.6	7.0	4.9	6.2	4.6	7.3	4.3
N6	9	C-D	6.1	5.5	7.7	4.8	5.2	5.1	7.7	4.7
N6	9	D-E	5.8	3.6	5.9	2.2	11.1	6.8	10.9	5.7
N7	1	B-C	5.0	5.1	6.5	4.5	5.9	4.0	7.1	3.6
N7	1	C-D	5.3	5.1	7.0	4.5	4.7	4.4	7.4	4.2
N7	1	D-E	5.1	3.4	5.1	2.3	10.5	6.1	10.0	5.6
N7	3	B-C	4.7	4.5	6.9	6.1	6.4	3.6	6.1	4.0
N7	5	B-C	6.0	4.6	6.1	5.1	2.3	1.1	< 1	< 1
N7	7	B-C	4.9	4.2	7.0	5.9	6.7	3.4	5.6	5.1
N7	9	B-C	5.0	5.4	6.2	4.5	6.2	4.0	7.0	4.0
N7	9	C-D	5.6	5.5	7.0	4.5	5.0	4.7	7.3	4.2
N7	9	D-E	5.2	3.5	5.3	2.2	11.0	6.0	10.2	5.5
N8	1	B-C	3.7	4.0	4.7	3.9	5.1	3.3	6.5	3.1
N8	1	C-D	4.7	4.7	6.2	4.2	4.5	3.7	7.1	3.5
N8	1	D-E	4.2	3.2	4.6	2.0	9.9	6.2	9.6	4.8
N8	7	B-C	4.1	3.6	6.9	5.4	6.0	2.8	5.4	3.9
N8	9	B-C	3.7	4.2	4.7	3.9	5.4	3.3	6.4	3.1
N8	9	C-D	4.9	5.0	6.2	4.2	4.8	4.0	7.1	3.6
N8	9	D-E	4.5	3.5	4.5	2.0	10.0	5.4	9.6	4.9
N9	1	B-C	3.4	3.9	4.3	3.5	4.7	2.7	6.0	2.4
N9	1	C-D	4.1	4.2	5.3	3.9	3.4	3.4	6.4	3.1
N9	1	D-E	3.8	2.1	3.9	1.7	8.9	5.0	9.1	4.3
N9	9	B-C	3.3	3.9	4.3	3.5	4.8	2.7	5.9	2.5
N9	9	C-D	4.4	4.5	5.3	3.9	3.1	3.8	6.4	3.2
N9	9	D-E	4.0	1.8	3.9	1.8	8.8	4.7	9.1	4.3
N10	1	D-E	2.9	1.0	3.4	1.4	7.6	4.4	8.0	3.6
N10	9	B-C	2.8	3.4	3.6	2.8	4.1	2.1	5.0	1.9
N10	9	D-E	3.5	0.9	3.4	1.4	6.8	3.8	8.0	3.6
N11	1	B-C	1.8	2.4	2.9	2.3	2.4	1.6	4.1	1.5
N11	1	D-E	2.4	0.9	2.8	1.1	6.6	3.3	7.3	3.0
N11	9	D-E	2.5	0.9	2.8	1.1	7.3	3.3	7.2	3.0
N12	1	B-C	3.4	3.1	2.0	1.9	1.6	1.0	3.5	1.1
N12	1	D-E	2.0	0.9	2.2	1.0	5.2	2.0	6.5	2.6
N12	9	B-C	2.2	1.6	2.2	1.9	3.9	2.6	3.5	1.0
N12	9	D-E	1.8	1.0	2.2	1.0	5.1	2.9	6.5	2.6
N13	1	D-E	< 1	< 1	1.7	0.9	5.1	7.4	5.8	1.9
N13	9	D-E	< 1	< 1	1.7	0.9	4.6	2.1	5.8	1.9

Tabla 5.5 Comparación de ductilidades de desplazamiento máximas en muros de concreto reforzado obtenidas del análisis DN con la SIM 81 a partir de los modelos 2D y 3D.

Elemento			Ductilidad de desplazamiento			
Nivel	Eje	Entre ejes	Modelo 3D		Modelo 2D	
			Positiva	Negativa	Positiva	Negativa
SOT	Mi	Ao-A'o	1.4	1.4	3.8	3.3
SOT	Mi	A'o-A	2.0	2.0	3.9	3.4
SOT	Mi	A-B	2.0	2.1	3.9	3.4
SOT	Mi	B-C	1.5	1.5	3.8	3.3
SOT	Mi	C-D	1.5	1.5	3.8	3.3
SOT	Mi	D-E	1.2	1.3	3.7	3.2
SOT	Mx	Ao-A'o	1.2	1.4	3.8	3.3
SOT	Mx	A'o-A	1.6	2.0	3.9	3.4
SOT	Mx	A-B	1.7	2.0	3.9	3.4
SOT	Mx	B-C	1.2	1.5	3.8	3.3
SOT	Mx	C-D	1.2	1.5	3.8	3.3
SOT	Mx	D-E	1.0	1.2	3.7	3.2
PB	4	C-D	4.9	5.4	5.5	5.7
N1	4	C-D	6.9	7.2	6.2	6.6
N2	4	C-D	6.9	8.0	6.8	7.7
N3	4	C-D	8.1	10.0	10.3	11.9
N4	4	C-D	8.8	10.8	11.9	13.9
N5	4	C-D	9.0	10.8	12.5	14.3
N6	4	C-D	10.3	12.7	16.2	18.1
N7	4	C-D	10.0	12.6	15.9	18.2
N8	4	C-D	9.8	12.1	15.1	18.0
N9	4	C-D	9.5	11.1	13.8	17.5
N10	4	C-D	9.4	10.5	13.7	17.8
N11	4	C-D	8.8	9.7	12.3	16.6
N12	4	C-D	9.0	9.8	11.5	15.9
N13	4	C-D	7.4	7.6	9.7	14.3
N14	4	C-D	5.1	4.9	7.7	12.1
N15	4	C-D	2.8	2.3	5.2	9.5
N16	4	C-D	1.3	1.0	2.6	7.3
PB	5	A-B	1.2	1.4	3.5	2.8
N1	5	A-B	1.2	1.0	3.1	2.5
N2	5	A-B	<1	<1	2.7	2.2
N3	5	A-B	<1	<1	2.1	1.8
N4	5	A-B	<1	<1	2.4	1.7
N5	5	A-B	<1	<1	2.5	1.1
N6	5	A-B	<1	<1	2.3	1.1
N7	5	A-B	<1	<1	1.8	0.9
N8	5	A-B	<1	<1	1.3	0.8
N9	5	A-B	<1	<1	<1	<1
N10	5	A-B	<1	<1	1.4	1.5
N11	5	A-B	<1	<1	1.1	1.0
N12	5	A-B	<1	<1	1.3	1.0
N13	5	A-B	<1	<1	<1	<1
N14	5	A-B	<1	<1	<1	<1
N15	5	A-B	<1	<1	1.2	0.8

Tabla 5.6 Comparación de ductilidades de desplazamiento máximas en muros de concreto reforzado obtenidas del análisis DN con la SIM 64 a partir de los modelos 2D y 3D.

Elemento			Ductilidad de desplazamiento			
Nivel	Eje	Entre ejes	Modelo 3D		Modelo 2D	
			Positiva	Negativa	Positiva	Negativa
SOT	Mi	Ao-A'o	2.1	2.5	4.7	4.4
SOT	Mi	A'o-A	2.9	3.5	4.9	4.6
SOT	Mi	A-B	2.9	3.6	4.9	4.6
SOT	Mi	B-C	2.1	2.6	4.7	4.4
SOT	Mi	C-D	2.1	2.6	4.7	4.4
SOT	Mi	D-E	1.8	2.2	4.6	4.3
SOT	Mx	Ao-A'o	2.0	2.5	4.7	4.4
SOT	Mx	A'o-A	2.9	3.5	4.9	4.6
SOT	Mx	A-B	2.9	3.5	4.9	4.6
SOT	Mx	B-C	2.1	2.6	4.7	4.4
SOT	Mx	C-D	2.1	2.5	4.7	4.4
SOT	Mx	D-E	1.7	2.1	4.6	4.3
PB	4	C-D	8.7	8.4	6.8	7.6
N1	4	C-D	13.8	11.9	8.8	10.4
N2	4	C-D	16.8	14.4	11.1	13.2
N3	4	C-D	23.0	20.2	19.3	22.3
N4	4	C-D	26.4	24.0	23.4	27.3
N5	4	C-D	29.0	27.3	26.2	30.4
N6	4	C-D	36.9	37.0	33.8	38.6
N7	4	C-D	37.0	39.6	33.6	37.4
N8	4	C-D	33.7	37.9	31.7	34.1
N9	4	C-D	30.0	34.1	29.0	30.4
N10	4	C-D	26.7	31.8	26.1	27.5
N11	4	C-D	22.6	25.2	22.2	24.6
N12	4	C-D	21.3	22.6	20.1	22.1
N13	4	C-D	16.9	16.0	16.6	18.8
N14	4	C-D	12.4	10.7	12.7	15.3
N15	4	C-D	9.1	7.1	9.5	12.5
N16	4	C-D	6.8	5.3	4.6	9.8
PB	5	A-B	1.6	2.7	4.0	3.0
N1	5	A-B	1.3	1.9	3.6	3.1
N2	5	A-B	0.9	1.0	3.1	3.0
N3	5	A-B	<1	<1	3.1	2.9
N4	5	A-B	1.0	0.9	3.9	3.9
N5	5	A-B	1.3	1.0	5.4	5.4
N6	5	A-B	3.5	4.1	5.9	5.5
N7	5	A-B	3.4	5.3	5.6	4.2
N8	5	A-B	1.5	3.9	5.3	2.5
N9	5	A-B	0.6	1.8	4.7	1.0
N10	5	A-B	0.9	3.4	3.9	1.0
N11	5	A-B	0.7	1.4	2.7	1.0
N12	5	A-B	1.0	1.4	3.1	1.2
N13	5	A-B	0.9	1.0	3.3	1.1
N14	5	A-B	1.1	1.7	4.5	1.6
N15	5	A-B	<1	<1	4.5	1.5

En el caso de las vigas con el modelo tridimensional la máxima ocurre con la SIM 64, esta resulta de 11.1 para la viga del eje 9 entre los ejes “D” y “E” del entrespacio 6, en el caso del modelo plano la máxima es de 10.9 para este mismo elemento. Con la SIM 81 en el modelo 3D la máxima es de 4.5 para las vigas del eje 1 entre los ejes “D” y “E” de los entrespacios 4 y 6, mientras que en el modelo plano la máxima es de 5.4 y ocurre en una viga del eje 3 entre los ejes “C” y “D”

Con ambas simulaciones, el modelo 2D presenta una mayor cantidad de articulaciones plásticas en vigas, principalmente en los marcos de los ejes 3, 4 y 7; en los marcos longitudinales exteriores (ejes 1 y 9) la diferencia se reduce pero siguen siendo más las obtenidas con el modelo plano.

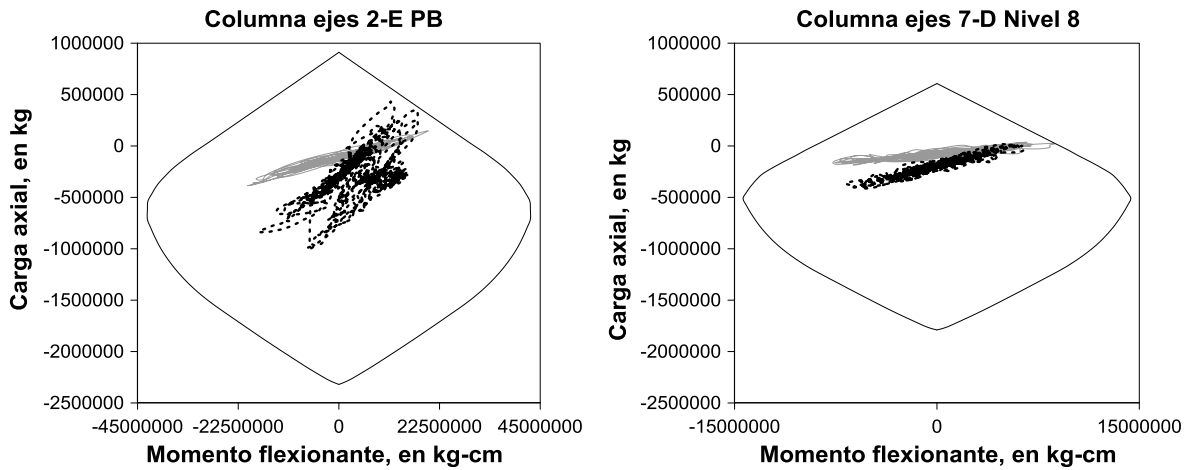
La diferencia observada en el comportamiento inelástico de las vigas entre los modelos 2D y 3D, se atribuye a que como se mencionó en las características del modelo no lineal, en el cálculo de los momentos de fluencias resultaron en varios casos entre 15 y 20 % mayores los empleados en el modelo 3D, esto explica el hecho de que las vigas del modelo plano presenten ductilidades mayores.

Las ductilidades máximas de desplazamiento en muros de concreto son muy similares a las que se obtienen con el modelo 2D en el caso del muro del eje 4 (MC2), lo cual no ocurre con el muro del eje 5 (MC1) principalmente en los entrespacios inferiores, ya que con el modelo 3D en la SIM 81, el muro responde de forma lineal en prácticamente todos los entrespacios. Lo anterior también tiene su origen de acuerdo a lo que se presenta en las características del modelo no lineal en que las resistencias calculadas para emplear en estos elementos presenta diferencias que llegan a ser de alrededor del 20% mayores para los pisos inferiores en el modelo 3D.

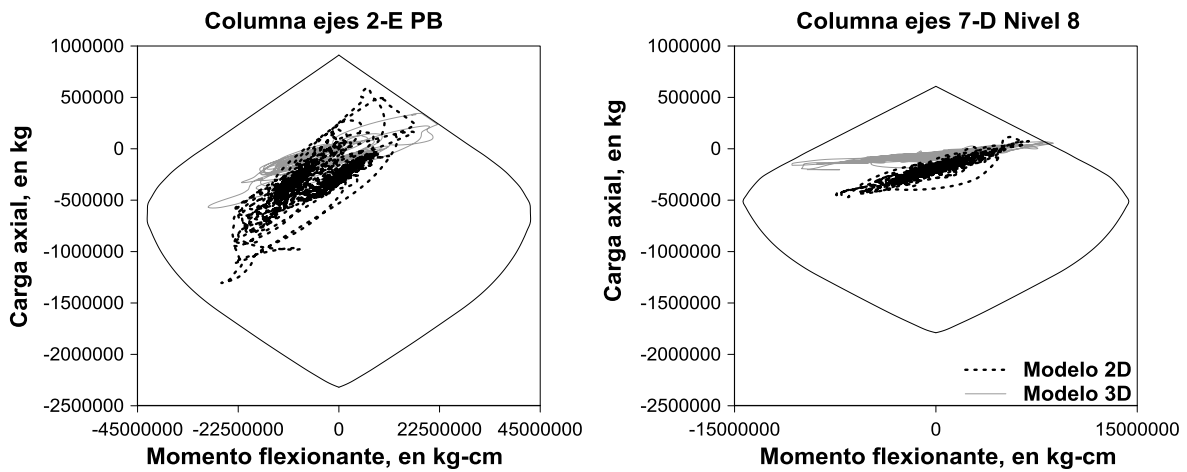
En el caso de las columnas existen diferencias en el comportamiento presentado entre el modelo 2D y 3D, para las dos simulaciones. Con la SIM 81 en el modelo 2D existen 7 elementos distribuidos entre semisótano y planta baja, en los cuales existen formación de articulaciones plásticas, en todos los casos corresponden a elementos de los ejes “D” y “E”, y la ductilidad máxima que se presenta es de 7.6; con el modelo 3D el número de elementos aumenta a 18 la mayoría distribuidos en las columnas de los cruces de ejes 3-“D”; y 7-“D” entre los niveles 3 a 10, la mayor resulta de 2.7 en el entrespacio 6. Con la SIM 64, las diferencias observadas son aún más significativas, ya que con el modelo 3D existen formación de articulaciones plásticas en varias columnas en casi todos los niveles, en el modelo plano aunque existen columnas con ductilidades grandes la cantidad es menor.

Debido al incremento en el número de columnas en que se presenta la formación de articulaciones plásticas con el modelo 3D, se realizaron comparaciones de los momentos y la carga axial demandas con la SIM 81 y SIM 64, con el diagrama de interacción calculado con el programa Biax para esa dirección; para lo cual se eligieron algunas columnas que presentan comportamiento diferente en el modelo 2D y 3D con una de las dos simulaciones, como se muestra en las figs. 5.21a y 5.21b.

En las fig. 5.21a se muestran la comparación de dos columnas que pertenece a los ejes 2-“E” y 7-“D” en planta baja y entrepiso 8, respectivamente; mientras que en la fig. 5.21b las dos columnas estudiadas forman parte del cruce de ejes 7-“A” en los niveles 3 y 6.



a) Diagramas obtenidos con SIM 81

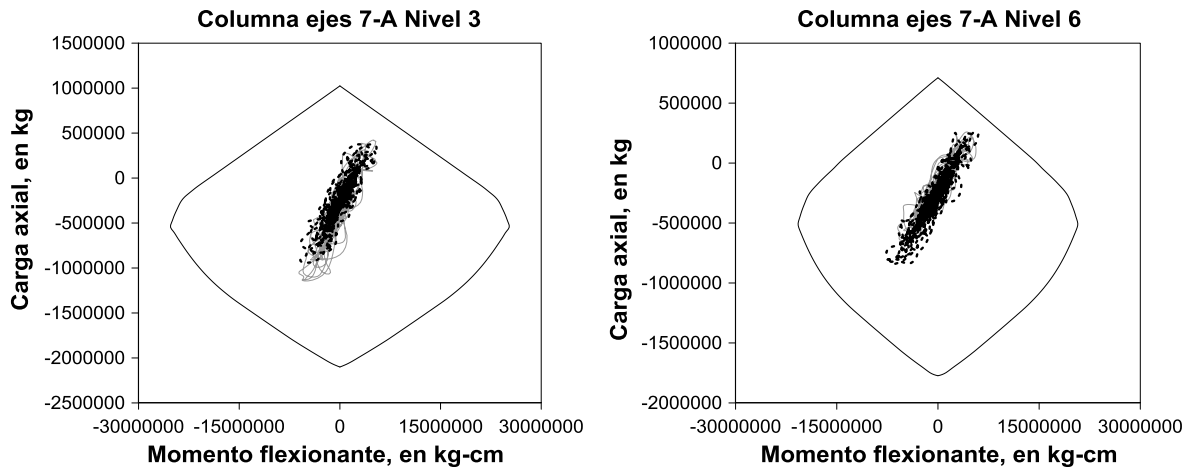


b) Diagramas obtenidos con SIM 64

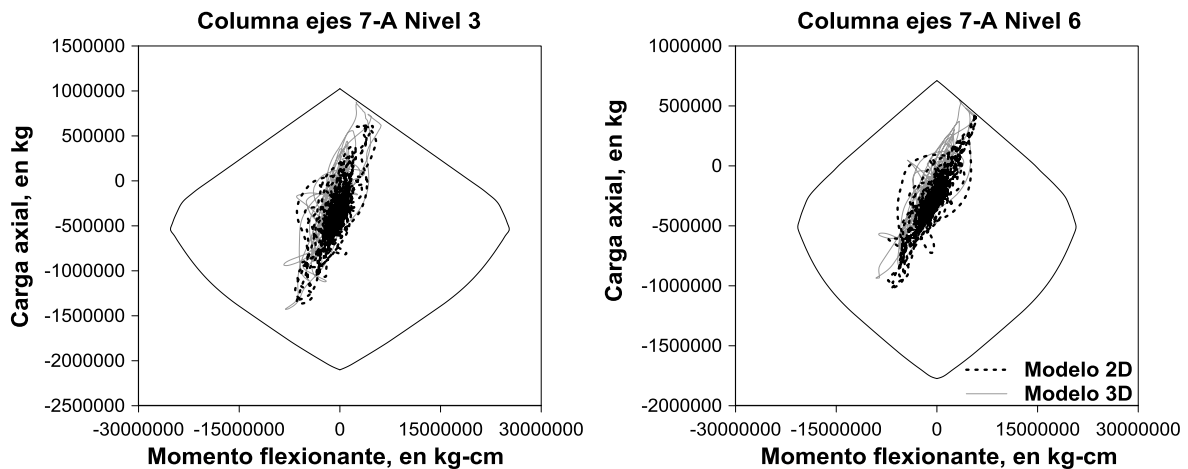
Fig. 5.21a Comparación de los momentos y carga axial demandados con las SIM 64 y SIM 81 en modelo 2D y 3D, y los diagramas de interacción de algunas columnas.

Con las dos columnas comparadas en la fig. 5.21a, se evidencia que para estos elementos la variación de fuerza axial resulta mayor en el modelo 2D. En la columna 2-“E”, con el modelo plano en ambos casos hay formación de articulación plástica; por el contrario, con el modelo 3D en la SIM 81 solo se acerca al límite del diagrama de interacción, y con el incremento en la demanda que produce la SIM 64 si hay formación de articulación plástica.

En la columna 7-“D” con el modelo plano, no existe formación de articulación plástica con las dos simulaciones, aunque se encuentra cerca del límite del diagrama de interacción, a diferencia de lo que ocurre con el modelo 3D en el que si se presenta en ambos casos.



a) Diagramas obtenidos con SIM 81



b) Diagramas obtenidos con SIM 64

Fig. 5.21b Comparación de los momentos y carga axial demandados con las SIM 64 y SIM 81 en modelo 2D y 3D, y los diagramas de interacción de algunas columnas.

Como resultado de esta comparación de la fig. 5.21b se observa que los momentos y carga axial demandados durante los análisis para las columnas del eje “A”, tienen un comportamiento similar, caracterizados con una gran variación de carga axial, que los acerca al límite del diagrama cerca del punto de falla en tensión con la SIM 64, aunque en el caso particular de la columna del nivel 3 no presente articulación plástica con el modelo 2D. Con la SIM 64 se presenta un incremento significativo en los valores de carga axial demandados respecto a lo observado con la SIM 81 que llega a ser hasta del 52% en tensión y de más del 100% en compresión.

Partiendo de lo observado en las comparaciones anteriores, se llegaron a algunas conclusiones con las cuales se podría entender el hecho de que se incremente el número de articulaciones plásticas en columnas con el modelo 3D, debiéndose principalmente a pequeños incrementos en la demanda o a reducciones en la capacidad en aquellas que se encuentran en el límite del diagrama de interacción:

- Debido a que el muro de concreto MC1 presenta una mayor resistencia en el modelo 3D, la fuerza cortante en cada entrepiso es mayor a la del modelo plano y en consecuencia la carga axial producidas por el sismo también los son, acercando más a las columnas a la zona de falla en tensión.
- En Carr (2007), se reconoce que la formulación empleada para modelar la superficie de interacción de columnas (Penzien *et al.*, 1973), que es diferente a la adoptada en el modelo 2D, en algunos casos con ciertas combinaciones de momento flexionante asociados a carga axial nula y a la falla balanceada puede subestimar el punto de falla en tensión.
- Los efectos de torsión inducen momento flexionante en las columnas en la dirección contraria a la del sismo, lo que ocasiona que se demande flexión biaxial, de acuerdo con la formulación empleada para modelar las superficies de interacción de columnas los parámetros α y β que marca la capacidad para este tipo de flexión fueron tomados en la mayoría de los casos menores a 2 obteniendo en consecuencia menor resistencia que para flexión uniaxial.

5.2.6 Comparación de la respuesta con parámetros de diseño

5.2.6.1 Envolvente de desplazamientos

En las figuras 5.22 y 5.23 se grafican las comparaciones de envolventes de desplazamiento por entrepiso para las simulaciones 64 y 81 con los dos modelos no lineales. En el caso de la SIM 81 los máximos desplazamientos son muy congruentes en ambos modelos de aproximadamente 32 cm, la mayor diferencia ocurre en los entrepisos inferiores y llega a ser de 17%. Con la SIM 64 la diferencia en los máximos desplazamientos se incrementa, en el modelo tridimensional resulta de 58 cm y en el modelo plano de 53 cm; en este caso la mayor diferencia es de 19% también en los entrepisos inferiores, aunque se incrementa en todos los niveles respecto a lo observado con la SIM 81.

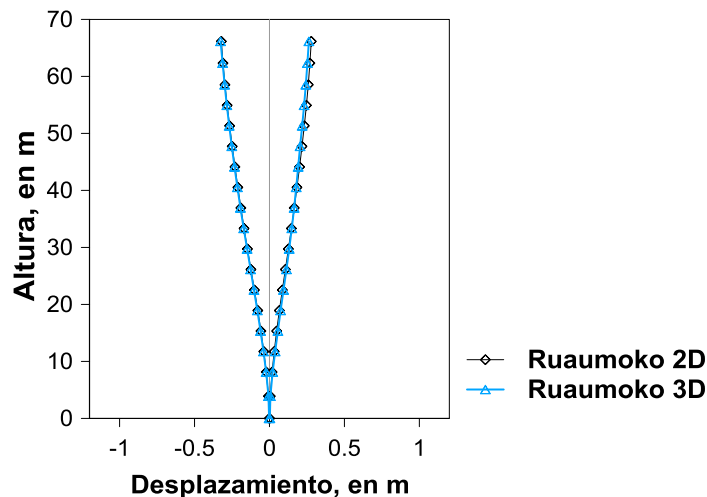


Fig. 5.22 Comparación de envolventes de desplazamientos obtenidos con SIM 81.

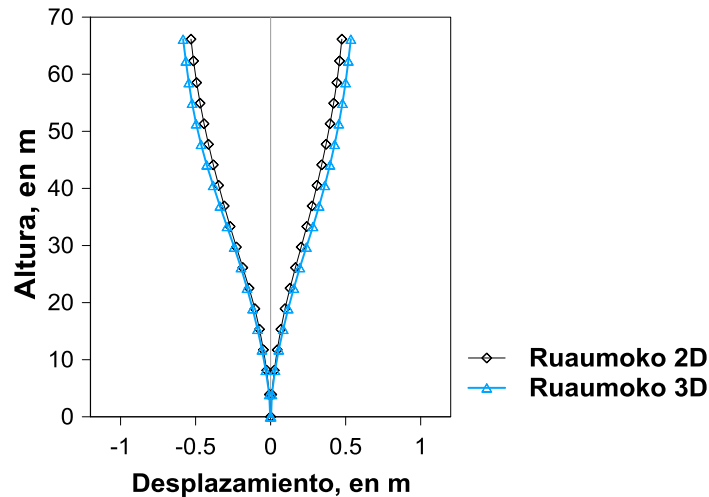


Fig. 5.23 Comparación de envoltorios de desplazamientos obtenidos con SIM 64.

5.2.6.2 Envoltorio de distorsiones de entrepiso

En las figuras 5.24 y 5.25 se comparan las envoltorios de distorsiones de entrepiso obtenidas con los modelos 2D y 3D para la SIM 81 y SIM 64, con los límites permisibles especificados en el RC-ACA (2002) que corresponden a 0.6% para el caso de edificios con muros de mampostería ligados a la estructura principal y 1.2 % para el caso contrario.

En el análisis del modelo tridimensional con la SIM 81 las máximas distorsiones de entrepiso resultan de 0.65% para desplazamiento negativo que ocurre en el nivel 6 y 0.55% para positivo en el nivel 4; en el modelo plano se llega al mismo valor para la distorsión asociada a desplazamiento negativo y en sentido opuesto si existe un ligero cambio ya que el valor es de 0.57% y ocurre en el entrepiso 6. Aunque en general se aprecia que se llegan a valores similares en todos los entrepisos.

A diferencia de lo observado en los resultados de la SIM 81, con la SIM 64 se obtienen distorsiones de entrepiso que exceden el límite permisible del RC-ACA (2002) de 1.2 %, las máximas obtenidas con el modelo 3D son de 1.39% en el entrepiso 7 y 1.25% en el entrepiso 6, para desplazamiento negativo y positivo respectivamente, y con el modelo 2D estos valores son de 1.22% y 1.08%, ambos en el entrepiso 6; en este caso la diferencia respecto a lo obtenido con el modelo 2D es más significativa llegando a ser hasta de 24 % en los niveles de máximas distorsiones. Esta diferencia se atribuye a la gran cantidad de articulaciones plásticas que se presentan en columnas con el modelo 3D.

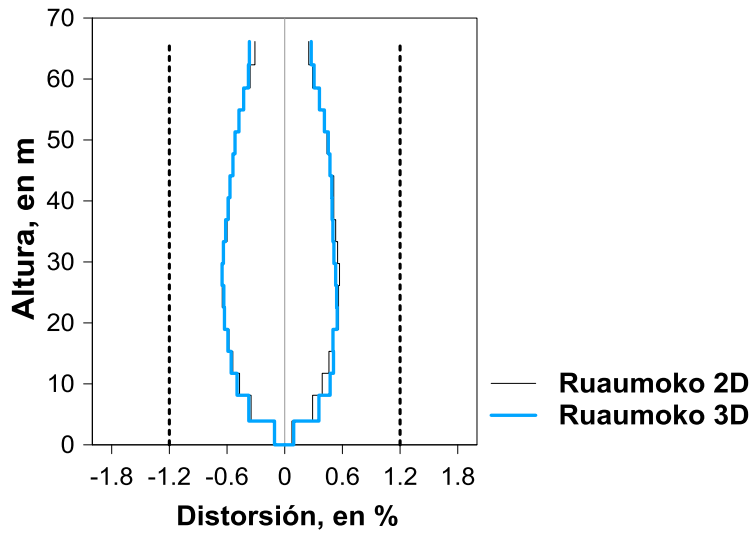


Fig. 5.24 Comparación de envolventes de distorsiones de entrepiso obtenidas con SIM81.

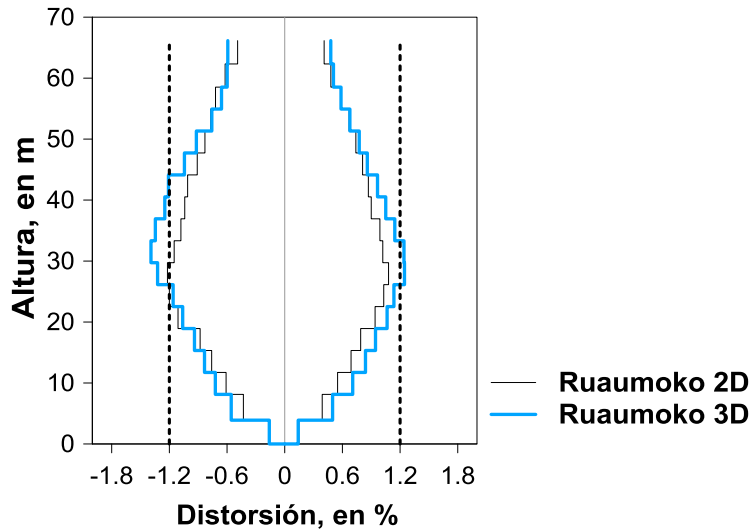


Fig. 5.25 Comparación de envolventes de distorsiones de entrepiso obtenidas con SIM64.

5.2.6.3 Coeficiente sísmico

En la figura 5.26 se realiza la comparación de algunos de los coeficientes sísmicos obtenidos de la historia con la SIM 81 y SIM 64 empleando los modelo 2D y 3D, con los del RC-ACA (2002) para un terreno tipo III reducidos con factores de comportamientos sísmico (Q) de 2 y 4.

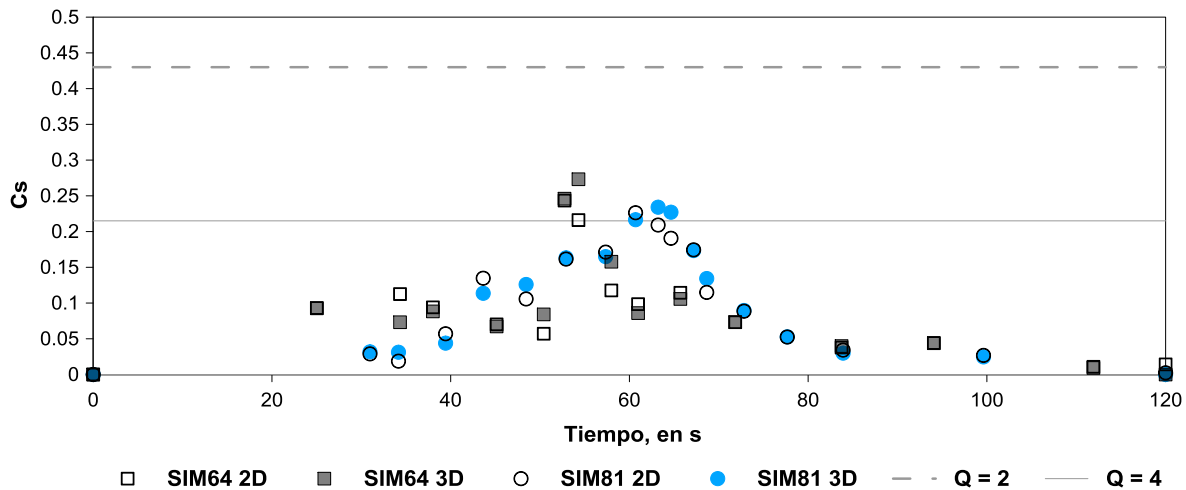


Fig. 5.26 Comparación del coeficiente sísmico de diseño y el demandado con la SIM81 y SIM64, para modelos 2D y 3D.

Los coeficientes sísmicos obtenidos con los modelos 2D y 3D, son similares resultando mayor el tridimensional con ambas simulaciones, en un 4% para la SIM 81 y 12% para la SIM 64.

En el caso del modelo 3D, con la SIM 81 el coeficiente sísmico máximo es de 0.234 (cortante basal de 2808 t) y con la SIM 64 de 0.273 (cortante basal de 3276 t), ambos resultan mayores que el coeficiente sísmico de diseño para Q=4 (0.215) en aproximadamente 9 y 27 % que se puede interpretar como sobrerresistencia.

5.2.6.4 Cortante de entrepiso

Al comparar las envolventes de cortantes de entrepiso con los modelos 2D y 3D obtenidos a partir de la SIM 81 y SIM 64 que se presentan en la figura 5.27, se aprecia que con la simulación 81 ambos modelos predicen cortantes muy similares la mayor diferencia es de 12% y ocurre en los niveles 2 y 3 para cortante positivo, y de 10% en los niveles 1 y 2 para negativo.

En el caso de la simulación 64 la diferencia es más evidente, siendo mayor en casi todos los entrepisos el cortante obtenido con el modelo 3D, en sentido positivo en los entrepisos semisótano a nivel 6 el modelo tridimensional resulta en promedio 18% mayor, aunque esta diferencia disminuye con la altura, ya que del nivel 7 al 11 es de 12% y del nivel 12 al 15 de 8 %; en el sentido opuesto la mayor diferencia ocurre entre los entrepisos 3 y 5 que resulta en promedio de 20 %, por el contrario en los entrepisos 12 a 16 el cortante estimado por el modelo 2D es mayor en promedio en 3%.

Las diferencias observadas entre los cortantes de entrepisos que se presentan con el modelo 2D y 3D son atribuibles en gran parte a la mayor resistencia que presenta el muro MC1 en el modelo tridimensional.

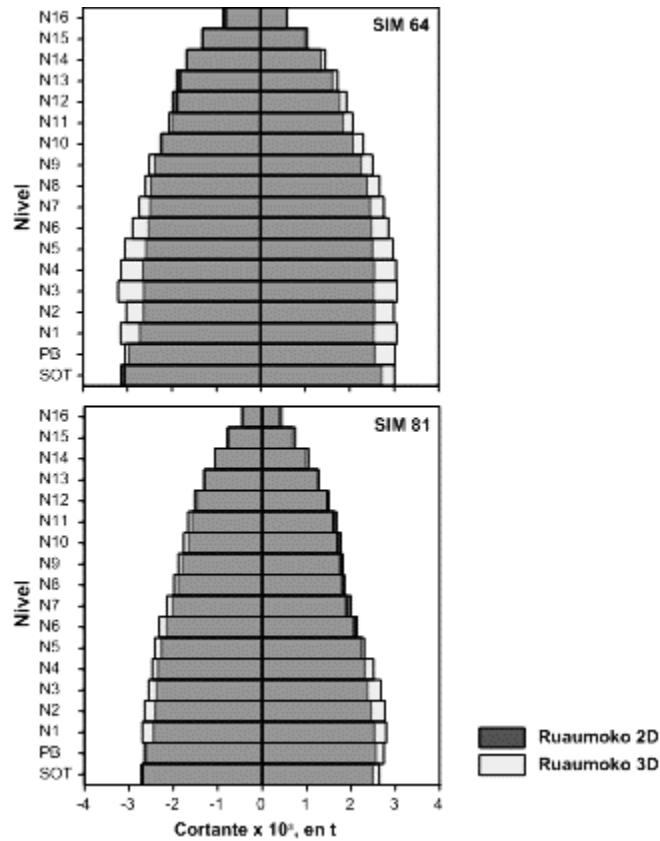


Fig. 5.27 Comparación de envolturas de cortantes de entrepiso obtenidos con SIM81 y SIM64.

5.2.6.5 Ductilidad global y ductilidad de entrepiso

Se calcularon ductilidades a nivel global empleando la ecuación 5.1 que relaciona el desplazamiento relativo máximo de azotea alcanzado en los análisis DN con la SIM 81 y SIM 64, y los asociados a la fluencia obtenidos con los análisis ENC con distribución de cargas proporcional a la primera forma modal.

$$\mu_{\Delta global} = \frac{\Delta_u \text{ azotea}}{\Delta_y \text{ azotea}} \quad (\text{ec 5.1})$$

Las ductilidades globales calculadas se comparan en la tabla 5.7 con las obtenidas en el modelo plano, en las cuales se emplearon los desplazamientos de fluencia derivados de las curvas ADI.

Tabla 5.7 Comparación de ductilidades globales con SIM 81 y SIM 64, a partir de los modelos 2D y 3D.

Modelo	SIM 81		SIM 64	
	Desplazamiento positivo	Desplazamiento negativo	Desplazamiento positivo	Desplazamiento negativo
Modelo 3D	1.04	-1.15	2.17	-2.02
Modelo 2D	1.19	-1.34	2.01	-2.20

Las ductilidades globales calculadas empleando el modelo tridimensional con ambas simulaciones resultan menores que las obtenidas a partir del modelo plano, lo cual tiene su explicación debido a que los desplazamientos de azotea asociados a la fluencia

obtenidos con el modelo 2D a partir de las curva ADI, son menores a los que resultan de los análisis ENC en el modelo 3D; en este último además se hace distinción en el sentido de aplicación de la carga en la dirección longitudinal, debido a la asimetría en la distribución de elementos en planta respecto al eje transversal del edificio, dando como resultado un desplazamiento de fluencia mayor en el sentido negativo.

Debido a lo anterior en la SIM 81 las ductilidades obtenidas con el modelo tridimensional resultan menores hasta en un 17%, y con la SIM 64 en un 9%, a pesar de que con esta simulación los desplazamientos máximos alcanzados durante los análisis DN con el modelo 3D resultan mayores.

Las ductilidades por entrepiso se emplean para tener una idea de cómo se distribuye la ductilidad global calculada en los diferentes niveles del edificio, se calculan con la ecuación 5.2 que relaciona el desplazamiento relativo máximo entre niveles sucesivos y el asociado a la fluencia que se obtiene mediante dos criterios distintos.

$$\mu_{\delta \text{ entrepiso}} = \frac{\delta_{m \text{ entrepiso}}}{\delta_{y \text{ entrepiso}}} \quad (\text{ec 5.2})$$

Criterio 1: Es equivalente al empleado en Morales (2005) con el modelo plano, en el cual el desplazamiento de fluencia de cada entrepiso corresponde al que se presenta durante los análisis DN para cada simulación cuando el desplazamiento relativo máximo de azotea alcanza por primera vez el asociado a la fluencia global del sistema.

Criterio 2: Se obtiene de los análisis ENC con un procedimiento similar a como se obtuvieron los desplazamientos de fluencia globales, es decir, se calcula una curva de capacidad para cada entrepiso hasta alcanzar una distorsión de 1.5% y posteriormente se realiza una idealización bilineal en cada una de ellas. Aunque este es un escenario irreal debido a que típicamente cuando algunos entrespisos están cerca del colapso otros siguen comportándose elásticamente, sí dan una idea más realista de en cuales entrespisos se concentra la no linealidad.

La razón de calcular las ductilidades con el criterio 2 responde a que en sentido estricto el criterio 1 más que una ductilidad representa el factor de amplificación que sufren los desplazamientos de entrepiso a partir de ese escenario, por lo cual no necesariamente un valor mayor a uno es indicio de comportamiento inelástico debido a que tienen dependencia directa con el desplazamiento instantáneo que presentaba cada entrepiso al momento que en conjunto se alcanzó el desplazamiento en azotea asociado a la fluencia.

En la figura 5.28 se muestra la comparación de las ductilidades de entrepiso obtenidas con el criterio 1, a partir de los modelos 2D y 3D con las simulaciones 81 y 64; con la SIM 81 la máxima diferencia es del 33% en el entrespisos 5, mientras que con la SIM 64 existen diferencias que llegan a ser de más del 90% en el semisótano y de 50% en los entrespisos superiores.

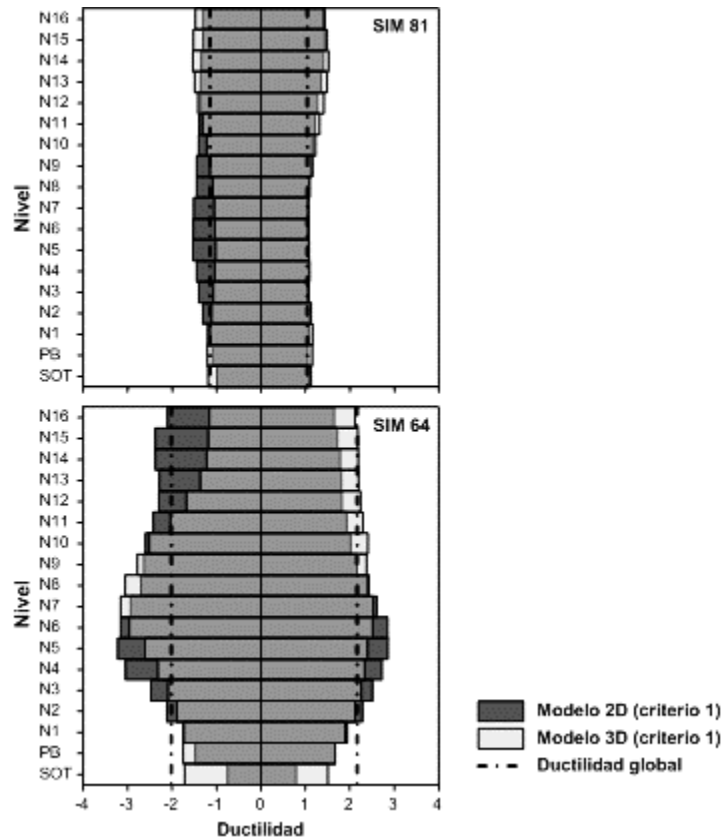


Fig. 5.28 Comparación de ductilidades de entrespiso obtenidos para SIM81 y SIM64 con modelo 2D y 3D criterio 1.

Con la simulación 64 en sentido positivo, con el modelo tridimensional se obtiene una distribución de ductilidades prácticamente uniforme, de valor equivalente a la ductilidad global, a diferencia del modelo plano en el cual existe una concentración entre los niveles 2 y 8, mientras que en los niveles superiores la ductilidad es menor a la global. En sentido negativo con el modelo 3D las mayores ductilidades se concentran claramente entre los entrespacios 4 a 10, por el contrario con el modelo 2D a partir del nivel 2 todos los entrespacios exceden la ductilidad global.

En el caso de la simulación 81 en sentido positivo, son prácticamente iguales las ductilidades de entrespacio obtenidas con los modelos 2D y 3D, uniforme en prácticamente todos los entrespacios y de valor muy cercano a la ductilidad global, aunque existe un incremento en los entrespacios superiores. Por el contrario en sentido negativo, mientras con el modelo tridimensional se obtiene una distribución similar a la del sentido opuesto, con el modelo plano las mayores ductilidades se dan en los entrespacios intermedios.

Debido a que con las ductilidades presentadas en la fig. 5.28 principalmente con la simulación 81 indican concentración de ductilidad en los entrespacios superiores, se presenta en la figura 5.29 la comparación de las ductilidades de entrespacio calculadas con los resultados de la SIM 81 y SIM 64 del modelo tridimensional a partir de los dos criterios

expuestos con anterioridad para conocer cuales desplazamiento presentan un mayor comportamiento inelástico.

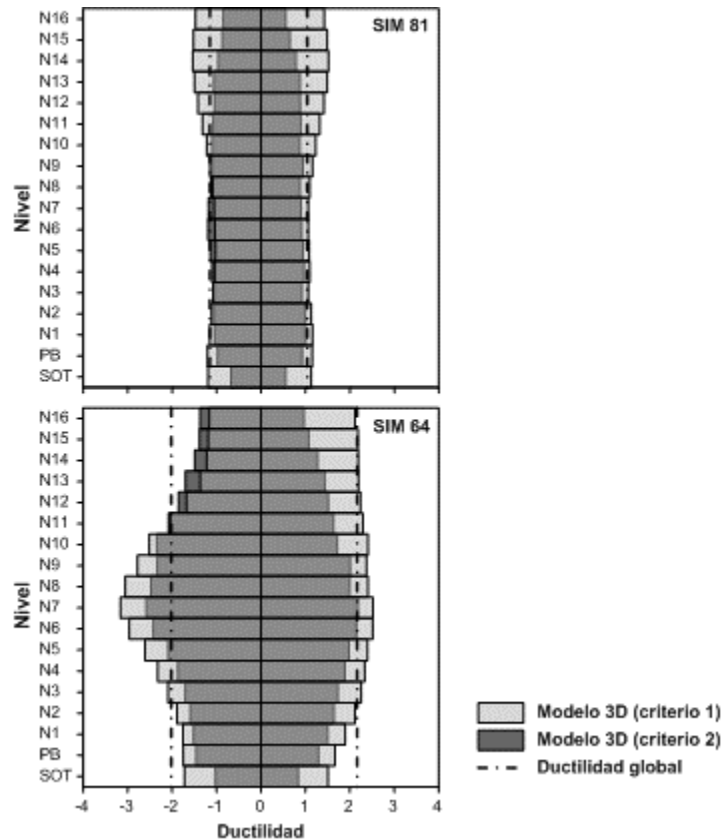


Fig. 5.29 Comparación de ductilidades de entepiso obtenidos con el modelo 3D a partir de los tres criterios para SIM81 y SIM64.

En esta comparación con el criterio 2, resulta más evidente que aunque los entepisos superiores presentan una amplificación en desplazamiento similar a la de los niveles intermedios su comportamiento inelástico es menor. Con la simulación 81, en sentido negativo el semisótano, planta baja y los niveles 14 a 16 presentan una ductilidad menor a la unidad, mientras que en sentido positivo esto ocurre prácticamente en todos los entepisos.

Con la simulación 64 en sentido negativo es evidente el comportamiento inelástico en la totalidad de los entepisos, pero si existe diferencia entre la ductilidad que se presenta entre los niveles 5 a 11 en los cuales es mayor a la global y el resto, las menores ocurre en semisótano (1.02) y nivel 16 (1.37). En sentido positivo las ductilidades son todavía menores, solo en los niveles 6 y 7 se obtiene una ductilidad del orden de la global.

Aunque no se tiene información de las ductilidades de entepiso que se obtienen al emplear este criterio en el modelo plano, es de esperarse un comportamiento similar al expuesto para el caso del modelo 3D.

5.2.6.6 Índice de daño

Con la finalidad de estimar el nivel de daño en las vigas producido durante los análisis DN con SIM 81 y SIM 64, se emplea el índice de Park y Ang (1985), el cual se basa en la combinación lineal de dos términos, el primero que está en función de la deformación plástica que experimenta el elemento y un segundo término dependiente de la energía disipada. Este índice de daño (ID) es calculado por el programa de análisis no lineal con la ecuación 5.3, reformulada con base en ductilidades, que se presenta en Carr (2007).

$$DI = \frac{\mu_m}{\mu_u} + \frac{\beta E_h}{F_y \mu_u \delta_y} \quad (\text{ec. 5.3})$$

En la ecuación anterior μ_m y μ_u son la ductilidad máxima demandada y la ductilidad última, β es un parámetro adimensional positivo que depende de las propiedades estructurales de los elementos, E_h es la energía disipada, F_y es la acción de fluencia y δ_y es la deformación de fluencia.

De acuerdo con Carr y Tabuchi (1993), con ductilidades últimas elegidas apropiadamente, el ID tiene dos límites establecidos, el primero de 0.4 que indica que todos los elementos con un índice menor a este pueden ser rehabilitados, y el segundo de 1.0 que marca la falla de los elementos.

Es importante destacar que la formulación tiene sus limitaciones, de acuerdo con Cosenza y Manfredi (2000), no toma en cuenta la distribución de los ciclos inelásticos debido a que solo considera la cantidad global de energía disipada; además la determinación experimental del parámetro β es difícil y la metodología no está bien establecida.

En las tablas 5.8 y 5.9 se presentan las comparaciones de los mayores índices de daño obtenidos a partir del modelo tridimensional con los correspondientes del modelo plano para las SIM 81 y SIM 64, respectivamente.

Con la SIM 81 el máximo valor obtenido en el modelo tridimensional es de 0.6 que se presenta en una trabe del nivel 11 y existen otros doce casos en los cuales se presenta un índice mayor o igual 0.4 que conduciría a un daño no reparable en estos elementos, y 128 casos adicionales con un índice asociado a daño reparable. Al comparar con los índices de daño del modelo 2D se observa que la cantidad de elementos que presentan formación de articulación plásticas es de más del doble como se vio en el caso de las ductilidades, aunque el estado de daño es similar en el 90% de ellos es reparable y en el 10% no.

Tabla 5.8 Comparación de índices de daño máximos en vigas obtenidas del análisis DN con la SIM 81 a partir de los modelos 2D y 3D.

Elemento			Índices de daño			
Nivel	Eje	Entre ejes	Extremo 1		Extremo 2	
			Modelo 3D	Modelo 2D	Modelo 3D	Modelo 2D
PB	9	D-E	-	-	0.25	0.26
1	1	D-E	0.20	-	0.41	0.34
1	9	D-E	-	-	0.35	0.34
2	1	D-E	0.21	0.18	0.41	0.43
2	9	B-C	0.24	-	0.25	0.26
2	9	D-E	0.22	0.18	0.41	0.43
3	1	D-E	0.22	0.19	0.31	0.44
3	9	D-E	-	0.19	0.40	0.45
4	1	D-E	-	-	0.46	0.35
4	9	D-E	-	-	0.42	0.35
5	1	D-E	-	-	0.34	0.36
5	9	D-E	-	0.18	0.36	0.36
6	1	D-E	-	-	0.35	0.37
6	9	B-C	0.42	0.43	0.17	0.21
6	9	D-E	-	0.19	0.35	0.37
7	1	D-E	-	0.18	0.33	0.34
7	9	B-C	0.57	0.36	-	0.18
7	9	D-E	-	0.17	0.32	0.32
8	1	D-E	-	0.17	0.29	0.27
8	9	D-E	-	0.16	0.29	0.27
9	1	D-E	-	-	0.41	0.21
9	9	B-C	-	0.24	0.33	0.15
9	9	D-E	-	-	0.57	0.22
10	1	D-E	-	-	0.44	0.14
10	9	D-E	-	-	0.24	0.14
11	1	D-E	-	-	0.60	0.13
11	9	D-E	-	-	0.29	0.13
13	1	D-E	-	-	0.34	0.10
13	9	D-E	-	-	0.15	0.10

- No se calcula valor debido a que no hay formación de articulación plástica.

En el caso de la SIM 64 el máximo valor obtenido en el modelo 3D es de 1.7, se presenta en una trabe del nivel 6, que junto con otros 43 casos distribuidos en diferentes niveles presentan un índice mayor a 1, correlacionado con la falla de estos elementos, que se suman a otra gran cantidad en los cuales predomina el daño no reparable que presentan un índice mayor a 0.4. En el modelo 2D existe cierta diferencia en los índices presentados aunque disminuye respecto a la SIM81, ya que en este caso solo es 15% mayor el número de articulaciones plásticas y también se observa consistencia en el estado de daño correlacionado ya que el 10% está asociado a falla del elemento y el resto se divide en partes iguales entre daño reparable y no reparable.

Tabla 5.9 Comparación de índices de daño máximos en vigas obtenidas del análisis DN con la SIM 64 a partir de los modelos 2D y 3D.

Elemento			Índices de daño			
Nivel	Eje	Entre ejes	Extremo 1		Extremo 2	
			Modelo 3D	Modelo 2D	Modelo 3D	Modelo 2D
PB	1	D-E	-	-	0.46	0.38
PB	9	D-E	-	-	1.19	0.39
N1	1	D-E	0.49	0.24	0.87	0.57
N1	9	D-E	0.48	0.24	0.82	0.57
N2	1	D-E	0.61	0.36	1.03	0.71
N2	9	D-E	0.64	0.36	1.07	0.71
N3	1	D-E	0.70	0.41	1.20	0.78
N3	9	D-E	0.73	0.41	1.22	0.78
N4	1	D-E	0.78	0.48	1.25	0.91
N4	9	D-E	0.81	0.47	1.31	0.89
N5	1	D-E	0.88	0.53	1.45	0.95
N5	9	D-E	0.91	0.52	1.50	0.95
N6	1	B-C	1.06	1.01	0.88	0.88
N6	1	C-D	1.03	0.98	0.93	0.95
N6	1	D-E	0.95	0.54	1.66	0.84
N6	2	D-E	0.28	-	0.86	0.40
N6	3	B-C	1.07	1.37	1.03	1.18
N6	5	B-C	1.40	-	0.31	-
N6	7	B-C	1.12	1.26	1.08	1.32
N6	7	C-D	1.08	1.15	0.36	1.16
N6	9	B-C	1.10	1.00	0.91	0.89
N6	9	C-D	1.09	0.98	0.99	0.96
N6	9	D-E	0.98	0.54	1.69	0.84
N7	1	B-C	1.01	0.92	0.82	0.76
N7	1	C-D	1.01	0.93	0.86	0.87
N7	1	D-E	0.88	0.56	1.54	0.83
N7	3	B-C	1.05	1.28	1.01	0.99
N7	5	B-C	1.41	-	0.31	-
N7	7	B-C	1.10	1.25	1.08	1.22
N7	9	B-C	1.05	0.92	0.81	0.82
N7	9	C-D	1.09	0.93	0.92	0.87
N7	9	D-E	0.90	0.52	1.54	0.81
N8	1	B-C	0.80	0.77	0.66	0.65
N8	1	C-D	0.92	0.86	0.74	0.74
N8	1	D-E	0.76	0.48	1.52	0.72
N8	7	B-C	0.95	1.15	0.96	0.94
N8	9	B-C	0.81	0.77	0.65	0.64
N8	9	C-D	0.98	0.86	0.79	0.75
N8	9	D-E	0.84	0.49	1.41	0.73
N9	1	B-C	0.73	0.70	0.54	0.51
N9	1	C-D	0.83	0.80	0.64	0.66
N9	1	D-E	0.63	0.41	1.26	0.64
N9	9	B-C	0.75	0.69	0.55	0.52
N9	9	C-D	0.88	0.80	0.70	0.67
N9	9	D-E	0.67	0.41	1.22	0.64
N10	1	D-E	0.47	0.33	1.09	0.54
N10	9	B-C	0.63	0.57	0.44	0.40
N10	9	D-E	0.57	0.33	0.93	0.54
N11	1	B-C	0.43	0.46	0.31	0.31
N11	1	D-E	0.39	0.26	0.87	0.45
N11	9	D-E	0.40	0.26	0.80	0.46
N12	1	B-C	0.59	0.36	0.17	0.24
N12	1	D-E	0.33	0.22	0.56	0.39
N12	9	B-C	0.29	0.36	0.50	0.24
N12	9	D-E	0.28	0.22	0.75	0.40
N13	1	D-E	-	0.20	1.60	0.28
N13	9	D-E	-	0.20	0.53	0.28

- No se calcula valor debido a que no hay formación de articulación plástica.

6 Conclusiones

Se estudió la respuesta no lineal de un edificio instrumentado en Acapulco en su dirección longitudinal (L), mediante dos tipos de análisis, estático no lineal con carga monótona creciente (ENC) y dinámico no lineal paso a paso (DN) ante la posible ocurrencia de un sismo de gran magnitud en la brecha sísmica de Guerrero.

Se seleccionaron para la calibración del modelo tridimensional algunos sismos relevantes que han sido registrados en la red del edificio, los primeros entre los estudiados por Taborda (2003) característicos de la etapa inicial en los cuales existe la certeza de que el edificio no presentaba daño, un evento sísmico intermedio y el sismo reciente (SI-131) el cual es el más intenso al que ha estado expuesto el edificio ocurrido el 21 de agosto de 2013, con el que se registraron aceleraciones en el terreno de hasta 324 cm/s^2 y 598 cm/s^2 en azotea, así como distorsiones entre niveles instrumentados de hasta 0.23% para la dirección T, que superan a la distorsión límite permisible en condición de servicio estipuladas en (RCACA, 2002) para estructuras con muros de mampostería que no están debidamente separados, lo cual fue evidente durante la revisión estructural del edificio ya que se observaron grietas en la interfaz muro de mampostería-marco en el cubo de escaleras en esta dirección.

El modelo tridimensional con efectos de ISE, fue calibrado en el rango elástico lineal, con los eventos sísmicos SI-011, SI-071 y SI-131, bajo la acción simultánea del sismo en sus dos direcciones principales, obteniendo buena congruencia con respuestas experimentales como frecuencias de vibrar, formas modales, e historias de aceleraciones absolutas de azotea y de distorsiones entre niveles instrumentados, así como con los modelos ya existentes del edificio.

Con los análisis ENC se estudió la influencia del sentido de aplicación de la carga lateral, encontrando que en las curvas de capacidad existe diferencia a partir de la fluencia pero se mantiene menor al 5% del cortante basal, debido a que se trata de una estructura con una forma en planta y distribución de elementos más o menos simétrica.

Las curvas de capacidad obtenidas de los análisis ENC con el modelo tridimensional, se compararon con las obtenidas en Morales (2005) empleando el modelo plano y con las curvas del análisis dinámico incremental (ADI) que resultan a partir de las simulaciones 81 y 64, se encontró buena congruencia entre ellas en rigidez inicial y en el cortante basal asociado al estado último, siendo aproximadamente 10% mayores los obtenidos con el modelo tridimensional.

Cabe destacar que de los dos patrones de carga lateral empleados en los análisis ENC de acuerdo con FEMA-356 (2000), el que conduce a valores de cortante basal último más aproximados a los que se obtienen en los análisis DN es el que está en función de la primer forma modal, lo cual era de esperarse debido a que contribuye de forma importante en la respuesta dinámica del edificio.

A partir de las curvas de capacidad con los análisis ENC para el modelo 2D y 3D, y de las curvas ADI solo para el modelo plano se realizaron estimaciones de la fluencia idealizada del sistema encontrando diferencias de hasta el 20% en el caso del obtenido a partir de la curva ADI para SIM 64 y el de la curva de capacidad con el modelo tridimensional aplicando la carga en el sentido considerado como negativo.

Se realizaron dos análisis DN aplicando en la dirección L los acelerogramas simulados en Morales (2005) SIM 81 y SIM 64, respectivamente; se optó por centrar la atención en las respuestas no lineales obtenidas con la SIM 81 debido a que sus ordenadas del espectro elástico para periodos de interés son más acordes a los reglamentarios, contrario a lo que ocurre con la SIM 64 en el que resultan ser aproximadamente tres veces mayores, y además, la SIM 64 posee una diferencia mayor entre la magnitud del sismo postulado y la del sismo pequeño empleado como función de Green.

Para los análisis DN se empleó el método de integración de Newmark ($\beta=0.25$), con pasos de tiempo (DT) de 0.0001 s con el cual se observó cambios poco significativos en la solución al compararlo con un DT más pequeño; sin embargo, un grupo reducido de elementos presentaron perturbaciones en el comportamiento histerético y no fue posible esclarecer la causa y queda pendiente de estudiarse más a fondo en el futuro.

Los puntos más relevantes de la respuesta no lineal obtenida con el modelo tridimensional y el modelo plano (Morales, 2005) a partir del análisis DN realizado con la SIM 81 fueron los siguientes:

Con las historias obtenidas de aceleración absoluta de azotea, desplazamiento relativo de azotea, distorsiones entre los niveles que se encuentran instrumentados y de cortante basal, se observa buena congruencia entre las estimadas con los modelos 2D y 3D con ambas simulaciones. Al comparar con un análisis elástico lineal del mismo modelo se observa reducciones significativas en amplitudes. La máxima respuesta no lineal llega a representar en el menor de los casos el 46% de la respuesta elástica máxima, lo cual ocurre para la aceleración absoluta de azotea, por el contrario, el máximo se presenta en el desplazamiento relativo y es de 74%. El máximo desplazamiento de azotea obtenido con ambos modelos fue de 32 cm, con distorsiones de entrepisos que llegaron a ser de 0.65 % en el entrepiso 6.

El coeficiente sísmico demandado fue de hasta 0.234 a partir del modelo tridimensional y 0.225 en el caso del modelo plano, en ambos casos mayor al reglamentario cuando se utiliza un Q igual a 4 ($c_s=0.215$); presentando sobrerresistencias de 1.09 y 1.05 aunque estos valores podrían cambiar al considerar los muros de mampostería en el modelo no lineal y al asignar degradación de resistencia a vigas y columnas.

Se obtuvieron ductilidades globales que resultaron ser similares con ambos modelos, resultando menores las del modelo 3D hasta en un 17%, lo cual en realidad responde a que los desplazamientos de fluencia calculados con las curvas ADI en el modelo 2D

resultan menores. Las ductilidades globales obtenidas son hasta de 1.34 con el modelo 2D y 1.15 con el 3D, ambos menores al factor de comportamiento sísmico $Q=2$ con el que fue detallado de acuerdo con la revisión del diseño hecha por Morales (2005).

Se evaluó la ductilidad demandada en cada entrepiso mediante dos criterios, encontrando que el criterio 1 (considera el desplazamiento de fluencia de cada entrepiso igual al obtenido de los análisis DN en el instante que se alcanza la fluencia global del sistema) da una mejor aproximación de cómo se distribuye la ductilidad global en los diferentes niveles, aunque el hecho de que tenga una contribución importante no quiere decir que necesariamente el entrepiso presente comportamiento inelástico; caso contrario a lo que representa el criterio 2 (considera el desplazamiento de fluencia de cada entrepiso con una curva de capacidad para cada uno de ellos obtenida del análisis ENC), en el cual un valor mayor a uno si corresponde a la incursión en comportamiento inelástico.

Se observó que algunas vigas y muros de concreto reforzado de diferentes niveles presentan una resistencia mayor en el modelo tridimensional, en consecuencia se tiene que las vigas con formación de articulaciones plásticas en el modelo 3D son del orden de la mitad de las obtenidas con el modelo 2D y además presenta ductilidades menores en la mayoría de los casos.

Lo anterior también aplica en los índices de daño Park y Ang estudiados, ya que en el modelo plano se presenta la formación de 355 articulaciones plásticas, contra las 142 del modelo tridimensional, de las cuales en el 90% de los casos fue $ID < 0.4$, y el 10% entre 0.4 y 0.6.

En el caso de las columnas con el modelo 2D existe formación de articulaciones plásticas en siete elementos que se localizan entre semisótano y planta baja, con el modelo 3D el número de elementos aumenta a más del doble la mayoría distribuidos entre los niveles 3 a 10. Aunque se pudo comprobar con base en las historias de momento y carga axial de algunos elementos que son similares en ambos modelos y que además se encuentran en el límite del diagrama de interacción cerca del punto de falla en tensión. Debido a esto lo observado se atribuye principalmente a diferencias en la formulación del diagrama de interacción que se emplea en cada caso y a pequeños incrementos en carga axial o en el momento actuante.

Se tiene finalmente que los modelo 2D y 3D entregan resultados con ciertas diferencias a nivel local, condicionado en gran medida por las diferencias observadas en las resistencias de las vigas y la gran variación en la fuerza axial de los elementos producida por el sismo que condiciona la formación de articulaciones en columnas.

Con los resultados que predicen ambos modelos a partir de la SIM 81 actuando en la dirección longitudinal del edificio se espera daño en varios elementos, pero no se aprecia la formación de un mecanismo que lleve al colapso de la estructura en alguno de ellos.

Referencias

Aire C. y Murià-Vila D. (1993), "Evaluación de las propiedades mecánicas de los concretos de un edificio de 14 pisos", Informe Técnico, Instituto de Ingeniería UNAM, Proyecto 2561.

Alcántara L., Murià-Vila D., Almora D., Velasco J.M., Torres M., Vázquez E. y Macías M. (2002), "Sistema de monitoreo remoto en un edificio localizado en una ciudad expuesta a un peligro sísmico mayor", Octavas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Valparaíso, Chile, 24 al 26 de abril.

Aldama B. D. (2009), "Proceso automatizado para determinar el estado estructural en edificios instrumentados", Tesis de maestría, Posgrado UNAM, México.

Arias A. (1970), "A measure of earthquake intensity", Seismic Design for Nuclear Power Plants, Editor: R.J. Hansen, MIT Press.

Carr A.J. (1998), "RUAUMOKO, computer program library", Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Nueva Zelanda.

Carr A.J. (2007), "RUAUMOKO, computer program library", Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Nueva Zelanda.

Carr A.J. y Tabuchi M. (1993), "The structural ductility and the damage index for reinforced concrete structure under seismic excitation", Second European Conference on Structures. Dynamics, EUROLYN'93, Trondheim, Norway, Moan T. *et al.*, Ed. Balkema, p. 169-176.

Chávez M. y Ochoa O. (2014), Visita técnica realizada al edificio SIS el 20 de marzo de 2014. Informe interno IIUNAM

Concrete Structures Standard. (2006), "The design of concrete structures", NZS 3101:2006, New Zealand.

Cosenza E. y Manfredi G. (2000), "Damage Indices and Damage Measures", Progress in Structural Engineering and Materials, Vol. 2, p. 50-59.

FEMA-356. (2000), "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", ASCE & FEMA, Washington D.C., EUA.

Kabeyasawa T., Shioara H., Otani S. y Aoyama H. (1983), "Analysis of the Full-scale Seven-story Reinforced Concrete Test Structure", Journal (B), Faculty of Engineering, University of Tokyo, Vol. 37, No. 2, p. 432-478.

Kato D., Otani S., Katsumata H. y Aoyama H. (1983), "Effect of wall base rotation behaviour of reinforced concrete buildings", 3rd South Pacific Conference on Earthquake Engineering, Wellington, Nueva Zelanda.

Kostoglodov V., y Pacheco J. F. (1999), "Cien años de sismicidad en México", Poster, Instituto de Geofísica UNAM.

Lermo J. (2002), "Características dinámicas del suelo donde está ubicado el edificio SIS", Informe Técnico, Instituto de Ingeniería UNAM, Proyecto 1501.

Linde P. y Bachmann H. (1994), "Dynamic modeling and design of earthquake-resistant walls", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 23, p. 1331-1350.

Luco J. E. (1980), "Soil-structure interaction and identification of structural models", Proceedings 2nd ASCE Conference on Civil Engineering and Nuclear Power, Knoxville, Tennessee, septiembre 15-17, Vol. III, Geotechnical Topics N° 10-1, p. 10.1-10.30.

Mander J.B., Priestley M.J.N. y Park R. (1988), "Theoretical stress-strain model for confined concrete", Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No. 8, p. 1804-1825.

Mendoza C.J., Celestino H., y Fuentes A. (1992), "Deterioro de las propiedades del concreto sujeto a ciclos de carga de compresión", Series del Instituto de Ingeniería UNAM, No. 538.

Montiel M., Rangel G., Torres M. y Ruíz S.E. (2004), "Comparación de la capacidad estructural obtenida mediante análisis dinámico incremental y análisis estático no lineal", Memorias del XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, Acapulco, México.

Morales W. (2005), "Análisis de la respuesta no lineal de un edificio instrumentado en Acapulco", Tesis de maestría, Posgrado UNAM, México.

Murià-Vila D., Taborda R., Macías M.A. y Escobar J.A. (2002), "Instrumentación de un edificio alto en la ciudad de Acapulco", Octavas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Valparaíso, Chile.

Murià-Vila D., Taborda R. y Zapata-Escobar A. (2004), "Soil-structure interaction effects in two instrumented tall buildings", 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canadá.

Nakamura Y. (1989), "A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremors on the ground surface", QR of RTRI, Vol. 30, No. 1, p. 25-33.

Neville A.M. (1990), "Properties of concrete", Longman Scientific & Technical, 3ra edición.

Novak M., Sheta M., El-Hifnawi L., El Marsafawi H., El Naggari H., Ramadan O. y El-Sawy K. (1995), "Dyna5® for Windows 95®", Geotechnical Research Centre, University of Western Ontario, Canadá.

NTC-Concreto. (2004), "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto", Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal, México, octubre.

NTC-GRO-Concreto. (1989), "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto, del reglamento de construcciones para los municipios del estado de Guerrero", Instituto de Ingeniería UNAM, octubre.

NTC-GRO-Sismo. (1989), "Normas técnicas complementarias para diseño por sismo, del reglamento de construcciones para los municipios del estado de Guerrero", Instituto de Ingeniería UNAM, octubre.

NTC-Mampostería. (2004), "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería", Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal, México, octubre.

NTC-Sismo. (2000), "Normas técnicas complementarias para diseño por sismo del reglamento de construcciones para el Distrito Federal", Versión Preliminar, VI Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C., Querétaro, México.

NTC-Sismo. (2004), "Normas técnicas complementarias para diseño por sismo", Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal, México, octubre.

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

Otani S. (1974), "Inelastic analysis of R/C frame structures", J. Struct. Div. ASCE, Vol. 111, p. 1433-1449.

Otani S., Kabeyasawa T., Shiohara H. y Aoyama H. (1985b), "Analysis of the full scale seven story reinforced concrete test structure", Earthquake Effects on Reinforced Concrete Test Structures: U.S.-Japan Research, ACI SP-84, Farmington Hills, Michigan, EUA, p. 203-240.

Park R., Priestley M. J. N. y Gill W. D. (1982), "Ductility of square-confined concrete columns", J. Struct. Div. ASCE, Vol. 108, p. 929-950.

Park Y-J. y Ang A. (1985), "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete", J. Struct. Div. ASCE, Vol. 111, No. 4, p. 722-757.

Paulay T., y Priestley M.J.N. (1992), "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings", John Wiley & Sons, Inc.

PEER/ATC-72-1 (2010), "Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings", Reporte, PEER & ATC, Redwood City, California.

Penzien J., Tseng W.S. (1973), "Analytical investigation of the seismic response of long multiple span highway bridges", UCB/EERC-73/12, Earthquake engineering research center, University of California, Berkley, California.

RC-ACA. (2002), "Reglamento de construcciones para el municipio de Acapulco de Juárez, Guerrero", Honorable Ayuntamiento Constitucional de Acapulco de Juárez 1999-2002, México.

RC-GRO. (1994), "Reglamento de construcciones para los municipios del estado de Guerrero", Periódico Oficial del Gobierno del Estado de Guerrero, México.

Rodríguez M. y Botero J.C. (1994), "Aspectos del comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado considerando las propiedades mecánicas de aceros de refuerzo producidos en México", Instituto de Ingeniería UNAM.

Sánchez A.A. (2013), "Comportamiento sísmico de muros de concreto para vivienda", Tesis doctoral, Posgrado UNAM, México.

Sharpe R.D. (1974), "The seismic response of inelastic structures", Tesis doctoral, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Nueva Zelanda.

Singh S. K. y Ordaz M. (1994), "Sismicidad y movimientos fuertes en México: una visión actual", Cuaderns de investigación, CENAPRED, México.

Solnes J. (1992), "Theory of stochastic processes and random vibration with applications in geophysics and engineering", Instituto de Ingeniería UNAM.

Taborda R. (2003), "Respuesta dinámica y efectos de interacción suelo-estructura de un edificio instrumentado en Acapulco", Tesis de maestría, Posgrado UNAM, México.

Taborda R. y Murià-Vila D. (2002), "Extrapolar. Programa para la generación de señales en edificios instrumentados suponiendo un diafragma infinitamente rígido", Instituto de Ingeniería, UNAM.

Thomsen J. H. y Wallace J. W. (1995), "Displacement-based design of reinforced concrete structural walls: an experimental investigation of walls with rectangular and t-shaped crosssections", Report No. CU/CEE-95/06, Department of Civil Engineering, Clarkson University, Postdam, New York.

Vamvatsikos D. y Cornell C.A. (2002), "Incremental dynamic analysis", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 31, p. 491-514.

Vulcano A., Bertero V. V. y Colotti V. (1988), "Analytical modeling of RC structural walls", Proceedings, 9th World Conference on Earthquake Engineering. Tokyo-Kyoto, Japan.

Vulcano A. y Bertero V.V. (1987), "Analytical models for predicting the lateral response of RC shear walls: evaluation of their reliability", Reporte No. UCB/EERC-87/19, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, EUA.

Wallace J.W. (1989), "BIAX, Biaxial Strength – Moment-Curvature Analysis", University of California, Berkeley, EUA.

Wilson E.L. (2000), "Three dimensional static and dynamic analysis of structures, a physical approach with emphasis on earthquake engineering", University of California, Berkeley, EUA.

Agradecimientos

A Dios por estar conmigo en cada momento y permitirme culminar una meta más en mi vida.

A la Universidad Nacional Autónoma de México por abrirme sus puertas para la realización de mis estudios de maestría, al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT) y al Instituto de Ingeniería de la UNAM (IIUNAM) por el apoyo económico otorgado sin el cual esto no hubiera sido posible.

Al Dr. David Murià Vila por dirigir esta tesis y por su confianza, paciencia y dedicación, así como sus enseñanzas y excelente ejemplo de ética profesional.

A los miembros del jurado Dr. Jaime García Pérez, Dr. Orlando Javier Díaz López, Dr. Fernando Peña Mondragón y Dr. Marcos Mauricio Chávez Cano que con sus valiosos comentarios ayudaron a enriquecer este trabajo.

A todos los profesores que contribuyeron significativamente a mi formación académica con base en sus buenos consejos, esfuerzo y dedicación.

A mi familia por todo su apoyo, amor y comprensión, por estar siempre para mí cuando los necesito.

A mis papás Roberto Ochoa Garibay y Rosa María Valdés González sabiendo que jamás existirá una forma de agradecerles una vida de lucha, sacrificio y esfuerzo constantes, solo deseo que comprendan que el logro mío también es suyo.

A mis hermanos Roberto Edson Ochoa Valdés y Carlos Rafael Ochoa Valdés (†) por todos los momentos felices, por inspirarme y haber sido mi guía.

A mi esposa Yoatzin López Casillas a quien amo con todo mi corazón, por su paciencia, consejos y apoyo incondicional, por ser mi cómplice, mi motor y la luz de mi camino.

A Alberto Mauricio Vázquez Galán, Baruo Daniel Aldama Sánchez, Carlos Humberto Huerta Carpizo, José Camargo Pérez, Julián Andrés Suarez Arango, Karen Pérez Lievana, Raúl Bazán García y Raúl Eduardo Carrillo Cruz por todas las buenas experiencias vividas que hacen que este objetivo conseguido sea aún más gratificante.

A Baruo Daniel Aldama Sánchez por su motivación y continuo interés en mi trabajo y por las herramientas computacionales que facilitaron el avance en algunos aspectos de esta investigación, también de forma conjunta con José Camargo Pérez por la información relacionada con los sismos recientes empleados.

A Ricardo Pérez, Ricardo Taborda y Wilhelm Morales por sus excelentes trabajos que sirvieron como base de esta tesis.

A mis amigos que aunque nos separa el tiempo y la distancia, los recuerdos de los buenos momentos perduran.