

0.1190 2g



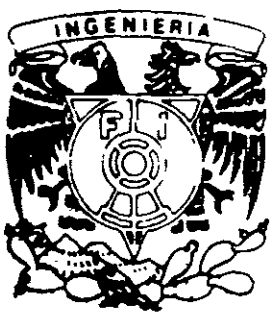
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO

FACULTAD DE INGENIERIA

"EL ESTADO LIMITE DE SERVICIO
EN EL DISEÑO SISMICO DE
EDIFICIOS".

T E S I S D O C T O R A L
QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
DOCTOR EN INGENIERIA
P R E S E N T A :
JUVENTINO CARLOS REYES SALINAS

DIRECTOR: DR. ROBERTO MELI PIRALLA



CIUDAD UNIVERSITARIA, FEBRERO DE 1999

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

270872



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 <i>Antecedentes</i>	1
1.2 <i>Planteamiento del problema</i>	1
1.3 <i>Objetivos del trabajo</i>	2
1.4 <i>Alcances y limitaciones</i>	2
1.5 <i>Organización del trabajo</i>	5
1.6 <i>Contribuciones a la investigación en ingeniería sísmica en México</i>	5
REFERENCIAS	7
2. EVALUACIÓN DEL PELIGRO SÍSMICO EN LA CIUDAD DE MÉXICO	8
2.1 <i>Introducción</i>	8
2.2 <i>Técnicas para establecer el espectro de respuesta de aceleraciones</i>	8
2.2.1 <i>Parámetros que afectan la estimación de movimientos fuertes</i>	9
2.2.2 <i>Revisión de algunos criterios para construir espectros de respuesta</i>	10
2.2.2.1 <i>Escalar una forma espectral normalizada</i>	10
2.2.2.2 <i>Ley de atenuación espectral</i>	11
2.2.2.3 <i>Uso del espectro de amplitudes de Fourier</i>	11
2.2.2.4 <i>Comentarios sobre los métodos expuestos</i>	12
2.2.2.5 <i>Estimación de espectros de respuesta en suelos blandos</i>	12
2.3 <i>Estimación de movimientos fuertes en México</i>	13
2.3.1 <i>Leyes de atenuación</i>	13
2.3.2 <i>Ley de atenuación espectral para el espectro de amplitudes de Fourier</i>	14
2.4 <i>Estimación del espectro de respuesta en la estación CU</i>	15
2.4.1 <i>Datos utilizados</i>	15
2.4.2 <i>Estimación del espectro de respuesta en la estación CU a partir de una forma espectral normalizada</i>	21
2.4.3 <i>Estimación del espectro de respuesta en la estación CU con una ley de atenuación espectral</i>	24
2.4.3.1 <i>Funcional para la ley de atenuación espectral</i>	24
2.4.3.2 <i>Regresión para obtener los coeficientes $\alpha_i(T)$</i>	25
2.4.3.3 <i>Valores esperados posteriores de $\alpha_i(T)$ y $\sigma(T)$</i>	27

2.4.4	<i>Forma normalizada vs. la ley de atenuación espectral</i>	38
2.5	<i>Estimación del espectro de respuesta en las zonas de transición y del lago</i>	45
2.5.1	<i>Procedimiento empleado para el cálculo de los cocientes espectrales de respuesta</i>	46
2.5.2	<i>Cálculo de los cocientes espectrales de respuesta</i>	46
2.5.3	<i>Incertidumbre asociada a los cocientes espectrales de respuesta</i>	54
2.6	<i>Cálculo de las curvas de peligro sísmico y estimación de espectros de respuesta asociados a distintos periodos de retorno</i>	58
2.6.1	<i>Catálogo de sismos</i>	58
2.6.2	<i>Tasa de excedencia de la aceleración espectral</i>	60
2.6.3	<i>Estimación de los parámetros de sismicidad local</i>	62
2.6.3.1	<i>Valores esperados a priori de los parámetros de sismicidad local</i>	62
2.6.3.2	<i>Valores esperados posteriores de los parámetros de sismicidad local</i>	62
2.6.4	<i>Curvas de excedencia y espectros de peligro uniforme</i>	62
	REFERENCIAS	68
3.	EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD EN TÉRMINOS DE LA DISTORSIÓN DE ENTREPISO Y CRITERIOS PARA EVITAR LA INCOMODIDAD PERSONAL Y DAÑO A OBJETOS	74
3.1	<i>Introducción</i>	74
3.2	<i>La distorsión de entrepiso que causa daño estructural</i>	75
3.2.1	<i>Sistemas estructurales a base d e marcos de concreto</i>	75
3.2.1.1	<i>Marcos de concreto detallados sísmicamente</i>	75
3.2.1.2	<i>Marcos de concreto sin un buen detallado sísmico</i>	81
3.2.2	<i>Sistemas estructurales a base de losa plana</i>	82
3.2.3	<i>Sistemas estructurales a base muros de concreto</i>	83
3.2.4	<i>Sistemas estructurales a base de muros de mampostería</i>	86
3.2.5	<i>Sistemas estructurales a base de marcos de acero</i>	88

3.2.5.1	<i>Marcos de acero detallados sísmicamente</i>	88
3.2.5.2	<i>Marcos de acero sin un buen detallado sísmico</i>	93
3.2.6	<i>Sistemas estructurales a base de marcos contraventeados con diagonales de acero</i>	93
3.3	<i>La distorsión de entrepiso que causa daño no estructural</i>	93
3.3.1	<i>Muros de mampostería</i>	94
3.3.2	<i>Muros de tablaroca</i>	94
3.3.3	<i>Fachadas precoladas y plafones</i>	94
3.3.4	<i>Elementos no estructurales contruidos con vidrio</i>	95
3.4	<i>Criterios para evitar la incomodidad personal y daño a objetos</i>	96
3.4.1	<i>Incomodidad personal</i>	96
3.4.2	<i>Daño a objetos</i>	98
3.5	<i>Resumen de las distorsiones de entrepiso que inician y dañan totalmente los elementos estructurales y no estructurales</i>	99
3.6	<i>Correlación del daño observado en edificios y la distorsión de entrepiso en sismos considerados como de baja a moderada intensidad</i>	100
3.6.1	<i>Edificio Jal</i>	101
3.6.2	<i>Edificio ubicado en avenida Chapultepec</i>	101
3.6.3	<i>Edificio San José A</i>	102
3.6.4	<i>Edificio San José B</i>	103
3.6.5	<i>Edificio de mampostería</i>	103
3.6.6	<i>Edificio de 7 niveles de concreto</i>	104
3.6.7	<i>Edificio de 6 niveles de acero</i>	104
3.7	<i>Evaluación de la vulnerabilidad</i>	104
	REFERENCIAS	107
4.	EVALUACIÓN APROXIMADA DE LA DISTORSIÓN DE ENTREPISO	113
4.1	<i>Introducción</i>	113
4.2	<i>Modelo simplificado de un edificio de varios niveles</i>	113
4.3	<i>Análisis sísmico aproximado</i>	115
4.4	<i>Estimación del desplazamiento máximo de azotea</i>	117
4.5	<i>Estimación de la distorsión de entrepiso</i>	117

4.6 Efecto de la variación de la rigidez lateral con la altura en la estimación de la distorsión de entrepiso	119
4.6.1 Casos considerados en el estudio del efecto de la variación de la rigidez lateral con la altura en la estimación de la distorsión de entrepiso	119
4.6.2 Efecto de la variación de la rigidez lateral con la altura sobre el parámetro β_1	123
4.6.3 Efecto de la variación de la rigidez lateral con la altura sobre el parámetro β_{2j}	126
REFERENCIAS	136
7. ANÁLISIS COSTO-BENEFICIO Y PERIODOS ÓPTIMOS DE DISEÑO	137
5.1 Introducción	137
5.2 Análisis costo-beneficio: conceptos generales	137
5.3 Planteamiento del análisis costo-beneficio	140
5.3.1 Consideraciones hechas en el procedimiento de optimización	140
5.3.2 Costo inicial de la estructura	142
5.3.3 Costo de reparación de los daños	143
5.3.3.1 Costo de reparación de los elementos no estructurales	144
5.3.3.2 Costo de reparación de los daños en instalaciones y en el contenido de la estructura	144
5.3.3.3 Costo de reparación de los daños en el contenido de la estructura	144
5.3.3.4 Costo de las pérdidas económicas indirectas	144
5.3.4 Valor esperado del costo de los daños directos e indirectos	145
5.3.5 Valor esperado del costo total de la estructura	146
5.4 Procedimiento para obtener los periodos óptimos de diseño	146
5.4.1 Cálculo del periodo óptimo de diseño	146
5.4.2 Discusión del procedimiento análisis costo beneficio	146
5.5 Aplicación de la teoría de optimización a la zona del lago de la ciudad de México	151
5.5.1 Función del costo inicial	151
5.5.2 Costo de los elementos no estructurales, instalaciones,	

<i>contenido de la estructura y costo de los daños indirectos</i>	152
5.5.3 <i>Periodos óptimos de diseño correspondientes a cinco estaciones de registro sísmico en la zona del lago considerando muros de mampostería de piezas macizas, muros de tablarroca montados en marcos de lámina delgada y fachadas precoladas</i>	153
5.5.4 <i>Observaciones sobre los periodos óptimos de diseño estimados para la zona del lago de la ciudad de México</i>	175
5.6 <i>Análisis paramétrico</i>	177
5.6.1 <i>Efecto de la incertidumbre en el cálculo del periodo de la estructura</i>	177
5.6.2 <i>Efecto de la incertidumbre en el periodo dominante del suelo</i>	178
5.6.3 <i>Efecto de la incertidumbre asociada con la estimación de las distorsiones de entrepiso que inician y dañan completamente a los elementos no estructurales</i>	178
5.6.4 <i>Efecto de la forma espectral en el cálculo del periodo óptimo de diseño</i>	179
5.6.5 <i>Efecto de la variación del costo inicial de la estructura en el cálculo del periodo óptimo de diseño</i>	181
5.6.6 <i>Efecto de la variación del valor de la tasa de descuento que actualiza a valor presente los costos directos e indirectos</i>	182
5.6.7 <i>Influencia en el periodo óptimo de diseño de la variación del parámetro α que gobierna la estimación de la deformada lateral de la estructura</i>	182
5.6.8 <i>Efecto de la variación de la rigidez lateral con la altura en el cálculo del periodo óptimo de diseño</i>	182
5.7 <i>Incorporación del ELS al proceso de diseño</i>	186
5.8 <i>Ejemplo de aplicación del ELS al diseño de un edificio de 10 niveles</i>	189
REFERENCIAS	191
6. CONCLUSIONES E INVESTIGACIONES FUTURAS	193
APÉNDICE A: REGRESIÓN LINEAL BAYESIANA	199
APÉNDICE B: MODELO SISMOLÓGICO OMEGA CUADRADA (ω^2)	202
APÉNDICE C: USO DE LA TEORÍA DE VIBRACIONES ALEATORIAS PARA ESTIMAR EL ESPECTRO DE RESPUESTA	204

<i>APÉNDICE D: EVALUACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE SISMICIDAD LOCAL</i>	206
<i>APÉNDICE E: CATÁLOGO DE TEMBLORES</i>	208

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

El principal objetivo de la ingeniería sísmica ha sido siempre lograr estructuras que sean seguras para las personas que hacen uso de éstas, además de proteger de manera adecuada su contenido. Por ello la investigación científica gira en torno a dicho objetivo, mejorando edición tras edición los reglamentos de diseño sismorresistente. En ese sentido, recientemente se ha reconocido la necesidad de proteger a las estructuras no sólo ante sismos de gran intensidad, sino también, ante sismos de menor intensidad que ocurren con mayor frecuencia, con el fin de evitar daño tanto en los elementos no estructurales como estructurales; esta etapa en el proceso de diseño se conoce como el *estado límite de servicio*. En países como México aún se sigue diseñando estructuras teniendo en cuenta únicamente el *estado límite de resistencia última* y con éste se intenta cubrir también el *estado límite de servicio*. En Estados Unidos sismos como el de Loma Prieta en 1989 o el de Northridge en 1994, que ocasionaron cuantiosas pérdidas económicas, hicieron que en ese país se comenzara con numerosos esfuerzos encaminados a incorporar el *ELS* al proceso de diseño; dentro de estos esfuerzos destacan los trabajos realizados por Miranda (1991), Nassar y Krawinkler (1991), Hwang y Hsu (1991), Bertero y Bertero (1992) y Collins (1995). En México el daño ocasionado por temblores de menor intensidad que ocurren frecuentemente, por ejemplo el sismo del 25 abril de 1989 ($M_w=6.9$) y más recientemente el del 14 de septiembre de 1995 ($M_w=7.3$), pusieron en evidencia la necesidad de retomar el último trabajo sobre el tema hecho por Meli en 1982, con el fin de poder evaluar si se requiere o no incorporar en forma explícita el *ESL* al proceso de diseño del reglamento actual de diseño en el Distrito Federal.

1.2 Planteamiento del problema

Actualmente la filosofía de diseño sísmico aceptada en la mayoría de los países del mundo establece que las estructuras deberán ser capaces de:

- *Soportar sismos frecuentes de baja intensidad sin daño;*

- *Resistir sismos ocasionales de intensidad moderada sin daño estructural y daño no estructural mínimo;*
- *Ante sismos con una probabilidad muy pequeña de ocurrir e intensidad excepcional, evitar el colapso.*

El primer criterio se asocia al *estado límite de servicio (ELS)*, el segundo al *estado límite de daño*, y el tercero al *estado límite de resistencia última*. La filosofía del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (*RCDF*) coincide con la anterior, con la salvedad de que el *RCDF*, como muchos otros reglamentos en el mundo, revisa únicamente el *estado límite de resistencia última* y con ello intenta satisfacer el *ELS*, lo que no necesariamente ocurre. Así, se hace patente la necesidad de establecer las bases para revisar dicho estado límite y verificar la validez del procedimiento actual del *RCDF*.

1.3 Objetivos del trabajo

Para resolver el problema que implica establecer cómo se debe revisar el *ELS*, se plantearon los siguientes objetivos:

1. Estimar espectros de respuesta de aceleraciones con una fracción del 5% del amortiguamiento crítico en algunos puntos de la ciudad de México con diferentes tipos de suelo, a partir de espectros de respuesta calculados para la estación acelerográfica localizada en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (referida en este trabajo como *estación CU*) y asociados a distintos periodos de retorno;
2. Establecer las distorsiones de entrepiso que marcan el inicio y daño total en elementos estructurales y no estructurales, así como, los criterios para evitar la incomodidad personal y la caída de objetos. Finalmente, dentro de este punto y con base en las distorsiones establecidas, definir funciones de vulnerabilidad que ayuden a cuantificar el daño en los elementos no estructurales;
3. Establecer un procedimiento simple que permita estimar la distorsión de entrepiso en cada uno de los niveles de un edificio;
4. Con base en los resultados de los puntos anteriores plantear un procedimiento de optimización, con el fin obtener los periodos óptimos de diseño, los cuales proporcionen a las estructuras la suficiente rigidez lateral para evitar el daño ante temblores frecuentes de baja intensidad. Para tal efecto se considerarán diferentes sitios de la ciudad, haciendo énfasis en la zona de terreno blando de la misma.

1.4 Alcances y limitaciones

El suelo de la ciudad de México, de acuerdo al *RCDF*, se clasifica en tres zonas sísmicas: la zona I correspondiente a terreno firme, la zona II llamada zona de transición y la zona III

que es la antigua zona del lago, y que está formada por depósitos de arcilla de más de 20 m de profundidad. Así, para poder estimar los espectros de aceleraciones para distintos periodos de retorno en estas tres zonas se hace una evaluación del peligro sísmico que afecta a la ciudad de México, considerando un proceso de generación de temblores tipo Poisson y únicamente sismos de subducción ocurridos en las costas del Pacífico mexicano. Esta simplificación implica desprestigiar la contribución de otras fuentes sísmicas como son: sismos locales en el valle de México o bien sismos profundos producto del rompimiento en la placa que subduce. Sin embargo, de acuerdo a Ordaz (1997), quien compara la influencia de las fuentes sísmicas que afectan a la ciudad de México, muestra que los sismos costeros gobiernan el diseño de las estructuras, excepto para cuando éstas tienen periodos de vibrar menores a 0.5 s.

Con el fin de estimar el espectro de aceleraciones en la zona de terreno firme, se propone una ley de atenuación espectral en la *estación CU*, considerando en su desarrollo sismos costeros de subducción con magnitud (M_w) superior a 6.0 y ocurridos de 1965 a 1995, con distancias del sitio al área de ruptura entre 280 y 466 km. En el caso de las zonas de transición y del lago se emplean cocientes espectrales de respuesta (*CER*) para estimar los espectros de aceleraciones en estos sitios. Las razones por las que se hace uso de los *CER* son: 1) esta técnica se ha estudiado en distintos trabajos de investigación (por ejemplo Rosenblueth y Arciniega, 1992), concluyendo que la precisión con que estiman los espectros es comparable con la que resulta de aplicar la técnica que se ha empleado hasta ahora y que usa el espectro amplitudes de Fourier y la teoría de vibraciones aleatorias para estimar el espectro de respuesta y; 2) los *CER* permiten hacer los cálculos con menor esfuerzo dado que no es necesario usar la teoría de vibraciones aleatorias. Los llamados *CER* se calculan como el cociente promedio de un espectro que a su vez es promedio de los espectros registrados en la zona firme y el espectro registrado en el sitio seleccionado en la zona de transición o del lago, teniendo en cuenta sismos ocurridos entre 1985 y 1995. En ese lapso se intensificó la instrumentación de la ciudad existiendo a la fecha más de 100 acelerógrafos de superficie distribuidos en las tres zonas sísmicas. En el presente estudio se seleccionaron, para el cálculo de los *CER*, 22 estaciones en zona del lago y 2 estaciones más en la zona de transición, teniendo en cuenta las estaciones de mayor importancia desde el punto de vista sísmico en función del periodo dominante del suelo, de la amplificación máxima del sitio y de los registros sísmicos disponibles.

Para estimar un espectro en alguna estación de las zonas de transición y del lago se procede de la siguiente forma: se estima el espectro de respuesta en la *estación CU* con la ley de atenuación o bien se calcula a partir de un registro sísmico, con base en el espectro de respuesta en la *estación CU* se obtiene el espectro promedio en la zona firme y finalmente éste se multiplica por el *CER* correspondiente a la estación de la zona de transición o del lago donde se desea estimar el espectro de respuesta.

En este trabajo se estudian, con el propósito de establecer la distorsión de inicio y daño total, los siguientes sistemas estructurales: marcos de concreto, losas planas, muros de concreto, muros de mampostería, marcos de acero y marcos de acero con diagonales concéntricas y excéntricas. Mientras que los elementos no estructurales para los cuales se establecen las distorsiones de entepiso de inicio y daño total son: muros de mampostería hechos con piezas macizas o huecas, muros de tablarroca montados en marcos de madera o

lámina delgada, fachadas precoladas con dos diferentes sistemas de fijación y fachadas de vidrio.

Los criterios para evitar la incomodidad personal y la caída de objetos se establecen en función a aceleraciones y velocidades máximas de piso permitidas. Adicionalmente, en el caso de los objetos también se toma en cuenta su relación de aspecto. No se incluyen criterios para controlar el daño en el contenido de las estructuras tales como instalaciones de aire acondicionado, instalación eléctrica, instalación hidráulica o bien maquinaria.

En lo que se refiere a la evaluación del daño en los elementos no estructurales, éste se cuantifica con base en la distorsión de entrepiso, es decir, la diferencia de desplazamientos entre dos niveles consecutivos dividida por la altura de entrepiso, ya que es una medida que tiene alta correlación tanto con el daño estructural como con el daño no estructural, además de ser el parámetro comúnmente usado en la mayoría de los reglamentos del mundo para limitar las deformaciones laterales de las estructuras y de esta forma controlar la rigidez lateral de las estructuras. El daño relacionado con la caída de objetos, así como con las instalaciones de aire acondicionado, instalación eléctrica e instalación hidráulica, se cuantifica también, de manera simplificada, con la distorsión de entrepiso, aunque, como se menciona en el párrafo anterior este tipo de daño está relacionado con aceleraciones y velocidades de piso. El daño ocasionado por incomodidad personal queda fuera de los alcances de este trabajo.

La vulnerabilidad de un edificio se cuantifica con una función propuesta por Miranda *et al.* (1996), cuyos parámetros se definen a partir de la distorsión que inicia y la distorsión que daña completamente a los elementos no estructurales. Dicha función tiene una forma similar a la de la letra 's' y es congruente con las observaciones en laboratorio relacionadas con la variación del daño a medida que la distorsión de entrepiso se incrementa.

Las distorsiones de entrepiso en los distintos niveles de un edificio se estiman empleando una ecuación simplificada desarrollada por Miranda (1998), la cual se basa en un procedimiento propuesto por Heidebrecht y Sttaford- Smith (1973) y que relaciona la distorsión de azotea con la que se origina en un entrepiso dado; teniendo en cuenta solamente el modo fundamental de vibración y suponiendo una distribución de masa y rigidez lateral constantes con la altura. Esta simplificación conduce a que la técnica sea válida en estructuras en donde el modo fundamental de vibrar gobierne el movimiento de las mismas. Así mismo, para fines de este trabajo se supone que las estructuras se comportan siempre elásticas, por tanto, no se involucra la influencia del comportamiento inelástico en la estimación de la distorsión de entrepiso. Finalmente, para terminar esta parte de la tesis, se estudia la influencia de la variación de la rigidez lateral con la altura en la estimación de la distorsión de entrepiso.

El cálculo de los periodos óptimos de diseño es la parte final de este trabajo, y para hacerlo se desarrolla un procedimiento en el que se optimiza el periodo fundamental de vibrar de una estructura con un número de niveles dado. En resumen, el proceso consiste en minimizar una función, que a vez, es la suma de una función que estima el costo de una estructura con base en su periodo fundamental de vibrar y que decrece en tanto el periodo se incrementa, más otra función que estima el valor de los daños directos y los daños

indirectos; esta función crece en tanto el periodo fundamental también crece. Los daños directos son los que ocurren en los elementos no estructurales, en el contenido y en las instalaciones del edificio, y los daños indirectos son resultado de los daños directos.

Los periodos óptimos de diseño se estiman para sistemas estructurales a base de marcos de concreto y para 5 localizadas en la zona del lago, por ser esta zona la de mayor riesgo en la ciudad de México.

1.5 Organización del trabajo

El trabajo está organizado de acuerdo a los objetivos descritos en la sección 1.2. Así, el capítulo II se asocia con el primer objetivo y en éste se hace la evaluación del peligro sísmico en las tres zonas en las que se clasifica el suelo de la ciudad de México de acuerdo al *RCDF*. El capítulo III se asocia al segundo objetivo y contiene las distorsiones de entrepiso que inician y dañan totalmente a los distintos sistemas estructurales y elementos no estructurales considerados en el presente estudio, asimismo, se dan algunos criterios encaminados a evitar la incomodidad personal y la caída de objetos; finalmente en este capítulo se describe el procedimiento para evaluar la vulnerabilidad de sistemas estructurales y elementos no estructurales. El capítulo IV se relaciona con el tercer objetivo, éste explica el procedimiento para estimar de manera simplificada la distorsión de entrepiso y se estudia la influencia de la variación de la rigidez lateral con la altura en la estimación de la distorsión de entrepiso. El capítulo V se vincula al cuarto objetivo; por tanto, contiene el procedimiento de optimización mediante el cual se calculan los periodos óptimos de diseño, asociados a 5 estaciones localizadas en la zona del lago, contiene también un análisis de los resultados que se obtienen al aplicar la teoría de optimización y un ejemplo de aplicación del *ELS* para un edificio de 10 niveles hipotéticamente localizado en la zona del lago cerca de la estación acelerográfica No. 36. Finalmente en el capítulo VI se dan las conclusiones y futuras líneas de investigación relacionadas con el tema que aquí se desarrolla.

1.6 Contribuciones a la investigación en ingeniería sísmica en México

Las contribuciones del presente trabajo de tesis doctoral a la investigación relacionada con ingeniería sísmica en México son:

- ***Capítulo II***

En este capítulo se desarrolla una ley de atenuación espectral en la *estación CU*, la cual permite estimar el espectro de aceleraciones para un 5 % del amortiguamiento crítico. Hasta ahora, se habían desarrollado leyes de atenuación para estimar parámetros máximos del movimiento del terreno como aceleraciones, velocidades y desplazamientos, o bien, leyes de atenuación espectral para estimar el espectro de amplitudes de Fourier.

- *Capítulo III*

La contribución en este capítulo fue, después de revisar una gran cantidad de reportes y artículos técnicos, recopilar un resumen de las distorsiones de entrepiso que inician el daño y dañan completamente a elementos estructurales y no estructurales, así como, reunir criterios enfocados a evitar la incomodidad personal y la caída de objetos.

- *Capítulo IV*

En este capítulo, se contribuye con un análisis del efecto que tiene el considerar la variabilidad con la altura de la rigidez lateral de las estructuras al estimar la distorsión de entrepiso. Ya que en el planteamiento original de Heidebrecht y Sttaford- Smith (1973) y Miranda (1998) se supone que la rigidez lateral de las estructuras es constante con la altura.

- *Capítulo V*

El capítulo V es el de mayor importancia dentro del trabajo de investigación que se presenta, ya que en éste se desarrolla el procedimiento de optimización que permite estimar los periodos óptimos de diseño, los cuales determinan la rigidez inicial de las estructuras.

REFERENCIAS

Bertero, R. D. y Bertero V.V. (1992). "Tall reinforced concrete buildings: conceptual design methodology," *Report No. UCB/EERC/92-6*, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley.

Collins, R.K.(1995). "A reliability-based dual level seismic design procedure for building structures," *Earthquake Spectra*, EERI, Vol. 11, No. 3, pp 417-429.

Heidebrecht, A.C. y Stafford-Smith, B. (1973). "Approximate analysis of tall wall-frame structures," *Journal of Structural Division, ASCE*, Vol. 99, pp. 199-221.

Hwang, H.H.M. y Hsu, H-M. (1991). "A study of reliability criteria for seismic design of reinforced concrete buildings," *Report No. NCEER-91-0023*, State University of New York at Buffalo.

Meli, R. (1982). "Control of earthquake damage in buildings with masonry walls," *Proceedings GIBMAC*, Rome Italy, pp. 1021-1032.

Miranda, E. (1991). "Seismic evaluation and upgrading of existing buildings," *Ph. D. Thesis*, University of California at Berkeley, Berkeley, California.

Miranda, E., Ordaz, M., Alonso, J. y Montoya, C. (1996). "Evaluación simplificada del riesgo sísmico de edificios en la ciudad de México, volumen 2: metodología," *Reporte elaborado para el Instituto de Ingeniería y la Asociación Mexicana de Instituciones de Seguros*.

Miranda, E. (1998). "Approximate lateral deformation demands in multi-story buildings subjected to earthquakes," *Accepted for publication in the Journal of Structural Engineering, ASCE*.

Nassar, A. y Krawinkler, H. (1991). "Seismic demands for SDOF and MDOF systems," *The John A. Blume Earthquake Engineering Center*, Stanford University, Stanford, California.

Ordaz, M. (1997). "Simicidad y riesgo sísmico," *Memoria del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Veracruz, México, pp143-163.

Reglamento de las construcciones para el Distrito Federal y sus normas técnicas complementarias (1993). Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal.

Rosenblueth, E. y Arciniega, A. (1992). "Response spectral ratios," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 21, pp. 483-492.

CAPÍTULO II

EVALUACIÓN DEL PELIGRO SÍSMICO EN LA CIUDAD DE MEXICO

2.1 Introducción

El *peligro sísmico* es una medida de la frecuencia con que ocurren sismos con cierta intensidad, mientras que el término *riesgo sísmico* está asociado a la medida de los daños que, con cierta frecuencia, se presentan en una estructura o en el conjunto de edificaciones de la zona que se estudie. En el presente estudio, el peligro sísmico lo cuantifica la frecuencia con que ocurre un cierto nivel de aceleración espectral y es precisamente el tema a tratar en este capítulo. En tanto que la cuantificación del riesgo sísmico es función del peligro sísmico y de las funciones de vulnerabilidad que se estudian en el capítulo III.

2.2 Técnicas para estimar el espectro de respuesta de aceleraciones

Una de las herramientas más útiles para propósitos de ingeniería es el espectro de respuesta, el cual fue introducido por Benioff (1934), posteriormente por Biot (1941) y Housner en el mismo año. En la actualidad el espectro de respuesta es la base de una buena parte de los reglamentos de diseño sísmico en el mundo, al intervenir de manera importante en un análisis estático ó dinámico para establecer las fuerzas de diseño y para proporcionar la rigidez y resistencia adecuada a las estructuras. El espectro de respuesta para un registro de movimiento de terreno caracterizado por una historia de aceleraciones, representa las respuestas máximas de una serie de osciladores de un grado de libertad con período y amortiguamiento determinados; la respuesta máxima puede ser una aceleración, una velocidad o bien un desplazamiento. Si se trata de una aceleración el espectro es llamado de aceleraciones, si es la velocidad de velocidades y, si es un desplazamiento de desplazamientos. Normalmente, y así se hará en este trabajo, al referirse al espectro de respuesta se entiende, si no se hace alguna aclaración, que se trata del espectro de aceleraciones. Dada la importancia del espectro de respuesta, se han desarrollado técnicas que ayudan a escalar dichos espectros y poder estimarlos para temblores futuros. Este aspecto es fundamental en un estudio de riesgo sísmico, en el que uno de sus propósitos es definir espectros de diseño. En esta sección se presentan algunas técnicas que se usan para estimar de forma directa e indirecta el espectro de

respuesta; de la misma manera, se presenta una revisión de los esfuerzos que para estimar movimientos fuertes se han hecho en México, en especial en la *estación CU*.

2.2.1 *Parámetros que afectan la estimación de movimientos fuertes*

Magnitud

La magnitud es un parámetro usado para caracterizar el tamaño de un temblor, y que afecta al contenido de frecuencias de los registros del movimiento producto de los sismos. Para magnitudes pequeñas los registros son pobres en frecuencias bajas, mientras que para magnitudes grandes se incrementa el contenido de bajas frecuencias. También la duración de los registros del movimiento del terreno se ve afectada por la magnitud, se ha demostrado (Ordaz, 1992 y Reinoso, 1996) que la duración crece en función a la magnitud. En la actualidad existen varias escalas para medir la magnitud de un sismo, dentro de éstas las que frecuentemente se usan en México son la magnitud de ondas superficiales (M_s) y la magnitud momento sísmico (M_w), con las que se trabajará en este estudio.

Tipo de ondas

En general cuando ocurre un sismo se generan distintos tipos de ondas que viajan dentro de la corteza terrestre y en capas inferiores a ésta. Sin embargo, las ondas que causan el movimiento horizontal y que es el que afecta principalmente a las estructuras son las ondas de corte, S , y las ondas superficiales. El papel que juegan las ondas que se generan durante un temblor es que, la amplitud del movimiento del suelo depende de la atenuación de las ondas que lo producen. Así, de acuerdo con la teoría de atenuación, las ondas S se atenúan con la distancia en proporción a R^{-1} y las ondas de superficie con $R^{-0.5}$. Las ondas S dominan el movimiento del terreno hasta distancias de la fuente al sitio hasta de 100 km, en seguida se genera la llamada fase L_g , donde aparecen las ondas de superficie y, al mezclarse con las ondas S , los dos tipos de ondas, se atenúan con la distancia en proporción a $R^{-5/6}$ y nuevamente para distancias considerablemente mayores a 100 km las ondas se atenúan con $R^{-0.5}$. A diferencia de la fase en que dominan las ondas S donde la duración se mantiene constante, en la fase L_g la duración crece con la distancia (Joyner y Boore, 1988).

Distancia

Uno de los efectos de la distancia en la estimación de movimientos fuertes es, como ya se mencionó, la atenuación de ondas y que se conoce como atenuación geométrica. Sin embargo, este modelo de atenuación funciona de manera adecuada si el medio de propagación es homogéneo y con amortiguamiento cero, lo que generalmente no sucede, ya que existe disipación de energía a través de procesos viscosos, disipación de calor o por comportamiento no lineal del medio de propagación. Para tomar en cuenta la atenuación adicional, llamada atenuación por trayectoria, se usa un factor que tiene forma similar al que se usa en el modelo omega cuadrada (ver apéndice B) para el mismo fin, y que está dado por: e^{-aR} , donde a es una constante adimensional y R puede ser la distancia epicentral o bien la distancia más corta al área de ruptura; ésta última es la que se usa en el presente estudio. De forma que el funcional completo de la atenuación de ondas es, $e^{-aR}R^{-b}$, donde b es otro parámetro adimensional.

Efectos de sitio

Los efectos de sitio se refieren a las modificaciones en las características del movimiento del terreno debidas a las condiciones topográficas y geológicas del lugar. Los principales efectos son en la amplitud y en el contenido de frecuencias del movimiento, aunque también se puede modificar la duración del movimiento. Un ejemplo de los efectos de sitio es el Valle de México, donde en la zona firme se registran amplificaciones de hasta 10 veces en el espectro de amplitudes de Fourier respecto a sitios fuera del Valle con distancia epicentral semejante (Ordaz y Singh, 1992). En la zona del lago la amplificación de dicho espectro llega a ser 50 veces la de la zona firme, por tanto en esta zona puede existir un factor de amplificación de 500 (Ordaz y Singh, 1992).

Direccionalidad

El efecto de la direccionalidad toma en cuenta la posible amplificación del movimiento, en función del ángulo que se forma entre un vector que va del sitio a la fuente, llamado azimut epicentral. Cuando el ángulo es pequeño el movimiento del terreno sufrirá un incremento en amplitud, que deberá observarse con mayor intensidad cerca de la fuente y decrecer lejos de ella.

Boatwright y Boore (1982), demostraron que el efecto de la direccionalidad puede ser importante, y difícil de tener en cuenta ya que teóricamente depende, además del ángulo que se mencionó en el párrafo anterior, del mecanismo de ruptura, de la velocidad de ruptura y de la velocidad de propagación de las ondas en la fuente. Actualmente ninguna ley de atenuación contempla el efecto de direccionalidad.

2.2.2 Revisión de algunos criterios para construir espectros de respuesta

Los tres métodos que en seguida se mencionan son los que actualmente se usan con mayor frecuencia para estimar espectros de respuesta, tanto en zona de terreno firme como en suelos blandos. Los dos primeros son los que se estudian en este trabajo.

2.2.2.1 Escalar una forma espectral normalizada

Para obtener un espectro de respuesta con este procedimiento se escala una forma espectral normalizada, que es el resultado de promediar varias de estas formas registradas durante los distintos sismos que han afectado a un sitio determinado. El factor de normalización y escalamiento es la aceleración máxima del terreno. Gráficamente el procedimiento se muestra en la fig. 2.1.

Uno de los primeros investigadores en estudiar las formas espectrales normalizadas fue Housner (1959), quien obtuvo dichas formas de ocho registros correspondientes a cuatro sismos. Estudios posteriores siguieron en Japón con Hayashi *et al.* (1971) y Kuribayashi *et al.* (1972), y en Estados Unidos con Newmark *et al.* (1973), Mohraz *et al.* (1972), Blume *et al.* (1973), nuevamente Mohraz (1976), Seed *et al.* (1976), Kiremidjian *et al.* 1978 y más recientemente Idriss (1985) y Loh *et al.* (1994). Por su sencillez la forma normalizada se emplea frecuentemente en estudios de peligro sísmico. Con este método se desprecia la

variación del contenido de frecuencias del movimiento con cambios en distancia y magnitud, debido a que al escalar la forma espectral normalizada, ésta permanece constante. Sin embargo, la amplitud del error se puede disminuir si las formas espectrales normalizadas corresponden a un intervalo de distancias y magnitudes que son congruentes con las distancias y magnitudes para los que se quieren estimar los espectros de respuesta. La forma espectral normalizada funciona adecuadamente en lugares en que los efectos de sitio dominan la forma del espectro de respuesta, es decir, donde la forma espectral permanece prácticamente constante ante cualquier sismo.

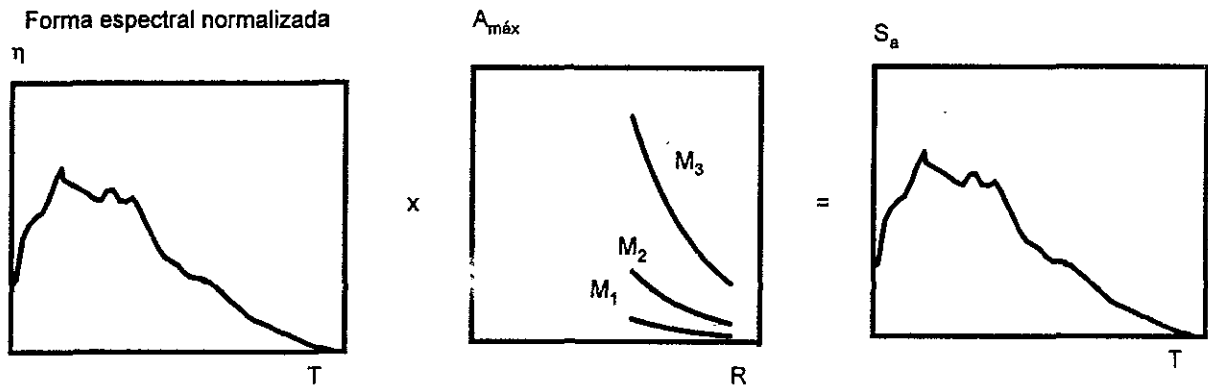


Fig. 2.1 Procedimiento para calcular un espectro de respuesta usando la forma espectral normalizada.

2.2.2.2 Ley de atenuación espectral

Las leyes de atenuación espectrales son una extensión a varios periodos de las leyes de atenuación para estimar movimientos máximos del terreno como la aceleración. Esto implica calcular a través de una regresión, una serie de coeficientes correspondientes a cada periodo, para el funcional que se use con el fin de describir el espectro de respuesta. Las leyes de atenuación espectrales se han desarrollado no solo para el espectro de aceleraciones, sino también para el espectro de velocidades, el espectro de desplazamientos y el espectro de amplitudes de Fourier. Algunas de estas relaciones se encuentran en Boore y Joyner (1982), Cambell (1985), Crouse *et al.* (1987), Joyner y Boore (1988), Ordaz (1992) y Atkinson y Boore (1997). La ley de atenuación espectral, a diferencia de la forma espectral normalizada, contempla además de los efectos de sitio, los efectos de magnitud y distancia y estima de forma directa las ordenadas espectrales.

2.2.2.3 Uso del espectro de amplitudes de Fourier

Los pioneros en el desarrollo del procedimiento fueron Cartwright y Longuett-Higgins (1956), Davenport (1964) y Udwardia y Trifunac (1974). El uso del espectro de amplitudes de Fourier para estimar el de respuesta en México, empezó, con Ordaz y Reinoso (1987) y Reinoso *et al.* (1990), su uso se ha extendido a estudios de riesgo sísmico desarrollados recientemente por ejemplo Ordaz *et al.* (1989).

Con esta técnica el espectro de respuesta se estima con base en el de amplitudes de Fourier haciendo uso de la teoría de vibraciones aleatorias (TVA), que toma al espectro de amplitudes como un estimador de la densidad espectral y junto con una estimación de la duración de la respuesta de un oscilador de un grado de libertad, la TVA permite calcular aproximadamente las ordenadas del espectro de respuesta. El procedimiento completo se expone en el apéndice C. De acuerdo con lo anterior es suficiente con tener el espectro de amplitudes de Fourier y una estimación de la duración del movimiento para obtener el espectro de respuesta. El espectro de amplitudes de Fourier se puede obtener a partir de un registro sísmico, con una ley de atenuación espectral o bien con el modelo sismológico ω^2 (descrito en el apéndice B); en cualquier caso se considera la influencia de los efectos de sitio, la magnitud y la distancia.

2.2.2.4 *Comentarios sobre los métodos expuestos*

Respecto a las técnicas que se mencionan para estimar el espectro de respuesta, está la que desprecia los efectos de magnitud y distancia (forma espectral normalizada), y aquellas que sí tienen en cuenta la influencia de la magnitud y distancia, además del efecto de sitio (ley de atenuación espectral y uso el espectro de amplitudes de Fourier). En este trabajo se seleccionaron para ser estudiadas la forma espectral normalizada y la ley de atenuación espectral. El uso del espectro de amplitudes de Fourier para estimar el de respuesta se excluyó debido al intenso trabajo numérico que se requiere para obtener el espectro de respuesta.

2.2.2.5 *Estimación de espectros de respuesta en suelos blandos*

Dada la característica de comportamiento prácticamente lineal de los depósitos de arcilla del valle de México, desde hace algunos años se ha desarrollado la técnica de los cocientes espectrales, usando tanto el espectro de amplitudes de Fourier como el de respuesta. El cociente espectral es la relación entre el espectro de zona blanda y el de zona firme. En el caso del espectro de amplitudes de Fourier, dicho cociente es una función de transferencia empírica, mientras que en el caso del espectro de respuesta, aunque el cociente no tiene significado físico, los resultados que se obtienen con el cociente de espectros de respuesta tienen una aproximación semejante que usar el espectro de amplitudes de Fourier (Rosenblueth y Arciniega, 1992). En la fig.2.2 se muestran esquemáticamente los procedimientos para estimar espectros de respuesta en suelos blandos usando las dos técnicas.

Como se mencionó en la sección anterior, en esta figura se observa que emplear el espectro de amplitudes de Fourier para estimar el de respuesta demanda una mayor cantidad de cálculos numéricos; así mismo, se requiere de conocimientos en el tema de vibraciones aleatorias. En tanto que, el emplear directamente el espectro de respuesta en terreno firme y los *CER* es una técnica más sencilla y que demanda menor cantidad de cálculos numéricos. Es este estudio se utiliza para estimar el espectro de respuesta en las zonas de terreno blando (transición y lago) de la ciudad, la técnica de los *CER*, debido a las ventajas que presenta sobre la técnica que usa el espectro de amplitudes de Fourier.

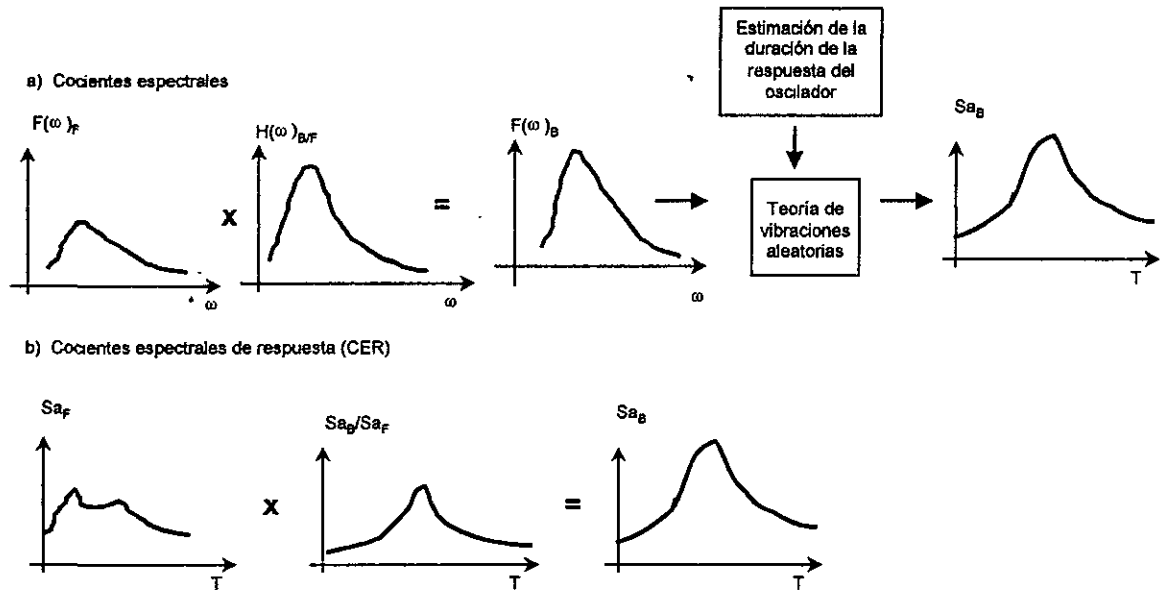


Fig. 2.2 Procedimientos para estimar el espectro de respuesta en las zonas de transición y del lago.

2.3 Estimación de movimientos fuertes en México

En los esfuerzos realizados en la estimación del movimiento del terreno en México existen dos generaciones de leyes de atenuación, la primera antes de 1985 y la segunda después de 1985, separadas por el sismo del 19 de septiembre de ese año. Los trabajos están enfocados a estimar velocidades y aceleraciones máximas del movimiento del terreno, así como, el espectro de amplitudes de Fourier; dichos trabajos se resumen en seguida.

2.3.1 Leyes de atenuación

Dentro de las leyes de atenuación para estimar movimientos máximos del terreno, las más importantes son las que se describen a continuación:

Esteva y Villaverde (1974)

Esteva (1968) propuso leyes de atenuación derivadas de una base de datos para temblores registrados en la costa occidental de Estados Unidos y algunos datos de temblores ocurridos en la República Mexicana, estos últimos inferidos a partir de intensidades de la escala de Mercalli Modificada. Posteriormente, Esteva y Villaverde (1973) mejoraron el trabajo de Esteva (1968) y establecieron las siguientes relaciones:

$$a_{\text{máx}} = 1230 e^{0.8M} R_1^{-2.0} \quad (2.1)$$

$$v_{\text{máx}} = 15 e^M R_2^{-1.70} \quad (2.2)$$

donde:

$a_{m\acute{a}x}$ = es la aceleración máxima del terreno en cm/s^2 ;
 $v_{m\acute{a}x}$ = es la velocidad máxima del terreno en cm/s ;
 M = es la magnitud del sismo (sin especificar tipo);
 $R_1 = R + 25$ en km ;
 $R_2 = R + 0.17e^{0.59M}$ en km ;
 R = es la distancia focal en km .

Singh, Mena y Castro (1987)

El antecedente más reciente a las leyes de atenuación propuestas por Singh, Mena y Castro (1987) es la propuesta por Bufaliza (1984); en ambas se usaron exclusivamente datos de temblores registrados en la *estación CU* desde 1965. Sin embargo, las leyes de atenuación propuestas en 1987 contienen además de los datos de Bufaliza, datos de los registros del temblor del 19 de septiembre de 1985 y de su réplica del 21 de septiembre del mismo año, dichas leyes se definen por:

$$\log a_{m\acute{a}x} = 0.429 M_s - 2.979 \log R + 5.396 \quad (2.3)$$

$$\log v_{m\acute{a}x} = 0.348 M_s - 2.439 \log R + 4.052 \quad (2.4)$$

donde:

R = es la distancia mínima al área de ruptura en km ;
 M_s = es la magnitud de ondas superficiales.

En las expresiones anteriores las unidades de $a_{m\acute{a}x}$ son cm/s^2 y las de $v_{m\acute{a}x}$ son cm/s

Ordaz, Jara y Singh (1989)

Estos autores desarrollaron una ley de atenuación para estimar aceleraciones máximas del terreno en sitios localizados en la costa del Pacífico mexicano, la cual está definida por:

$$\log a_{m\acute{a}x} = 1.76 + 0.3M_s - \log R - 0.0031 R \quad (2.5)$$

donde:

M_s = magnitud de ondas superficiales;
 R = es la distancia mínima al área de ruptura, en km .
 $a_{m\acute{a}x}$ está expresada en cm/s^2 .

2.3.2 Ley de atenuación espectral para el espectro de amplitudes de Fourier

La primera ley de atenuación espectral para estimar el espectro de Fourier en México la desarrollaron Castro *et al.* (1988). Posteriormente Ordaz (1992), mejorando el funcional que consideraron estos autores, propuso leyes de atenuación espectrales para la *estación CU*, desarrollando funcionales semiempíricos con base en el modelo sismológico ω^2 , que se describe en el apéndice B. Estos funcionales tienen la forma:

$$\ln A_{NS} = \ln C + \alpha_{ON}(f) + \alpha_1(f) M_w + \alpha_2(f) \ln(R/R_x) - \ln R_x + \alpha_3(f) R \quad (2.6a)$$

$$\ln A_{EW} = \ln C + \alpha_{OE}(f) + \alpha_1(f) M_w + \alpha_2(f) \ln(R/R_x) - \ln R_x + \alpha_3(f) R \quad (2.6b)$$

donde:

C = constante (ver apéndice B para su definición);

R_x = 100 km;

R = es la distancia mínima al área de ruptura en km;

f = es la frecuencia en Hz.

Los valores de las constantes α_i se encuentran en Ordaz (1992).

2.4 Estimación del espectro de respuesta en la estación CU

Con el fin de estimar el espectro de respuesta en la zona de terreno firme de la ciudad de México se seleccionó a la estación CU; las razones de estimar el espectro de respuesta en esta estación acelerográfica son:

1. Es la estación que históricamente en la ciudad de México tiene un mayor número de sismos registrados (a partir de 1965);
2. Es incorrecto usar leyes de atenuación espectrales desarrolladas para otros sitios con terreno firme debido a que en la ciudad de México la zona llamada de terreno firme presenta amplificaciones importantes respecto a otros sitios con terreno verdaderamente firme (Ordaz y Singh, 1992);
3. Es posible conocer el espectro de respuesta en las diferentes estaciones localizadas en la zona de transición y la zona del lago, mediante el uso de los CER a partir del espectro en la estación CU.

Por tanto, en las secciones que siguen se presenta un estudio hecho con la finalidad de estimar el espectro de respuesta en la estación CU. Los métodos que se exploran son, como ya se mencionó, la forma espectral normalizada y una ley de atenuación espectral para una fracción de amortiguamiento crítico del 5 %.

2.4.1 Datos utilizados

Los datos que se tomaron para los estudios realizados son los que se muestran en la tabla 2.1. En las figs. 2.3a, 2.3b, 2.3c se muestran los espectros de respuesta que fueron considerados para los componentes Este-Oeste (EW), Norte-Sur (NS) y la media geométrica de la aceleración espectral (MG); ésta última se consideró por ser una estimación intermedia y no tan conservadora como usar la ordenada máxima de los componentes horizontales y se define como: $Sa_{MG} = [(Sa_{EW}^2 + Sa_{NS}^2)/2]^{1/2}$. Respecto a los datos, se hacen las siguientes observaciones:

1. En el sismo del 25 de octubre de 1981 se aprecia una anomalía a período corto (0.1 y 0.2 s), debida posiblemente a un error en proceso de filtrado del acelerograma, o bien en la

digitalización del registro que originalmente era analógico. Los datos correspondientes a estos dos periodos se descartaron;

2. En la tabla 2.1 se han clasificado los registros de los temblores de acuerdo con la regionalización que realizaron Nishenko y Singh (1987) de la zona de subducción;
3. No existe correlación entre la forma espectral y la región de la zona de subducción donde ocurrió el temblor, compárese por ejemplo los temblores que se originaron en Ometepec;
4. Para los sismos de 1985 se tomaron en cuenta dos estaciones adicionales, que son: *ip*, y *mv*, que por su cercanía con la *estación CU* son representativas del movimiento en esta estación, además de enriquecer los datos disponibles;
5. Para efectos de este estudio se seleccionaron únicamente los acelerogramas de los temblores con magnitud (M_w) superior a 6.

2. Evaluación del peligro sísmico en la ciudad de México

Tabla 2.1 Sismos registrados en la estación CU (1965-1995) con $M_w > 6.0$.

Evento No.	Fecha	Epicentro		Mag.	Región	Dist.(Km.)
		Lat.(N)	Long.(W)			
1	23/ago/1965	16.28	96.02	7.8	Oaxaca	466
2	2/ago/1968	16.25	98.08	7.4	Oaxaca	326
3	7/jun/1976	17.45	100.65	6.4	Oaxaca	326
4	19/mar/1978	16.85	99.90	6.4	Oaxaca	326
5	29/nov/1978	16.00	96.69	7.8	Oaxaca	414
6	14/mar/1979	17.46	101.46	7.6	Oaxaca	326
7	25/oct/1981	17.75	102.25	7.3	Guerrero	292
8	7/jun/1982	16.35	98.37	6.9	Guerrero	292
9	7/jun/1982	16.45	98.54	7.0	Guerrero	292
10 ^a	19/sep/1985	18.14	102.71	8.1	Guerrero	292
11 ^a	19/sep/1985	18.14	102.71	8.1	Guerrero	292
12 ^a	19/sep/1985	18.14	102.71	8.1	Guerrero	292
13 ^a	21/sep/1985	17.62	101.82	7.6	Guerrero	292
14 ^a	21/sep/1985	17.62	101.82	7.6	Guerrero	292
15	30/abr/1986	18.42	102.99	7.0	Guerrero	292
16	25/abr/1989	16.00	99.00	6.9	Guerrero	292
17	31/may/1990	17.15	100.85	6.1	Guerrero	292
18	24/oct/1993	16.50	99.00	6.7	Guerrero	292
19	10/dic/1994	15.81	98.79	6.6	Guerrero	292
20	14/sep/1995	17.00	99.00	7.3	Guerrero	292

Notas:

^a Estos eventos se registraron en CU durante los temblores correspondientes, en instrumentos localizados en una área de 2x2 km. Por tanto la variación espacial del movimiento se considera despreciable y el movimiento representativo de la estación CU.

Todos los eventos son superficiales con profundidad focal de menos de 16 km, y la distancia considerada es la más corta al área de ruptura.

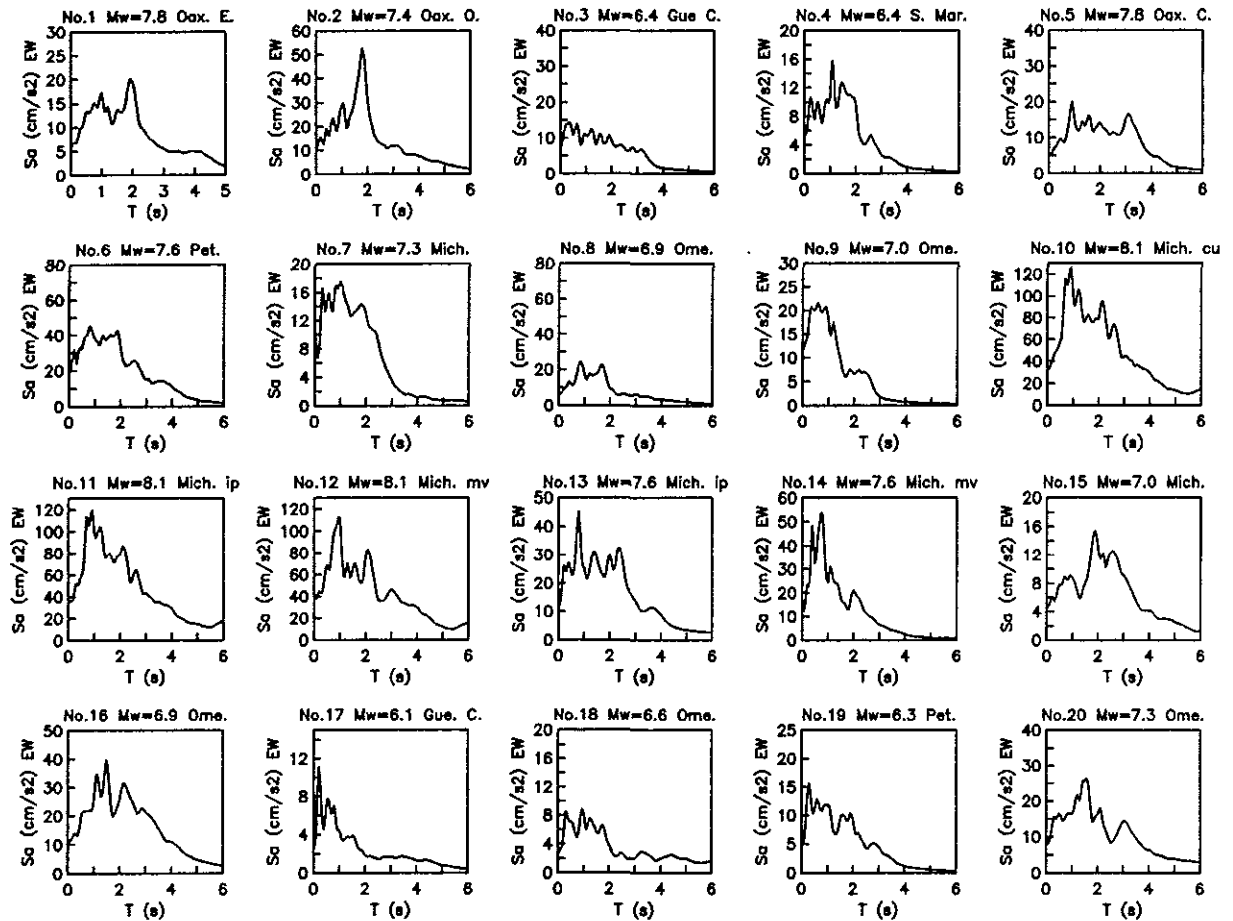


Fig. 2.3a Espectros registrados en la estación CU de 1965 a 1995 componente EW.

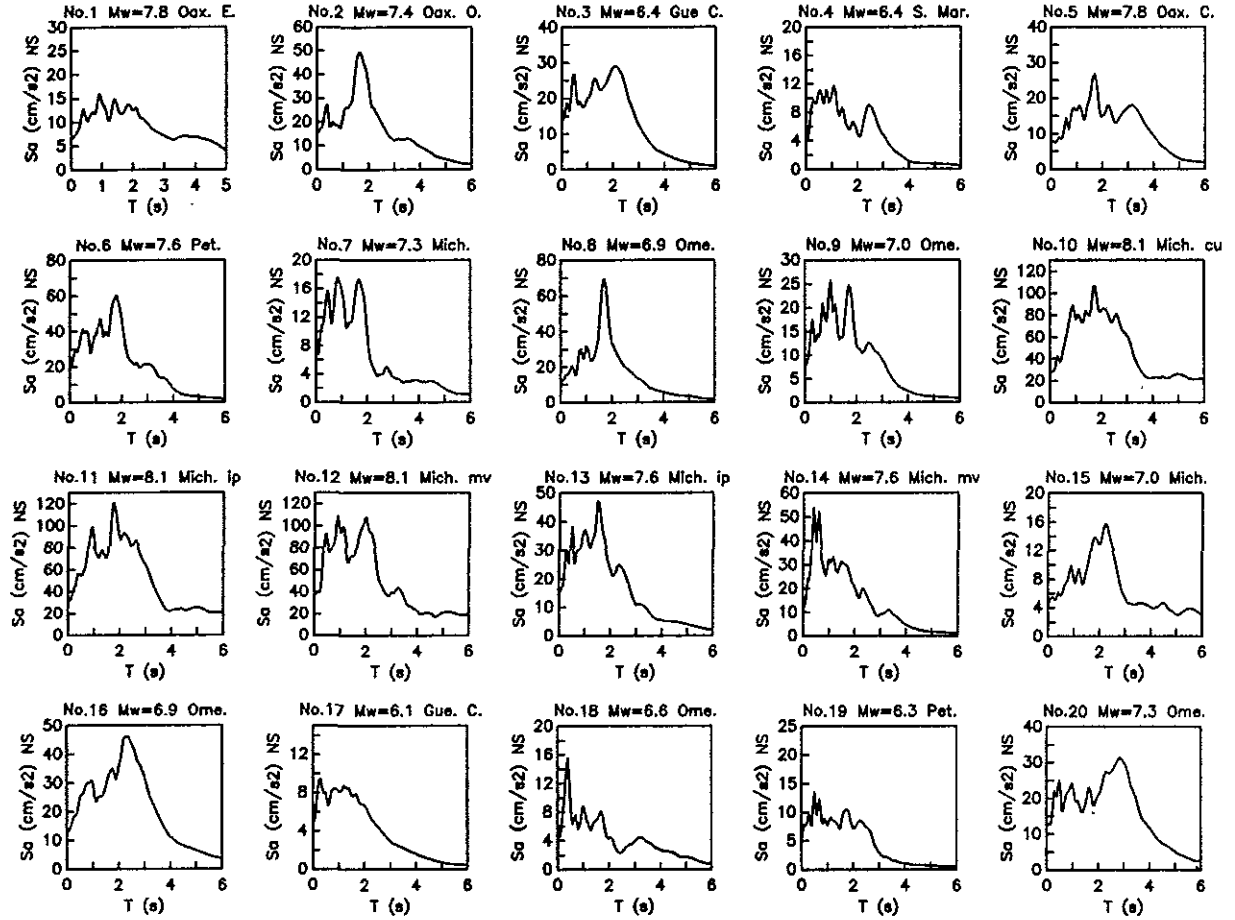


Fig. 2.3b Espectros registrados en la estación CU de 1965 a 1995 componente NS.

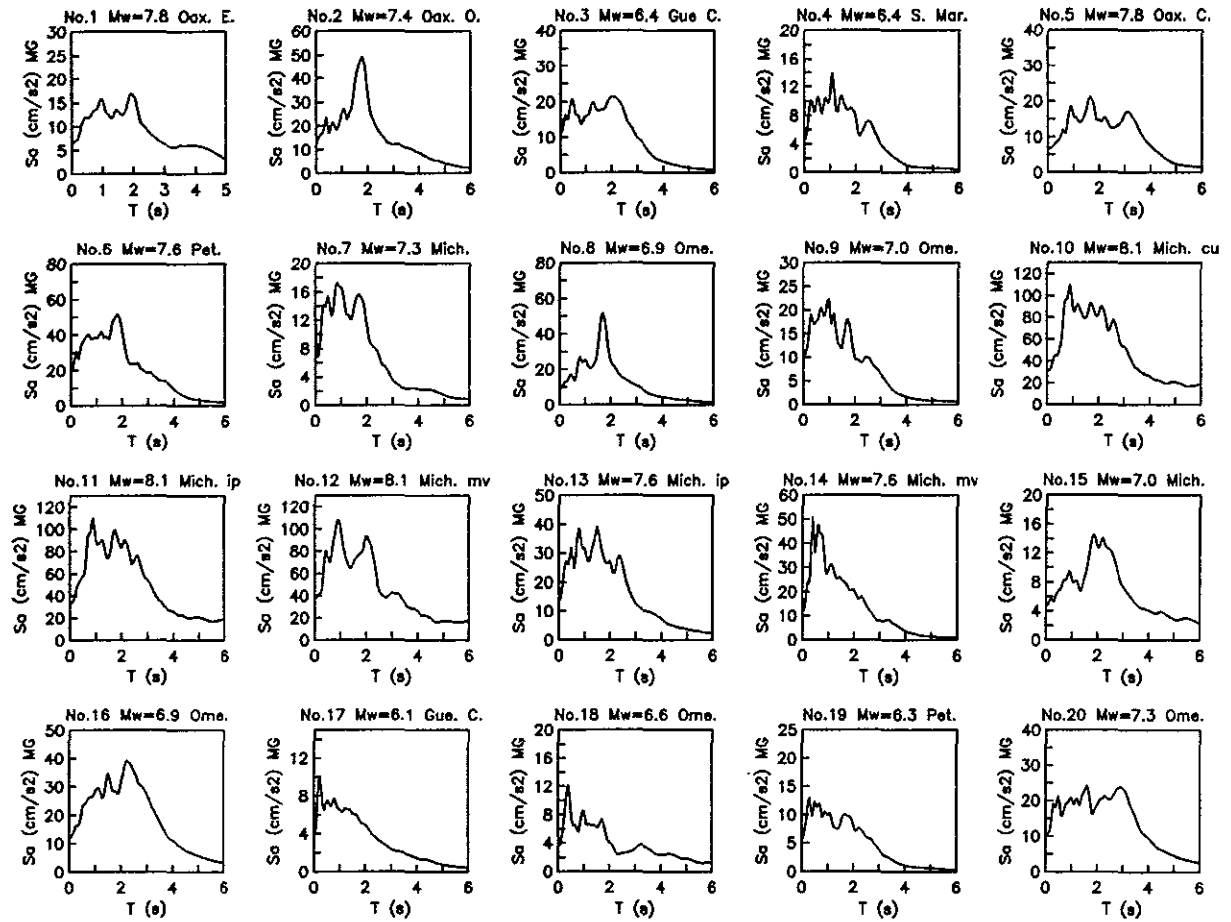


Fig. 2.3c Espectros registrados en la estación CU de 1965 a 1995 para la media geométrica de la aceleración espectral.

2.4.2 Estimación del espectro de respuesta en la estación CU a partir de una forma espectral normalizada

Haciendo uso del procedimiento descrito en la sección 2.2.2.1 y de los datos de la sección anterior se calculó una forma normalizada promedio para los componentes *EW*, *NS*, y la media geométrica de la aceleración espectral, estas se muestran, con la línea de mayor espesor, en la figs. 2.4a, 2.4b y 2.4c. En las mismas figuras también aparecen las formas normalizadas para cada uno de los sismos de la tabla 2.1, en las cuales se observa que la forma espectral normalizada no tiende a ser constante de un sismo a otro. Así mismo, la dispersión de que presentan dichas formas espectrales normalizadas se grafica en las figs. 2.5 y 2.6 en función de la desviación estándar (σ) y coeficientes de variación (c.v.). En las formas normalizadas se aprecia una concentración de energía aún para periodos cercanos a dos segundos, la cual se marca con mayor intensidad en el componente *NS*. Ésta es una posible explicación de la gran amplificación de movimiento que se presenta en la zona de suelo blando del valle.

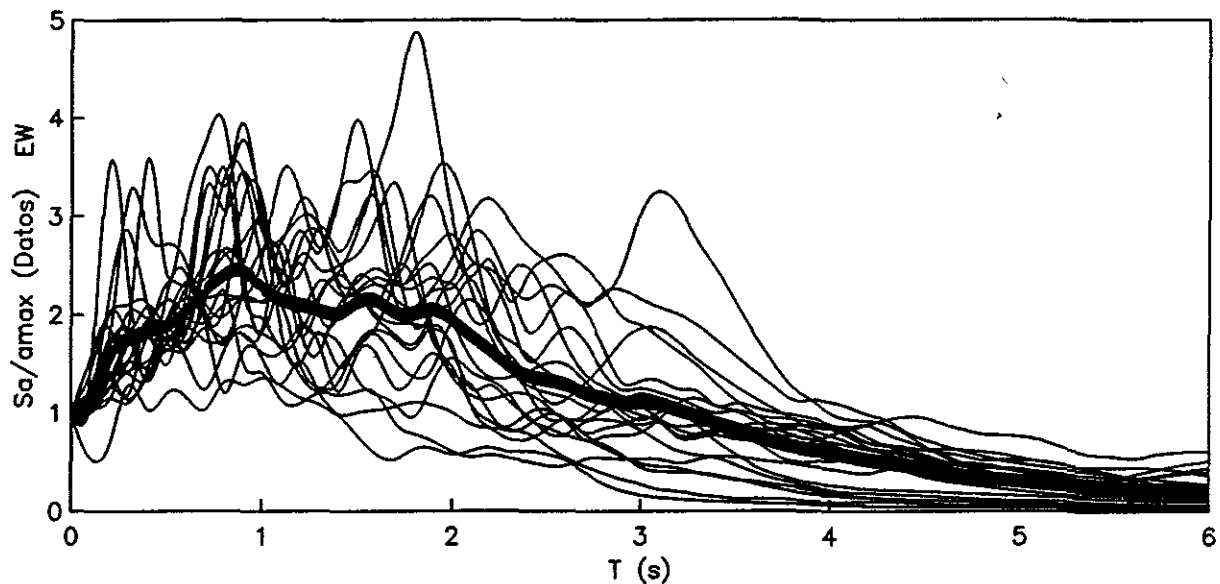


Fig. 2.4a Forma espectral normalizada por $a_{máx}$ componente EW.

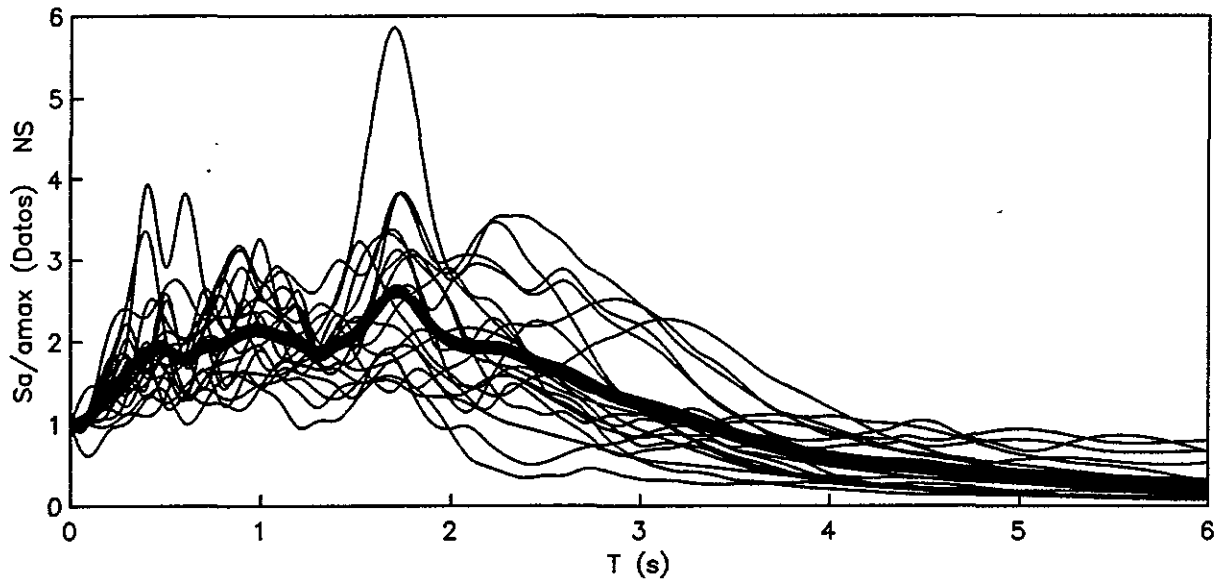


Fig. 2.4b Forma espectral normalizada por a_{max} componente NS.

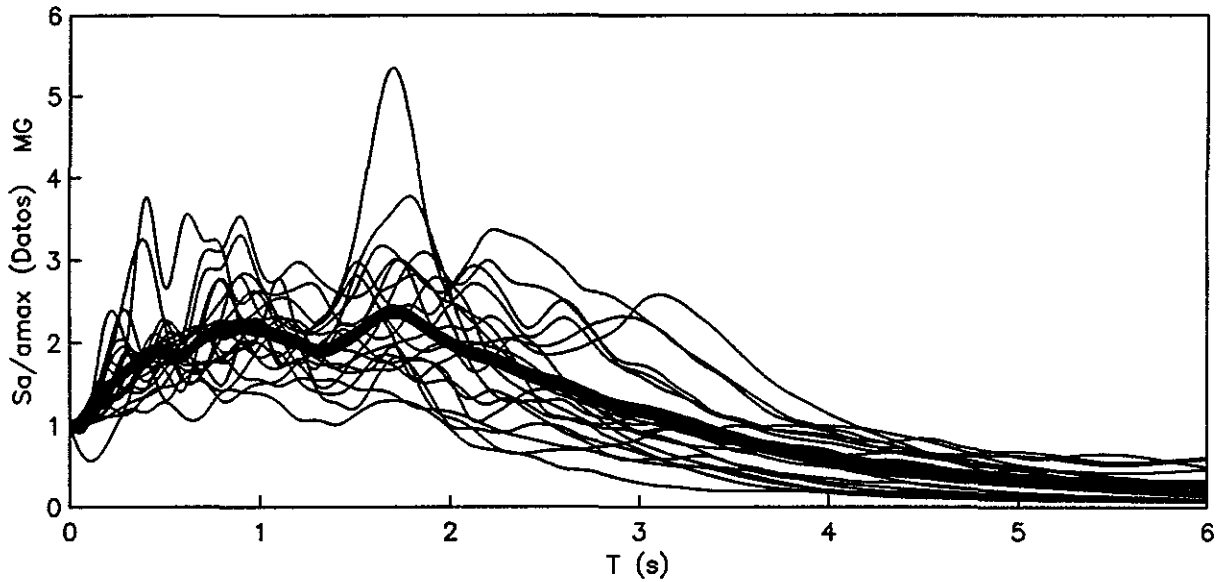


Fig. 2.4c Forma espectral normalizada por a_{max} para la media geométrica de la aceleración espectral.

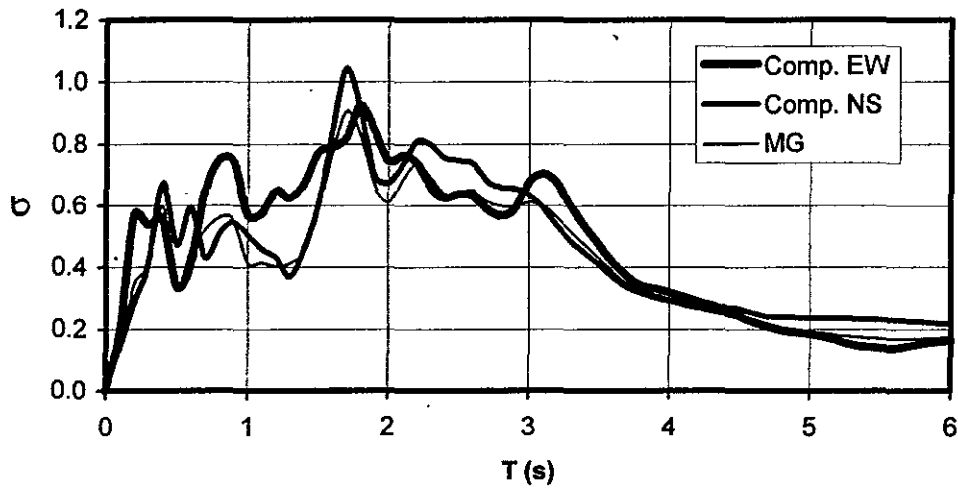


Fig. 2.5 Desviación estándar de la forma espectral normalizada.

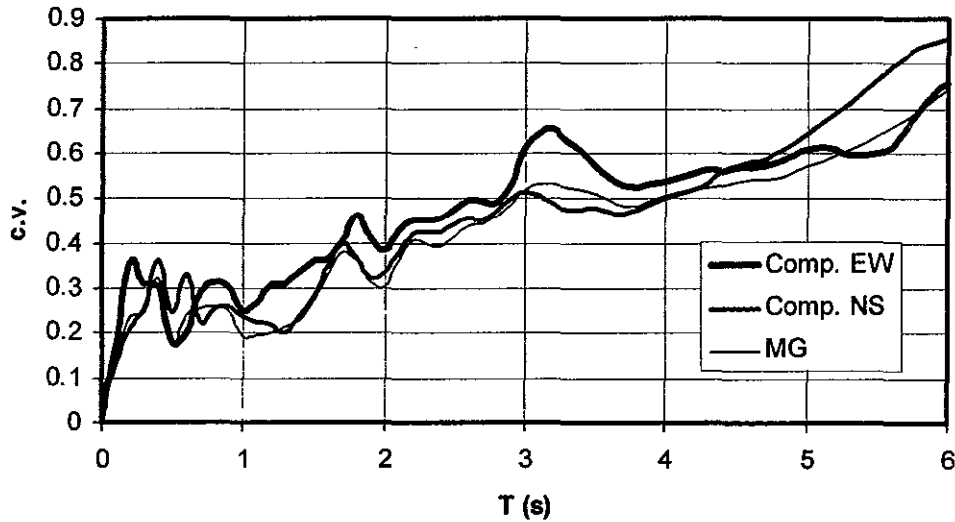


Fig. 2.6 coeficiente de variación de la forma espectral normalizada

La aceleración máxima del terreno con la que se escala la forma normalizada se estima con la ley de atenuación definida por:

$$\ln y = \alpha_1 + \alpha_2(M_w - 6) + \alpha_3(M_w - 6)^2 + \alpha_4 \ln R + \alpha_5 R \quad (2.7)$$

donde:

y = representa la aceleración máxima del terreno en alguna de las direcciones *EW*, *NS* o bien la media geométrica de la aceleración espectral, *MG*, en cm/s^2 ;

M_w = magnitud momento sísmico;

R = es la distancia mínima al área de ruptura en km.

Los coeficientes α_i para cada componente son:

Comp.	α_1	α_2	α_3	α_4	α_5
EW	5.73050	1.32730	-0.08695	-0.50000	-0.00650
NS	5.91030	1.20930	-0.10366	-0.50000	-0.00605
MG	5.89290	1.24970	-0.09756	-0.50000	-0.00632

La técnica de regresión, así como la forma del funcional se discuten en la sección que sigue, ya que la aceleración máxima del terreno es el primer punto de la ley de atenuación espectral que se presenta a continuación.

El error cometido al estimar el logaritmo natural de la aceleración máxima es, en términos de desviación estándar, 0.442, 0.436, 0.420 para cada componente. Estos errores son comparables con el obtenido por Singh *et al.* (1988) de 0.36 y son menores a los que obtuvieron Boore y Joyner (1982) para temblores de California que fue 0.70. Los datos empleados en la regresión para obtener los coeficientes α_i son las aceleraciones máximas del terreno de los registros citados en la tabla 2.1.

Con la finalidad de verificar la capacidad para estimar el espectro de respuesta de la forma normalizada (*FN*), se compararon los espectros observados con los obtenidos escalando la forma normalizada. Los resultados se muestran en las figs. 2.8a, 2.8b y 2.8c (ver sección 2.4.3.4) con la línea descrita por puntos. El error que se comete en términos de la desviación estándar de éste y tomando el logaritmo natural de las ordenadas espectrales, se muestra con el mismo tipo de línea en la fig. 2.10 (ver sección 2.4.4). Se observa que la desviación estándar del error crece a medida que el período lo hace y que el máximo valor de ésta es del orden del que obtuvieron Joyner y Boore (1988) de 0.76 para el espectro de velocidades con datos de sismos en California.

2.4.3 Estimación del espectro de respuesta en la estación CU con una ley de atenuación espectral

2.4.3.1 Funcional para la ley de atenuación espectral

Con base en lo expuesto en 2.2.1 se propone el siguiente funcional:

$$S_a(T) = e^{\alpha_0(T) + \alpha_2(T)(M_w - 6) + \alpha_3(T)(M_w - 6)^2} * R^{\alpha_4(T)} e^{\alpha_5(T)R} * \alpha_6(T) * \varepsilon(T) \quad (2.8)$$

donde:

$S_a(T)$ = es la aceleración espectral en cm/s^2 ;

T = es el periodo del sistema de un grado de libertad en s;

R = es la distancia más corta al área de ruptura en km;

α_i = son coeficientes a ser ajustados.

El primer factor de la ec. 2.8 representa el efecto de la magnitud modelado como parábolas. La magnitud 6 es un factor de escala para evitar que $\alpha_0(T)$ sea menor que cero. El segundo factor representa la atenuación con la distancia, tanto geométrica como por trayectoria. El tercer y cuarto factores representan respectivamente, los efectos de sitio y el error al estimar el espectro con el funcional.

Si el suelo existente en la *estación CU* fuera verdaderamente firme, entonces el factor relacionado con los efectos de sitio debiera ser uno. Sin embargo, debido a los efectos de sitio que se presentan en el suelo donde se localiza esta estación es necesario incluir el factor $\alpha_6(T)$.

Tomando logaritmo natural a la ec. 2.8 se tiene:

$$\ln S_a(T) = \alpha_1(T) + \alpha_2(T)(M_w - 6) + \alpha_3(T)(M_w - 6)^2 + \alpha_4(T)\ln R + \alpha_5(T)R + \ln \varepsilon(T) \quad (2.9)$$

En esta ecuación $\alpha_1(T) = \alpha_0(T) + \ln \alpha_6(T)$, es decir, que $\alpha_1(T)$ suma parte del tamaño del sismo y los efectos de sitio; esto es necesario para realizar la regresión y así encontrar los coeficientes $\alpha_i(T)$. Este funcional es igual al propuesto por Joyner y Boore (1988).

2.4.3.2 Regresión para obtener los coeficientes $\alpha_i(T)$

La regresión que se usó es una técnica de regresión lineal bayesiana, inspirada en el trabajo de Ordaz *et al.* (1994). La técnica, en resumen, consiste en tomar como variables aleatorias los parámetros que definen la ley de atenuación, en este caso $\alpha_i(T)$, el error que se comete al estimar el espectro de respuesta con la ley de atenuación y la desviación estándar de éste. Se estiman a priori los valores esperados de los parámetros, en función al conocimiento previo que se tenga de ellos (sin involucrar los datos registrados) y se actualizan con el teorema de Bayes incorporando los datos registrados. En el apéndice A se describe con detalle el procedimiento.

Valores esperados a priori de $\alpha_i(T)$ y $\sigma(T)$ y su incertidumbre

Los valores a priori de los parámetros en cuestión se calcularon con base en la teoría de vibraciones aleatorias, descrita en el apéndice C, y el modelo ω^2 descrito en el apéndice B, el cual estima el espectro de amplitudes de Fourier en la fuente y en puntos lejanos a ella, sin considerar efectos de sitio, como los que se manifiestan en la zona de terreno firme donde se localiza la *estación CU*. Haciendo uso de estas dos herramientas es posible estimar el espectro de respuesta, únicamente conociendo las condiciones geológicas del sitio. Con esto se cumple la premisa que establece la teoría bayesiana, en relación a que no se debe hacer uso de los datos registrados para estimar el valor a priori de los parámetros involucrados en la regresión.

Con base en lo que se explica en el párrafo anterior se estiman los valores a priori de $\alpha_i(T)$ y $\sigma(T)$, empleando los procedimientos que se explican en seguida.

Estimación de los esperados a priori de los coeficientes $\alpha_1(T)$, $\alpha_2(T)$ y $\alpha_3(T)$

Para estimar el valor esperado a priori de estos tres parámetros se fijó una distancia y se obtuvo, con base en la teoría de vibraciones aleatorias y el modelo ω^2 , el espectro de respuesta, variando la magnitud entre 6.1 y 8.1 y el período entre 0.0 y 6.0 s. Con los espectros obtenidos de esta forma se calcularon, a través de mínimos cuadrados, los valores esperados a priori $E'[\alpha_1(T)]$, $E'[\alpha_2]$ y $E'[\alpha_3]$ (donde $E'[-]$ significa valor esperado a priori).

En el cálculo de la desviación estándar de $\alpha_2(T)$ y el $\alpha_3(T)$ se siguió lo recomendado por Ordaz *et al.* (1994) y se tomó el valor de la desviación estándar como $DE[\alpha_i(T)] = E'[\alpha_i(T)]/1.7$.

En lo que se refiere a $\alpha_1(T)$, se adoptó una varianza lo suficientemente grande, con el fin de considerar la influencia de los efectos de sitio.

Estimación de los valores esperados a priori de los coeficientes $\alpha_4(T)$ y $\alpha_5(T)$

El valor esperado a priori $E'[\alpha_4(T)]$ se obtuvo aplicando el criterio descrito a continuación: en Joyner y Boore (1988) se menciona que no es clara la tendencia del valor esperado que deben tomar estos parámetros, los mismos autores fijan el valor $E'[\alpha_4]$ en -1.0, mientras que en otros estudios llega a tomar -0.2 (Crouse, 1987); por lo anterior el $E'[\alpha_4(T)]$ se estableció, para todos los períodos, igual -0.5. Este valor corresponde a la atenuación geométrica de las ondas sísmicas, de acuerdo con la sección 2.2.1, a distancias, de la fuente al sitio, considerablemente mayores a 100 km.

El valor esperado a priori $E'[\alpha_5(T)]$ se fijó con lo siguiente:

- Se seleccionó una magnitud;
- Dada la magnitud, se calcularon, a partir de la teoría de vibraciones aleatorias y el modelo ω^2 , espectros de respuesta para dos diferentes distancias y se determinó el cociente entre estos, resultando que:

$$E'[\alpha_5(T)] = \frac{\ln(S_{a1}/S_{a2}) - E'[\alpha_4(T)]\ln(R_1/R_2)}{R_1 - R_2} \quad (2.10)$$

Finalmente a la varianza de $\alpha_4(T)$ se le asignó un valor lo suficientemente pequeño para garantizar que permaneciera constante después de incorporar los datos, mientras que a $\alpha_5(T)$ se le asignó una varianza con un valor alto con el fin de que tomara el valor que llevara al mejor resultado en la regresión.

Estimación del valor esperado a priori de $\sigma(T)$

Los valores a priori de este parámetro se asignaron teniendo como referencia resultados de leyes de atenuación para otras regiones sísmicas; así se asignó $E'[\sigma(T)] = 0.7$ (Joyner y Boore, 1988) y una $DE = E'[\sigma(T)]/1.7$.

Con los valores esperados a priori y sus correspondientes desviaciones estándar se calcularon, incorporando los espectros registrados en la *estación CU* y la teoría bayesiana del apéndice A, los valores esperados posteriores de los coeficientes $\alpha_i(T)$ y $\sigma(T)$.

2.4.3.3 Valores esperados posteriores de $\alpha_i(T)$ y $\sigma(T)$

Los valores esperados posteriores $E''[\alpha_i(T)]$ para $i=1,2,\dots,5$ y $E''[\sigma(T)]$, resultan de evaluar las ecuaciones A.11 a A.14 y se muestran en las tablas 2.2, 2.3 y 2.4 para los componentes *EW*, *NS* y la media geométrica de la aceleración espectral, respectivamente.

Las figs. 2.7a, 2.7b y 2.7c muestran los valores esperados posteriores de los coeficientes $\alpha_i(T)$; en estos se ve una gran estabilidad, la cual se logra por la regresión lineal bayesiana. En las figs. 2.8a, 2.8b y 2.8c se presenta una comparación de los espectros estimados con la ley de atenuación espectral, línea descrita por segmentos, y los observados, línea continua, para los componentes *EW*, *NS* y la media geométrica de la aceleración espectral; como era de esperarse existen estimaciones muy buenas como las correspondientes al evento No.6 y otras que no lo son tanto; sin embargo, desde el punto de vista ingenieril los resultados son aceptables. En la fig. 2.10 se grafica la desviación estándar del error, con línea continua para la ley de atenuación, cuyo máximo valor es del mismo orden del encontrado por Joyner y Boore (1988) para datos correspondientes a sismos registrados en California que fue de 0.76. En la fig. 2.9a se ilustra la variación de la forma espectral estimada a través de la ley de atenuación con la magnitud, y en la fig. 2.9b la variación de la misma con la distancia.

Tabla 2.2 Valores esperados posteriores de los coeficientes α_i y σ para el componente EW.

T(s)	No. de datos	E''[α_1]	E''[α_2]	E''[α_3]	E''[α_4]	E''[α_5]	E''[σ]
0.0	20	5.73050	1.32730	-0.08695	-0.50000	-0.00650	0.44222
0.1	19	5.99250	1.22840	-0.07630	-0.50000	-0.00664	0.45713
0.2	19	6.81030	1.06530	-0.07739	-0.50000	-0.00758	0.45977
0.3	20	6.80920	1.11600	-0.09177	-0.50000	-0.00742	0.41177
0.4	20	6.43580	1.36350	-0.10711	-0.50000	-0.00695	0.42180
0.5	20	6.34110	1.25110	-0.06936	-0.50000	-0.00629	0.40819
0.6	20	6.62870	1.28060	-0.06872	-0.50000	-0.00708	0.43896
0.7	20	6.49290	1.43800	-0.01977	-0.50000	-0.00731	0.46863
0.8	20	6.39890	1.47560	-0.02211	-0.50000	-0.00696	0.44355
0.9	20	6.37390	1.44740	-0.02234	-0.50000	-0.00670	0.42202
1.0	20	6.20650	1.41460	-0.03517	-0.50000	-0.00616	0.43162
1.1	20	6.46530	1.44430	-0.07251	-0.50000	-0.00706	0.46308
1.2	20	6.45350	1.46100	-0.06611	-0.50000	-0.00723	0.45445
1.3	20	6.50820	1.48780	-0.04525	-0.50000	-0.00772	0.42546
1.4	20	6.37610	1.50320	-0.08826	-0.50000	-0.00719	0.43478
1.5	20	6.23080	1.44800	-0.08427	-0.50000	-0.00641	0.47568
1.6	20	6.13160	1.45500	-0.07353	-0.50000	-0.00621	0.49181
1.7	20	5.78230	1.48950	-0.09443	-0.50000	-0.00534	0.51223
1.8	20	5.28250	1.47890	-0.10122	-0.50000	-0.00375	0.53513
1.9	20	5.08460	1.53140	-0.08816	-0.50000	-0.00331	0.52233
2.0	20	4.98460	1.59440	-0.05940	-0.50000	-0.00358	0.50975
2.1	20	5.01200	1.67660	-0.03705	-0.50000	-0.00443	0.52029
2.2	20	5.05220	1.66210	-0.03655	-0.50000	-0.00477	0.54265
2.3	20	4.97410	1.65010	-0.04494	-0.50000	-0.00474	0.54389
2.4	20	4.77770	1.60610	-0.07857	-0.50000	-0.00396	0.54233
2.5	20	4.67530	1.58270	-0.07273	-0.50000	-0.00373	0.55847
2.6	20	4.45660	1.54110	-0.04862	-0.50000	-0.00316	0.57244
2.7	20	4.44610	1.48830	-0.03467	-0.50000	-0.00322	0.57384
2.8	20	4.47080	1.44010	-0.03826	-0.50000	-0.00326	0.58967
2.9	20	4.39250	1.44520	-0.04246	-0.50000	-0.00321	0.60488
3.0	20	4.27870	1.46480	-0.02866	-0.50000	-0.00314	0.63680

Tabla 2.2 Valores esperados posteriores de los coeficientes α_i y σ para el componente EW (continuación).

T(s)	No. de datos	E''[α_1]	E''[α_2]	E''[α_3]	E''[α_4]	E''[α_5]	E''[σ]
3.1	20	4.25620	1.44450	-0.02160	-0.50000	-0.00316	0.66607
3.2	20	4.20270	1.42370	-0.02053	-0.50000	-0.00313	0.67703
3.3	20	4.17110	1.39200	-0.01636	-0.50000	-0.00312	0.68154
3.4	20	4.11200	1.39070	-0.01820	-0.50000	-0.00315	0.67473
3.5	20	4.01630	1.41100	-0.00293	-0.50000	-0.00322	0.67890
3.6	20	3.90930	1.46080	-0.00385	-0.50000	-0.00331	0.66895
3.7	20	3.74850	1.50720	0.00224	-0.50000	-0.00329	0.66762
3.8	20	3.58860	1.53460	0.01344	-0.50000	-0.00322	0.67729
3.9	20	3.49190	1.54860	0.01354	-0.50000	-0.00315	0.69650
4.0	20	3.43280	1.54910	0.00446	-0.50000	-0.00310	0.71408
4.1	20	3.34520	1.54370	-0.00665	-0.50000	-0.00296	0.72009
4.2	20	3.25680	1.52770	-0.01413	-0.50000	-0.00281	0.71708
4.3	20	3.26880	1.47710	-0.00577	-0.50000	-0.00286	0.72258
4.4	20	3.26400	1.44310	-0.00565	-0.50000	-0.00292	0.72083
4.5	20	3.23020	1.42350	-0.01256	-0.50000	-0.00293	0.72251
4.6	20	3.18420	1.41860	-0.02459	-0.50000	-0.00296	0.72445
4.7	20	3.13680	1.42130	-0.03430	-0.50000	-0.00302	0.72952
4.8	20	3.10350	1.42420	-0.03699	-0.50000	-0.00311	0.73408
4.9	20	3.07490	1.42860	-0.03990	-0.50000	-0.00320	0.73968
5.0	20	3.04720	1.42870	-0.04402	-0.50000	-0.00328	0.74362
5.1	20	3.01770	1.42690	-0.04735	-0.50000	-0.00335	0.74153
5.2	20	2.96940	1.43660	-0.05316	-0.50000	-0.00338	0.72838
5.3	20	2.92050	1.45120	-0.05665	-0.50000	-0.00343	0.71910
5.4	20	2.89080	1.46290	-0.05611	-0.50000	-0.00354	0.71853
5.5	20	2.86880	1.46760	-0.04821	-0.50000	-0.00367	0.71749
5.6	20	2.83500	1.48230	-0.02704	-0.50000	-0.00385	0.72533
5.7	20	2.81010	1.49000	-0.00628	-0.50000	-0.00402	0.73663
5.8	20	2.78310	1.48590	0.01681	-0.50000	-0.00416	0.75323
5.9	20	2.75490	1.46960	0.03617	-0.50000	-0.00420	0.77374
6.0	20	2.74000	1.45800	0.04908	-0.50000	-0.00426	0.78362

Tabla 2.3 Valores esperados posteriores de los coeficientes α_i y σ para el componente NS.

T(s)	No. de datos	$E''[\alpha_1]$	$E''[\alpha_2]$	$E''[\alpha_3]$	$E''[\alpha_4]$	$E''[\alpha_5]$	$E''[\sigma]$
0.0	20	5.91030	1.20930	-0.10366	-0.50000	-0.00605	0.43591
0.1	19	6.08860	1.16830	-0.10892	-0.50000	-0.00613	0.43784
0.2	19	6.67950	1.08570	-0.11466	-0.50000	-0.00694	0.43424
0.3	20	7.02530	1.13450	-0.10565	-0.50000	-0.00779	0.40469
0.4	20	6.88390	1.18820	-0.08970	-0.50000	-0.00730	0.49051
0.5	20	7.33480	1.21440	-0.09841	-0.50000	-0.00863	0.43883
0.6	20	6.59030	1.26970	-0.06649	-0.50000	-0.00695	0.45689
0.7	20	6.94490	1.25790	-0.08313	-0.50000	-0.00763	0.44119
0.8	20	6.63840	1.26240	-0.04921	-0.50000	-0.00683	0.47148
0.9	20	6.41590	1.28040	-0.03138	-0.50000	-0.00611	0.45668
1.0	20	6.75450	1.30020	-0.07268	-0.50000	-0.00693	0.45231
1.1	20	6.69620	1.27090	-0.04959	-0.50000	-0.00688	0.44563
1.2	20	6.80980	1.25960	-0.05852	-0.50000	-0.00727	0.47150
1.3	20	6.55990	1.24510	-0.05352	-0.50000	-0.00667	0.49506
1.4	20	6.36280	1.24750	-0.04595	-0.50000	-0.00593	0.49893
1.5	20	6.27030	1.35640	-0.08604	-0.50000	-0.00565	0.51641
1.6	20	6.49680	1.44250	-0.11605	-0.50000	-0.00616	0.53014
1.7	20	6.60750	1.46100	-0.09922	-0.50000	-0.00644	0.55191
1.8	20	5.77960	1.37000	-0.08099	-0.50000	-0.00374	0.57378
1.9	20	5.68960	1.33550	-0.06813	-0.50000	-0.00379	0.58257
2.0	20	5.60390	1.30380	-0.04696	-0.50000	-0.00381	0.61282
2.1	20	5.53400	1.25620	-0.03435	-0.50000	-0.00367	0.64125
2.2	20	5.53920	1.24260	-0.03706	-0.50000	-0.00369	0.66666
2.3	20	5.53230	1.24820	-0.04416	-0.50000	-0.00374	0.67991
2.4	20	5.53820	1.24150	-0.05613	-0.50000	-0.00385	0.68724
2.5	20	5.52290	1.23810	-0.06556	-0.50000	-0.00390	0.66944
2.6	20	5.49540	1.24350	-0.06045	-0.50000	-0.00399	0.65122
2.7	20	5.40910	1.25570	-0.06650	-0.50000	-0.00392	0.62028
2.8	20	5.29360	1.27940	-0.06741	-0.50000	-0.00391	0.62041
2.9	20	5.17430	1.30480	-0.06250	-0.50000	-0.00392	0.63362
3.0	20	4.85410	1.40530	-0.05942	-0.50000	-0.00383	0.61290

Tabla 2.3 Valores esperados posteriores de los coeficientes α_i y σ para el componente NS (continuación).

T(s)	No. de datos	E''[α_1]	E''[α_2]	E''[α_3]	E''[α_4]	E''[α_5]	E''[σ]
3.1	20	4.73900	1.42630	-0.06543	-0.50000	-0.00373	0.59950
3.2	20	4.56390	1.44570	-0.07404	-0.50000	-0.00347	0.59082
3.3	20	4.37390	1.46830	-0.08353	-0.50000	-0.00319	0.58432
3.4	20	4.23870	1.48010	-0.09787	-0.50000	-0.00299	0.57427
3.5	20	4.09300	1.49580	-0.10452	-0.50000	-0.00281	0.56796
3.6	20	3.95940	1.51170	-0.11027	-0.50000	-0.00268	0.56928
3.7	20	3.83080	1.51880	-0.10666	-0.50000	-0.00258	0.57425
3.8	20	3.70350	1.52850	-0.09781	-0.50000	-0.00250	0.58248
3.9	20	3.61990	1.52770	-0.09232	-0.50000	-0.00247	0.59284
4.0	20	3.52440	1.53080	-0.08811	-0.50000	-0.00241	0.60285
4.1	20	3.43710	1.53000	-0.07909	-0.50000	-0.00235	0.61474
4.2	20	3.35390	1.53710	-0.07251	-0.50000	-0.00229	0.62714
4.3	20	3.28590	1.54370	-0.07650	-0.50000	-0.00225	0.63184
4.4	20	3.23740	1.54750	-0.07428	-0.50000	-0.00231	0.63276
4.5	20	3.21050	1.55230	-0.06795	-0.50000	-0.00246	0.63160
4.6	20	3.18790	1.55930	-0.05542	-0.50000	-0.00263	0.63782
4.7	20	3.18110	1.55530	-0.04246	-0.50000	-0.00280	0.64767
4.8	20	3.15270	1.55650	-0.03299	-0.50000	-0.00293	0.65617
4.9	20	3.10590	1.54990	-0.02529	-0.50000	-0.00297	0.66349
5.0	20	3.04240	1.54640	-0.02172	-0.50000	-0.00293	0.67240
5.1	20	2.96200	1.55480	-0.02291	-0.50000	-0.00287	0.67958
5.2	20	2.87780	1.55160	-0.02015	-0.50000	-0.00278	0.68496
5.3	20	2.79200	1.54420	-0.01255	-0.50000	-0.00271	0.69019
5.4	20	2.72230	1.54450	-0.00686	-0.50000	-0.00268	0.69296
5.5	20	2.67110	1.54630	-0.00118	-0.50000	-0.00270	0.69240
5.6	20	2.63440	1.54210	0.00801	-0.50000	-0.00276	0.69579
5.7	20	2.62980	1.54050	0.01569	-0.50000	-0.00289	0.69947
5.8	20	2.62920	1.54590	0.02195	-0.50000	-0.00303	0.70426
5.9	20	2.62980	1.54050	0.01569	-0.50000	-0.00289	0.69947
6.0	20	2.62920	1.54590	0.02195	-0.50000	-0.00303	0.70426

Tabla 2.4 Valores esperados posteriores de los coeficientes α_i y σ para la media geométrica de la aceleración espectral.

T(s)	No. de datos	E''[α_1]	E''[α_2]	E''[α_3]	E''[α_4]	E''[α_5]	E''[σ]
0.0	20	5.89290	1.24570	-0.09757	-0.50000	-0.00632	0.41983
0.1	19	6.08310	1.19540	-0.09668	-0.50000	-0.00643	0.43341
0.2	19	6.79420	1.06750	-0.09858	-0.50000	-0.00732	0.43005
0.3	20	6.96230	1.13030	-0.10357	-0.50000	-0.00768	0.38868
0.4	20	6.76320	1.25130	-0.09682	-0.50000	-0.00727	0.44214
0.5	20	6.90390	1.22360	-0.08753	-0.50000	-0.00753	0.41710
0.6	20	6.59410	1.27480	-0.06768	-0.50000	-0.00693	0.43516
0.7	20	6.77550	1.34450	-0.04662	-0.50000	-0.00760	0.45236
0.8	20	6.59410	1.36760	-0.03662	-0.50000	-0.00705	0.44770
0.9	20	6.45340	1.34700	-0.02440	-0.50000	-0.00648	0.42867
1.0	20	6.56380	1.33870	-0.05429	-0.50000	-0.00665	0.42775
1.1	20	6.67010	1.31860	-0.05696	-0.50000	-0.00703	0.43626
1.2	20	6.69030	1.31670	-0.05225	-0.50000	-0.00723	0.44576
1.3	20	6.61860	1.31830	-0.04406	-0.50000	-0.00723	0.45722
1.4	20	6.48250	1.32030	-0.06347	-0.50000	-0.00662	0.45886
1.5	20	6.37410	1.37420	-0.08896	-0.50000	-0.00616	0.47824
1.6	20	6.46140	1.42680	-0.10542	-0.50000	-0.00632	0.48386
1.7	20	6.39490	1.42910	-0.10135	-0.50000	-0.00604	0.50109
1.8	20	6.09120	1.40880	-0.09393	-0.50000	-0.00516	0.52712
1.9	20	5.93780	1.39670	-0.07854	-0.50000	-0.00494	0.52748
2.0	20	5.86980	1.38540	-0.05267	-0.50000	-0.00505	0.53709
2.1	20	5.80570	1.39380	-0.03657	-0.50000	-0.00522	0.56940
2.2	20	5.83670	1.40320	-0.04392	-0.50000	-0.00547	0.59354
2.3	20	5.84080	1.41620	-0.05743	-0.50000	-0.00561	0.59214
2.4	20	5.83800	1.40320	-0.07922	-0.50000	-0.00559	0.58237
2.5	20	5.83230	1.39370	-0.08121	-0.50000	-0.00570	0.58400
2.6	20	5.85800	1.39510	-0.06917	-0.50000	-0.00601	0.58756
2.7	20	5.75400	1.39050	-0.06887	-0.50000	-0.00589	0.57904
2.8	20	5.66160	1.39370	-0.07170	-0.50000	-0.00583	0.57934
2.9	20	5.55180	1.41260	-0.07024	-0.50000	-0.00579	0.58407
3.0	20	5.42140	1.43440	-0.06080	-0.50000	-0.00568	0.59134

Tabla 2.4 Valores esperados posteriores de los coeficientes α_i y σ para la media geométrica de la aceleración espectral.

T(s)	No. de datos	E''[α_1]	E''[α_2]	E''[α_3]	E''[α_4]	E''[α_5]	E''[σ]
3.1	20	5.32300	1.45550	-0.06183	-0.50000	-0.00560	0.59488
3.2	20	5.17850	1.46620	-0.06368	-0.50000	-0.00537	0.59129
3.3	20	5.04760	1.46840	-0.06438	-0.50000	-0.00519	0.58594
3.4	20	4.83270	1.47310	-0.06784	-0.50000	-0.00477	0.57814
3.5	20	4.60260	1.48990	-0.06365	-0.50000	-0.00438	0.57545
3.6	20	4.41980	1.51250	-0.06782	-0.50000	-0.00412	0.56937
3.7	20	4.20030	1.53570	-0.06716	-0.50000	-0.00377	0.56490
3.8	20	3.99230	1.55170	-0.06380	-0.50000	-0.00344	0.56863
3.9	20	3.81230	1.55840	-0.06047	-0.50000	-0.00314	0.58170
4.0	20	3.63670	1.56010	-0.05951	-0.50000	-0.00283	0.59661
4.1	20	3.48770	1.54890	-0.06180	-0.50000	-0.00254	0.60756
4.2	20	3.34290	1.53750	-0.06438	-0.50000	-0.00225	0.61156
4.3	20	3.28480	1.51170	-0.05615	-0.50000	-0.00219	0.62090
4.4	20	3.19550	1.49520	-0.05207	-0.50000	-0.00203	0.62776
4.5	20	3.09800	1.48640	-0.05698	-0.50000	-0.00187	0.63315
4.6	20	3.06140	1.48940	-0.06039	-0.50000	-0.00196	0.63549
4.7	20	3.09620	1.50110	-0.06049	-0.50000	-0.00232	0.63683
4.8	20	3.15830	1.51430	-0.05360	-0.50000	-0.00276	0.64459
4.9	20	3.23840	1.52180	-0.04547	-0.50000	-0.00325	0.65558
5.0	20	3.28870	1.52820	-0.03953	-0.50000	-0.00364	0.66443
5.1	20	3.27920	1.52370	-0.03394	-0.50000	-0.00379	0.67003
5.2	20	3.21300	1.52080	-0.03120	-0.50000	-0.00375	0.67315
5.3	20	3.12130	1.52660	-0.03198	-0.50000	-0.00364	0.67495
5.4	20	3.02120	1.52680	-0.03054	-0.50000	-0.00350	0.67766
5.5	20	2.93450	1.52300	-0.02440	-0.50000	-0.00340	0.68002
5.6	20	2.89140	1.53290	-0.01676	-0.50000	-0.00348	0.68336
5.7	20	2.90140	1.54080	-0.00898	-0.50000	-0.00371	0.68717
5.8	20	2.94380	1.54170	0.00253	-0.50000	-0.00403	0.69477
5.9	20	3.02080	1.54130	0.01408	-0.50000	-0.00444	0.70459
6.0	20	3.09750	1.54680	0.02315	-0.50000	-0.00484	0.71082

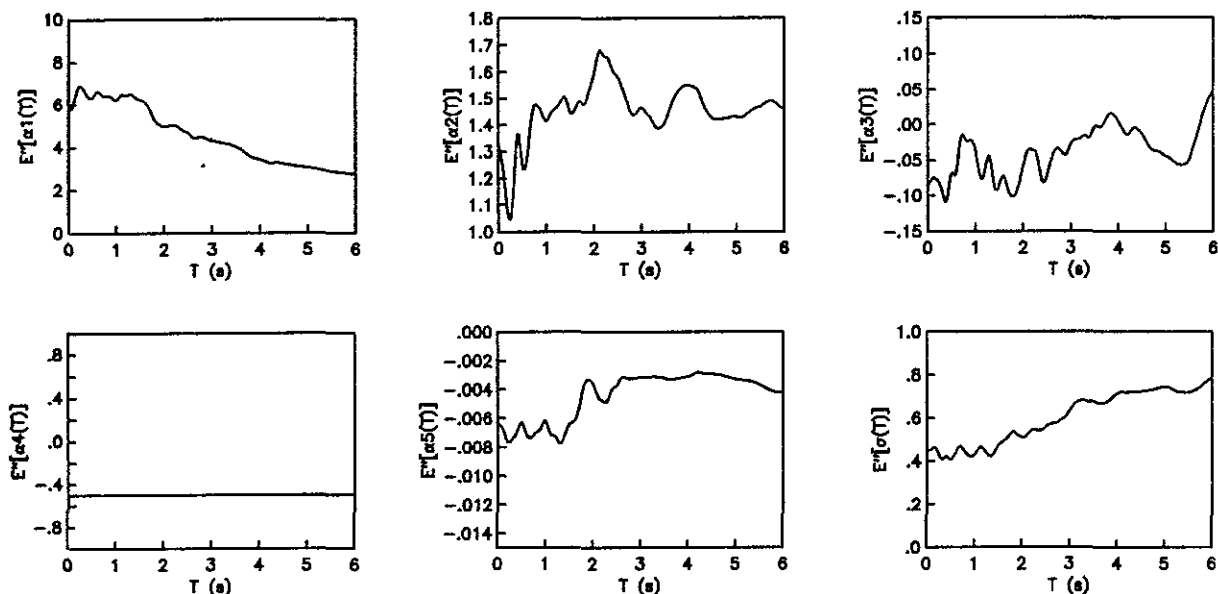


Fig. 2.7a Valores esperados posteriores de los coeficientes α_i y la desviación estándar del logaritmo natural de la aceleración espectral componente EW.

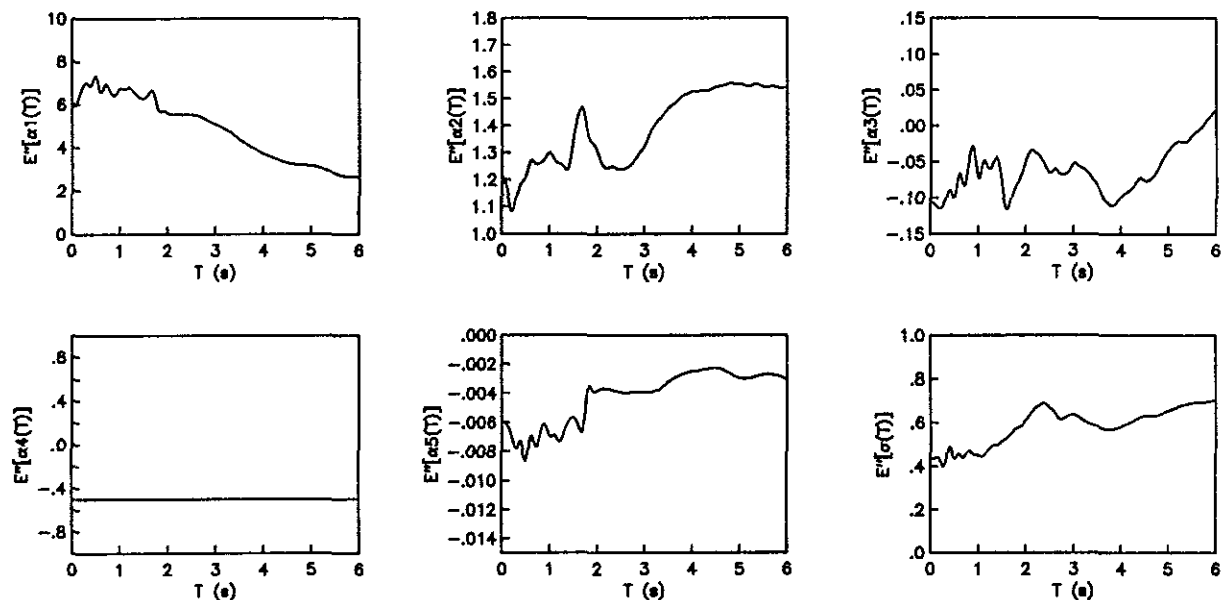


Fig. 2.7b Valores esperados posteriores de los coeficientes α_i y la desviación estándar del logaritmo natural de la aceleración espectral componente NS.

2. Evaluación del peligro sísmico en la ciudad de México

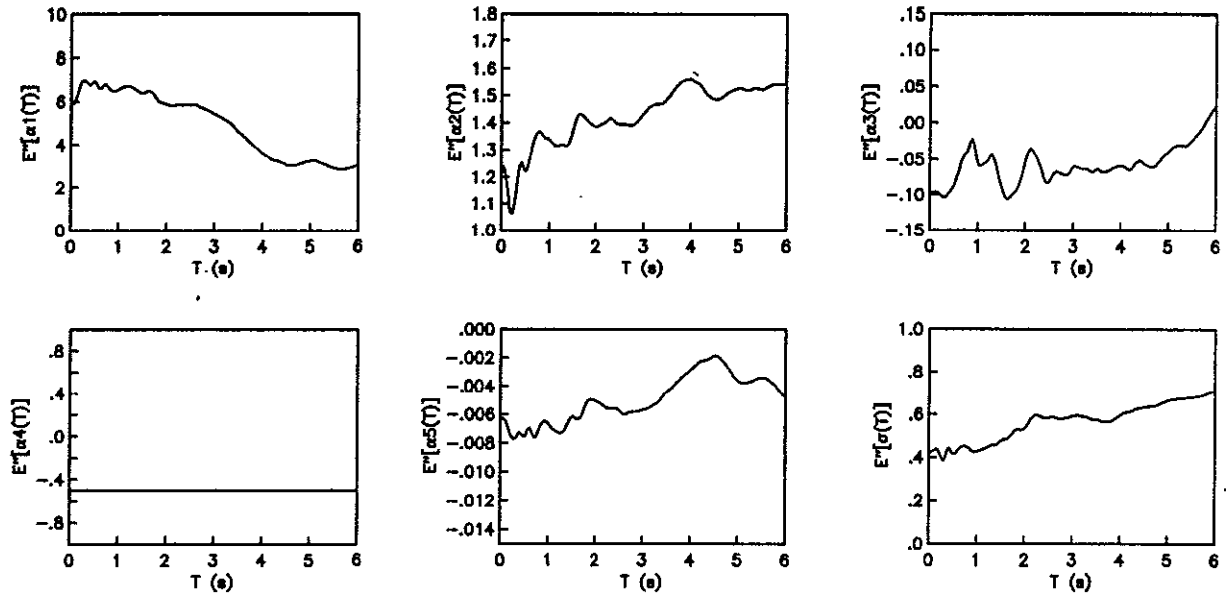


Fig. 2.7c Valores esperados posteriores de los coeficientes α_i y la desviación estándar del logaritmo natural de la aceleración espectral para la media geométrica de la aceleración espectral.

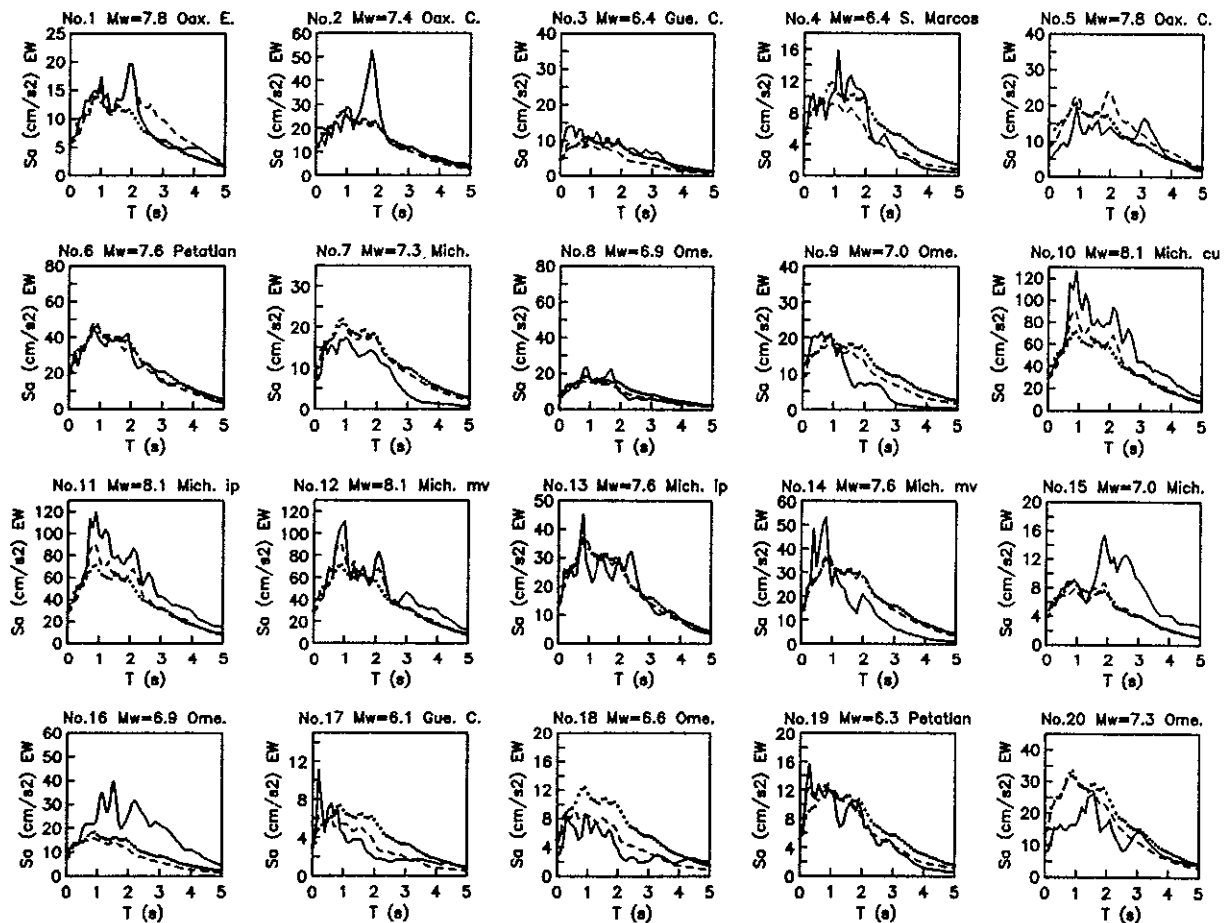


Fig. 2.8a Espectros observados (línea continua) y estimados (con puntos para la forma normalizada y con segmentos para la ley de atenuación espectral) componente EW.

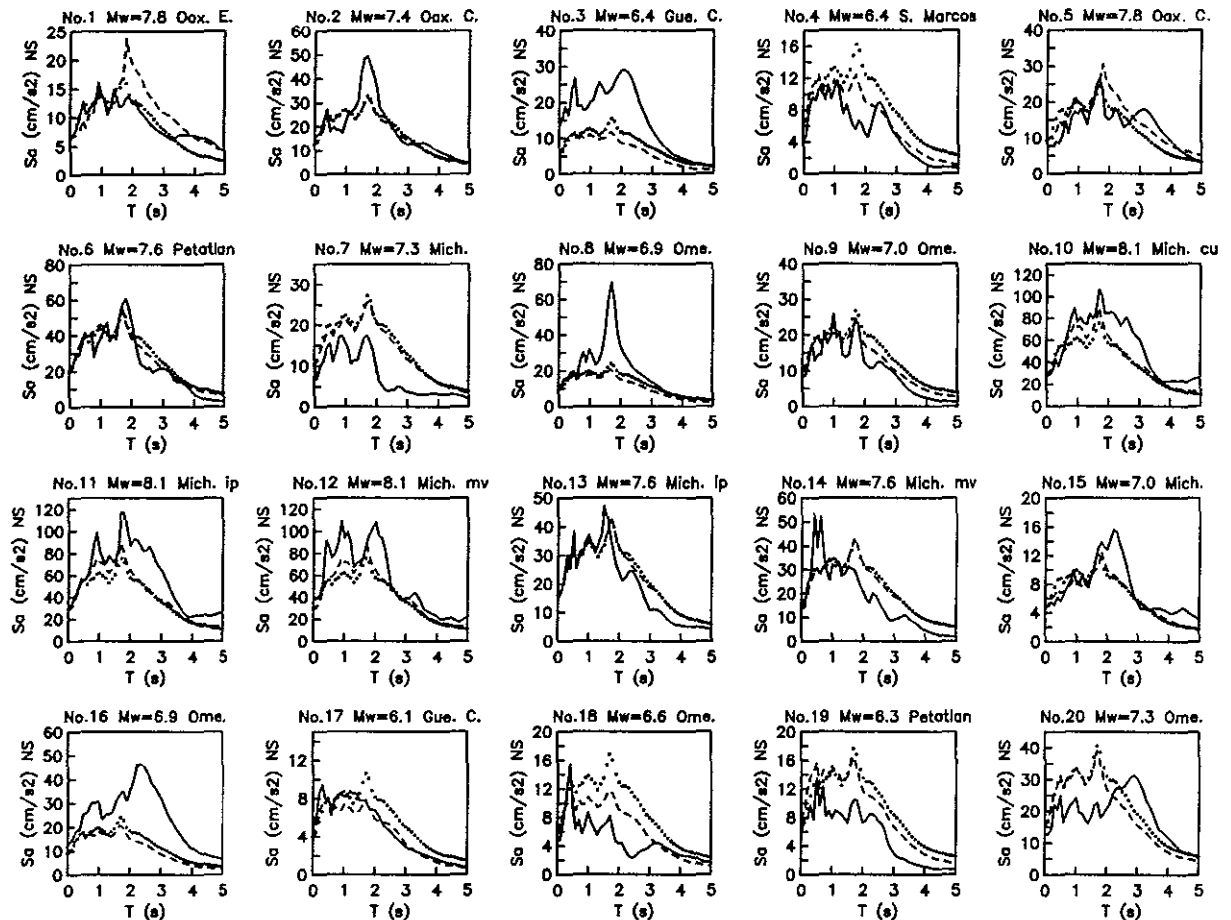


Fig. 2.8b Espectros observados (línea continua) y estimados (con puntos para la forma normalizada y con segmentos para la ley de atenuación espectral) componente NS.

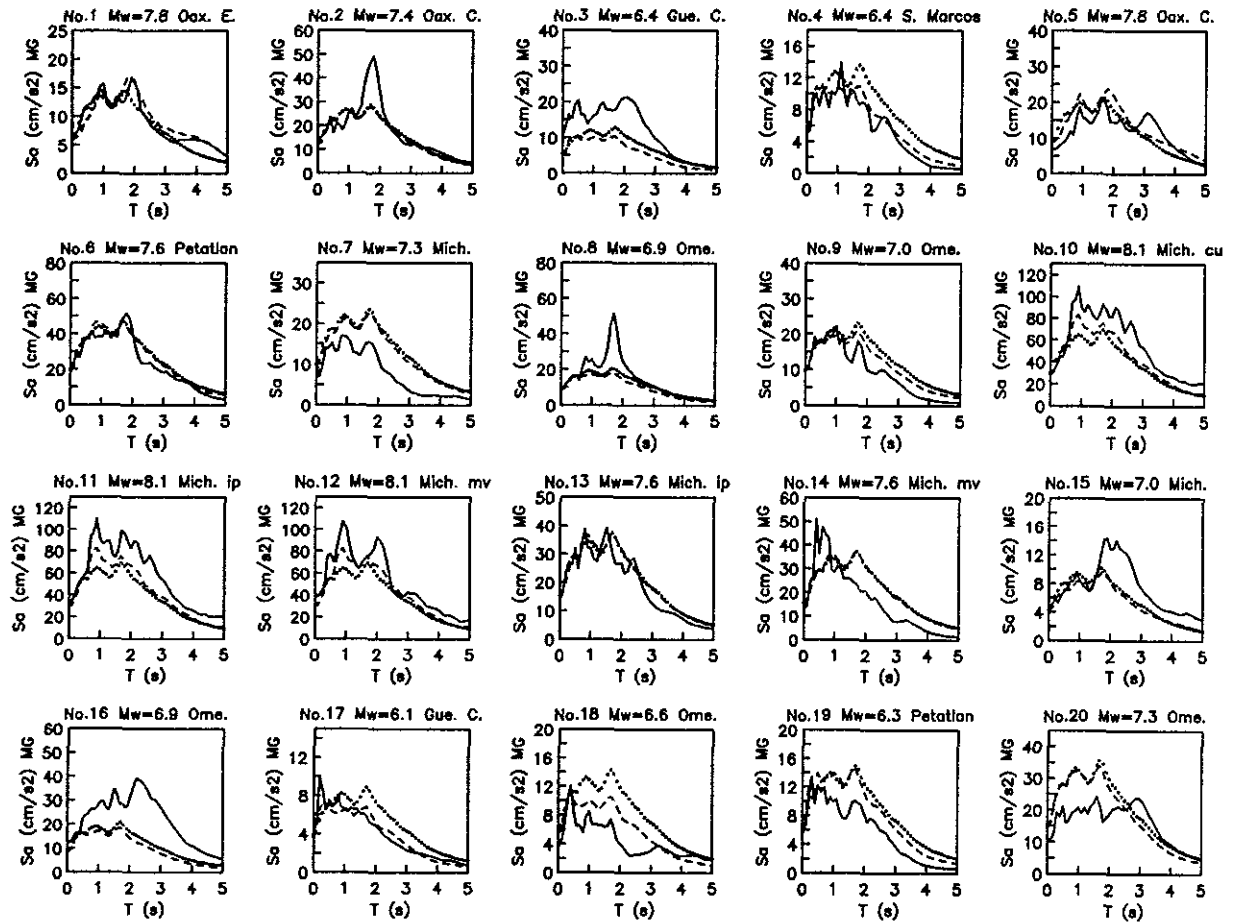


Fig. 2.8c Espectros observados (línea continua) y estimados (con puntos para la forma normalizada y con segmentos para la ley de atenuación espectral) para la media geométrica de la aceleración espectral.

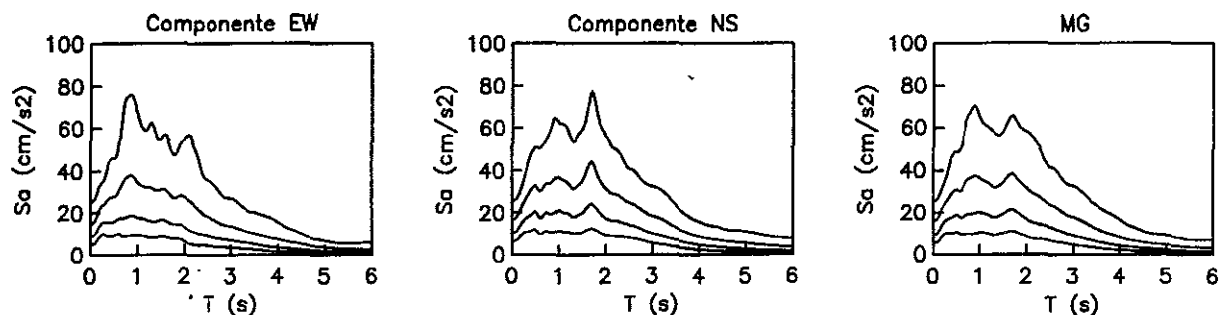


Fig. 2.9a Variación de la forma espectral con la magnitud para $M_w=6.5, 7.0, 7.5$ y 8.0 (de abajo para arriba) considerando una distancia constante de 300 km.

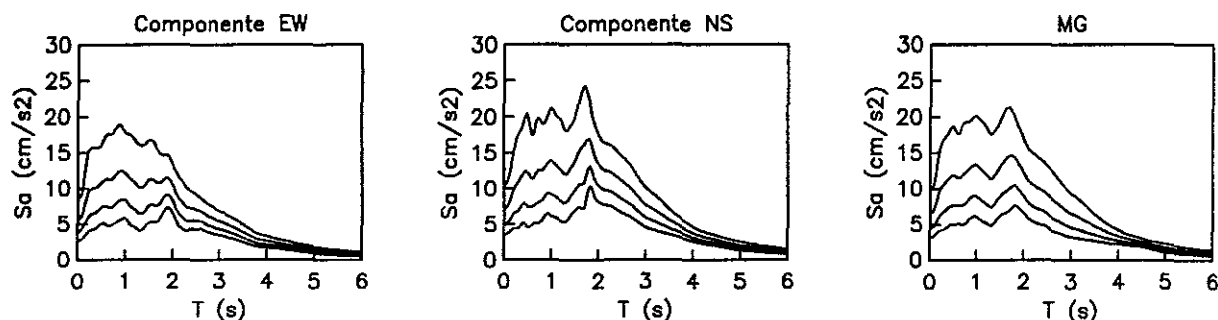


Fig. 2.9b Variación de la forma espectral con la distancia para $R=300, 350, 400$ y 450 km (de arriba para abajo) considerando una magnitud constante $M_w=7.0$.

2.4.4 Forma normalizada vs. la ley de atenuación espectral

En la fig. 2.10 se comparan las desviaciones estándar de los errores que se cometen al estimar el espectro de respuesta con los dos métodos. Ambas tienden a crecer con el período; a período corto la desviación estándar para la forma normalizada es menor, y a período largo sucede lo opuesto, es decir, la desviación estándar es menor en la ley de atenuación. Para seleccionar la técnica que se usará para estimar el espectro de respuesta en estudios posteriores se hace el análisis que sigue.

Ambas técnicas presentan diferencias de lo que se estima respecto a lo observado. Con el fin de tratar de explicar las variaciones en las formas espectrales, aun para sismos equidistantes y de igual magnitud como los ocurridos el 7 de junio de 1982 y el 25 de abril de 1989 correspondientes a los eventos No.8 y 16 (ver fig. 2.3a, 2.3b y 2.3c de la sección 2.4.1), que dan como resultado errores en las técnicas para estimar los espectros, se construyeron las gráficas de las figs. 2.11a, 2.11b, 2.11c y 2.11d, las cuales ayudan a corroborar el efecto de la magnitud en las ordenadas espectrales. En las figs. 2.11a y 2.11b se muestran las ordenadas espectrales registradas en la estación CU, para los componentes EW y NS respectivamente, normalizadas a igual distancia. En general, se observa que las ordenadas espectrales tienden a crecer exponencialmente con la magnitud, como lo indica la ec. 2.8, lo cual confirma que la

forma del espectro de respuesta sí depende de este parámetro; este hecho contrasta con el procedimiento que se sigue para estimar el espectro de respuesta con la forma espectral normalizada, en el que aun cuando la aceleración máxima del terreno crece con la magnitud la forma del espectro de respuesta no cambia al incrementarse la magnitud del sismo.

Con el fin de reforzar la conclusión anterior y ver con mayor claridad el efecto de la magnitud en la forma del espectro de respuesta, en las figs. 2.11c y 2.11d se presentan, para la estación No. 56 y los sismos del 31 de mayo de 1990 y el 14 de septiembre de 1995, el espectro de respuesta observado y el estimado con el uso de los *CER* considerando en la *estación CU*, el espectro estimado con la ley de atenuación espectral y el espectro estimado en dicha estación con la forma espectral normalizada. La estación No. 56 está localizada en la zona del lago, donde la mayoría de los espectros de respuesta se caracterizan por tener dos picos. En la forma de estos el efecto de la magnitud se manifiesta de la siguiente manera: cuando la magnitud del sismo es baja, la energía se concentra en periodos cortos y a medida que la magnitud crece, la energía se concentra en periodos largos. En el caso del sismo del 31 de mayo de 1990 con magnitud $M_w=6.1$, la mayor cantidad de energía se concentró en periodos cortos, este efecto hizo que el primer pico del espectro observado prácticamente igualara al segundo, guardando una relación entre ambos picos de 0.99; en el espectro estimado con los *CER* y la ley de atenuación espectral para obtener el espectro en la *estación CU* esa relación fue de 1.23 y en el espectro estimado con los *CER* y la forma espectral normalizada para obtener el espectro en la *estación CU* dicha relación fue 1.67. En el sismo del 14 de septiembre de 1995 con magnitud $M_w=7.3$, la energía se concentró en periodos largos, por tanto, la relación entre los dos picos del espectro observado creció a 1.84, para el espectro estimado con los *CER* y la ley de atenuación espectral para obtener el espectro en la *estación CU* la relación también creció a 1.54 y en el espectro estimado con los *CER* y la forma espectral normalizada para obtener el espectro en la *estación CU* dicha relación se mantuvo constante en 1.67. Con este ejemplo se demuestra que la forma del espectro estimado con la forma espectral normalizada en la *estación CU* no depende de la magnitud, ya que, al estimar el espectro de respuesta en las estaciones del lago con los *CER* y a partir del espectro en la *estación CU* estimado con dicha forma espectral normalizada, la relación entre los dos picos característicos del espectro estimado en la zona del lago se mantiene constante al incrementarse la magnitud; cuando, teóricamente, dicha relación debe crecer a medida que la magnitud también crece. En tanto que, al usar la ley de atenuación espectral para obtener el espectro de respuesta en la *estación CU* y luego los *CER* para posteriormente obtener el espectro de respuesta en las estaciones del lago, la relación entre los dos picos característicos de este espectro sí crece al incrementarse la magnitud; lo que confirma que la ley de atenuación espectral sí tiene en cuenta el efecto de la magnitud en la forma del espectro de respuesta.

Por otra parte, un efecto que no se consideró fue la direccionalidad; para estudiar este efecto se hizo el cociente entre la aceleración espectral observada (S_{aob}) y la estimada con la ley de atenuación espectral propuesta (S_{ae}). Esto permite descontar los efectos de magnitud, distancia y sitio; posteriormente se graficó, en las figs. 2.12a y 2.12b el azimut epicentral y el cociente resultante. De las gráficas se concluye que el efecto azimutal se puede despreciar dada la dispersión en que se presenta para la gran mayoría de los períodos, lo que implica que las formas espectrales registradas en la *estación CU*, es posible que estén influenciadas por efectos diferentes a la direccionalidad, magnitud y distancia, tales como: efectos del

mecanismo de fuente o profundidad del foco, estudiado por Cárdenas *et al.* (1996). Tales efectos difícilmente se pueden tener en cuenta en el funcional de una ley de atenuación.

De acuerdo con lo anterior, la dispersión mostrada al estimar el espectro de respuesta con las formas espectrales normalizadas sobre todo a periodo largo es debida, por una parte a que este método no considera los efectos de magnitud y distancia y por otra a los que se mencionan al final del último párrafo. Aunque a período corto el error cometido por la ley de atenuación al estimar el espectro es mayor, se compensa con el hecho de que ésta toma en cuenta las variaciones que presentan las formas espectrales con la magnitud y la distancia, las cuales se tornan muy importantes al estimar los espectros de respuesta en la zona de transición y del lago, debido a los efectos de amplificación del valle.

En conclusión, dadas las ventajas que presenta el uso de la ley de atenuación espectral, es la técnica que se emplea en lo que resta de este trabajo.

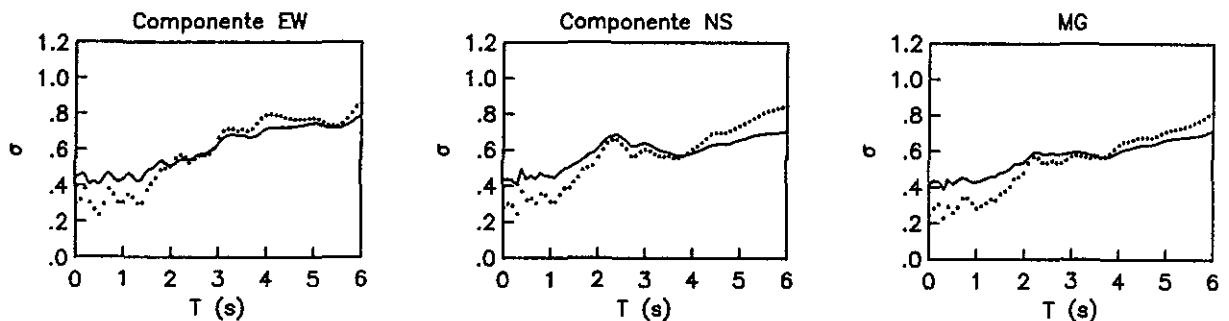


Fig. 2.10 Desviación estándar del error (con puntos para la forma normalizada y con línea continua para la ley de atenuación espectral).

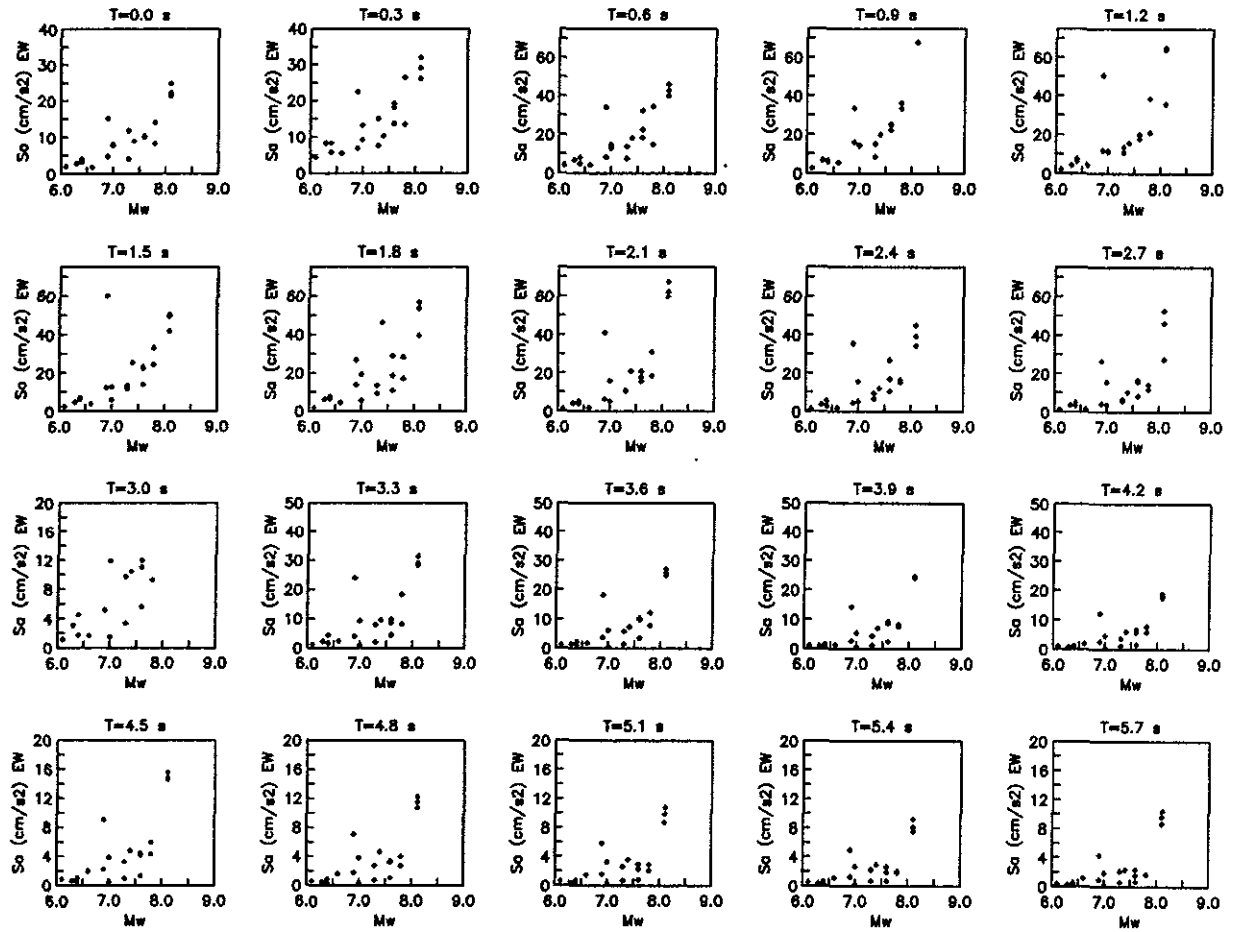


Fig. 2.11a Efecto de la magnitud en las ordenadas espectrales componente EW.

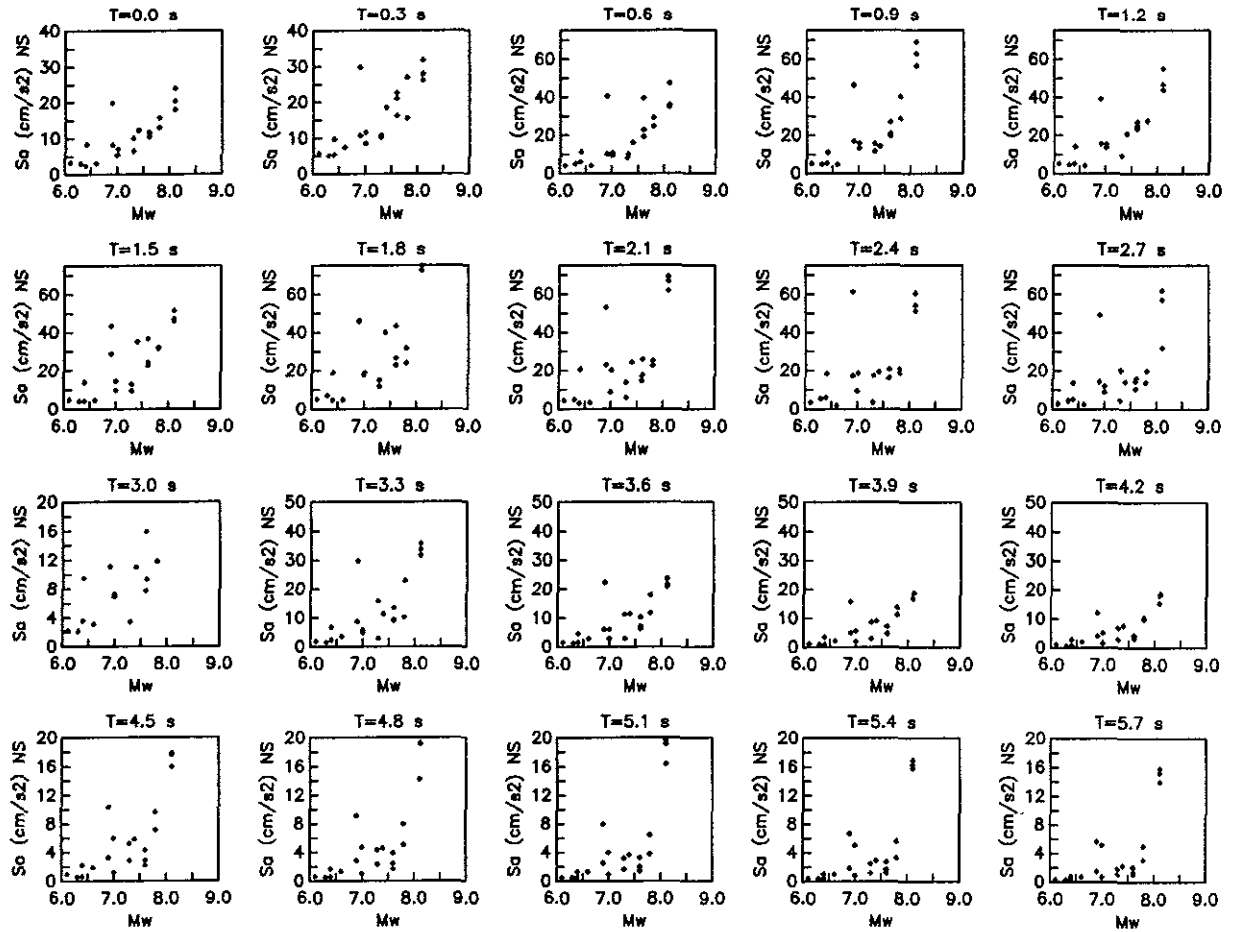


Fig. 2.11b Efecto de la magnitud en las ordenadas espectrales componente NS.

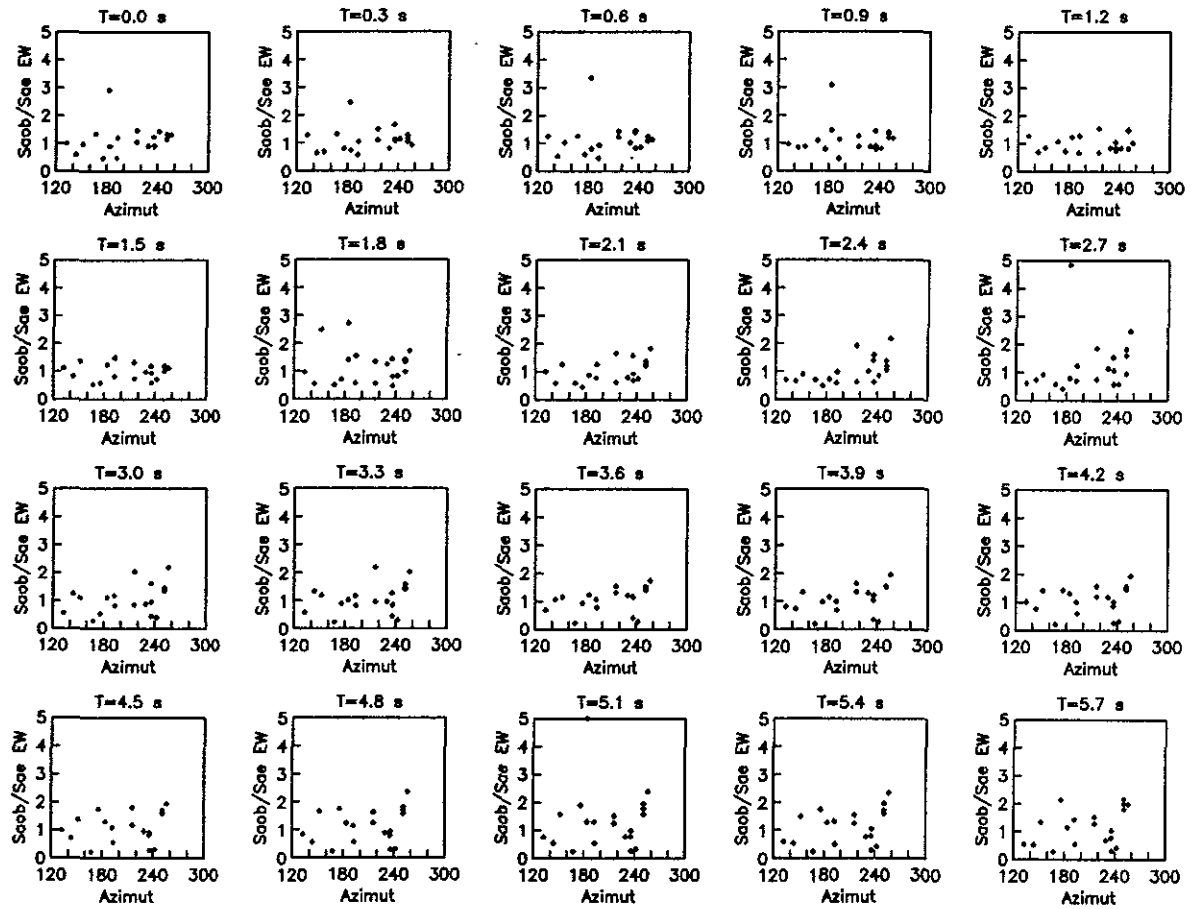


Fig. 2.12a Efecto del azimut en las ordenadas espectrales componente EW.

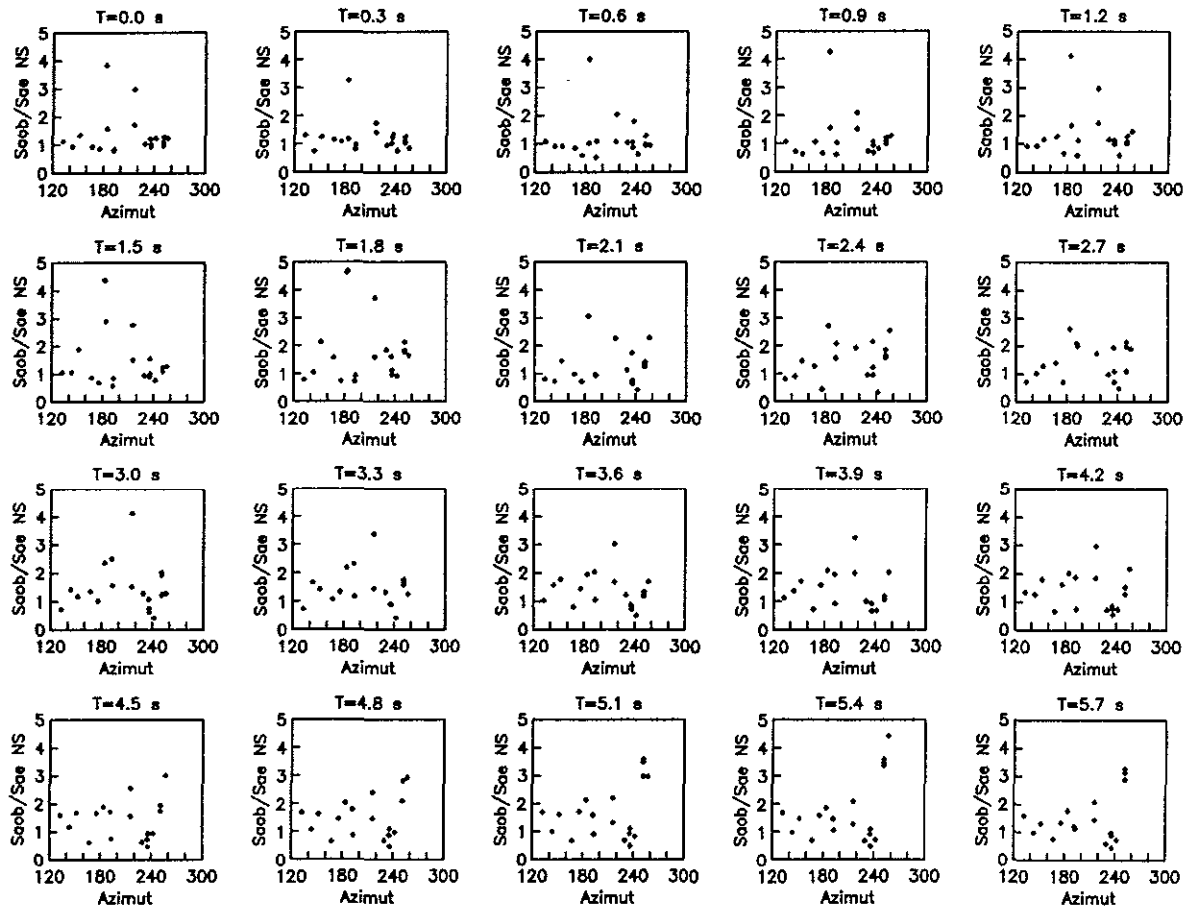


Fig. 2.12b Efecto del azimut en las en las ordenadas espectrales componente NS.

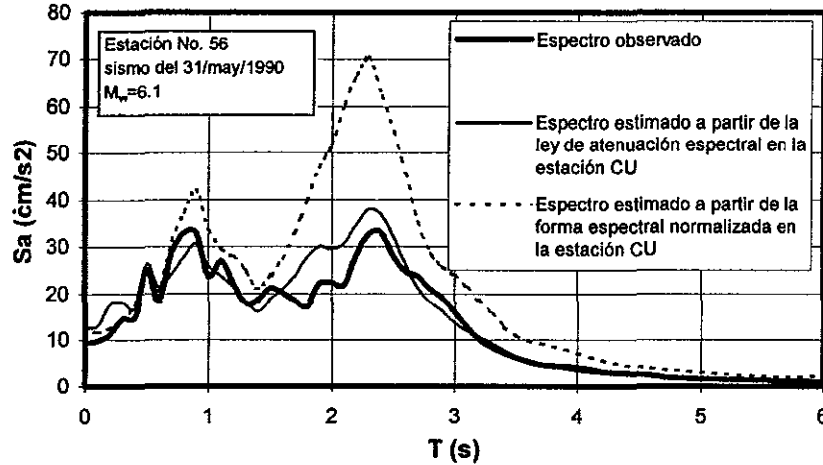


Fig. 2.11c Efecto de la magnitud en el espectro de respuesta estimado en la estación No. 56 a partir del espectro estimado en la estación CU con la ley de atenuación espectral y la forma espectral normalizada considerando un sismo de baja magnitud.

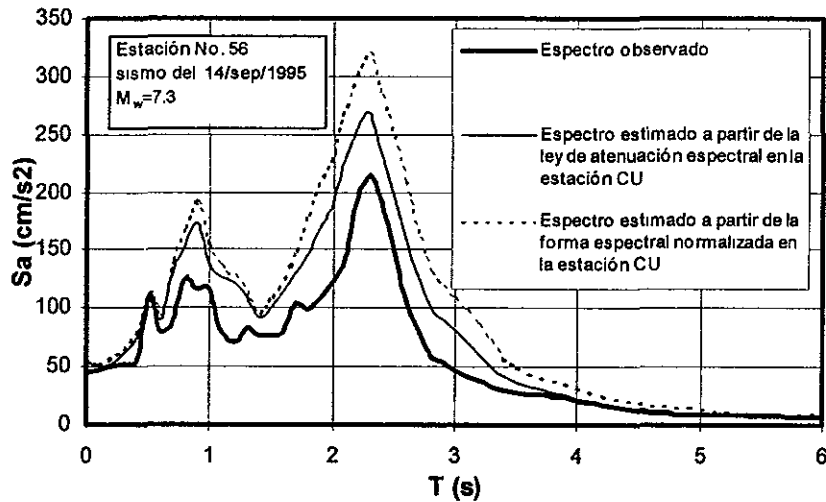


Fig. 2.11d Efecto de la magnitud en el espectro de respuesta estimado en la estación No. 56 a partir del espectro estimado en la estación CU con la ley de atenuación espectral y la forma espectral normalizada considerando un sismo de magnitud moderada.

2.5 Estimación del espectro de respuesta en las zonas de transición y del Lago

Después del sismo del 19 de septiembre de 1985, se han hecho numerosos estudios dirigidos a estimar el espectro de respuesta en la zona del lago, la mayor parte de ellos con base en el uso del espectro de Fourier y la teoría de vibraciones aleatorias. Los principales estudios fueron realizados por Ordaz *et al.* (1988), Rosenblueth y Arciniega (1992), Reinoso *et al.* (1992) y Arciniega *et al.* (1993). Rosenblueth y Arciniega (1992), propusieron como alternativa usar

los *CER*, referidos a la *estación CU* y calculados como el promedio de los cocientes para los sismos registrados entre el espectro de respuesta en alguna de las estaciones de suelo blando y la *estación CU*. Estudiando tanto el procedimiento que usa el espectro de amplitudes de Fourier y los *CER*, los mismos autores concluyeron que su efectividad es prácticamente la misma. Con base en este hecho y en que usar los *CER* permite realizar cálculos con mayor rapidez, en el presente estudio se hace uso de los *CER* para estimar el espectro de respuesta en las zonas de transición y del lago.

Los cocientes toman en consideración para un intervalo dado de valores el efecto de la magnitud, la distancia y el azimut; de igual manera suponen comportamiento lineal del terreno durante un temblor. Hasta ahora la tesis de comportamiento lineal se ha mantenido, excepto en la estación de central de abastos oficinas (*CD*, ver para su localización la fig. 2.13), donde durante el temblor del 19 de septiembre de 1985 hubo evidencia de comportamiento no lineal del suelo. Rosenblueth y Arciniega (1992), refieren que el comportamiento no lineal del suelo podría ocurrir durante un temblor de magnitud $M_s=8.2$ a 8.4 con foco a aproximadamente 220 km de distancia de la ciudad de México.

2.5.1 Procedimiento empleado para calcular los cocientes espectrales de respuesta

El procedimiento que se sigue fue con base en Arciniega *et al.* (1993) que consiste en calcular, para cada temblor, un espectro promedio para las estaciones de la zona firme y con éste calcular el *CER* en las estaciones de la zona de transición o del lago. Una vez conocidos los *CER* en cada temblor se toma un promedio de todos ellos, el cual se usa para estimar el espectro de respuesta en las zonas de transición y del lago. El tomar un promedio de los espectros en la zona firme ayuda a reducir la dispersión en los *CER* (Arciniega *et al.*, 1993). Este proceso difiere ligeramente del que usaron Rosenblueth y Arciniega (1992), donde se toma como referencia a la *estación CU* y no un espectro promedio en la zona firme.

2.5.2 Cálculo de los cocientes espectrales de respuesta

Las estaciones y temblores que se tomaron en cuenta para el cálculo de los cocientes espectrales se listan en la tabla 2.4. Se usaron únicamente las estaciones del Instituto de Ingeniería (I de I) y del Centro de Instrumentación y Registro Sísmico (CIRES). En la zona firme se consideraron todas las estaciones que administran ambas instituciones; en las zonas de transición y del lago se seleccionaron las estaciones en función del número de sismos que han registrado desde su instalación, la posición que ocupan en la distribución dentro de la ciudad, el periodo característico del suelo y la amplificación de movimiento que presentan.

En la fig. 2.13 se muestra la ubicación geográfica de todas las estaciones acelerográficas de la ciudad, dentro de las cuales están las estaciones seleccionadas. Las figs. 2.14a, 2.14b, 2.15a, 2.15b, 2.16a y 2.16b contienen los *CER* promedio, cuyos picos coinciden aproximadamente con el período predominante del movimiento del terreno.

2. Evaluación del peligro sísmico en la ciudad de México

Tabla 2.4 Estaciones y sismos considerados en el cálculo de los CER.

Est.	Ts	19 sep. 1985 M _s 8.1	08 feb. 1988 M _s 5.8	25 abr. 1989 M _s 6.9	02 may. 1990 M _s 5.1	11 may. 1990 M _s 5.3	31 may. 1991 M _s 6.1	24 oct. 1993 M _s 6.6	23 may. 1994 M _s 5.6	10 dir. 1994 M _s 6.2	14 sep. 1995 M _s 5.3	09 oct. 1995 M _s 7.6
01 ZL	2.1	-	1	1	1	1	1	1	1	-	1	-
03 ZL	1.9	-	1	1	1	1	1	-	-	1	1	1
05 ZL	1.9	-	1	1	1	1	1	-	1	-	-	1
06 ZL	2.8	-	-	1	-	-	-	1	1	1	-	1
07 ZF	0.5	-	-	1	-	-	1	1	-	1	1	1
08 ZL	2.2	-	1	1	c	1	1	1	1	1	1	1
09 ZL	2.5	-	1	1	1	1	1	-	1	1	-	-
12 ZL	3.8	-	c	1	c	c	1	1	c	1	1	1
13 ZF	0.5	-	-	1	1	1	1	1	1	1	1	1
17 ZL	1.2	-	1	1	1	-	1	1	1	1	-	1
18 ZF	0.5	-	-	1	-	-	-	-	-	-	1	-
19 ZL	2.7	-	1	1	1	-	c	1	1	1	1	1
21 ZF	0.5	-	-	-	-	1	1	1	1	1	1	1
24 ZT	1.1	-	c	-	1	1	-	-	-	1	1	1
27 ZT	0.8	-	1	1	-	1	-	1	1	1	-	1
28 ZF	0.5	-	-	1	-	c	1	-	1	1	1	-
30 ZT	0.5	-	c	1	1	c	1	1	1	1	1	-
31 ZL	5.2	-	c	1	1	1	1	1	1	1	1	-
34 ZF	0.5	-	c	1	c	1	1	1	1	-	1	1
35 ZL	5.0	-	-	1	-	-	-	1	1	-	1	-
36 ZL	3.5	-	c	-	-	c	1	1	1	1	-	-
40 ZF	0.5	-	-	-	-	1	c	-	1	1	-	1
41 ZL	4.7	-	c	1	1	1	1	1	1	1	-	1
44 ZL	1.3	-	c	1	-	c	1	1	c	-	-	1
47 ZF	0.5	-	1	1	1	-	1	1	-	1	1	1
48 ZL	2.4	-	c	1	c	c	1	-	c	1	1	1
49 ZL	2.8	-	c	1	c	1	1	1	1	1	-	1
51 ZL	2.2	-	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
54 ZL	1.1	-	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
56 ZL	2.4	-	c	1	1	1	1	-	1	1	1	1
64 ZF	0.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	c
72 ZL	2.5	-	-	1	c	c	1	1	1	1	1	1
74 ZF	0.5	-	c	1	1	1	1	1	1	1	1	1
78 ZF	0.5	-	c	1	-	-	1	1	1	1	1	1
CU ZF	0.5	1	1	1	-	1	1	1	1	1	1	1
TY ZF	0.5	1	1	1	-	1	1	-	1	1	1	1
CD ZL	3.2	-	1	1	c	c	1	1	1	1	1	1
SC ZL	1.9	1	1	1	-	-	1	1	c	1	1	1
RO ZL	1.3	-	-	1	1	-	-	-	1	-	1	1

Simbología :

ZF Zona firme

ZT Zona de transición

ZL Zona del Lago

Ts Período característico calculado por el Centro de Investigación Sísmica de la Fundación Javier Barros Sierra

1 Sismo registrado

c Registro corto

- Sismo no registrado o registro defectuoso

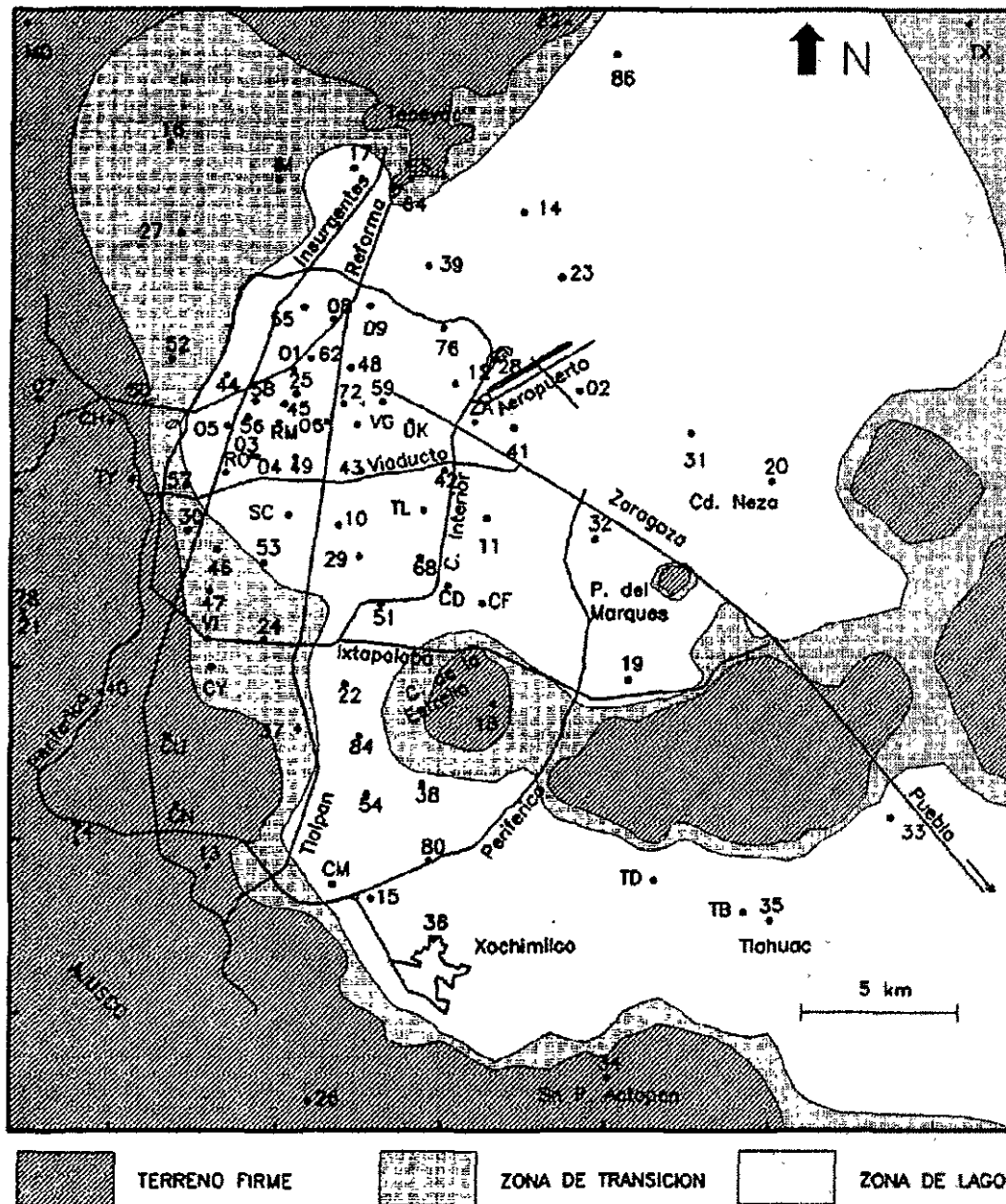


Fig. 2.13 Localización de las estaciones acelerogáfiacas en las tres zonas sísmicas de la ciudad de México.

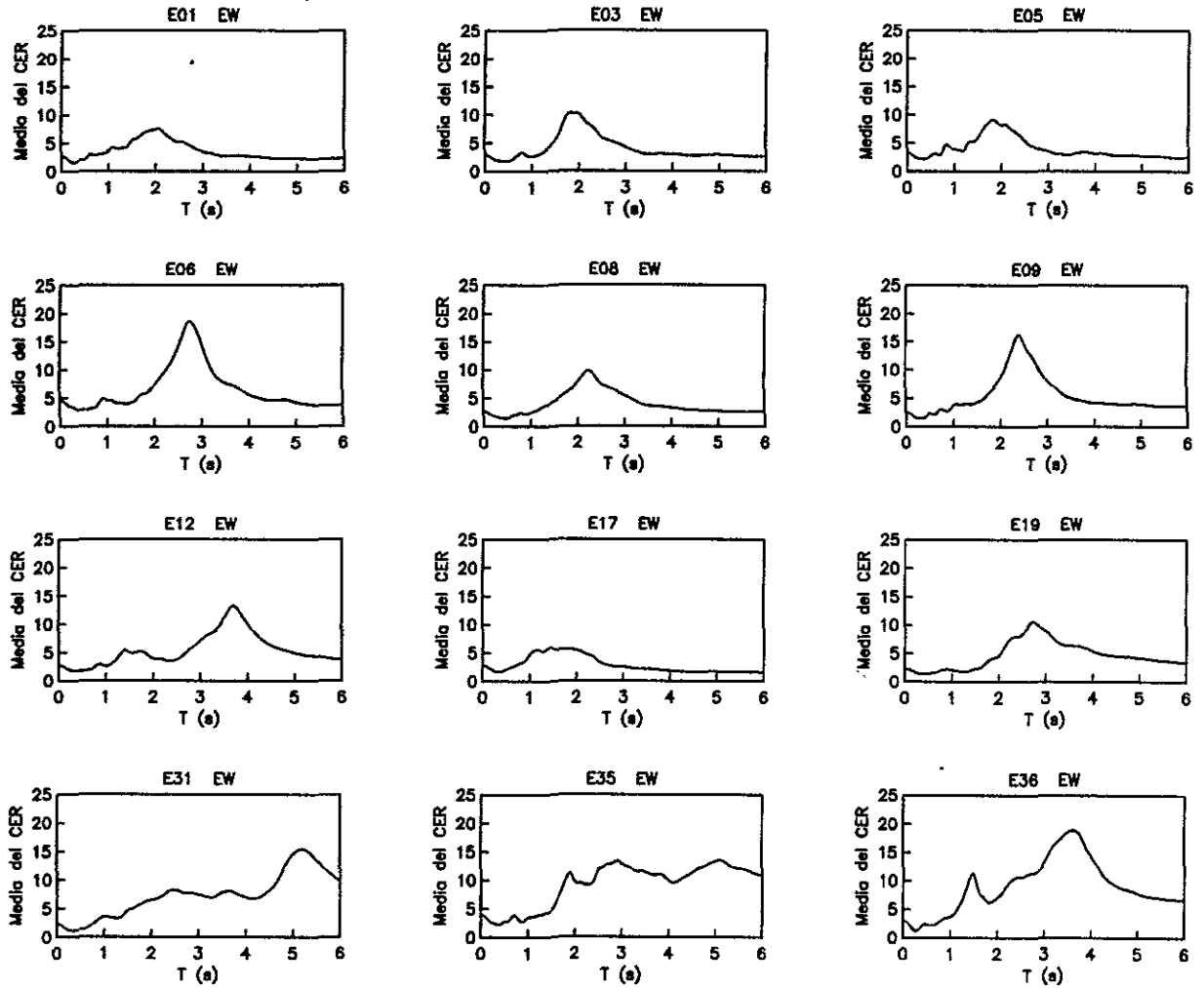


Fig. 2.14a Cocientes de respuesta espectral promedio componente EW.

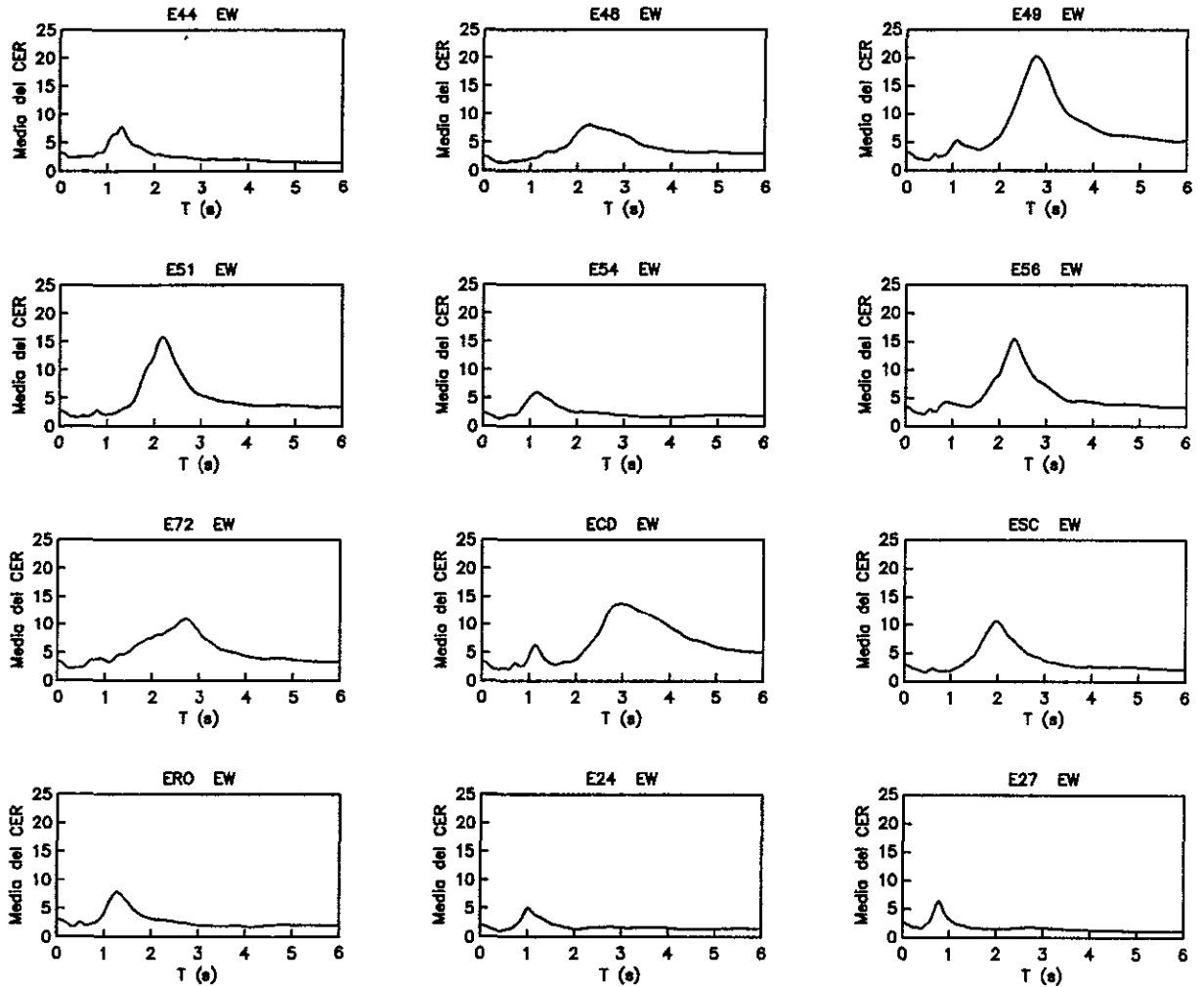


Fig. 2.14b Cocientes de respuesta espectral promedio componente EW.

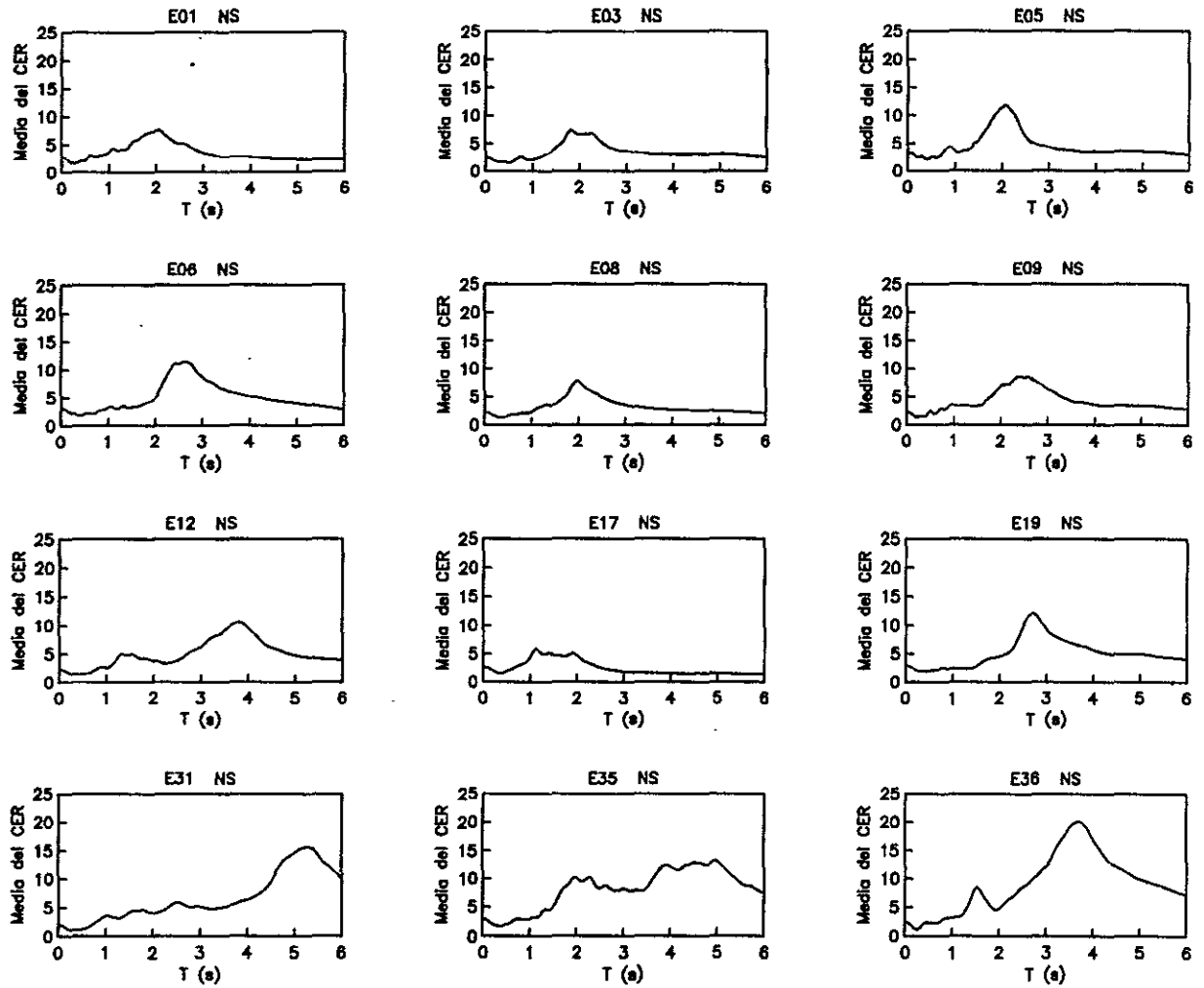


Fig. 2.15a Cocientes de respuesta espectral promedio componente NS.

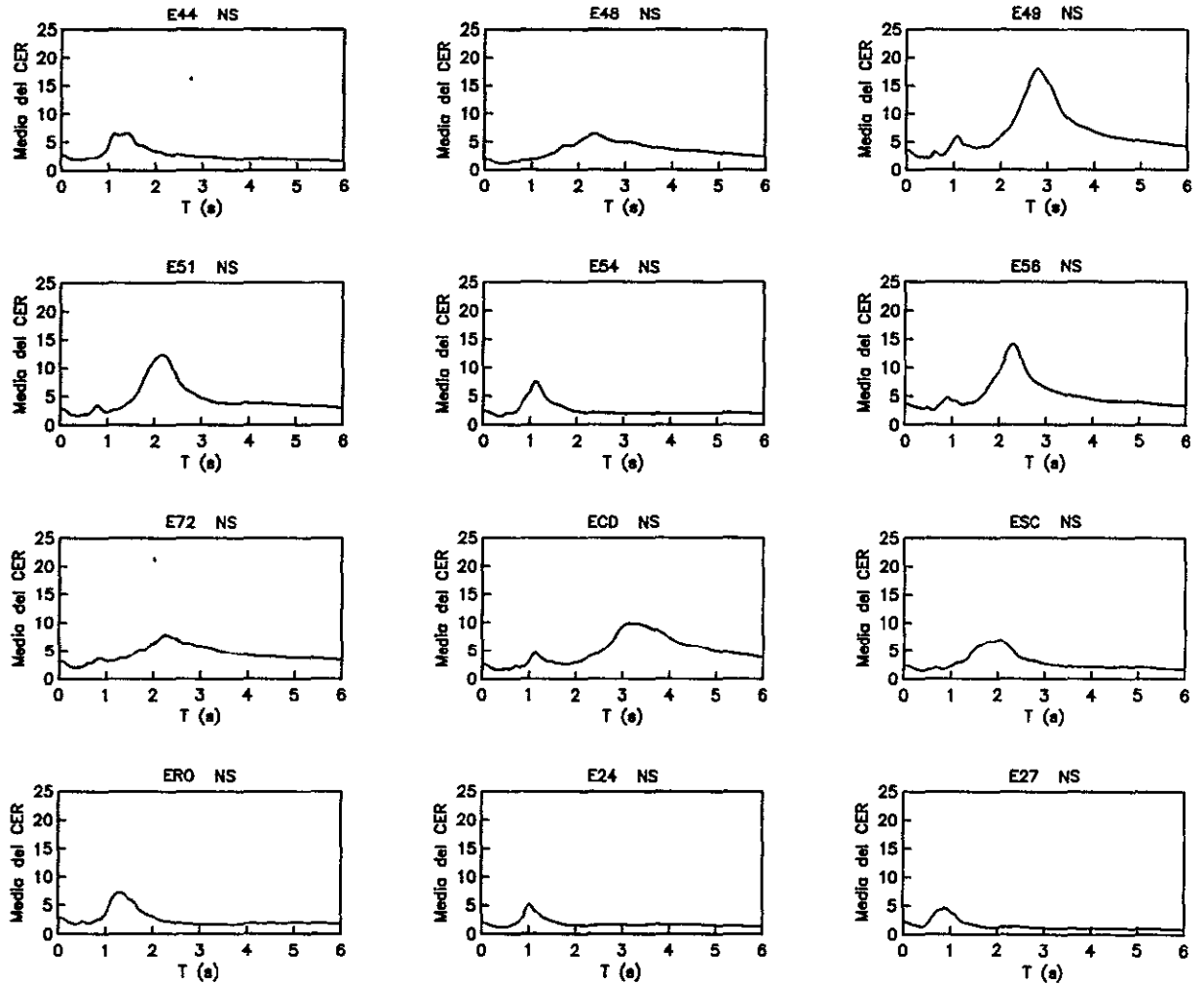


Fig. 2.15b Cocientes de respuesta espectral promedio componente NS.

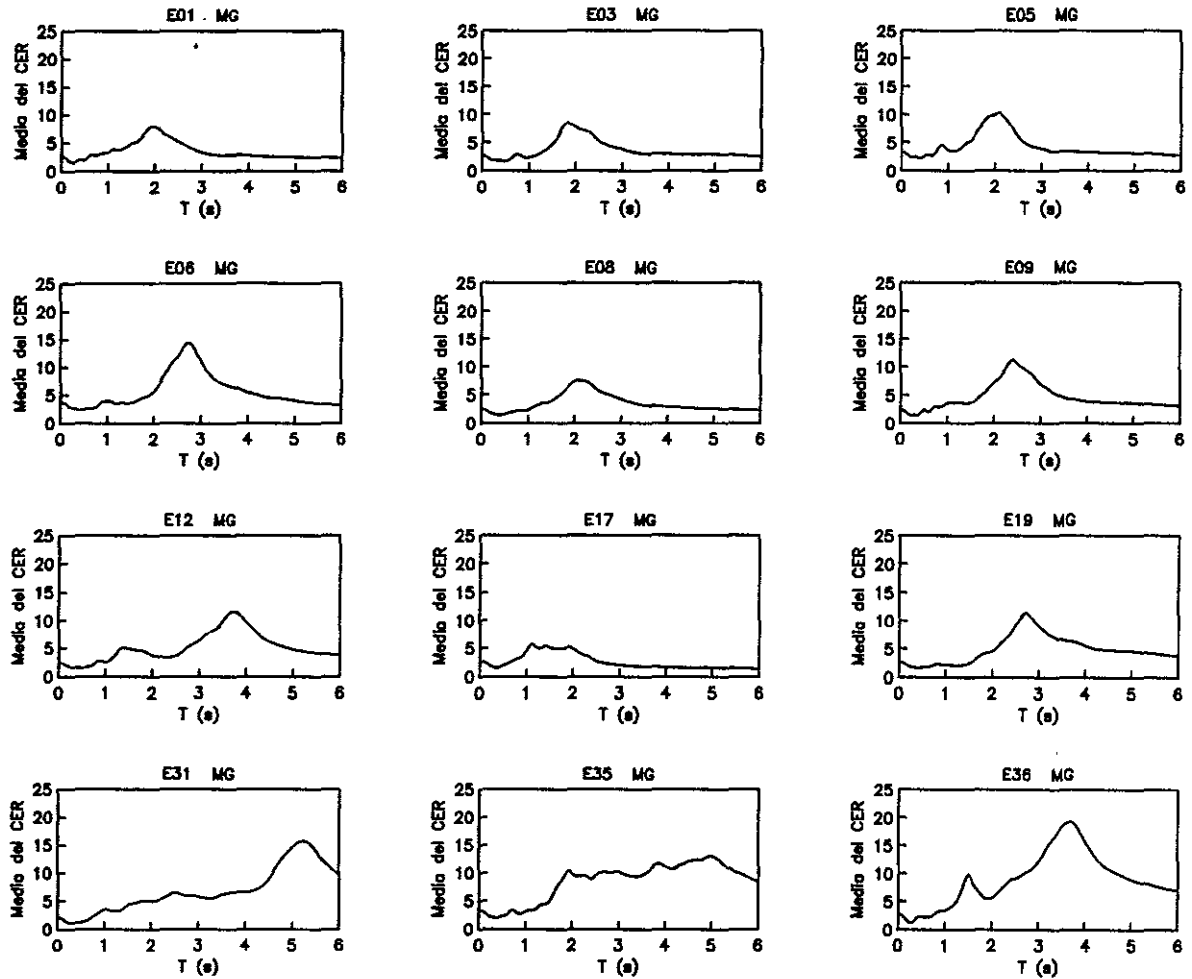


Fig. 2.16a Cocientes de respuesta espectral promedio para la media geométrica de la aceleración espectral.

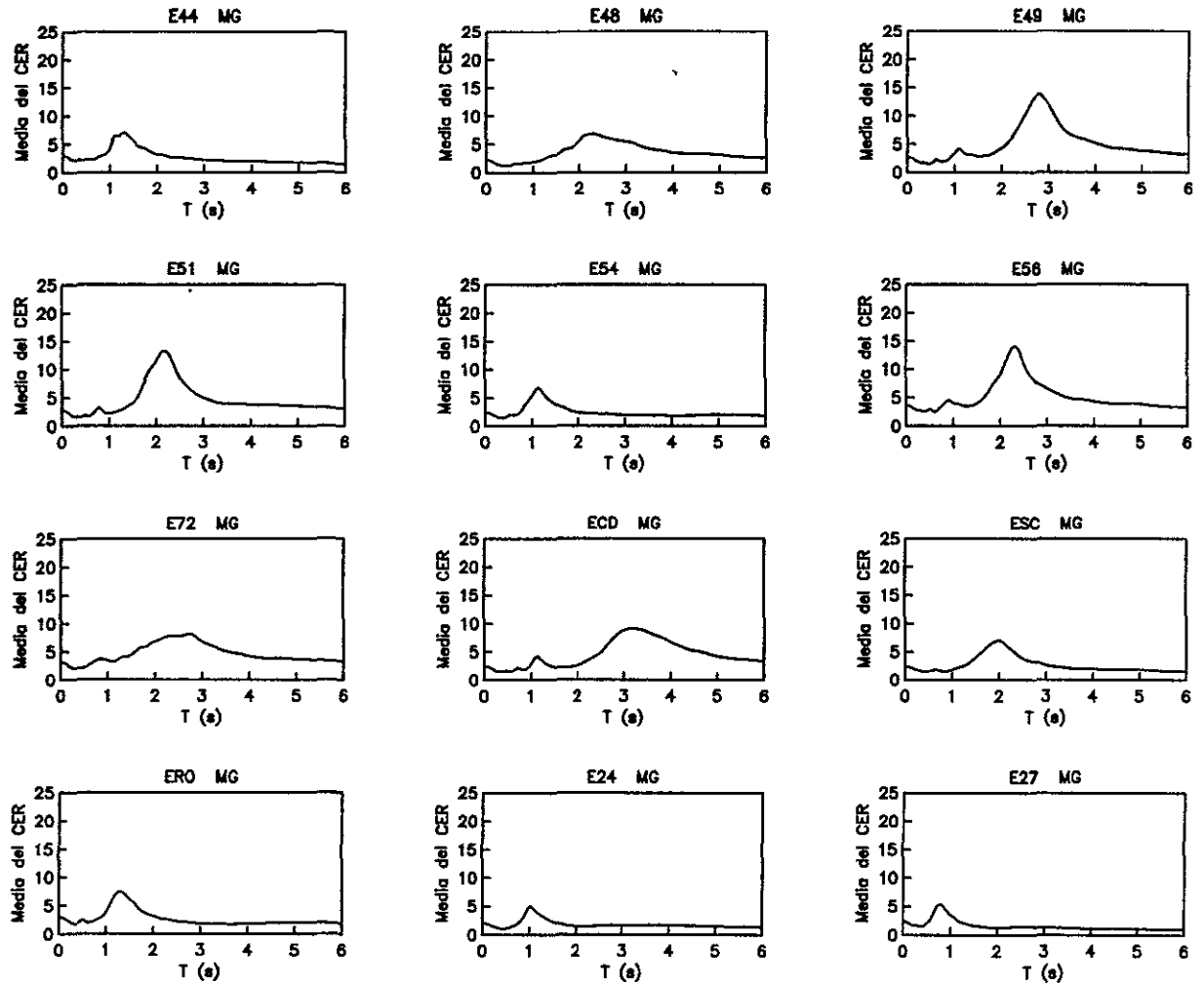


Fig. 2.16b Cocientes de respuesta espectral promedio para la media geométrica de la aceleración espectral.

2.5.3 Incertidumbre asociada a los cocientes espectrales de respuesta

En las figs. 2.17a, y 2.17b se grafica la dispersión de los CER en función de coeficientes de variación correspondientes al componente *EW* de las estaciones seleccionadas, los cuales resultaron ser aceptables. Para reforzar esta conclusión y evaluar qué tanta influencia tiene la dispersión de los CER al estimar el espectro de respuesta en suelo blando se construyeron las figs. 2.18a y 2.18b correspondientes a las estaciones 56 y SC (ver fig. 2.3 para su localización) respectivamente, en ambas figuras se presentan del lado izquierdo los espectros de respuesta observados y los estimados, usando el espectro observado en la zona firme y los CER; del lado derecho están nuevamente los espectros observados y los estimados, pero ahora haciendo uso de la ley de atenuación espectral para conocer el espectro de respuesta en la zona firme y los CER. De las figuras de la izquierda se deduce que el uso de los CER no es una fuente importante de incertidumbre, mientras que de las figuras de la derecha se concluye que la ley de atenuación espectral genera una mayor incertidumbre al estimar el espectro en la zona de suelo blando, lo que implica que para estimar el espectro en suelo blando con los CER

resultará tan preciso como lo permita el espectro estimado en la zona firme. En los componentes NS y MG se observaron resultados similares a los descritos en este párrafo.

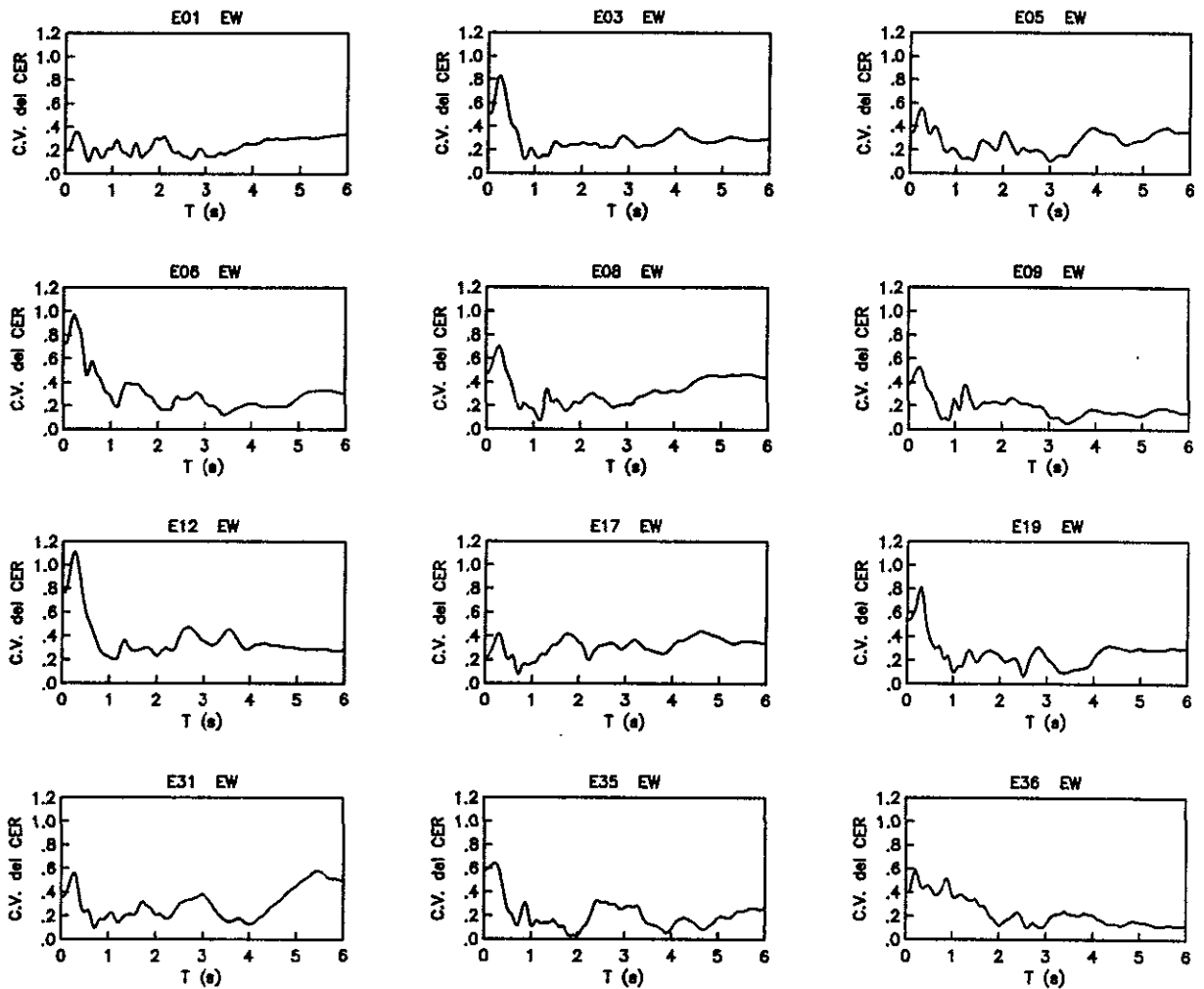


Fig. 2.17a Coeficiente variación de los cocientes espectrales componente EW.

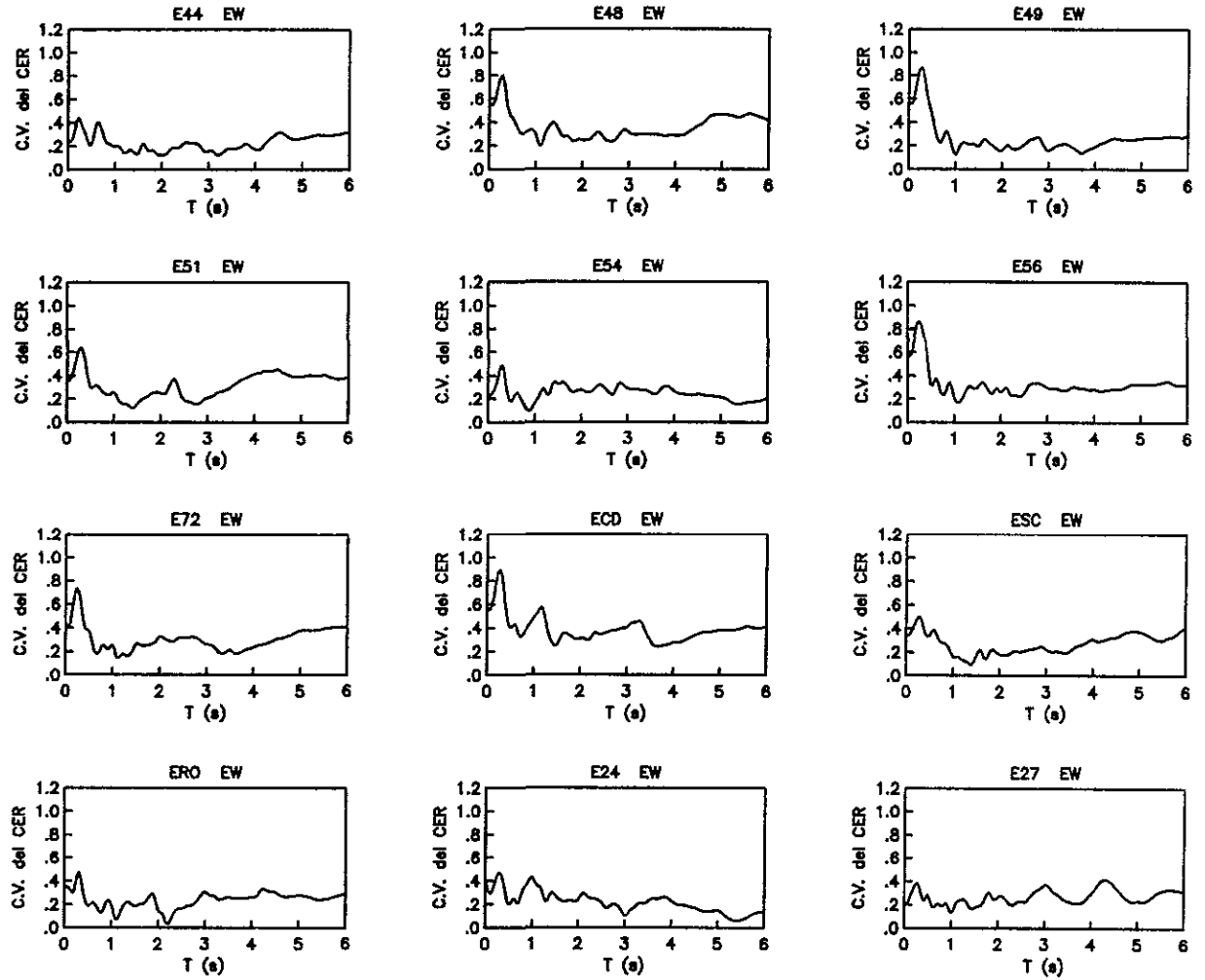


Fig. 2.17b Coeficiente variación de los cocientes espectrales componente EW.

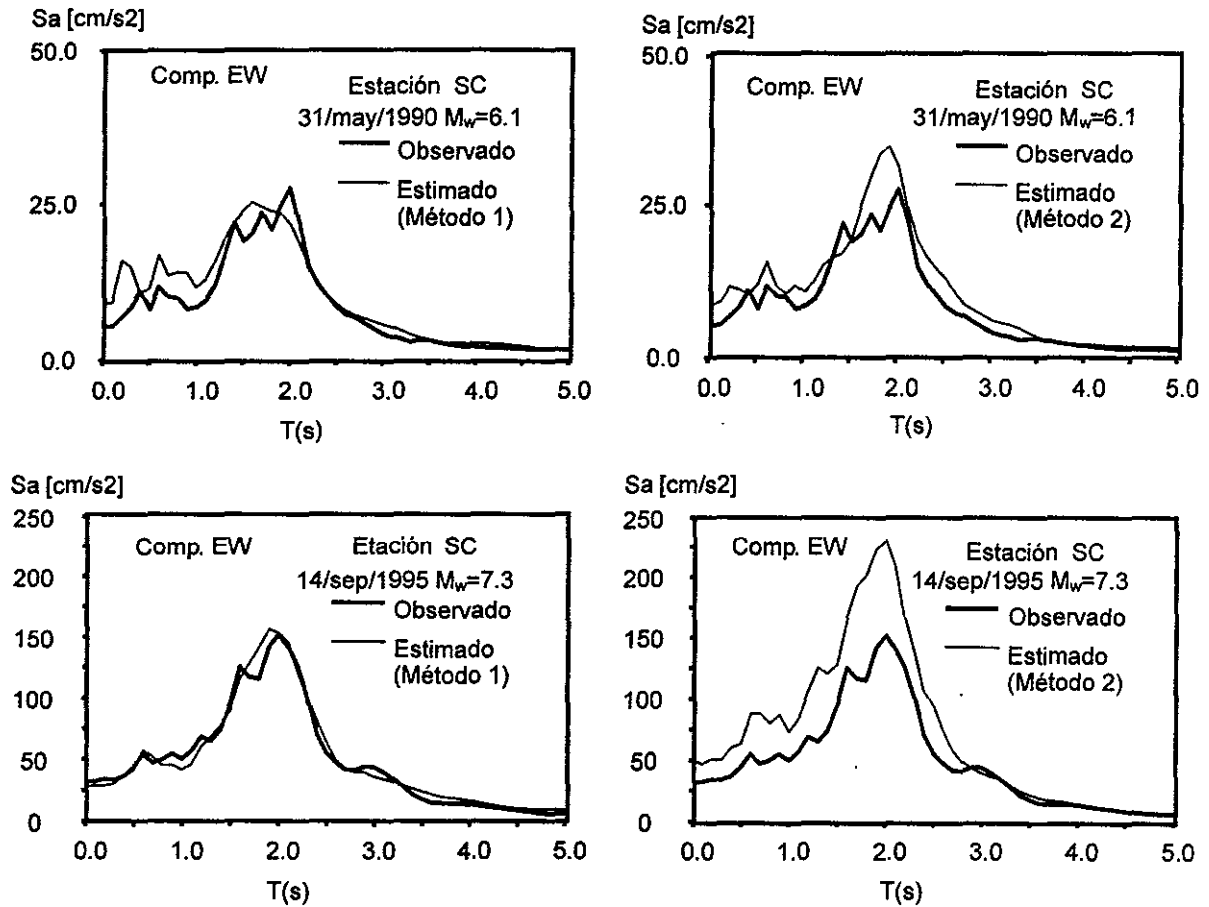


Fig. 2.18a Espectros observados vs. estimados con los cocientes espectrales para el componente EW en la estación SCT (estación localizada en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes en la zona III). Método 1 con el espectro de zona firme observado en la estación CU y Método 2 con el espectro de zona firme estimado con la ley de atenuación espectral.

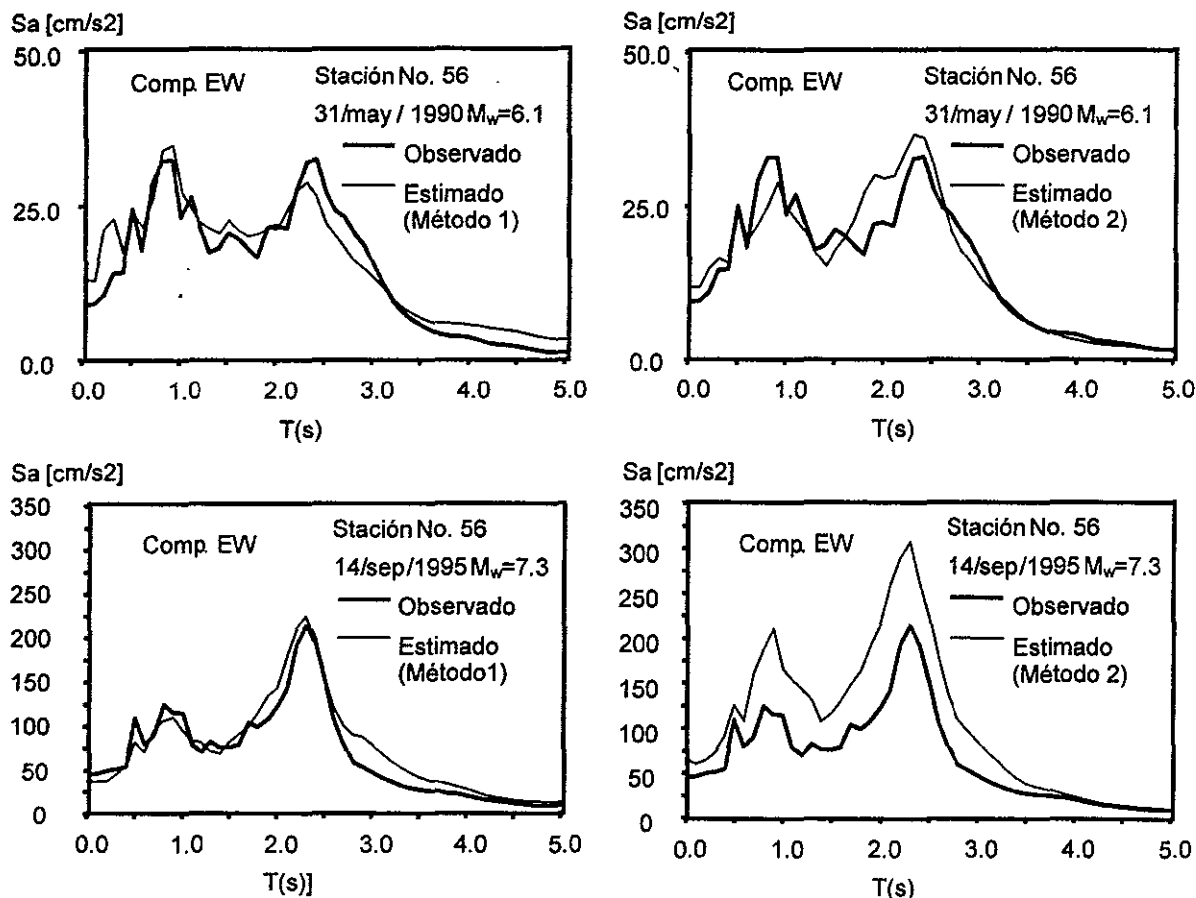


Fig. 2.18b Espectros observados vs. estimados con los cocientes espectrales para el componente EW en la estación 56 (estación localizada en la zona III). Método 1 con el espectro de zona firme observado en la estación CU y Método 2 con el espectro de zona firme estimado con la ley de atenuación espectral.

2.6 Cálculo de las curvas de peligro sísmico y estimación de espectros de respuesta asociados a distintos periodos de retorno

Esta sección se expone el procedimiento que permite el cálculo de las curvas de peligro sísmico, mediante las cuales se estima el espectro de respuesta con distintos periodos de retorno en los distintos tipos de suelo de la ciudad de México. Las curvas de peligro sísmico se calculan suponiendo que la única fuente sísmica es la costa del Pacífico mexicano.

2.6.1 Catálogo de Sismos

El catálogo sismos con que se contó en el estudio se presenta en el apéndice E. La base del catálogo se tomó de Zúñiga (1996), el cual contiene sismos superficiales registrados de 1900 a 1995 con magnitudes M_s a partir de 4.5. También, se corroboraron los datos del catálogo base con el catálogo publicado por Singh *et al.*(1984). Aunque el catálogo de Zúñiga (1996) es para

magnitud M_s , ésta es aproximadamente igual en valor a M_w , en el intervalo de magnitudes que se manejó en la ley de atenuación.

Para estudiar qué tan completo estaba el catálogo de sismos considerados se construyeron las gráficas de la fig. 2.18, de ellas se dedujo que el catálogo está completo para magnitudes de 7.0 ó mayores de 1900 a 1995, para magnitudes de 6.0 ó mayores de 1955 a 1995, y para magnitudes de 4.5 ó mayores de 1965 a 1995.

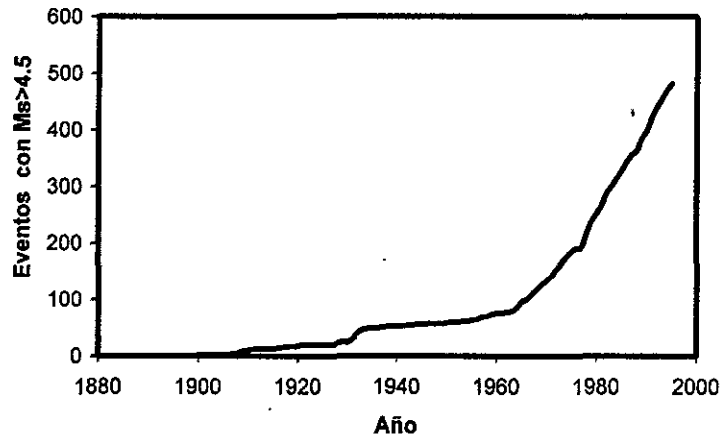


Fig. 2.19a Eventos sísmicos con magnitud $M_s > 4.5$.

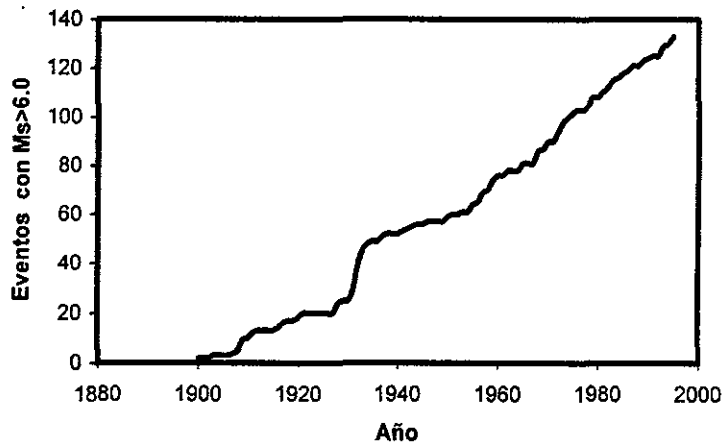


Fig. 2.19b Eventos sísmicos con magnitud $M_s > 6.0$.

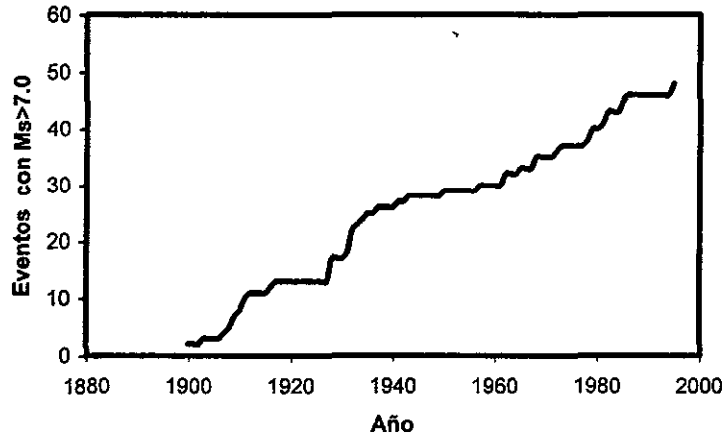


Fig. 2.19c Eventos sísmicos con magnitud $M_s > 7.0$.

2.6.2 Tasa de excedencia de la aceleración espectral

El modelo seleccionado para simular la ocurrencia de sismos es el proceso Poisson, es decir, se supone que la ocurrencia de una ordenada espectral, en algún periodo, es independiente del tiempo transcurrido desde último temblor. Por tanto, la tasa de excedencia de la aceleración espectral es, de acuerdo con Esteva (1968) y Cornell (1969):

$$v_{Sa}(s) = v_o [1 - P_{Sa}(s)] \quad (2.11)$$

donde: $[1 - P_{Sa}(s)]$ es la probabilidad de excedencia de la ordenada espectral $Sa=s$ y v_o es un parámetro que se define en la sección 2.6.3. La función de densidad de probabilidad de la aceleración espectral, $p_{Sa}(s)$, es (Ordaz *et al.*, 1989; Reiter, 1990):

$$p_{Sa}(s) = \iint_{R(r,m)} p_M(m) p_R(r) p_{Sa}(s | m, r) dr dm \quad (2.12)$$

donde: $p_{Sa}(s | m, r)$ es la función de densidad de probabilidad de la aceleración espectral dadas la magnitud y la distancia, $p_M(m)$ es la función de densidad de probabilidad de la magnitud y $p_R(r)$ es la función de densidad de probabilidad de la distancia, ambas funciones se definen a continuación. Esta ecuación es válida para la estación CU y en cualquier otra estación acelerográfica si no se considera la incertidumbre debida al uso de los CER.

Función de densidad de probabilidad de la magnitud, $p_M(m)$

Un parámetro que está relacionado con la cuantificación de la sismicidad local y que es función de $p_M(m)$, es la tasa de excedencia de la magnitud y está definida por Cornell y Vanmarcke (1969):

$$v(m) = v_o \frac{e^{-\beta m} - e^{-\beta M_u}}{e^{-\beta M_o} - e^{-\beta M_u}} \quad (2.13)$$

donde:

M_o = es la magnitud por encima de la cual está completo el catálogo de temblores.

Los parámetros v_o , β y M_u se definen en la sección 2.6.3.

La función de densidad de probabilidad de la magnitud se obtiene a partir de la ec. 2.13 y está dada por (Cornell y Vanmarcke, 1969):

$$p_M(m) = -\frac{1}{v_o} \frac{dv(m)}{dm} = \frac{\beta}{1 - e^{-\beta(M_u - M_o)}} e^{-\beta(m - M_o)} \quad (2.14)$$

Función de densidad de probabilidad de la distancia, $p_R(r)$

Para determinar $p_R(r)$ se supuso una distribución de probabilidad uniforme para las coordenadas del foco, su localización se limitó a las regiones sísmicas definidas por Nishenko y Singh (1987). Sin embargo, hay que recordar que la distancia en la ley de atenuación es la mínima entre el área de ruptura y la estación CU; para su cálculo se usó la relación entre el momento sísmico, la frecuencia de esquina y la dimensión característica de la zona de ruptura r_o (ver apéndice B ec. B.3 para su definición). La dimensión característica se tomó como el radio del área circular asociada a un valor de la magnitud, cuando $2r_o$ supera 80 km (valor propuesto por Singh y Mortera, 1991), teniendo como centro la línea de la costa, entonces el área circular de ruptura se transforma en una elipse de área equivalente a la circular.

Función de densidad de probabilidad de la aceleración espectral dadas la magnitud y la distancia, $p_{Sa}(s/m,r)$

Para establecer $p_{Sa}(s/m,r)$ se supuso que el $\ln S_a$, tiene una distribución normal. Por tanto S_a , dadas la magnitud y la distancia, tiene una distribución lognormal dada por:

$$p_{Sa}[s | m, r] = \frac{1}{\sqrt{2\pi} s \sigma_{\ln S_a}} \exp \left[-\frac{1}{2 \sigma_{\ln S_a}^2} \ln^2 \left(\frac{s}{\check{S}_a(m, r)} \right) \right] \quad (2.15)$$

donde: $\check{S}_a(m, r)$ es la mediana y $\sigma_{\ln S_a}$ es la desviación típica del logaritmo natural, ambos parámetros están dados por la ley de atenuación espectral.

Para corroborar la elección de la distribución lognormal se propusieron además de esta distribución, las distribuciones Gumbel tipo I, Weibull y Gamma, sugeridas por Miranda (1993) para estimar la probabilidad de excedencia de las ordenadas de espectros inelásticos. Todas estas distribuciones se sometieron a la prueba estadística Kolmogorov-Smirnov para probar su ajuste con los datos observados (ver, por ejemplo, Ang y Tang, 1975). El resultado mostró que las cuatro distribuciones son aceptables, aunque la que mejor ajusta es la distribución Weibull. En conclusión, dado que la distribución lognormal lleva también a

buenos resultados y es la que comúnmente se emplea en el análisis de peligro sísmico, es la que se usa en este trabajo.

2.6.3 Estimación de los parámetros de sismicidad local

Los parámetros β , M_u , y v_o se conocen como parámetros de sismicidad local y para cuantificarlos se usó la técnica bayesiana descrita en el apéndice D, ideada por Arboleda y Ordaz (1993). El procedimiento consiste en dividir un catálogo de sismos en un conjunto de k subcatálogos no traslapados en el tiempo, así mismo tomar como variables aleatorias los parámetros en cuestión. El significado de los parámetros de sismicidad local es el siguiente:

- β es un parámetro adimensional que define la función de densidad de probabilidad de la magnitud;
- M_u y v_o además de definir la función de densidad de probabilidad de la magnitud, representan respectivamente, la magnitud máxima probable que una fuente sísmica puede emitir y la tasa de excedencia asociada a M_o .

Los parámetros de sismicidad local se calcularon teniendo en cuenta que la única fuente sísmica que afecta a la ciudad de México es la zona de subducción de las costas del pacífico mexicano. Así mismo, no se consideró la zonificación hecha por Nishenko y Singh (1987), sin embargo, en el cálculo de las curvas de excedencia se aplicó el procedimiento descrito en la sección 2.6.4 con el fin de considerar la variabilidad en la actividad sísmica de la zona de subducción.

2.6.3.1 Valores esperados a priori de los parámetros de sismicidad local

Los valores a priori de los parámetros β y v_o , se tomaron como base datos de sismicidad mundial de acuerdo a Esteva (1968), con estos se obtuvo que $E'[\beta]=2.25$ con un coeficiente de variación $cv'[\beta]=0.22$, y $E'[v_o]=1578.64$ con $cv'[v_o]=0.88$ para una magnitud $M_o=4.5$. El valor a priori de M_u se tomó directamente de Arboleda y Ordaz (1993), quienes tomaron $E'[M_u]=8.2$ con desviación estándar $\sigma'_{M_u}=0.3$.

2.6.3.2 Valores esperados posteriores de los parámetros de sismicidad local

Los valores posteriores de los parámetros son: $E''[\beta]=1.37$, $E''[v_o]=12.81$ para $M_o=4.5$ y $E''[M_u]=8.6$.

2.6.4 Curvas de excedencia y espectros de peligro uniforme

La construcción de las curvas de excedencia se basa, para la estación CU, en la ley de atenuación espectral de la ec. 2.9 y en la ec. 2.11. En las estaciones de las zonas de transición y del lago, las curvas de excedencia se calculan con base en las curvas de la estación CU y los CER, sin considerar la incertidumbre asociada a éstos, debido a que de acuerdo a la sección 2.5.3 tal incertidumbre no es significativa.

Dada la complejidad matemática que implica la solución de la ec. 2.11, se siguió el camino de la simulación para su solución. Así, con fines de efectuar la simulación la costa del Pacífico se dividió en diez fuentes. Para obtener el número de sismos que ocurrirá en cada una de las fuentes, el valor esperado posterior de v_0 que se calculó en la sección anterior se extrapoló para temblores con magnitud mayor a 6.0 usando la ec. 2.13, y después se corrigió en función del número de temblores que se han generado en cada una de esas fuentes; esto con el fin de tener en cuenta, la variabilidad de la sismicidad en la zona de subducción. Así, el número de temblores que se generan en cada una de las fuentes, será función de la una nueva tasa de excedencia extrapolada y corregida. Siguiendo este procedimiento se obtienen graficas como la de la fig. 2.20 donde se presentan las curvas de peligro sísmico resultado de la simulación para un lapso $t=1,000,000$ años y diferentes periodos de vibrar correspondientes a la *estación CU* componente *EW*. En la misma figura se comparan estas curvas con las obtenidas de los espectros de respuesta producto de los registros acelerográficos en la *estación CU*. De dicha comparación se puede comentar que:

- La diferencia entre la curva teórica y observada para aceleraciones pequeñas (menores a 3 cm/s^2) se debe posiblemente a problemas en el registro de los acelerogramas ocasionados por la precisión de los aparatos o bien a que el modelo de Poisson no es adecuado para niveles de tan bajos, mientras que para aceleraciones grandes tal diferencia se atribuye a la falta de información;
- En la parte central las curvas observada y teórica se ajustan de manera adecuada, lo que implica que el modelo de Poisson es apropiado para este estudio.

En general se puede decir que el modelo teórico construido para calcular las curvas de peligro sísmico en la *estación CU* es confiable; lo mismo se observa el componentes *NS* y la media geométrica de la aceleración espectral. Cabe mencionar que la *estación CU*, sea posiblemente el único sitio en el mundo donde existan suficientes registros para poder comparar las curvas teóricas con las observadas.

Construidas las curvas de peligro sísmico para cada período, si se desea un espectro para una tasa de excedencia o periodo de retorno seleccionados basta con leer de cada curva la ordenada espectral correspondiente. A los espectros construidos de esta manera se les conoce como *espectros de peligro uniforme*. En las figs. 2.21a, 2.21b y 2.21c se muestran este tipo de espectros construidos para el componente *MG* en las estaciones 31, 36, 49, 51, 56 y SC de la zona del lago, 24 y 27 de la zona de transición y la *estación CU*.

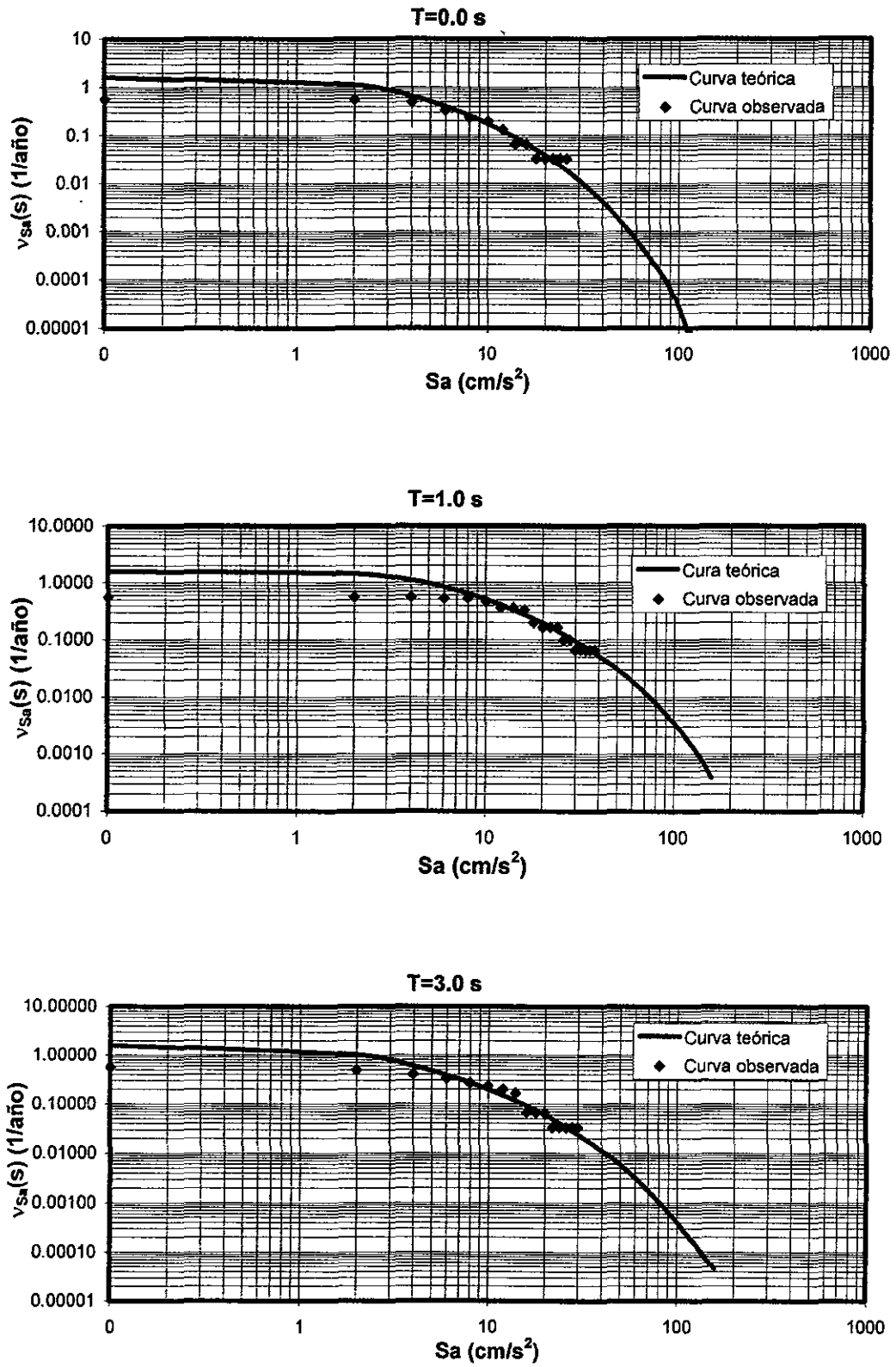


Fig. 2.20 Curvas de peligro sísmico teóricas y observadas para la estación CU componente EW.

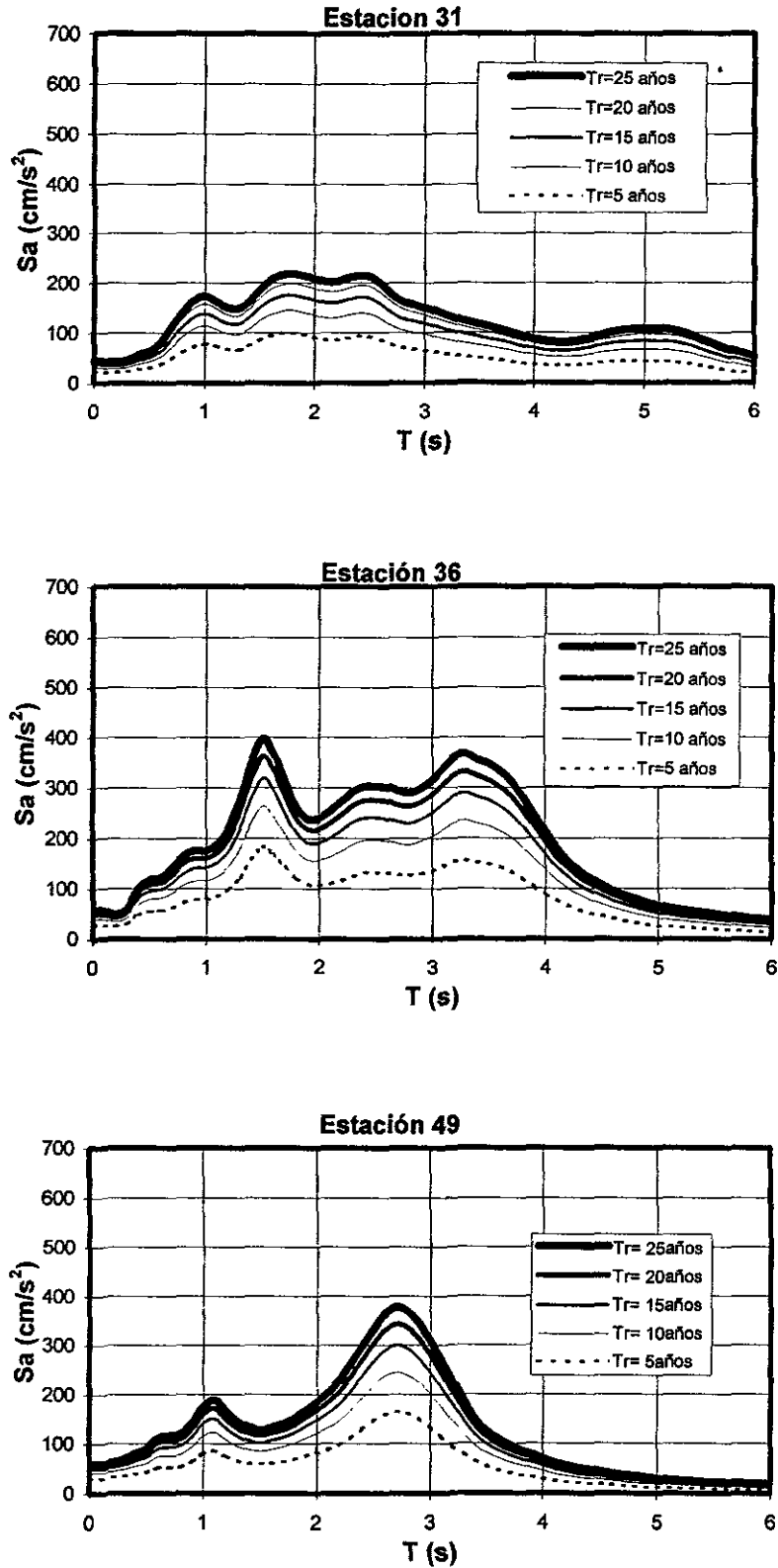


Fig. 21a Espectros de peligro uniforme para distintos periodos de retorno y considerando la media geométrica de la aceleración espectral.

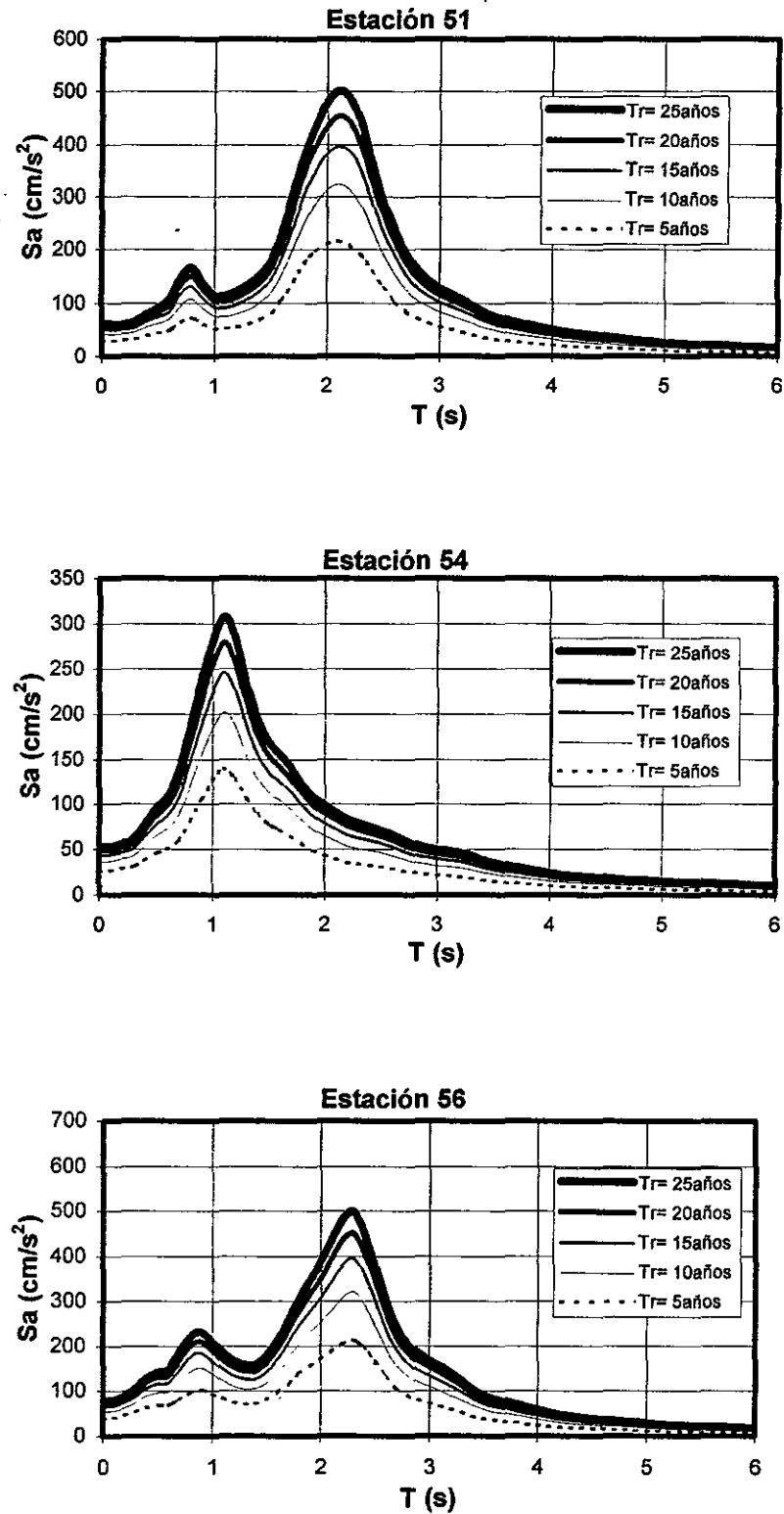


Fig. 21b Espectros de peligro uniforme para distintos periodos de retorno y considerando la media geométrica de la aceleración espectral.

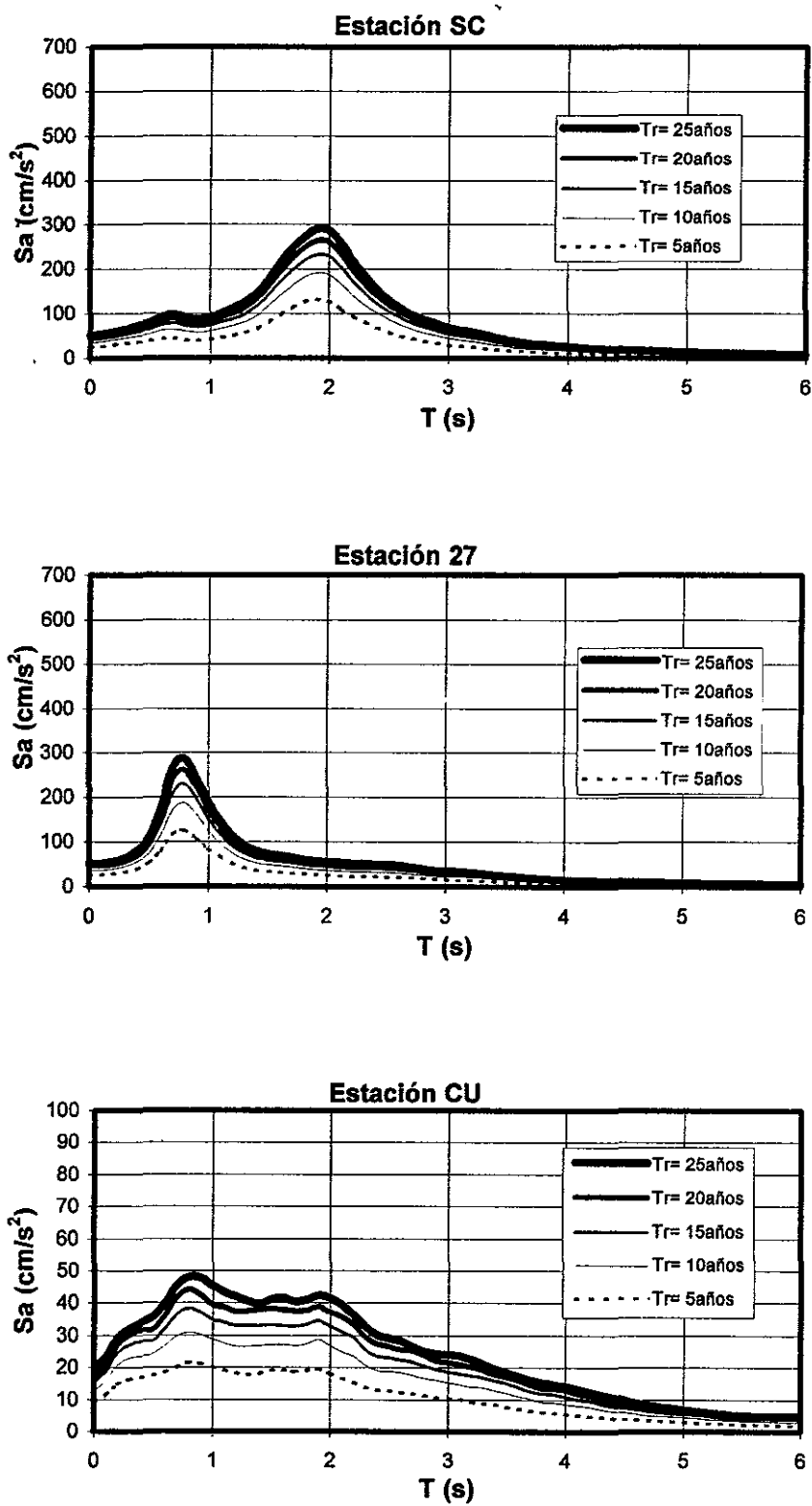


Fig. 21c Espectros de peligro uniforme para distintos periodos de retorno y considerando la media geométrica de la aceleración espectral.

REFERENCIAS

- Aki, K. (1967). "Scaling law of seismic spectrum," *Journal of Geophysical Research*, Vol. 72, No. 4, pp. 1217-1230.
- Ang, A.H.S. y Tang, W.H. (1975). *Probability concepts in engineering planning and design*. Vol. I y II, John Wiley y Sons.
- Anguiano, R.A. (1989). "Estimación del parámetro de atenuación usando espectros de movimientos fuertes en la costa de Guerrero, México," *Tesis de Maestría*, DEPFI, UNAM.
- Araya, R. y Der Kiureghian, A. (1986). "Seismic hazard analysis including source directivity effect," *Proceedings of 3rd. Unites States National Conference on Earthquake Engineering*, Charleston, South Carolina. Agosto 24-28, pp. 269-280.
- Arboleda, J. y Ordaz, M. (1993). "Un mejor uso de los datos estadísticos para estimación de la sismicidad local," *Memoria del X Congreso de Ingeniería Sísmica*, Puerto Vallarta Jalisco, México, pp. 21-27.
- Arciniega, A., Ordaz, M., Padilla, G., Pérez Rocha, L.E. y Rosenblueth, E. (1993). "Predicción de espectros de respuesta en el valle de México. Métodos simplificados y aplicaciones," *Reporte FJBS/CIS-93/04*, Centro de Investigación Sísmica A.C., México D.F.
- Atkinson, G.M. y Boore, D.M. (1997). "Some comparisons between recent ground-motion relations," *Seismological Research Letters*, Vol. 68, No.1, pp. 24-40.
- Bertero, R. D. y Bertero V.V. (1992). "Tall reinforced concrete buildings: conceptual design methodology," *Report No. UCB/EERC/92-6*, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley.
- Benioff, H. (1934). "The physical evaluation on seismic destructiveness," *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 24, No.2, pp. 398-403.
- Biot, M.A. (1941). "A mechanical analyzer for the prediction of earthquake stresses," *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 31 No. 2, pp. 151-171
- Blume, J.A. Sharpe, R.L. y Dalal J.S. (1973). "Recommendations for shape of earthquake response spectra," *John A. Blume and Associates, Engineers, USAEC Contract AT (49-5)-3011*, San Francisco California.
- Boatwright J. y Boore D. M. (1982). "Analysis of the ground accelerations radiated by the 1980 Livermore Valley earthquakes for directivity and dynamic source characteristics," *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 75, No.1 pp. 43-64.

- Boore, D.M. (1986). "Short-period S and P waves radiation from large earthquakes: implication for spectral scaling relations," *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 76, No.1, pp. 43-64.
- Boore, D.M. y Boawright, J. (1984). "Average body-wave radial coefficients," *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 74, No. 5, pp. 1615-1621.
- Boore, D.M. y Joyner, W.B. (1982). "The empirical prediction of ground motion," *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 72, No. 6, pp. 543-560.
- Boore, D.M. y Joyner, W.B. (1984). "A note on the use of random vibration theory to predict peak amplitudes of transient signals," *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 74, No. 5, pp. 2035-2039.
- Brune, J. N.(1970). "Tectonic stress and the spectra of seismic shear waves from earthquakes," *Journal of Geophysical Research*, Vol. 75, No. 26, pp. 4997-5009.
- Bufaliza, M. (1984). "Atenuación de intensidades sísmicas con la distancia en sismos mexicanos," *Tesis de maestría*, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Campbell, K.W. (1985). "Strong motion attenuation relations," *Earthquake Spectra*, EERI, Vol. 1, No. 4, pp.759-804.
- Cárdenas, M., Chávez-García, F.J., and Gusev, A. (1996). "Regional amplification of ground motion in central Mexico. Results from coda magnitude data and preliminary modeling," Submitted to *Journal of Mexican Seismological Research*.
- Cartwright, D.E. y Longuet-Higgins, M.S. (1956). "The statistical distribution of the maxima of a random function," *Proceedings of the Royal Society of London*, Vol. A 237, pp. 212-232.
- Castro, R., Singh, S.K., y Mena, E. (1988). "An empirical model to predict Fourier amplitude spectra of horizontal ground motion," *Earthquake Spectra*, EERI, Vol. 4, No. 4, pp 675-685.
- Collins, R.K.(1995). "A reliability-based dual level seismic design procedure for building structures." *Earthquake Spectra*, EERI, Vol. 11, No. 3, pp 417-429.
- Cornell, A. (1969). "Engineering risk analysis," *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 58, No. 5, pp. 1538-1606.
- Cornell, A. y Vanmarcke, E.H. (1969). "The major influences on seismic risk," *Proceedings of the Fourth World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago de Chile , Vol. A-1, pp.69-93.
- Crouse, C.B. y Hushmand, B. (1987). "Experimental investigations of soil-structure interaction at CDMG and USGS accelerograph stations," *Earthquake Notes*, Vol. 28, No.10.

- Davenport, A.G. (1964). "Note on the distribution of the targets value of a random function with application to gust-loading," *Proc. Inst. Civil Eng.*, Vol. 28, pp.187-196.
- Dunbar, W.S. y Charlwood, R.G. (1991). "Empirical methods for the prediction of response spectra," *Earthquake Spectra*, EERI, Vol. 7, No. 3, pp. 333-353.
- EERI Committee on Seismic Risk (1989). "The basics of seismic Risk," *Earthquake Spectra*, EERI, Vol. 5, No. 4, pp. 675-702.
- Esteva, L. (1968). "Bases para la formulación de decisiones en diseño sísmico," *Publicación No. 182*, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Esteva, L. (1970). "Criterios para la construcción de espectros de diseño," *Publicación No. 190 del Instituto de Ingeniería*, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Esteva, L. y Villaverde, R (1974). "Seismic risk, design spectra and structural reliability," *Proceedings of the Fourth World Conference on Earthquake Engineering*, Rome Italy, pp. 2586-2597.
- Hermann, R.B. (1985). "An extension of random vibration theory estimates of strong ground motion to large distances," *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 75, No. 5, pp. 1447-1453.
- Housner, G.W. (1941). "An investigation of the effects of earthquakes on buildings," *Ph. D. thesis*, California Institute of Technology, Pasadena.
- Housner, G.W. (1959). "Behavior of structures during earthquakes," *Proceedings, ASCE*, Vol. 9, No.85, No.4, pp. 109-129.
- Hayashi, S., Tsuchida, H. y Kurata, E. (1971). "Average response spectra for various subsoil Conditions," *Third Joint Meeting, U.S-Japan Panel of Wind and Seismic Effects*, Tokyo, Japan .
- Hwang, H.H.M. y Hsu, H-M. (1991). "A study of reliability criteria for seismic design of reinforced concrete buildings," *Report No. NCEER-91-0023*, State University of New York at Buffalo.
- Idriss, I.M. (1985). "Evaluating seismic risk in engineering practice," *Proceedings, Eleventh International Conference on Soil Mechanics Foundation Engineering*, August 12-16. San Francisco California.
- Joyner, W.B. y Boore, D.M. (1988). "Measurement, characterization, and prediction of strong ground motion," *Proceedings of Earthquake Engineering and Soil Dynamics, II GT Div./ASCE*, Park City, Utah Junio 27-30, pp. 43-101.
- Kiremidjian, A.S. y Shah, C. (1978). "Probabilistic site-dependent response spectra," *Journal of Structural Division, ASCE*, Vol. 106, No. ST1, pp. 69-86.

Kuribayashi, E., Iwasaki, T., Iida, Y., y Tuji, K. (1972). "Effects on seismic and subsoil conditions on earthquake response spectra," *Proceedings of International Conference on Microzonation*, Seattle, Washington, pp. 499-512.

Lermo, J. (1995) Comunicación personal.

Loh, C.H., Jean, W.Y. y Penzien, J. (1994). "Uniform hazard response spectra -an alternative approach," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.23, pp. 433-445.

Miranda, E. (1991). "Seismic evaluation and upgrading of existing buildings," *Ph. D: Thesis*, University of California at Berkeley, Berkeley California.

Miranda, E. (1993). "Probabilistic site-dependent non-linear spectra," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.22, pp. 1031-1046.

Miranda, E., Ordaz, M., Alonso, J. y Montoya, C. (1996). "Evaluación simplificada del riesgo sísmico de edificios en la ciudad de México, volumen 2: metodología," *Reporte elaborado para el Instituto de Ingeniería y la Asociación Mexicana de Instituciones de Seguros*.

Miranda, E. (1998). "Approximate lateral deformation demands in multi-story buildings subjected to earthquakes," *Accepted for publication in the Journal of Structural Engineering, ASCE*.

Morhaz, B., Hall, W.J. y Newmark, N.M. (1972). "A study of vertical and horizontal of earthquake spectra," *Newmark Consulting Engineering Services, Urbana Ill., USAEC Contract AT (49-5)-2667*.

Morhaz, B. (1976). "A study of earthquake response spectra for different geological conditions." *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 66, No. 3, pp. 915-935.

Nassar, A. y Krawinkler, H. (1991). "Seismic demands for SDOF and MDOF systems." *The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, Stanford, California*.

Newmark, N.M. y Hall, W.J. (1969). "Seismic design criteria for nuclear reactor facilities," *Fourth World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago de Chile, Vol. B-4, pp. 37-50.

Newmark, N.M., Blume, J.A. y Kapur, K. (1973). "Design response spectra for nuclear power plants," *Paper Presented at the ASCE*, San Francisco, California.

Newmark, N.M. y Hall, W.J. (1982). "Earthquake spectra and design," *Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California*.

Nishenko, S.P. y Singh, S.K. (1987). "Conditional probabilities for the recurrence of large interplate earthquakes along the Mexican subduction zone," *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 77, No. 6, pp. 2095-2114.

Notas del curso "Dinámica estructural II," *División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería*, Universidad Nacional Autónoma de México, (1994), impartido por el Dr. Ernesto Heredia.

Ordaz, M. (1992). "Estimación de movimientos fuertes ante temblores de subducción," Tesis doctoral, División de Estudios Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

Ordaz, M. (1997). "Simicidad y riesgo sísmico," *Memoria del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Veracruz, México, pp143-163.

Ordaz, M. y Reinoso, E. (1987). "Uso de la teoría de vibraciones aleatorias en la determinación de los espectros de diseño del reglamento para las construcciones del Distrito Federal," *Memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Querétaro Qro., México, pp. A155-A167.

Ordaz, M., Jara, J. M. y Singh, S.K.(1989). "Riesgo sísmico y espectros de diseño para el estado de Guerrero," *Informe interno 8782/9745 del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México y la Fundación Javier Barros Sierra A.C.*

Ordaz, M. y Singh, S.K. (1992). "Source spectra and spectral attenuation of seismic waves from Mexican earthquakes and evidence of amplification in the hill zone of Mexico City," *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 82, No.1, pp. 24-43.

Ordaz, M., Singh, S.K. y Arciniega, A.(1994). "Bayesian attenuation regressions: an application to Mexico City," *Geophysics Journal International*, Vol. 117, pp. 335-344.

Ordaz, M., Singh, S.K., Reinoso, E., Lermo, J., Espinosa, J.M., and Domínguez, T. (1988). "Estimation of response spectra in the lacked bed zone of Valley of Mexico." *Earthquake Spectra*, Vol.4, No.4, pp. 815-834.

Reinoso, E. (1996). "Algunos resultados recientes sobre el peligro sísmico en la ciudad de México," *Revista de Ingeniería Sísmica*, No.53, pp. 1-24.

Reinoso, E., Pérez-Rocha, L.E., Ordaz, M., y Arciniega, A. (1992). "Prediction of response spectra at any site in Mexico City," *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, pp. 767-772.

Reiter L. (1990). "Earthquake hazard analysis," Columbia University Press.

Rosenblueth, E., Ordaz, M., Sánchez-Sesma, F.J., y Singh, S.K. (1989). "Design spectra for Mexico's Federal District," *Earthquake Spectra*, No. 5, pp. 273-291.

Rosenblueth, E. y Arciniega, A. (1992). "Response spectral ratios," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 21, pp. 483-492.

Seed, H.B., Ugas, C. y Lymer, J. (1976). "Site-dependent spectra for earthquake resistant design," *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 66, No. 1, pp. 221-243.

Singh, S.K., Aspel, R., Fried, J. y Brune, J.N. (1982). "Spectral attenuation of SH waves along the imperial fault," *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 72, pp. 2003-2016.

Singh, S.K., Mena, E. y Castro, E. (1988). "Prediction of peak, horizontal ground motion parameters in Mexico City from coastal earthquakes," *Geofísica Internacional*, Vol. 27, No. 1, pp. 111-129.

Singh, S.K. y Mortera, F. (1991). "Source time functions of large Mexican subduction earthquakes, morphology of the Benioff zone, age of the plate, and their tectonic implications," *Journal of Geophysical Research*, Vol. 96, No. B13, pp 21487-21502.

Singh, S.K. y Ordaz, M. (1994). "Sismicidad y movimientos fuertes: una visión actual," *Publicación del Centro Nacional de Prevención de Desastres*.

Singh, S.K., Rodríguez, M. y Espíndola, J.M. (1984). "A catalog of shallow earthquakes of Mexico from 1900 to 1981," *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 74, No.1, pp. 267-279.

Udwadia, F. E. y Trifunac, M.D. (1974). "Characterization of response spectra through the statistic of oscillator response," *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 64, No.1, pp. 205-219.

Zúñiga, R. (1996). Comunicación personal.

Zúñiga, R. y Wyss, M. (1995). "Inverted changes in magnitude reported in earthquake catalogs: their evaluation through b-value estimates," *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 85 No.6, pp. 1858-1866.

CAPÍTULO III

EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD EN TÉRMINOS DE LA DISTORSIÓN DE ENTREPISO Y CRITERIOS PARA EVITAR LA INCOMODIDAD PERSONAL Y DAÑO A OBJETOS

3.1 Introducción

En general, la distorsión de entrepiso se define como la diferencia de desplazamientos entre dos niveles consecutivos dividida por la altura del entrepiso, con excepción de los sistemas estructurales a base de muros de concreto o de muros de mampostería, en los que la distorsión se refiere a la altura total del edificio.

El control de la distorsión de entrepiso en un sistema estructural sometido a una excitación sísmica es importante por las razones siguientes:

- Ante temblores de baja a moderada intensidad, limitar el daño en elementos no estructurales, así como, el daño estructural;
- Ante sismos de gran intensidad, limitar el daño estructural y evitar la inestabilidad de las estructuras.

En el presente estudio se usa la distorsión de entrepiso para caracterizar el daño en los elementos estructurales y no estructurales. Sin embargo, cuando las estructuras se comportan inelásticamente, es necesario que además de la distorsión de entrepiso se incorporen parámetros como la ductilidad y la energía histerética disipada, que ayudan a cuantificar con mayor precisión el daño acumulado durante los ciclos histeréticos.

Así, en las dos primeras partes de este capítulo se establecen las distorsiones de entrepiso que inician y dañan completamente a los elementos estructurales y no estructurales. En el caso de las estructuras de concreto también se incluye la distorsión que inicia la fluencia estructural.

En una tercera parte, se presentan los parámetros (velocidades y aceleraciones máximas de piso) que ayudan a evitar la incomodidad personal y la caída de objetos.

La parte final del capítulo se dedica a presentar el procedimiento con el cual se puede evaluar la vulnerabilidad de los distintos sistemas estructurales y elementos no estructurales.

3.2 *La distorsión de entrepiso que causa daño estructural*

En esta parte del trabajo se investigan las distorsiones de entrepiso asociadas a distintos niveles de daño en diferentes sistemas estructurales tradicionalmente usados en la ciudad de México. Las distorsiones de entrepiso recomendadas se basan en ensayos realizados en especímenes diseñados con los criterios del *RCDF* ó bien similares a estos.

En el estudio de cada uno de los sistemas estructurales, primero se revisan brevemente los aspectos que afectan su comportamiento y en seguida, con base en resultados experimentales, se presentan las distorsiones de entrepiso asociadas con diferentes estados de daño.

3.2.1 *Sistemas estructurales a base de marcos de concreto reforzado*

En general, el comportamiento de los marcos de concreto diseñados para resistir fuerzas laterales ocasionadas por sismos, desde el punto de vista experimental, se estudia a través de subestructuras que incluyen la unión viga columna y segmentos de vigas y columnas. Por tanto, el interés de esta sección se centrará en estudiar el comportamiento de dichas subestructuras que son representativas de sistema a base de marcos de concreto reforzado.

3.2.1.1 *Marcos de concreto reforzado detallados sísmicamente*

Los fines que persigue el detallado sísmico contemplado por los reglamentos modernos de diseño sísmico son:

- Evitar fallas frágiles, por ejemplo, fallas por cortante o pandeo del acero de refuerzo;
- Recomendar detalles dúctiles para lograr que las estructuras soporten deformaciones inelásticas; pero sin llegar a ocasionar el colapso de la estructura debido a efectos P- Δ ;
- El daño que se genere relacionado con el comportamiento inelástico será en vigas y no en columnas; esto se logra a través del criterio columna fuerte viga débil.

Bajo acciones sísmicas, se generan fuerzas y distribuciones de esfuerzos que someten al nudo a esfuerzos cortantes elevados. La filosofía de los reglamentos actuales de diseño acepta dos mecanismos a través de los cuales se transmiten los esfuerzos al núcleo del nudo; el núcleo es la parte central de la intersección de vigas y columnas. El primero de ellos es el *mecanismo del puntal diagonal en compresión*, que resulta de las fuerzas cortantes que actúan en las secciones críticas de las vigas y columnas; este mecanismo concentra los esfuerzos en un área alrededor del puntal, el cual se forma en una diagonal que va de una esquina a otra del núcleo. El segundo es el *mecanismo de armadura*, en este mecanismo la transmisión de esfuerzos se hace con pequeños puntales distribuidos en el núcleo del nudo, que son equilibrados por los

esfuerzos en tensión del refuerzo horizontal y vertical y los esfuerzos de adherencia entre dicho refuerzo y el concreto. El *mecanismo de armadura* se logra únicamente cuando la adherencia entre el refuerzo y el concreto se mantiene. Este mecanismo es propio de los diseños según el reglamento de Nueva Zelanda. En las uniones viga columna diseñadas con el *RCDF* o los criterios del *Comité ACI-ASCE-352a* incluidos en el reglamento de diseño del Instituto Americano del Concreto (*ACI*), es difícil mantener los esfuerzos de adherencia entre el refuerzo y el concreto. Cuando la fuerza de adherencia se pierde gradualmente, existe deslizamiento entre el refuerzo y el concreto y el *mecanismo de armadura* se deteriora degenerando en el *mecanismo del puntal diagonal en compresión*. Este efecto es el que sucede en las uniones viga columna diseñadas con el *ACI* o el *RCDF* y se debe a las restricciones que establecen ambos reglamentos en sus procesos de diseño, las cuales no permiten que se forme el *mecanismo de armadura* para niveles de deformación elevados.

En resultados de investigaciones hechas en subestructuras donde las articulaciones plásticas se forman en las vigas, y diseñadas con los criterios del *Comité ACI-ASCE-352a*, a los cuales se parecen los del *RCDF*, se ha encontrado que:

- Una proporción mínima de refuerzo transversal es suficiente para mantener la integridad del nudo y su resistencia hasta alcanzar distorsiones de entrepiso elevadas;
- Un incremento en la cantidad de refuerzo por cortante no lleva a una ganancia elevada en la resistencia del nudo;
- Las vigas laterales que confinan a un nudo ayudan a mantener su integridad ante cargas cíclicas, de ahí que el ancho de éstas tenga influencia en el comportamiento del mismo;
- El efecto de la carga axial es mínimo en el comportamiento general de la subestructura;
- El diámetro del refuerzo longitudinal dentro del nudo respecto a sus dimensiones afecta su rigidez y su capacidad de disipación de energía; debido a esto y con el fin de mantener el mayor tiempo posible las fuerzas de adherencia, se limita la relación entre el diámetro del acero de refuerzo y el ancho del nudo;
- El refuerzo de las losas que se usan como sistema de piso en un ancho que depende de la rotación de la unión viga columna, incrementa la capacidad a flexión de las vigas, como consecuencia, también aumenta el esfuerzo cortante en el nudo y disminuye la relación de momentos resistentes entre la columna y la viga. Dicha relación es necesario cuidarla para lograr que las articulaciones plásticas se presenten en las vigas y no en las columnas; como lo sugiere la filosofía de columna fuerte viga débil.

Un tratamiento con mayor detalle de las observaciones anteriores se encuentra en León y Jirsa(1986), Kurose *et al.*(1988) y Otani(1991). Estos criterios difieren en algunos aspectos de los seguidos por el reglamento de Nueva Zelanda (Park y Milburn, 1983), entre ellos: el efecto de la carga axial se reconoce que tiene mayor importancia en el comportamiento del nudo, el diámetro del refuerzo longitudinal en vigas con relación al ancho del nudo se limita de manera más importante respecto a la recomendación del *Comité ACI-ASCE-352a* y se limita a 3,800

kg/cm^2 el esfuerzo de fluencia nominal del acero longitudinal; mientras que en el *RCDF* y el *Comité ACI-ASCE-352a* se usan aceros que comúnmente tienen fluencia nominal de $4,200 \text{ kg/cm}^2$. Las diferencias en ambos criterios llevan, como se mencionó, a la formación de diferentes mecanismos en el comportamiento del nudo, que afectan, sobre todo la cantidad de energía histerética que se disipa en éste. Las subestructuras que fallan con el *mecanismo del puntal diagonal en compresión* presentan mayores deformaciones por cortante que originan una disminución en la energía histerética disipada.

En las tablas 3.1, 3.2 y 3.3 se presentan resultados de pruebas experimentales hechas en subestructuras a escala natural diseñadas con los criterios del *Comité ACI-ASCE-352a* (Kurose *et al.*, 1988) y los criterios de los reglamentos de Nueva Zelanda (Cheung *et al.*, 1989) y China (Bolong y Yuzhou, 1991), país en el que también se restringe la fluencia nominal del acero. Los resultados que se presentan en dichas tablas son el reflejo de la discusión anterior sobre el comportamiento de uniones viga columna. Así, la distorsión de entrepiso que inicia el daño en las subestructuras diseñadas con los criterios del *Comité ACI-ASCE-352a* es la correspondiente a un nivel de agrietamiento considerable (γ_{Agr} en la tabla 3.1). Mientras que en los reglamentos de Nueva Zelanda y China la distorsión que inicia el daño, es la distorsión asociada al inicio de la fluencia (γ_F en las tablas 3.2 y 3.3), para la cual también se presenta un nivel de agrietamiento considerable.

La distorsión de entrepiso que inicia el daño en subestructuras diseñadas con los criterios del *Comité ACI-ASCE-352a* y los reglamentos de Nueva Zelanda y China, es distinta debido a las diferencias en las restricciones de diseño de dichos reglamentos.

Con base en los resultados de la tabla 3.1, la distorsión de entrepiso asociada al inicio del daño en un marco de concreto diseñado con el *RCDF* es 0.005; dado que, como se mencionó, los criterios de diseño del *RCDF* son similares a los del *Comité ACI-ASCE-352a*. En el caso de Nueva Zelanda los resultados llevan, en promedio, a un valor de la distorsión de entrepiso para el inicio del daño de 0.0049; y los resultados obtenidos por Bolong y Yuzhou (1991) en China, muestran que la distorsión correspondiente al inicio del daño es, en promedio, 0.0042.

La distorsión del inicio de la fluencia en las subestructuras diseñadas con los criterios del *Comité ACI-ASCE-352a* corresponde a valores, de acuerdo a la tabla 3.1, que van de 0.009 a 0.0145.

La máxima distorsión de entrepiso (γ_U), que es la asociada a daño total en el sistema estructural, es prácticamente 0.04 en el caso de las subestructuras diseñadas con el reglamento de Nueva Zelanda y el *Comité ACI-ASCE-352a*. En el caso de China es, en promedio, 0.03.

Todas las subestructuras de las tablas 3.1, 3.2 y 3.3 fueron diseñadas con un buen detallado sísmico y son representativas de marcos de concreto diseñados con los reglamentos de diseño vigentes en la actualidad. En seguida, se hace un breve análisis del comportamiento de marcos de concreto reforzado que no tienen detallado sísmico, con el fin de saber cómo se afecta el valor de la distorsión de entrepiso que inicia el daño, la distorsión que inicia la fluencia y la distorsión última.

3. Evaluación de la vulnerabilidad en términos de la distorsión de entrepiso y

Tabla 3.1 Uniones viga columna ensayadas por Kurose et al. (1988).

Especimen No.	Prop. Promedio de los Materiales (kg/cm ²)		Cuantías de Acero (%)		Dimensiones (cm)		Distorsión de Entrepiso		
	f _c	f _y	Vigas	Columnas	Vigas	Columnas	γ _{Ag}	γ _F	γ _U
1 Interior Una Dir.	246	5,086	ρ=1.09	ρ=2.35	40.6x50.8	50.8x50.8	0.0050	0.0145	0.0409
			ρ'=0.83						
2 Interior Dos Dir.	260	5,086	ρ=1.64	ρ=3.97	40.6x50.8	50.8x50.8	0.0050	0.0127	0.0400
			ρ'=0.91						
3 Exterior Dos Dir.	330	5,086	ρ=1.72	ρ=2.98	40.6x50.8	50.8x50.8	0.0050	0.0090	0.0409
			ρ'=1.09						

3. Evaluación de la vulnerabilidad en términos de la distorsión de entrepiso y ...

Tabla 3.2 Uniones viga columna ensayadas por Cheung et al. (1989).

Especimen No.	Prop. Promedio de los Materiales (kg/cm ²)			Cuantías de Acero (%)		Dimensiones(cm)		Distorsión de Entrepiso		
	f _c	f _y Vigas	F _y Columnas	Vigas	Columnas	Vigas	Columnas	γ _{Ag}	γ _F	γ _U
1 Interior Una Dir.	351	3,183	5,009	ρ=1.34	ρ=1.48	40.0x55.0	60.0x60.0	0.0045	0.0045	0.0410
				ρ=0.77						
2 Interior Dos Dir.	306	3,171	4,387	ρ=1.56	ρ=2.05	40.0x55.0	60.0x60.0	0.0045	0.0045	0.0410
				ρ=0.75						
3 Exterior Dos Dir.	458	3,186	4,407	ρ=1.34	ρ=2.69	40.0x55.0	60.0x60.0	0.0035	0.0035	0.0450
				ρ=1.77						

3. Evaluación de la vulnerabilidad en términos de la distorsión de entrepiso y

Tabla 3.3 Uniones viga columna ensayadas por Bolong y Yuzhou et al. (1991).

Espécimen No.	Prop. Promedio de los Materiales (kg/cm ²)		Cuantías de Acero (%)		Dimensiones (cm)		Distorsión de Entrepiso (%)		
	f _c	F _y	Vigas	Columnas	Vigas	Columnas	γ _{Agr}	γ _F	γ _U
1 Exterior Dos Dir.	4,30	3,625	ρ=1.73	ρ=2.14	35.0x55.0	60.0x60.0	0.0048	0.0048	0.0260
			ρ'=0.89						
2 Exterior Dos Dir.	4,61	3,625	ρ=1.73	ρ=2.14	35.0x55.0	60.0x60.0	0.0050	0.0050	0.0326
			ρ'=0.89						
3 Exterior Dos Dir.	3,73	3,625	ρ=1.73	ρ=2.14	35.0x55.0	60.0x60.0	0.0050	0.0050	0.0317
			ρ'=0.89						

3.2.1.2 Marcos de concreto sin un buen detallado sísmico

Esta sección se refiere a marcos de concreto reforzado con pocos o nulos detalles sísmicos; estas estructuras se caracterizan por tener:

- Columnas muy flexibles, que contribuyen a que los sistemas estructurales tengan grandes periodos de vibrar;
- Longitudes de desarrollo inadecuadas;
- Columnas sin un adecuado acero transversal de confinamiento que ayude a mantener la integridad de la misma ante demandas sísmicas intensas;
- Uniones viga columna cuyo diseño es congruente con el criterio viga fuerte columna débil. En este punto, es conveniente aclarar que en los reglamentos empleados para diseño no especificaban criterios encaminados a restringir el tamaño de las vigas y las columnas, los cuales llevaran a diseñar columnas fuertes y vigas débiles;
- Poco o nulo refuerzo transversal en la unión viga columna;
- Empalmes de grandes cantidades de refuerzo en zonas de máximo esfuerzo, por ejemplo, en los extremos de las columnas.

Las características anteriores corresponden a estructuras diseñadas en los años cincuenta, tanto en México como en Estados Unidos. Este tipo de estructuras han sufrido serios daños durante sismos intensos, como los sismos de septiembre de 1985 en México o el de Loma Prieta de 1989 en Estados Unidos.

Por tanto, esta sección está enfocada a investigar valores de las distorsiones de entrepiso que ayuden a evaluar edificios existentes con deficiente detallado sísmico. Así, de estudios hechos por Pessiki *et al.* (1991) en subestructuras representativas del tipo de marcos de concreto reforzado que se tratan en esta sección se encontró que:

- La distorsión que inicia el daño estructural (γ_{Agr}) toma valores entre 0.005 y 0.008;
- La distorsión de entrepiso que inicia la fluencia estructural (γ_F) está entre 0.0076 y 0.013;
- La distorsión última (γ_U), tomada como la correspondiente a la resistencia máxima, varía entre 0.017 y 0.027;
- En promedio la distorsión que inicia el daño fue 0.0073, la de fluencia 0.0107 y la última 0.0217.

La distorsión promedio asociada al inicio del daño es superior a la correspondiente a estructuras con buen detallado sísmico, debido a que las estructuras con deficiente detallado sísmico tienen mayor flexibilidad. La distorsión promedio de fluencia es prácticamente la

misma entre ambos tipos de estructuras. Finalmente, se puede comentar que la distorsión última promedio en estructuras sin un adecuado detallado sísmico es aproximadamente el 50% de la distorsión que pueden soportar las estructuras si cuentan detallado sísmico.

3.2.2 Sistemas estructurales a base de losa plana

En el sistema de losa plana, las losas se apoyan directamente sobre las columnas, transmitiendo a éstas la carga vertical y la lateral en forma directa. Las losas pueden ser macizas o aligeradas, su reducido peralte lleva a un sistema muy flexible y por tanto con gran vulnerabilidad en zonas de alto peligro sísmico.

Igual que en marcos de concreto, la capacidad de deformación de los sistemas de losas planas se estudia a través de subestructuras, que en este caso están formadas por un tramo de columna y otro de losa. Pan y Moehle (1988, 1989, y 1992), de pruebas realizadas en subestructuras diseñadas con los criterios del *Comité ACI-ASCE-352b*, base del reglamento de diseño *ACI* y muy semejantes a éstos los del *RCDF*, mencionan que el factor que controla la capacidad de deformación de las subestructuras ensayadas es la relación del cortante producto de la carga vertical y la resistencia nominal a cortante de la losa, V_g/V_o . Mientras que, Robertson y Durrani (1991 y 1992) asocian la capacidad de deformación en subestructuras diseñadas con los mismos criterios que Pan y Moehle con la relación entre el cortante actuando en la sección crítica de la losa producto de la carga lateral y la resistencia nominal a cortante de la losa, V_u/V_o . En ambas relaciones $V_o=4(f'_c)^{0.5}A_c$, siendo A_c el área de concreto en la sección crítica de la losa en in^2 , y f'_c la resistencia del concreto a compresión en psi .

De las pruebas realizadas en las subestructuras antes mencionadas y de modelos a escala de estructuras reales destinadas a oficinas, sometidos a cargas laterales cíclicas ensayados por Moehle y Diebold (1984), Pan y Moehle (1988), Hwang y Moehle (1990), y Rodríguez y Santiago (1993), se deduce que la distorsión de entrepiso asociada al inicio del daño, corresponde a un agrietamiento considerable de los sistemas de losa plana; dicha distorsión de entrepiso es función del nivel de carga gravitacional a que se someta el sistema estructural. Pan y Moehle (1988) encontraron que, para un nivel de esfuerzo cortante inducido por carga vertical y actuando en la sección crítica de la losa, igual a:

$0.88\sqrt{f'_c}$ (psi) corresponde una distorsión de agrietamiento $\gamma_{Agr}= 0.008$

y para:

$1.40\sqrt{f'_c}$ (psi) corresponde una distorsión de agrietamiento $\gamma_{Agr}= 0.004$

Los valores anteriores son representativos, respectivamente, de un nivel bajo y un nivel alto de esfuerzo cortante. Para valores intermedios se puede interpolar linealmente.

Respecto a la distorsión de entrepiso correspondiente a la fluencia y al valor último de ésta, en los sistemas de losa plana, dependen de acuerdo a Robertson y Durrani (1991, 1992) de la relación V_u/V_o . En las fig. 3.1a y 3.1b se muestra el efecto de dicha relación en la distorsión de

fluencia y última; estas figuras se obtuvieron de datos tomados de Robertson y Durrani (1991). Finalmente, de los resultados obtenidos por Robertson y Durrani (1991,1992) y de la fig. 3.1b se deduce que V_u/V_o debe ser cuando mucho 0.45, para lograr una distorsión de entrepiso de 0.012; este valor, es el máximo que permite el RCDF.

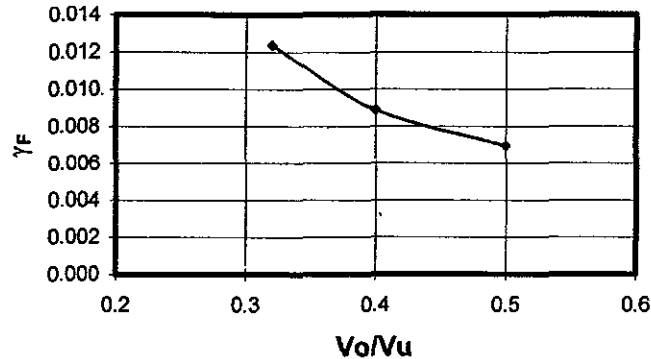


Fig. 3.1a Efecto de la relación V_u/V_o en la distorsión de fluencia (γ_F) en sistemas de losa plana.

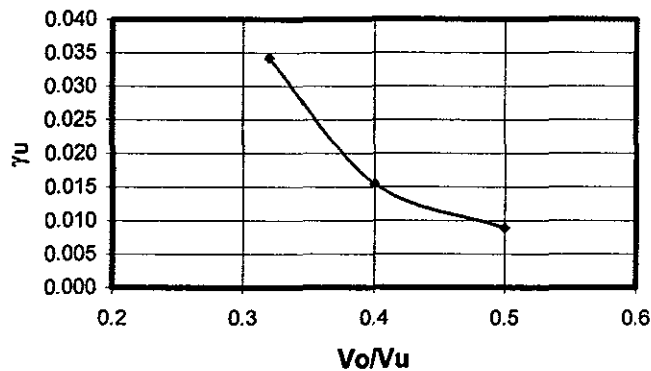


Fig. 3.1b Efecto de la relación V_u/V_o en la distorsión última (γ_U) en sistemas de losa plana.

3.2.3 Sistemas estructurales a base de muros de concreto

Los sistemas estructurales con muros de concreto proporcionan una gran rigidez y una buena resistencia ante cargas laterales; éstas, llevan en general, a tener un buen comportamiento estructural durante un sismo. Dentro de los sistemas con muros se estudian los muros aislados y los muros acoplados.

Muros de concreto aislados. Cuando los muros se usan en forma aislada y son sometidos a cargas laterales dinámicas, se deforman de igual manera que una viga en voladizo. En estas condiciones, la sección crítica de un muro es su base, porción en la cual se disipa la mayor parte de energía cuando es sometido a movimientos sísmicos.

Una buena guía del comportamiento y consideraciones de diseño se presenta en Paulay (1985) y Paulay y Priestley (1992). En resumen, se ha visto que las principales variables que afectan el comportamiento de un muro estructural son:

- La relación de esbeltez h/b , donde h es la altura del muro y b es su base. Cuando h/b es pequeña, la demanda de esfuerzo cortante es considerable para una baja cuantía de refuerzo por flexión. Así mismo, en tanto menor sea la relación h/b , el inicio del agrietamiento se presenta para distorsiones menores;
- El nivel de carga axial. Se ha visto que la carga axial afecta el valor de la distorsión asociada a la aparición de la primer grieta diagonal, el del inicio de la fluencia y el de la capacidad máxima de deformación. De igual manera, a mayor carga axial la rigidez del muro y su resistencia a cortante se incrementan (Fiorato *et al.*, 1983; Oesterle *et al.*, 1984; Lefas *et al.*, 1990).

Considerando los aspectos anteriores, la distorsión de inicio del daño, se define como aquella que causa un agrietamiento considerable en la base del muro debido a flexión. De pruebas realizadas en un edificio de siete niveles, dentro del proyecto de investigación conjunta entre Estados Unidos y Japón, diseñado con criterios de ambos países, similares a los del *RCDF*, se encontró que la distorsión que causa un agrietamiento considerable en la base de un muro, representativa de muros con relación de aspecto superior ó igual a dos; es 0.0015. El modelo en cuestión es una estructura de concreto, compuesta de marcos y un muro estructural; los detalles de ésta investigación se encuentran en United States/Japan Technical Coordinating Committee (1984) y Wight (1984). Para muros con relaciones de aspecto inferiores a dos, se considerará una distorsión de 0.0010. Esta distorsión se obtuvo de resultados de Paulay (1985), los cuales se derivaron de pruebas que se realizaron en muros con relaciones de esbeltez inferiores a uno.

Las distorsiones asociadas al inicio de la fluencia y la última, varían con la carga axial, como se muestra en las figuras 3.2a, 3.2b, 3.3a y 3.3b; construidas a partir de resultados obtenidos por Lefas *et al.* (1990).

Muros de concreto acoplados. Cuando los muros se ligan entre ellos usando losas ó vigas, resultan sistemas acoplados. El comportamiento y capacidad de deformación de los sistemas acoplados dependen en gran medida del grado de acoplamiento entre muros; éste a su vez está en función del elemento de acoplamiento que es el responsable de transmitir la carga axial a los muros; ésta última gobernará el desempeño del sistema. En el caso de la distorsión de entrepiso que inicia el daño, al igual que en muros aislados, se considera aquella distorsión que produce agrietamiento considerable. Pero, a diferencia de los muros aislados, el agrietamiento se puede presentar en el elemento de acoplamiento antes que en la base del muro. Por tanto, la distorsión correspondiente al inicio del daño variará en función del elemento que sirve como acoplamiento.

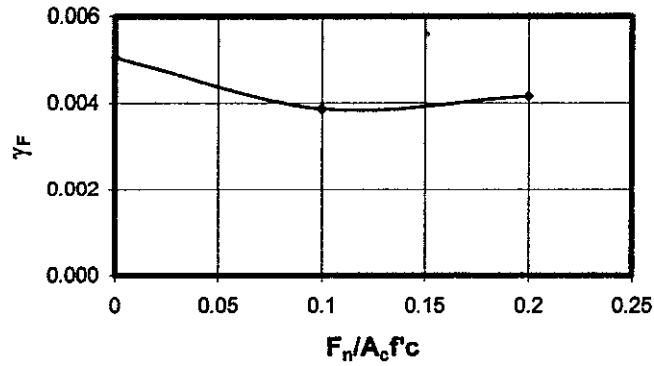


Fig. 3.2a Efecto de la carga axial en la distorsión de fluencia (γ_F) en muros de concreto reforzado con relaciones de esbeltez de uno.

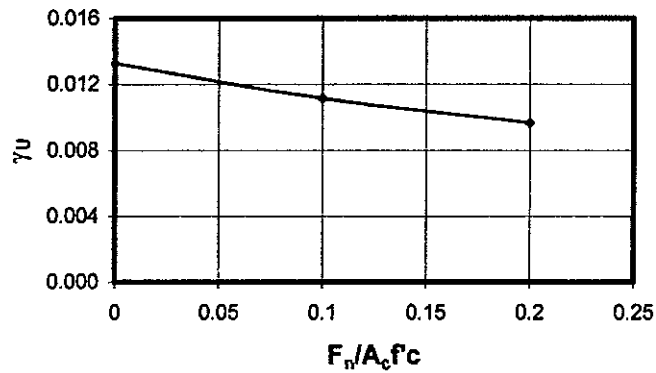


Fig. 3.2b Efecto de la carga axial en la distorsión última (γ_U) en muros de concreto reforzado con relaciones de esbeltez de uno.

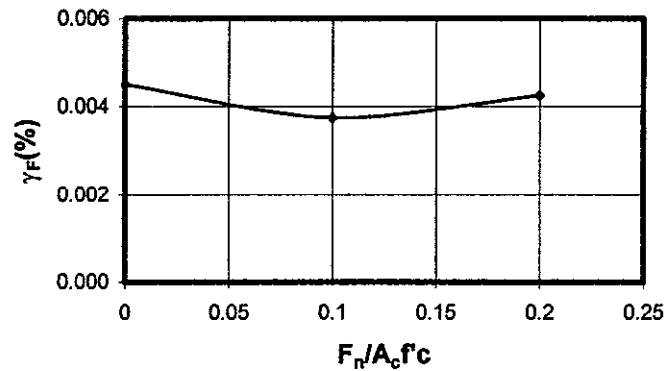


Fig. 3.3a Efecto de la carga axial en la distorsión de fluencia (γ_F) en muros de concreto reforzado con relaciones de esbeltez de dos.

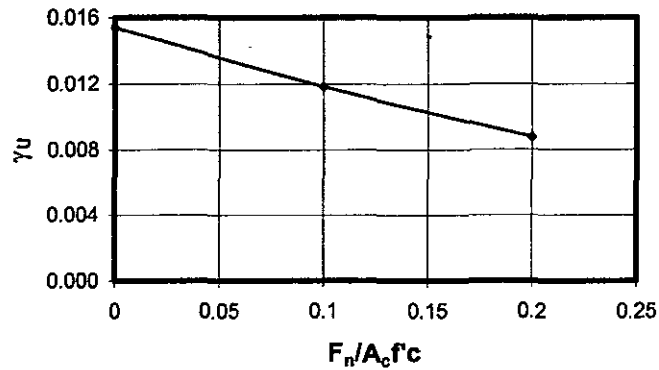


Fig. 3.3b Efecto de la carga axial en la distorsión última (γ_u) en muros de concreto reforzado con relaciones de esbeltez de dos.

3.2.4 Sistemas estructurales a base de muros de mampostería

En nuestro país la mampostería es el material de mayor uso en la construcción de vivienda de interés social de baja a mediana altura. Permite dividir espacios fácilmente a la vez que proporciona rigidez y resistencia, no requiere mano de obra calificada, ni un control estricto de calidad. La investigación sobre el comportamiento de estructuras de mampostería ha sido bastante extensa, comenzado desde finales de la década de los años sesenta en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM). Recientemente, a partir de 1990, en el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) y nuevamente en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), institución en la que se realizaron pruebas en meza vibradora.

De las investigaciones realizadas se ha concluido que el comportamiento de los muros de mampostería depende de:

- El tipo de pieza que se use. Éste tiene influencia en la resistencia y la capacidad de deformación. La pieza más común es el tabique rojo recocido, otras con menor uso son las tipo rejilla, tipo panal y bloques de concreto;
- La calidad del mortero. Un mortero pobre combinado con piezas de buena calidad puede llevar a un mal comportamiento;
- Las cuantías de refuerzo horizontal y vertical proporcionadas. No influyen en la distorsión que produce el primer agrietamiento diagonal, pero sí controlan el modo de falla de los muros y su capacidad de deformación;
- La carga axial actuando sobre el muro. En tanto crece el nivel de carga axial en un muro, se incrementa su resistencia y su rigidez, se retarda la aparición de la primera grieta diagonal y se disminuye la máxima distorsión que podría soportar;

- La relación de esbeltez. En muros que tienen relaciones de esbeltez elevadas tiende a disminuir su resistencia a cortante y a retardar la aparición del daño producto de esfuerzos de ese tipo.

Estos aspectos se tratan a fondo en Meli (1975, 1994) y Alcocer *et al.* (1994a,b). Respecto a la distorsión que inicia el daño en muros de mampostería se considera aquella que causa la primera grieta diagonal, que de acuerdo con Hernández y Meli (1975, 1976) y Meli (1982) es:

- Para piezas macizas, como las de tabique rojo recocido y para las tipo rejilla ó panal 0.001;
- Para piezas huecas con refuerzo interior, confinadas con dalas y castillos y pegadas con morteros ricos en cemento, similares al tipo I del *RCDF*, 0.0007;
- Para piezas huecas con refuerzo interior y pegadas con morteros ricos en cemento, similares al tipo I del *RCDF*, 0.0005;
- Piezas de concreto con refuerzo interior y confinadas con castillos y dalas 0.0005;
- Para piezas huecas pegadas con morteros pobres en cemento, similares al tipo III del *RCDF* y piezas sílico-calcáreas, 0.0003.

Las distorsiones que inician el daño en muros de mampostería, se obtuvieron de pruebas efectuadas en muros con relación de esbeltez de uno y sin carga axial, representativos de estructuras de baja altura. Para muros con relaciones de esbeltez mayores se tomarán conservadoramente los mismos valores. Cuando la carga axial sea elevada, la corrección por ese efecto se realizará multiplicando los valores recomendados por el factor:

$$1 + \frac{\sigma}{E \gamma_T} \quad (3.1)$$

donde σ es el esfuerzo por carga vertical actuando sobre el muro, E es el módulo de elasticidad de la mampostería y γ_T es la distorsión que provoca la primera grieta diagonal.

En relación a la máxima distorsión que pueden soportar las estructuras de mampostería, Hernández y Meli (1975) refieren que:

- Para estructuras construidas con tabique macizo o tipo panal con o sin castillos, la máxima distorsión que soportan es 0.006;
- En el caso de estructuras construidas con piezas huecas con refuerzo interior y sin castillos, la máxima distorsión que soportan es de 0.003, y con castillos 0.006;
- Bloques de concreto con refuerzo interior confinados por castillos y dalas, la máxima distorsión que soportan es 0.005.

La distorsión límite para estructuras de mampostería construidas con castillos corresponde, según los mismos autores, al inicio del deterioro del castillo. En estudios recientes de Alcocer *et al.* (1994) se ha observado que después de esta distorsión la resistencia del muro decae rápidamente, razón por la cual se tomó esta distorsión como la de daño total. Las distorsiones máximas deben ser corregidas por carga axial, si así se requiere, aplicando la ec. 3.1.

3.2.5 Sistemas estructurales a base de marcos de acero

El comportamiento general de los sistemas estructurales diseñados para resistir fuerzas laterales con marcos de acero se estudia, al igual que los marcos de concreto, a través de subestructuras formadas por un tramo de viga y otro de columna. En particular, en este trabajo se consideró el caso de subestructuras donde las vigas se conectan a columnas en forma de I ó H en la dirección de mayor inercia de éstas.

3.2.5.1 Marcos de acero detallados sísmicamente

De las investigaciones realizadas en subestructuras detalladas sísmicamente se ha visto que:

- Dentro del intervalo elástico el comportamiento del nudo es función de la rigidez que se le proporcione;
- En el intervalo inelástico el comportamiento del nudo es gobernado por la rigidez y resistencia de los elementos que lo rodean, como los patines de las vigas y columnas;
- El efecto de la carga axial en el comportamiento de las subestructuras es prácticamente despreciable cuando la relación P/P_y es menor a 0.5, P es la carga axial de diseño en la columna y P_y es la carga axial de fluencia;
- La transmisión de momentos de la viga al nudo se lleva a cabo en un alto porcentaje a través de los patines de la viga, por ello algunos reglamentos de diseño, como el *RCDF*, dan recomendaciones especiales sobre la relación de los módulos de sección plásticos entre los patines y el alma;
- La zona de mayor concentración de deformación es la liga entre los patines de la viga y los patines de la columna, causada por la distorsión del nudo, razón por la cual se debe de poner especial atención en su construcción;
- La geometría de la conexión de la viga con la columna ha cambiado con el tiempo en función del costo, hasta llegar en la actualidad a diseños con bajo costo pero poco redundantes, donde cualquier defecto de fabricación o mano de obra, o ambos, pueden llevar a un mal comportamiento, aun cumpliendo con las normas de un adecuado detallado sísmico;
- Si la calidad de la mano de obra es mala, el comportamiento de la unión viga columna seguramente también lo será;

- Finalmente, se debe mencionar que en investigaciones recientes se ha visto que la velocidad de aplicación de las cargas laterales afecta en forma importante el comportamiento de las uniones viga columna, ya que se reduce considerablemente el valor del esfuerzo de fractura del acero en tanto mayor es la velocidad de aplicación de dichas cargas.

Estos puntos se estudian con más detalle en Krawinkler *et al.* (1971), Bertero *et al.* (1973), Krawinkler (1978), Tsai y Popov (1990), Engelhardt y Husain (1992) y Blackman y Popov (1995).

Una vez conocidas las causas que afectan el comportamiento de las uniones viga columna en marcos de acero, se estudiaron resultados de pruebas experimentales para establecer la distorsión del inicio de la fluencia y la distorsión última; la distorsión que inicia la fluencia corresponde a la distorsión que inicia el daño en este sistema estructural. Aunque no todas las uniones viga columna cumplieron con tener vigas con una relación del módulo de sección plástico de los patines (Z_p) al módulo de sección plástico del alma (Z_a) igual a 0.7 que exige el *RCDF*, en la mayoría de los casos estudiados tal relación fue muy cercana a este valor.

Los resultados se presentan en las tablas 3.4 a 3.9. De estas tablas se concluye que la distorsión de entrepiso que inicia la fluencia, γ_F , es en promedio 0.0055, calculada descartando los valores los valores extremos, es decir, los más altos y los más bajos. En lo que se refiere a la distorsión última, ésta varía fuertemente desde 0.01 hasta prácticamente 0.08.

Las variaciones en la distorsión la última pueden ser atribuibles a distintos factores, dentro de los cuales destacan: la concentración de esfuerzo en la zona de la conexión de los patines de las vigas con los patines de las columnas, la calidad de la mano de obra y la velocidad de aplicación de las cargas laterales. En ensayos recientes, como los de Engelhardt y Husain, 1992, se ha observado, producto de los factores anteriores, que la distorsión última de entrepiso difícilmente sobrepasa valores superiores a 0.02.

3. Evaluación de la vulnerabilidad en términos de la distorsión de entrepiso y

Tabla 3.4 Resultados de las uniones viga columna ensayadas por Krawinkler et al. (1971).

Especimen No.	Tipo de acero		Tipo de pieza Dimensiones (plgs)		Z_p/Z_x	P/P _y	Distorsión	
	Viga	Columna	Viga	Columna			γ_F	γ_U
1 Interior	A 36	A 36	B 10x15	W 8X24	0.68	0.37	0.0060	0.0637
2 Interior	A 36	A 36	B 10x15	W 8X24	0.68	0.37	0.0064	0.0607
3 Interior	A 36	A 36	B 10x15	W 8X67	0.69	0.48	0.0063	0.0336
4 Interior	A 36	A 36	B 10x15	W 8X67	0.69	0.48	0.0065	0.0562

Tabla 3.5 Resultados de las uniones viga columna ensayadas por Bertero et al. (1973).

Especimen No.	Tipo de acero		Tipo de pieza Dimensiones (plgs)		Z_p/Z_x	P/P _y	Distorsión	
	Viga	Columna	Viga	Columna			γ_F	γ_U
1 Interior	A 36	A 36	B 10x15	W 8X24	0.67	0.31	0.0080	0.0601
2 Interior	A 36	A 36	B 10x15	W 8X24	0.67	0.31	0.0091	0.0789
3 Interior	A 36	A 36	W 12x27	W 8X67	0.74	0.41	0.0160	0.0477
4 Interior	A 36	A 36	W 10x29	W 8X67	0.77	0.41	0.0170	0.0740

3. Evaluación de la vulnerabilidad en términos de la distorsión de entrepiso y

Tabla 3.6 Resultados de las uniones viga columna ensayadas por Popov et al. (1985).

Especimen No.	Tipo de acero		Tipo de pieza Dimensiones (plgs)		Z_p/Z_n	P/P _y	Distorsión	
	Viga	Columna	Viga	Columna			γ_F	γ_U
1 Interior	A 36	A 572	W 18x40	Pat. 5/8x8 ¼ Alma 3/8x16 ¾	0.70	0.00	0.0046	0.0103
2 Interior	A 36	A 572	W 18x40	Pat. 5/8x8 ¼ Alma 3/8x16 ¾	0.70	0.00	0.0046	0.0210
3 Interior	A 36	A 572	W 18x40	Pat. 5/8x8 ¼ Alma 3/8x16 ¾	0.70	0.00	0.0030	0.0123
4 Interior	A 36	A 572	W 18X40	Pat. 5/8x8 ¼ Alma 3/8x16 ¾	0.70	0.00	0.0030	0.0162
5 Interior	A 36	A 572	W 18X40	Pat. 5/8x8 ¼ Alma 3/8x16 ¾	0.70	0.00	0.0030	0.0136
6 Interior	A 36	A 572	W 18X71	W 21x93	0.75	0.00	0.0033	0.0204
7 Interior	A 36	A 572	W 18X71	W 21X93	0.75	0.00	0.0042	0.0222

Tabla 3.7 Resultados de las uniones viga columna ensayadas por Lee y Lu (1989).

Especimen No.	Tipo de acero		Tipo de pieza Dimensiones (plgs)		Z_p/Z_n	P/P _y	Distorsión	
	Viga	Columna	Viga	Columna			γ_F	γ_U
1 Interior	A 36	A 36	W 18x35	W 10X60	0.66	0.31	0.0032	0.0300
2 Interior	A 36	A 36	W 18x35	W 12X72	0.66	0.31	0.0032	0.0457
3 Exterior	A 36	A 36	W 18x25	W 12X65	0.66	0.41	0.0041	0.0251

3. Evaluación de la vulnerabilidad en términos de la distorsión de entrepiso y

Tabla 3.8 Resultados de las uniones viga columna ensayadas por Engelhardt y Husain (1992).

Espécimen No.	Tipo de acero		Tipo de pieza Dimensiones (plgs)		Z_p/Z_n	P/P _y	Distorsión (%)	
	Viga	Columna	Viga	Columna			γ_F	γ_U
1 Exterior	A 36	A 36	W 24x55	W 12x136	0.61	0.00	0.0053	0.0122
2 Exterior	A 36	A 36	W 18x60	W 12x136	0.75	0.00	0.0063	0.0158
3 Exterior	A 36	A 36	W 21x57	W 12x136	0.67	0.00	0.0051	0.0138
4 Exterior	A 36	A 36	W 21x57	W 12x136	0.67	0.00	0.0046	0.0174
5 Exterior	A 36	A 36	W 21x57	W 12x136	0.67	0.00	0.0051	0.0138

Tabla 3.9 Resultados de las uniones viga columna ensayadas por Blackman y Popov (1995).

Espécimen No.	Tipo de acero		Tipo de pieza Dimensiones (plgs)		Z_p/Z_n	P/P _y	Distorsión	
	Viga	Columna	Viga	Columna			γ_F	γ_U
1 Exterior	A 572	A 572	W 36x150	W 14x257	0.68	0.00	0.0072	0.0200
2 Exterior	A 572	A 572	W 36x150	W 14x257	0.68	0.00	0.0072	0.0127
3 Exterior	A 36	A 572	W 36x150	W 14x257	0.68	0.00	0.0072	0.0212
4 Exterior	A 36	A 572	W 36x150	W 14x211	0.68	0.00	0.0067	0.0223
5 Exterior	A 36	A 572	W 36x135	W 14x233	0.64	0.00	0.0067	0.0279

3.2.5.2 Marcos de acero sin un buen detallado sísmico

Esta sección se refiere a estructuras de acero diseñadas para resistir únicamente carga vertical, aun cuando se localizan en zonas sísmicas; este tipo de estructuras fueron construidas hasta los años cincuenta. Por tanto, esta sección se puede utilizar para evaluar daños en las antiguas estructuras de acero o bien en estructuras construidas sin tener un buen detallado sísmico.

De un trabajo hecho por Roeder *et al.* (1994), con el fin de estudiar el comportamiento sísmico de subestructuras con características similares a las mencionadas en el párrafo anterior, se encontró que:

- La distorsión que inicia la fluencia estructural (γ_F) varía entre 0.0034 y 0.0114;
- La distorsión última (γ_U) varía entre 0.024 y 0.034;
- En promedio, la distorsión de fluencia fue 0.0074 y la distorsión última 0.0298.

Se observa que las distorsiones promedio de fluencia y última son mayores a las distorsiones correspondientes en estructuras detalladas sísmicamente estudiadas en el punto anterior. Esto se debe, a que las conexiones características de las antiguas estructuras de acero son semirígidas, lo que lleva a que los marcos de acero construidos con este tipo de conexiones presenten mayor flexibilidad.

3.2.6 Sistemas estructurales a base de marcos contraventeados con diagonales de acero

En un modelo a escala de un edificio de seis niveles, parte del proyecto de investigación conjunta entre Estados Unidos y Japón y sujeto a pruebas dinámicas, Whittaker *et al.* (1990) refieren que para diagonales concéntricas colocadas en forma de K, la distorsión de entrepiso que se puede considerar como la que inicia el daño es 0.005, este tipo de diagonales van del extremo inferior de las columnas al centro de la viga del siguiente nivel. Del estudio de los mismos autores se obtiene una distorsión de 0.004 para diagonales excéntricas; éstas van de los extremos de las columnas al centro de la viga del siguiente nivel pero a diferencia de las diagonales concéntricas donde ambas diagonales convergen en un punto, en las diagonales excéntricas se hace la conexión dejando un tramo de viga entre ellas. En el caso de las diagonales concéntricas el daño se produjo por pandeo de las diagonales y en las diagonales excéntricas por el inicio de la fluencia, debida a esfuerzo cortante, del tramo de viga que sirve de liga entre las diagonales, el cual funciona como un dissipador de energía. Conviene aclarar que debido a que el daño se concentró en diferentes entrepisos, producto de la manera en que se deformó el modelo más como un marco que como viga en voladizo, las distorsiones recomendadas están referidas a la altura de entrepiso y no a la total del modelo.

3.3 La distorsión de entrepiso que causa daño no estructural

En este trabajo se entiende como elemento no estructural todo aquel elemento que no es diseñado para contribuir a la resistencia ante cargas gravitacionales y laterales de una estructura, como muros divisorios, fachadas, etc. En esta sección se estudian algunos de los

elementos no estructurales que tienen uso frecuente en las construcciones de la ciudad de México; de ello se recomiendan distorsiones de entrepiso para elementos no estructurales ligados a la estructura.

3.3.1 Muros de mampostería

Cuando los muros de mampostería se emplean como elementos no estructurales, las distorsiones que inician su daño y las máximas que soportan, resultan ser las mencionadas en la sección 3.1.4, sin corregirse por carga axial e incrementándose en 0.001. El incremento se debe a las pequeñas holguras que pueden existir entre el muro y los elementos estructurales que lo rodean.

3.3.2 Muros de tablarroca

Los muros de tablarroca tienen cada vez mayor uso en la construcción debido a su rápida instalación y a que su ligereza reduce el peso de las estructuras y por tanto las fuerzas sísmicas de diseño.

De los estudios consultados, los muros de tablarroca se clasifican en función a su estructura de soporte. Por un lado están los que se colocan en una estructura de soporte de lámina delgada, y por otro aquellos con estructura de soporte de madera; estos últimos no son de uso muy frecuente en México. Con base en esta clasificación se define la distorsión de inicio y la distorsión de daño total. En el caso de muros de tablarroca montados en un marco de lámina delgada, la distorsión de inicio del daño se considera igual a 0.004 y la correspondiente al daño total igual a 0.008 (Rihal, 1980). Para muros de tablarroca con estructura de soporte de madera, Oliva (1990) recomienda considerar una distorsión de inicio del daño igual a 0.002 cuando la tablarroca está únicamente clavada a la estructura de soporte, y 0.003 cuando además de clavada se pega. En el estudio del mismo autor se encontró que la distorsión que causa el daño total es: para los muros de tablarroca únicamente clavada 0.005, y 0.008 para la tablarroca clavada y pegada.

3.3.3 Fachadas precoladas y plafones

Las fachadas fabricadas a base de elementos precolados tienen gran uso en edificios construidos con sistemas estructurales a base de marcos, donde tienen que cubrir grandes claros en los marcos del perímetro, acompañadas de grandes ventanales, que al igual que los precolados, tienen que soportar sin daño sismos de baja intensidad. Las fachadas de este estilo se fabrican en secciones sujetas a la estructura a través de conexiones; el tamaño de cada sección, por lo general, lo define su manejabilidad.

El diseño de las fachadas precoladas tiene que ser tal que las conexiones de los precolados sean lo suficientemente fuertes para soportar su propio peso, el de algún otro elemento que se coloque sobre éste y las fuerzas sísmicas que les transmite el movimiento de los elementos estructurales a que se fijan, como vigas, columnas o losas; de igual manera, deben tener holgura suficiente para evitar el choque con precolados adyacentes. Las condiciones anteriores han llevado a crear dos tipos conexiones, las cuales se diseñan para resistir las fuerzas sísmicas a que se someten; con este criterio se da por descontado que los precolados no chocarán entre

ellos. El primer tipo de conexión llamado de balanceo permite movimiento de traslación y rotación, transmitiendo un mínimo de esfuerzos al precolado y al sistema de conexión, el segundo llamado de traslación lateral o de desplazamiento horizontal, permite movimiento en una sola dirección y por tanto puede transmitir esfuerzos importantes al precolado en la dirección vertical.

En el prototipo del edificio de siete niveles del proyecto de investigación conjunta entre Estados Unidos y Japón referido en la sección 3.2.3 y que fue sujeto a cargas laterales cíclicas, se colocaron, en una segunda fase de pruebas, las conexiones de balanceo y de traslación. Las conexiones de balanceo se diseñaron con la práctica japonesa y las de traslación lateral con la americana, aplicando criterios del Uniform Building Code (1979), que establece una fuerza lateral de diseño $F=0.3W_p$ (ver Wang, 1986), siendo W_p el peso del precolado. Los resultados, estudiados por Wang (1986) indican que, las conexiones de balanceo soportaron sin daño distorsiones superiores al 0.015, mientras que en las de traslación horizontal se presentó daño visible, por exceso de esfuerzo, para una distorsión igual a 0.004. En lo que se refiere al daño total, los resultados indican que las conexiones de balanceo permanecieron prácticamente sin daño hasta distorsiones de 0.025, en tanto que las conexiones de desplazamiento horizontal presentan daño severo para distorsiones de 0.016.

En la misma segunda fase del edificio en cuestión, se instaló plafón, y se encontró que el daño se inició para una distorsión de entrepiso igual a 0.008 y hubo daño severo para una distorsión de 0.016 (Foutch *et al.*, 1987b). Es evidente que estas distorsiones deben variar con el tipo y el procedimiento de colocación del plafón; las distorsiones anteriores son representativas de plafones formados por piezas ligeras montadas en canales de aluminio.

3.3.4 Elementos no estructurales construidos con vidrio

Los elementos no estructurales construidos con vidrio pueden ser ventanas, muros divisorios ó fachadas. Un extenso estudio desarrollado por Evans *et al.* (1988) con datos del sismo del 19 de septiembre de 1985 en edificios construidos en el Distrito Federal, demostró que del daño en elementos no estructurales, el 40 % ocurrió en sistemas de vidrio, en cuyo comportamiento se observó que:

- Los edificios con mayor daño fueron los de uso comercial, atribuible a los grandes ventanales de exhibición;
- Los edificios que presentaron grandes distorsiones de entrepiso tuvieron cuatro veces más daño que aquellos que experimentaron distorsiones pequeñas;
- Los edificios con estructuraciones complejas e irregulares tuvieron 1.5 veces más daño que los edificios con forma regular;
- Las ventanas con áreas de vidrio pequeñas tuvieron menor daño que las que cubrían grandes áreas. En general, las ventanas con área entre 1.5 y 2.0 m² presentaron un buen comportamiento;

- Los elementos de vidrio con relaciones de aspecto de uno o superiores registraron el doble de daño que aquellos con relación de aspecto menor a uno;
- Los sistemas de sujeción flexibles, como marcos metálicos en fachadas, presentaron el doble de daño que los sistemas con mayor rigidez, la cual se obtiene del elemento que rodea al vidrio como muros o precolados.

Con base en observaciones como las antes expuestas, últimamente se han desarrollado sistemas de fijación y vidrios con propiedades encaminadas a resistir mayores distorsiones laterales sin daño, o cuando menos evitar la falla frágil. Behr *et al.* (1995a) y Behr *et al.* (1995b) en pruebas de laboratorio realizadas en fachadas de vidrio construidas con marco de aluminio, sentando el vidrio en pequeños colchones de caucho y dejando holguras en las partes laterales y superior del marco de alrededor de 13 mm (1/2"), encontraron que la distorsión de entrepiso que inicia el daño en el sistema llega a ser del orden de 0.025 y la que causa daño severo de 0.047. En sismos recientes de moderada intensidad, como el del 14 de septiembre de 1995 con magnitud $M_w=7.3$, durante el cual hubo daños en elementos no estructurales como muros de mampostería y tablarroca, los edificios altos con fachadas de vidrio diseñadas con criterios similares a los recomendados por Behr, no presentaron daño alguno.

En suma es evidente que si se toman las precauciones adecuadas y prácticas, como las usadas por Behr, las distorsiones que soporta el sistema son lo suficientemente elevadas que no resulta necesario considerar la rotura de vidrio como un factor que influya en el *ELS*.

3.4 Criterios para evitar la incomodidad personal y daño a objetos

Otro aspecto que es necesario intentar controlar en el *ELS* es la comodidad personal y la caída de objetos. La comodidad personal se refiere a limitar el movimiento en los sistemas de piso de los edificios, que haga que las personas puedan moverse de un sitio a otro cuando ocurre un sismo de baja intensidad. Por objeto se entiende escritorios, archiveros, equipo de cómputo etc., evitar su caída es de suma importancia porque se pone en peligro la integridad física de las personas y en caso extremo su vida. Así mismo, los objetos al caer pueden sufrir daño que implica pérdidas económicas, muchas veces considerables. Las recomendaciones que en seguida se mencionan, relacionadas con la caída de objetos, son de carácter general y no aplican a equipo especial u objetos de valor que requieran cuidados específicos.

3.4.1 Incomodidad personal

Establecer límites de movimiento encaminados a mantener el confort de los ocupantes de la estructura durante la acción de sismos resulta difícil porque no todas las personas tienen la misma sensibilidad; a pesar de ello se han realizado esfuerzos a fin de establecer distintos niveles de percepción e incomodidad. Uno que resulta muy práctico y que se describe en seguida, es el propuesto por Yamada *et al.* (1975). En la fig. 3.4 se muestra una gráfica de interacción que indica los límites superiores de aceleración en función del período de vibración para distintos niveles de incomodidad y percepción. Las letras significan: (A)

3. Evaluación de la vulnerabilidad en términos de la distorsión de entepiso y ...

umbral de percepción, (B) límite psicológico y de trabajo de escritorio, (C) límite para poder caminar, (D) límite de movimiento del edificio en el que los ocupantes tienen serios problemas de incomodidad. Los números se refieren a los niveles de percepción de la tabla 3.10. Para fines del *ELS* se tomará el límite establecido por la letra (C) que corresponde al número cinco de la tabla 3.10.

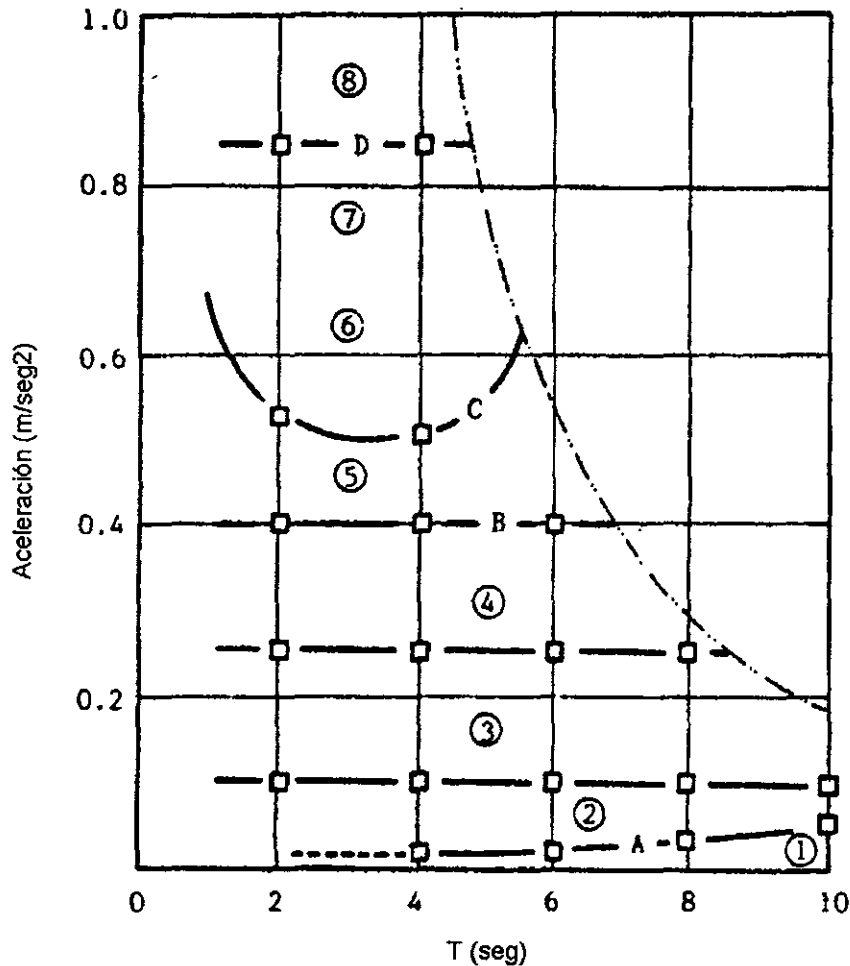


Fig. 3.4 Distintos niveles de incomodidad personal de acuerdo a Yamada (1975).

Tabla 3.10 Niveles de percepción propuestos por Yamada (1975).

Nivel de percepción	Aceleración (cm/seg ²)	Efecto
1	<5	Las personas no perciben el movimiento
2	5-10	Las personas sensitivas perciben el movimiento y los objetos colgantes se mueven ligeramente
3	10-25	La mayoría de la gente percibe el movimiento y el trabajo de escritorio se afecta
4	25-40	El trabajo de escritorio es difícil ó imposible y desplazarse caminando es posible
5	40-50	Las personas perciben el movimiento fuerte de forma importante, se dificulta caminar y las personas de pié pueden perder el equilibrio
6	50-60	Mucha gente no tolera el movimiento y es incapaz de caminar con naturalidad
7	60-70	La gente no puede caminar ó tolerar el movimiento
8	>85	Los objetos empiezan a caer y la gente puede ser lastimada

3.4.2 Daño a objetos

Para evitar la caída de objetos que se encuentran dentro de un edificio o bien su balanceo, el cual produce pánico en las personas, se dan las recomendaciones siguientes. Para evitar el balanceo de objetos o su caída, en Ishiyama (1982), se presentan las dos expresiones prácticas para evitar ambos efectos:

$$a_{m\acute{a}x}/g < B/H \quad (\text{Para evitar balanceo}) \quad (3.2)$$

$$V_{m\acute{a}x} < 10 B / \sqrt{H} \quad (\text{Para evitar volteo}) \quad (3.3)$$

donde $a_{m\acute{a}x}$ es la aceleración máxima de entrepiso en cm/s² y $V_{m\acute{a}x}$ la velocidad máxima del entrepiso en cm/s, g la aceleración de la gravedad, B la base del objeto (en cm para la ec. 3.3) y H su altura (en cm para la ec. 3.3). Las ecuaciones 3.2 y 3.3 se dedujeron para objetos rígidos con forma de paralelepípedo, Agbabian *et al.* (1990) las modificaron para objetos de forma arbitraria con un eje de simetría vertical, sustituyendo H por la altura equivalente dada por:

$$H' = (8/3) \frac{H}{(i^2 + r^2)^2} \quad (3.4)$$

donde i es el radio de giro respecto al centroide del objeto y r es la distancia de un extremo de su base al centroide.

Nigbor *et al.* (1995) mostraron que estas ecuaciones funcionan para objetos con dimensiones mayores a 50 cm; para objetos con dimensiones menores a 50 cm, los mismos autores sugieren para evitar volteo que:

Si $0.00 < a_{m\acute{a}x}/g \leq 0.20$ entonces $B/H > 0.20$ (3.5)

Si $0.20 < a_{m\acute{a}x}/g \leq 0.44$ entonces $B/H > 0.44$ (3.6)

Si $0.44 < a_{m\acute{a}x}/g \leq 1.20$ entonces $B/H > 0.51$ (3.7)

3.5 Resumen de las distorsiones de entrepiso que inician y dañan totalmente los elementos estructurales y no estructurales

En las tablas 3.11 y 3.12 se resumen los valores de las distorsiones de entrepiso que se pueden considerar para el inicio del daño y también las que se consideraron para el daño total, así mismo en la tabla 3.13 se resumen los criterios relacionados con la comodidad personal y caída de objetos. Cabe mencionar que para el caso de las estructuras de concreto se consideró como inicio de daño agrietamiento considerable del concreto; sin embargo, existe la posibilidad de considerar la distorsión de entrepiso correspondiente al inicio de la fluencia, autores como Hwang y Hsu (1991) en un estudio de confiabilidad lo han hecho basándose en suponer que el agrietamiento no debilita en gran medida la resistencia de los elementos estructurales.

Tabla 3.11 Distorsiones de entrepiso que inician el daño en diferentes sistemas estructurales

Sistema estructural	Distorsión de entrepiso que inicia el daño	Distorsión de entrepiso para daño total
Marcos de concreto detallados sísmicamente	0.0050	0.0400
Marcos de concreto sin un buen detallado sísmico ^a	0.0073 ^b	0.0217
Losa planas	0.0080 para: $v_g \leq 0.88\sqrt{f_c}$ (psi) ^c 0.0040 para $v_g \geq 1.40\sqrt{f_c}$ (psi) ^c	0.012 si $V_u/V_o=0.45$
Muros de mampostería:		
De piezas macizas	0.0010	0.0060
De piezas tipo panel	0.0010	0.0060
De piezas huecas con refuerzo interior y confinadas por castillos y dalas		0.0060
De piezas huecas con refuerzo interior sin confinar	0.0007	0.0060
De bloques de concreto confinados por castillos y dalas	0.0005	0.0030
De piezas huecas pegadas con mortero pobre ó bien piezas sífco-calcáreas	0.0005 0.0003	0.0050 0.0030
Muros de concreto	0.0015 para $h/b \geq 2.0$ 0.0010 para $h/b < 2.0$	Depende del nivel de carga axial ver figs 3.2 y 3.3
Marcos de acero detallados sísmicamente	0.0055	0.0200
Marcos de acero sin un buen detallado sísmico ^a	0.0074 ^b	0.0298 ^b
Marcos de acero contraventeados con diagonales concéntricas	0.0050	No se determinó
Marcos de acero contraventeados con diagonales excéntricas	0.0040	No se determinó

^a Se trata de estructuras con mayor flexibilidad que las estructuras detalladas sísmicamente.

^b Son distorsiones mayores respecto a los marcos detallados sísmicamente, debido a que se trata de estructuras con menor rigidez. Además, en el caso de las estructuras de acero, éstas se construyeron con conexiones viga columna semirígidas.

3. Evaluación de la vulnerabilidad en términos de la distorsión de entrapiso y ...

^c v_g es el esfuerzo cortante debido a carga gravitacional actuando en la sección crítica de la losa. Los valores de v_g que se presentan en la tabla corresponden a un nivel bajo y a uno alto de carga vertical, por lo que para encontrar la distorsión que inicia el daño correspondiente a valores intermedios de v_g se puede interpolar linealmente entre ambos valores.

Tabla 3.12 Distorsiones de entrapiso que inician el daño en diferentes elementos no estructurales.

Elemento no estructural	Distorsión de entrapiso que inicia el daño	Distorsión de entrapiso para daño total
Muros de mampostería:		
De piezas macizas	0.002	0.0070
De piezas tipo panal	0.002	0.0070
Piezas huecas con refuerzo interior y confinadas por castillos y dalas	0.0017	0.0070
De piezas huecas con refuerzo interior sin confinar	0.0015	0.0040
De piezas de concreto confinadas con dalas y castillos	0.0015	0.0060
Piezas huecas pegadas con mortero pobre y sílico calcáreas	0.0013	0.0040
Muros de tablarroca:		
Con marco de lamina delgada	0.0040	0.0080
Con marco de madera y la tablarroca clavada	0.0020	0.0050
Con marco de madera y la tablarroca clavada y pegada	0.0030	0.0080
Fachadas de vidrio	0.0250 ^a	0.0470 ^a
Fachadas precoladas:		
De desplazamiento horizontal	0.0040	0.0160
De balanceo	>1.5 ^a	>2.0
Plafones:	0.0080 ^b	0.0160 ^b

Nota:

^a Se considera detallado especial

^b Los plafones considerados están formados por piezas ligeras montadas en canales de aluminio

Tabla 3.13 Valores límite de las variables que evitan incomodidad personal y la caída de objetos.

Parámetro a evitar	Límite
Incomodidad personal	$a_{máx} < 0.05g$ (g es la aceleración de la gravedad)
Balanceo de objetos	$a_{máx} / g < B/H$ para $H > 50$ cm
Caída de objetos (para $H > 50$ cm)	$v_{máx} < 10 B / \sqrt{H}$
Caída de objetos (para $H \leq 50$ cm)	Si $0.00 \leq a_{máx} / g \leq 0.20$ entonces $B/H \geq 0.20$ Si $0.20 < a_{máx} / g \leq 0.44$ entonces $B/H \geq 0.44$ Si $0.44 < a_{máx} / g \leq 1.20$ entonces $B/H \geq 0.51$

3.6 Correlación del daño observado en edificios y la distorsión de entrapiso en sismos considerados como de baja a moderada intensidad

En esta sección se estudia la respuesta de edificios, la mayor parte instrumentados o ensayados en laboratorio, para correlacionarla con los criterios de inicio del daño estructural, no estructural, comodidad personal y caída de objetos, recomendados en las secciones anteriores. Los sismos seleccionados para estudiar el comportamiento de los edificios analizados son representativos de aquellos con intensidad baja a moderada. Se inicia con dos edificios

ubicados en el Distrito Federal, se continua con dos edificios en Estados Unidos afectados por el temblor de Loma Prieta en 1989, tomados de Uang y Maarouf (1991), y finalmente se estudian dos modelos a escala natural probados en laboratorio. El sismo de Loma Prieta ocurrió el 17 de octubre de 1989 en las montañas de Santa Cruz Estados Unidos, fue de magnitud 7.1 y causó daños en edificios ubicados en las zonas aledañas al epicentro y en ciudades localizadas hasta 100 km de distancia.

3.6.1 Edificio Jal

El edificio está compuesto por una estructura de 14 niveles y otra anexa de 3, unidas en su cimentación y separadas en los niveles restantes por una junta constructiva. Su estructura es a base de columnas y losas planas reticulares de concreto reforzado; además cuenta con muros de concreto y mampostería. El edificio se localiza en la zona de suelo blando del Distrito Federal, donde el suelo arcilloso alcanza hasta 30 m de espesor. La cimentación está compuesta por un cajón de concreto reforzado desplantado a una profundidad de 3.30 m, que a su vez se apoya sobre pilotes de fricción de 28 m de longitud que atraviesan la primer capa dura.

Durante el sismo del 19 de septiembre de 1985, el edificio sufrió algunos daños en sus elementos estructurales y no estructurales, que consistieron en agrietamientos por cortante en columnas y muros de mampostería, agrietamientos en las losas que evidencian la formación de líneas de fluencia a momento negativo y positivo. El daño sufrido requirió el refuerzo de las columnas interiores con un encamisado y la construcción de tableros de relleno de concreto en los marcos extremos de la dirección más débil anclados sólo en el borde superior a la losa. Las losas no fueron reparadas.

El edificio se instrumentó en noviembre de 1992, desde entonces a la fecha ha experimentado daño en elementos no estructurales, como muros de mampostería ligados a la estructura, aplanados de yeso y plafones. Durante el sismo del 10 de diciembre de 1994 de magnitud $M_w=6.2$, la distorsión máxima promedio registrada fue 0.0035 y la aceleración máxima registrada en el edificio fue de 0.126g, g es la aceleración de la gravedad (Gamboa y Murià, 1996). En el sismo del 14 de septiembre de 1995 de magnitud $M_w=7.3$, la distorsión máxima promedio fue de 0.0047 y la aceleración máxima de 0.133g. Las distorsiones máximas ocurrieron, a la vez, en los niveles 11 y 6 e implican daño no estructural en muros de mampostería que se correlaciona perfectamente con el daño que se observó en una inspección visual (Gamboa y Murià, 1996). Las aceleraciones máximas implican un nivel de comodidad (D) en la escala de Yamada (1975), descrita en la sección 3.4.1 y posiblemente caída de objetos; ambos factores no pudieron ser corroborados con alguna observación ya que el edificio estaba deshabitado en el momento del sismo. Se presentó también, desprendimiento de plafón, probablemente debido a fallas en su colocación.

3.6.2 Edificio ubicado en avenida Chapultepec

El edificio de avenida Chapultepec está localizado muy cerca del edificio Jalapa, en la zona blanda de la ciudad, fue construido entre los años 1971 y 1972. Es una estructura de 16 niveles, un sótano y un cajón de cimentación. La cimentación consta de un cajón de 2.28 m de peralte con muros y contratrabes de concreto, apoyado en pilotes hincados hasta la segunda

capa dura a 40 m de profundidad. A partir del nivel de planta baja se desplanta la superestructura que es de acero A36 a base de marcos, algunos de ellos rigidizados con diagonales en cruz. Las columnas son de cajón y las traveses de alma abierta (armaduras).

En el sismo del 19 de septiembre de 1985 el edificio se comportó satisfactoriamente sin presentar daño estructural, sin embargo, su cimentación sufrió un hundimiento en una de sus esquinas que llegó a ser de 120 cm (Damy, 1991). La magnitud del hundimiento obligó a recimentar el edificio en 1987, anexándole una cimentación con pilotes fuera del edificio pero ligada a la antigua a través de contratrabes postensadas.

El edificio no está instrumentado, así que, su estudio se basa en un análisis de su comportamiento realizado por Damy (1991) con el *RCDF* vigente en ese año. Del modelo matemático construido por Damy se obtuvo un período fundamental de vibración de 1.55 s y para un coeficiente sísmico de 0.4 un desplazamiento máximo de entrepiso de 0.013 %. Durante el sismo del 14 de septiembre de 1995 el edificio sufrió daño en muros de mampostería y tablarroca ambos unidos a la estructura; los muros de tablarroca fueron colocados en una estructura base de madera. Para estimar la respuesta máxima durante el sismo en cuestión, en este trabajo no se contó con la información suficiente para construir un modelo matemático que permitiera analizar el edificio. Sin embargo, su cercanía con el edificio Jalapa permite hacer uso del espectro de respuesta registrado en la vecindad de éste y de los resultados de Damy y así poder tener un estimado de la distorsión que se pudo haber presentado durante el sismo de septiembre de 1995. El procedimiento que se siguió para estimar la máxima distorsión de entrepiso durante el sismo en cuestión fue: de los resultados de Damy (1991) se conoce el periodo del edificio, el coeficiente sísmico de diseño y la distorsión máxima de entrepiso producto de aplicar al edificio las fuerzas laterales correspondientes al coeficiente sísmico de diseño, por tanto, si se supone que el espectro de respuesta en la vecindad del edificio Jalapa es representativo para el edificio de avenida Chapultepec, se puede conocer, haciendo uso del periodo del edificio, el coeficiente sísmico que demandó el sismo de septiembre de 1995, y finalmente para poder estimar la distorsión máxima de entrepiso que demandó este sismo se usó una proporción lineal planteada entre el coeficiente sísmico de diseño y la distorsión máxima de entrepiso calculados por Damy (1991) y el coeficiente sísmico que demandó el sismo de 1995 y la distorsión máxima de entrepiso que se pudo haber demandado este sismo. Aplicando este procedimiento se obtuvo un coeficiente sísmico de 0.12 y una distorsión máxima de entrepiso igual a 0.0039, que implica, como efectivamente existió daño en muros de mampostería y tablarroca. En el cálculo del coeficiente sísmico y de la distorsión de entrepiso se utilizó el componente EW del movimiento por ser el de mayor amplificación.

3.6.3 Edificio San José A

El edificio San José A es un edificio de oficinas, localizado en la ciudad del mismo nombre, en el estado de California Estados Unidos, fue construido en 1976 y está instrumentado. Su cimentación es una losa de concreto desplantada sobre un suelo aluvial y su estructura es de 13 niveles de marcos de acero grado 50, con planta regular.

Durante el sismo de Loma Prieta el edificio San José A sufrió daño en elementos estructurales, no estructurales y hubo gran cantidad de objetos dañados por su caída. El daño se concentró en

los niveles 7 a 11 donde se dañaron muros divisorios, y por su caída escritorios, librerías, archiveros y plantas. La distribución de distorsiones de entrepiso se calcularon con un modelo matemático construido para analizar el edificio, mostró distorsiones superiores a 0.0075, con un máximo en el nivel 11 de 0.0097; justo en ese nivel y en el 12 hubo fluencia de algunas vigas. Rihal (1994) atribuyó, en un estudio para el mismo edificio, el daño no estructural y la caída de objetos, además de las grandes distorsiones de entrepiso, a las altas aceleraciones que se presentaron en esos niveles, que fueron de 0.237g en el nivel 7 hasta 0.387g en azotea. Rihal también observó que, en niveles inferiores donde las distorsiones y aceleraciones registradas disminuyeron, que el daño prácticamente fue nulo, lo mismo sucedió en niveles superiores en que se registraron aceleraciones altas y las distorsiones fueron menores. El daño observado en el edificio estudiado es congruente con las recomendaciones de las secciones anteriores.

3.6.4 Edificio San José B

El edificio San José B es de uso habitacional, y se localizó al igual que el anterior en la ciudad del mismo nombre; fue construido en 1972 y está instrumentado. Su cimentación se desplanta en suelo tipo aluvial, hecha con pilotes presforzados. Su estructura tiene 13 niveles, las cargas gravitacionales las soporta una losa postensada apoyada sobre columnas y las laterales las resiste un sistema de muros de concreto en las direcciones EW y NS. Los materiales que se usaron fueron: concreto con resistencia a la compresión simple de 210 kg/cm² para los muros y de 280 kg/cm² para las losas, acero grado 42 para el refuerzo longitudinal y grado 28 en el resto

En el sismo de Loma Prieta el edificio San José B presentó ligero daño estructural que se describe en seguida. Las distorsiones máximas, referidas a la azotea del edificio, en las direcciones EW y NS fueron 0.0003 y 0.0019 respectivamente. La primera es evidente que no causó ningún daño, la segunda, en la dirección NS, causó agrietamiento en los muros. Un cambio de un 16% en el período del edificio y un análisis inelástico, del que resultó que no hubo fluencia, confirman éste hecho. Lo observado es congruente con las recomendaciones para muros de concreto.

3.6.5 Edificio de mampostería

El edificio es un modelo escala natural de dos niveles, fue probado por Alcocer *et al.* (1993) en el laboratorio del CENAPRED. La estructura representa un edificio típico de interés social en la ciudad de México. Se construyó de mampostería confinada de tabique rojo recocido y en los muros se colocó una sobrecarga de 5 kg/cm², para simular un prototipo de 4 ó 5 niveles.

De la prueba ante cargas laterales alternadas a que se sometió el modelo, resultó que el primer agrietamiento se presentó en un muro del primer nivel a una distorsión, referida del segundo nivel a la base, de 0.0013, aplicando las recomendaciones de la sección 3.2.4 se obtiene 0.0012; que se correlaciona en forma adecuada.

3.6.6 Edificio de 7 niveles de concreto

Es un modelo de concreto a escala natural de un edificio de 7 niveles, fue construido y probado en el proyecto de investigación conjunta entre Estados Unidos y Japón. A este edificio se hizo referencia en la sección 3.2.3, misma en la que se describe de forma general. El modelo además de ser usado para observar el comportamiento de sus elementos estructurales, también tenía colocados elementos no estructurales. Los que interesan en esta sección para corroborar las recomendaciones adoptadas en el capítulo IV son los muros de tablarroca, montados en marcos de metal formados por perfiles de lámina delgada, con aberturas de puertas y las ventanas con soporte flexible. De la prueba ante cargas laterales se obtuvo que aparecieron grietas que rodearon a los marcos de las puertas colocadas en los muros de tablarroca para una distorsión de entrepiso de 0.004 y en las ventanas el daño apareció para valores de la distorsión de entrepiso entre 0.008 y 0.014. En ambos casos los valores correlacionan de manera adecuada con los recomendados.

3.6.7 Edificio de 6 niveles de acero

Este edificio, al igual que el edificio de la sección anterior, es un modelo a escala natural de 6 niveles, el cual fue construido y ensayado en el proyecto de investigación conjunta Estados Unidos Japón. Se trata de un edificio de planta cuadrada con tres marcos en cada dirección, claros de 7.5 m, con altura en el primer entrepiso de 4.5 m y en los cinco restantes de 3.4 m. Al modelo le fueron colocadas en dos de los marcos diagonales concéntricas y excéntricas y después fue sometido, a movimientos sísmicos; los detalles completos de esta investigación se encuentran en Foutch (1987a y 1987b). Los resultados de las pruebas realizadas indicaron que en el caso de las diagonales concéntricas se inicia su daño a una distorsión de 0.0055, y en el caso de las diagonales excéntricas la distorsión que inicia su daño es 0.0039. Comparando estas distorsiones con las recomendadas en la sección 3.2.6 resultan ser congruentes.

3.7 Evaluación de la vulnerabilidad

En estudios de vulnerabilidad (Rojahn,1986; Jara *et al.*, 1989;Ordaz *et al.*,1989 y Miranda *et al.*,1996) se ha encontrado que las funciones para evaluar el valor esperado del daño tienen, esquemáticamente, la forma de la letra *s*. Para describir dicha forma Ordaz *et al.* (1989) propusieron la función de densidad de probabilidad lognormal acumulada, posteriormente Miranda *et al.* (1996) propusieron otro funcional más sencillo para el mismo fin y será el que se use en este estudio. De acuerdo con Miranda *et al.* (1996) la función para evaluar el valor esperado del daño en el *j*-ésimo entrepiso de un edificio dada una ordenada espectral es:

$$E(D_j|S_a) = 1 - 0.5^{\eta_j} \quad (3.8)$$

donde η se define como:

$$\eta_j = \left(\frac{\gamma_j}{\gamma^*} \right)^{\alpha^*} \quad (3.9)$$

y γ^* y α^* son parámetros que se calculan a partir de la distorsión que inicia el daño, γ_{en} , y la distorsión que causa daño total, γ_U , que un sistema estructural o elemento no estructural soporta. La distorsión que inicia el daño se ha denotado ahora como, γ_{en} , con el fin de generalizar y no hacer distinción en el tipo de daño que se genera para establecer dicha distorsión; por ejemplo si es un agrietamiento considerable, en el caso de sistemas estructurales a base de marcos o muros de concreto, o si es el inicio de la fluencia, en el caso de un sistema estructural a base de marcos de acero. γ_j es la distorsión demandada en el j-ésimo entrepiso, la cual depende de la aceleración espectral, S_a . El procedimiento para calcular la distorsión demandada, γ_j , se desarrolla en el capítulo siguiente.

La ec. 3.8 representa una función adimensional que varía entre cero y uno, un valor de cero implica daño nulo y un valor de uno implica daño total. Evidentemente, valores mayores a cero y menores a uno representan, respectivamente, estados de daño intermedios entre el daño nulo y el daño total.

Con el fin de ejemplificar el uso de las ecuaciones anteriores para evaluar el daño se tomaron los casos de un edificio construido a base de marcos de concreto con un excelente detallado sísmico, y el de un elemento no estructural construido con mampostería de piezas macizas, graficando en las figs. 3.5 y 3.6 las correspondientes funciones del valor esperado del daño.

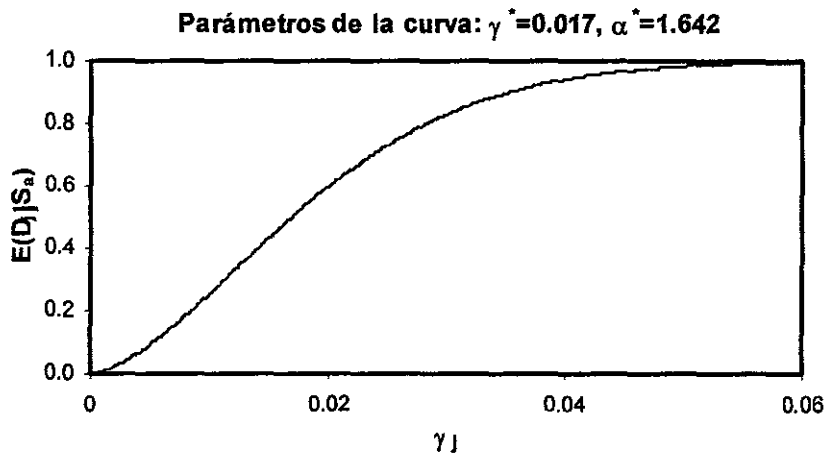


Fig. 3.5 Curva de vulnerabilidad correspondiente a un sistema estructural a base de marcos de concreto con excelente detallado sísmico.

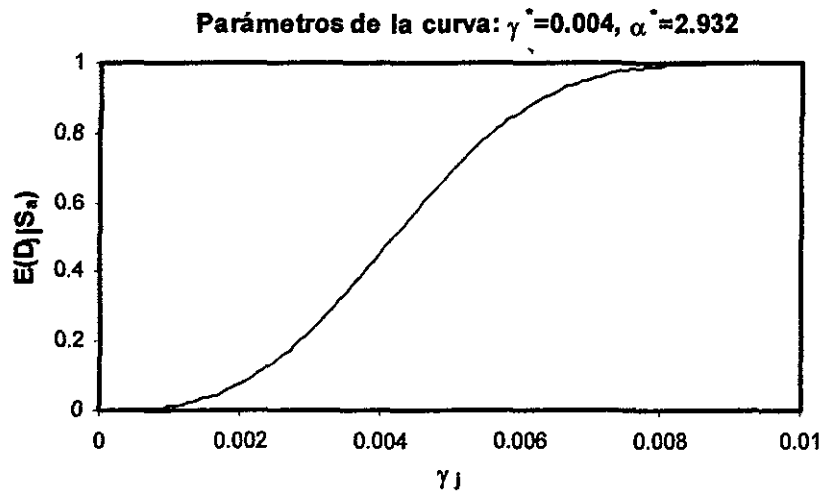


Fig. 3.6 Curva de vulnerabilidad correspondiente a un elemento no estructural construido con muros de mampostería hecha con piezas macizas.

REFERENCIAS

- ACI-ASCE Committee 352a (1985). "Recommendations for design of beam-column joints in monolithic reinforced concrete structures," *ACI Structural Journal*, Vol. 82, No. 3, pp. 266-283.
- ACI-ASCE Committee 352b (1988). "Recommendations for design of slab-column connections in monolithic reinforced concrete structures," *ACI Structural Journal*, Vol. 85, No. 5, pp. 675-696.
- Agbabian, M. S., Masri, F.S. and Nigbor, R. L. (1990). "Evaluation of seismic mitigation measures of art objects," *The Getty Conservation Institute*, Marina del Rey, California.
- AISC (1992). "*Seismic provisions for structural steel buildings*," Chicago Illinois.
- Alcocer, S. M. (1991). "Reinforced concrete frame connections rehabilitated by jacketing," *Ph. D. Thesis*, University of Texas at Austin.
- Alcocer, S. M., Sánchez, T. A. y Meli, R. (1993). "Comportamiento de la estructura tridimensional de mampostería confinada de dos niveles del CENAPRED," *Reporte para el INFONAVIT*.
- Alcocer, S. M., Meli, R., Sánchez, T. A. y Flores, L. E. (1994a). "Comportamiento ante cargas laterales de sistemas de muros de mampostería con diferentes grados de acoplamiento a flexión," *CENAPRED, Cuaderno de Investigación*, No. 17, pp. 53-76.
- Alcocer, S. M., Sánchez, T. A., Vázquez del Mercado, R. y Diaz, R. R. (1994b). "Comportamiento de muros de mampostería confinada con distintos tipos de refuerzo horizontal," *CENAPRED, Cuaderno de Investigación*, No. 17, pp. 77-94.
- Algan, S. M. (1982). "Drift and damage considerations in earthquake-resistant of reinforced concrete buildings," *Ph. D. Thesis*, University of Illinois at Urbana Champaign.
- Behr, A. R., Belarbi, A. Brown, A. (1995a). "Seismic performance of architectural glass in store front wall system," *Earthquake Spectra, EERI*, Vol. 11, No. 3, pp.367-391.
- Behr, A. R., Belarbi, A. and Culp, J. H. (1995b). "Dynamic racking test of curtain wall glass elements with in-plane motions," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 24, No3, pp. 1-14.
- Bertero, V. V., Krawinkler, H. and Popov, E. P. (1973). "Further studies on seismic behavior of steel beam-column subassemblages," *Report No. UCB/EERC/73-27, Earthquake Engineering Research Center*, University of California at Berkeley.

Bertero, V. V., Anderson, J., Krawinkler, H. and Miranda, E. (1991). "Review of the state of the practice and state of the art in ductility and drift based earthquake-resistant design of buildings," *Report No. UCB/EERC/91-15, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley.*

Blackman, B. and Popov, E. P. (1995). "Studies in steel moment resisting beam-to-column connections for seismic-resistant design," *Report No. UCB/EERC/95-11, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley.*

Bolong, Z. and Yuzhou, C. (1991). "Behavior of exterior reinforced concrete beam-column joints subjected to bidirectional cyclic loading," *American Concrete Institute, Special Publication SP-123, pp. 69-77.*

Cheung, P. C., Paulay, T. and Park, R. (1989). "Interior and exterior reinforced concrete beam-column joints of a prototype two-way frame with floor slab designed for earthquake resistance," *Research Report No. 89-2, University of Canterbury, New Zealand.*

Chopra, A. K. (1995). "Dynamics of structures theory and applications to earthquake engineering," Editorial Prentice Hall.

Damy, J. (1991). "Dictamen estructural del edificio Chapultepec."

Engelhardt, M. D. and Husain, A. S. (1992). "Cyclic test on large scale steel moment-connections," *Report PMFSEL No. 92-2, Phil M. Ferguson Structural Engineering Laboratory, The University of Texas at Austin.*

Evans, D. A., Kennet, E. S., Holmes, W. T. and Ramírez, F. J. (1988). "Glass damage in the September 19, 1985 Mexico city earthquake," *Report to the National Science Foundation.*

Fiorato, A. E., Oesterle, R. G. and Corley, W. G. (1983). "Behavior of earthquake resistant structural wall before and after repair," *ACI Structural Journal, Vol. 82, No.4, pp. 403-413.*

Foutch, D. A., Goel, S. C. and Roeder, C. W. (1987a). "Seismic testing of full-scale steel building part I," *Journal of Structural Engineering ASCE, Vol.113, No. 11, pp. 2111-2129.*

Foutch, D. A., Goel, S. C. and Roeder, C. W. (1987b). "Seismic testing of full-scale steel building part II," *Journal of Structural Engineering ASCE, Vol. 113, No. 11, pp. 2130-2145.*

Gamboa, V. J. y Murià, D. (1996). "Cálculo de la respuesta estructural del edificio Jal ante el sismo de Copala," *Memorias del Congreso X de Ingeniería Estructural, Mérida, Yucatán, pp. 277-286.*

Hernández, O. y Meli, R. (1975). "Efectos de hundimientos diferenciales en construcciones a base de muros de mampostería," *Series del Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, No. 350.*

Hernández, O. y Meli, R. (1976). "Modalidades de refuerzo para mejorar el comportamiento sísmico de muros de mampostería," *Series del Instituto de Ingeniería*, Universidad Nacional Autónoma de México, No. 382.

Hwang, H.H.M. and Hsu, H-M. (1991). "A study of reliability criteria for seismic design of reinforced concrete buildings," *Report No. NCEER-91-0023*, State University of New York at Buffalo.

Hwang, J. S. and Moehle, J. P. (1990). "An experimental study of flat-plate structures under vertical and lateral loads," *Report No. UCB/SEMM 90-11, Structural and Engineering Mechanical and Materials Laboratory*, University of California at Berkeley.

Ishiyama, Y. (1982). "Motions of rigid bodies and criteria for overturning by earthquake excitations," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 10, pp. 635-650.

Jara, M., Aguilar, J., Guerrero, J.J. e Iglesias, J. (1989). "Vulnerabilidad sísmica de la ciudad de México," *Memoria del VIII Congreso de Ingeniería Sísmica*, Acapulco Gro., México, pp. D76-D86.

Krawinkler, H., Bertero, V. V. and Popov, E. P. (1971). "Inelastic behavior of steel beam-to-column subassemblages," *Report No. UCB/EERC/71-7, Earthquake Engineering Research Center*, University of California at Berkeley.

Krawinkler, H. (1978). "Shear in beam-column joints in seismic design of steel frames," *Engineering Journal AISC*, Vol. 15, No. 3, pp. 82-91.

Kurose, Y., Guimaraes, G. N., Liu, Z., Kreger, M. E. and Jirsa, J. O. (1988). "Study of reinforced concrete beam-column joints under uniaxial and biaxial loading," *Report No. 88-2 Phil M. Ferguson Laboratory*, The University of Texas at Austin.

Lee, S. J. and Lu, L. W. (1989). "Cyclic test of full-scale composite joint subassemblages," *Journal of Structural Engineering ASCE*, Vol. 115, No. 8, pp. 1977-1998.

Lefas, I. D., Kotsovos, D. M. and Ambreseys, N. N. (1990). "Behavior of reinforced concrete structural wall: strength deformation characteristics and failure mechanism," *ACI Structural Journal*, Vol. 87, No. 1, pp. 23-31.

Leon, R. and Jirsa, J. O. (1986). "Bidirectional loading of R. C. beam-to-column joints," *Earthquake Spectra*, Vol. 2, No. 3, pp. 537-564.

Meli, R. (1975). "Comportamiento sísmico de muros de mampostería," *Series del Instituto de Ingeniería*, Universidad Nacional Autónoma de México, No. 352.

Meli, R. (1982). "Control of earthquake damage in buildings with masonry walls," *Proceedings 6IBMAC*, Rome, Italy, pp. 1021-1032.

- Meli, R. (1994). "Mampostería estructural. La práctica, la investigación y el comportamiento sísmico observado en México," *CENAPRED, Cuaderno de Investigación* No. 17, pp. 53-76.
- Miranda, E., Ordaz, M., Alonso, J. y Montoya, C. (1996). "Evaluación simplificada del riesgo sísmico de edificios en la ciudad de México, volumen 2: Metodología," Reporte elaborado para el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México y la Asociación Mexicana de Instituciones de Seguros.
- Moehle, J. P. and Diebold, J. W. (1984). "Experimental study of the seismic response of a two-story flat-plate structure," *Report No. UCB/EERC/84-08, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley.*
- Nigbor, R. L., Masri S. F. and Agbabian M. S. (1995). "Seismic vulnerability of small rigid objects," *Proceedings 5th National Conference on Earthquake Engineering, United States*, pp. 725-730.
- Oesterle R. G., Aristizabal, J. D., Shiu, K. N. and Corley, W. G. (1984). "Web crushing of reinforced concrete structural walls," *ACI Structural Journal*, Vol. 83, No.3, pp. 231-241.
- Oliva, M. G. (1990). "Racking behavior of wood-framed gypsum panels under dynamic load," *Report No. UCB/EERC/ 85-06, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley.*
- Ordaz, M., Jara, M., y Singh, S.K. (1989). "Riesgo sísmico y espectros de diseño para el estado de Guerrero," Informe del Instituto de Ingeniería y el de Geofísica de la Universidad Nacional Autónoma de México y de la Fundación Javier Barros Sierra A. C. al Gobierno del Estado de Guerrero.
- Otani, S. (1991). "The architectural institute of Japan (AIJ). Proposal of the ultimate strength design requirements for RC buildings with emphasis on beam-column joints," *Special Publication SP-123, American Concrete Institute*, pp. 125-144.
- Pan, A. and Moehle, J.P. (1988). "Reinforced concrete flat plates under lateral loading: an experimental study including biaxial effects," *Report No. UCB/EERC/ 88-16, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley.*
- Pan, A. and Moehle, J. P. (1989). "Lateral displacement ductility of reinforced concrete flat plates," *ACI Structural Journal*, Vol. 86, No. 3, pp. 250-258.
- Pan, A. and Moehle, J. P. (1992). "An experimental study of slab-column connections," *ACI Structural Journal*, Vol. 89, No. 6, pp. 626-638.
- Park, R. and Milburn, J. R. (1983). "Comparison of recent New Zealand and United States seismic design provisions for reinforced concrete beam-column joints and test results form four units designed according to the New Zealand code," *Bulletin of the New Zealand Society on Earthquake Engineering*, Vol. 16, No. 1, pp. 3-24.

- Paulay, T. (1985). "The design of ductile reinforced concrete structural walls for earthquake resistance," *Earthquake Spectra, EERI*, Vol. 2, No. 4, pp. 783-823.
- Paulay, T. and Piestley, M. J. N. (1992). "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings," John Wiley and Sons, Inc.
- Popov, E. P., Amin, R. N., Louie, J. C. J. and Stephen, R. M. (1985). "Cyclic behavior of large beam-column assemblies," *Earthquake Spectra, EERI*, Vol.1, No.2, pp. 203-238.
- Reglamento de las Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias* (1993). Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal.
- Rihal, S. S. (1980). "Racking test of nonstructural building partitions," *Report No. ARCE R80/01, Architectural Engineering Department, California Polytechnic State University at San Luis Obispo.*
- Robertson, I. N. and Durrani, A. J. (1991). "Gravity load effect and seismic behavior of exterior slab-column connections," *ACI Structural Journal*, Vol. 88, No. 3, pp. 255-267.
- Robertson, I. N. and Durrani, A. J. (1992). "Gravity load effect and seismic behavior of interior slab-column connections," *ACI Structural Journal*, Vol. 89, No. 1, pp. 37-45.
- Rodríguez, M. y Santiago, S. A. (1993). "Ensayes ante cargas laterales cíclicas de una estructura de losa plana reticular," *Series del Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México*, No. 558.
- Rojahn, C. *et al.* (1986). "Earthquake damage and loss evaluation for California," *Earthquake Spectra, EERI*, Vol. 2, No. 4, pp. 767-782.
- Tsai, K. C. and Popov, E. P. (1990). "Seismic panel zone design effect on elastic story drift in steel frames," *Journal of Structural Engineering ASCE*, Vol. 116, No.12, pp. 3285-3301.
- Uang, C.-M. and Bertero, V. V. (1989). "UBC seismic serviceability regulations: critical review," *Journal of Structural Engineering ASCE*, Vol. 117, No. 7, pp. 2055-2069.
- Uang, C.-M. and Maarouf, A. (1991). "An investigation of UBC serviceability requirements from building responses recorded during the Loma Prieta earthquake," *Report No. CE-91-06, Department of Civil Engineering, Northeastern University, Boston Massachusetts.*
- United States/Japan Joint Technical Coordinating Committee (1984). "Interim summary report on test of 7-story RC building," *Journal of Structural Engineering ASCE*, Vol. 110, No. 10, pp. 2393-2411.
- Wang, M. L. (1986). "Nonstructural element test phase. U.S./Japan cooperative project on full scale steel test frame," *Center for Environmental Design Research, University of California at Berkeley*

Whittaker, A. S., Uang, C.-M. and Bertero, V. V. (1990). "An experimental study of the behavior of dual steel systems," *Report No. UCB/EERC/88-14, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley.*

Wight, J. K. (1984). "Earthquake effects on reinforced concrete structures U.S.-Japan research," *Special Publication SP-84, ACI.*

CAPÍTULO IV

EVALUACIÓN APROXIMADA DE LA DISTORSIÓN DE ENTREPISO

4.1 Introducción

En este capítulo se describe un procedimiento desarrollado por Miranda (1998) para la estimación rápida de la distorsión de entrepiso, aplicable a estructuras donde gobierna el primer modo de vibrar en traslación horizontal. Dicho procedimiento, tiene su base en una ecuación diferencial desarrollada por Heidebrecht y Strafford-Smith (1973) y considera tanto el comportamiento elástico como el inelástico de las estructuras, sin embargo, en este estudio únicamente se hace uso del procedimiento para estimar la distorsión de entrepiso de forma elástica. Miranda (1998) también supone que la rigidez lateral de la estructura es constante con la altura, por lo que en este capítulo se presenta un estudio del efecto de la variación de la rigidez lateral de la estructura con la altura en la estimación de la distorsión de entrepiso.

4.2 Modelo simplificado de un edificio de varios niveles

Las deformaciones laterales de un edificio son generalmente una combinación de deformaciones debidas a cortante y deformaciones debidas a flexión. Blume (1968) considerando la combinación de deformaciones de cortante y flexión en edificios a base de marcos, propuso el parámetro ρ , definido como el cociente entre la suma de las rigideces a flexión de las vigas y la suma de las rigideces a flexión de las columnas de un nivel dado. Este parámetro es una medida de la rigidez relativa entre vigas y columnas y controla el grado de participación de las deformaciones por cortante y por flexión en la deformada lateral del sistema estructural. Los valores extremos de ρ , cero e infinito, representan una estructura deformándose en flexión y cortante, respectivamente. Valores intermedios de ρ representan marcos que combinan deformaciones por flexión y cortante.

En el procedimiento presentado por Miranda (1998) las estructuras se modelan como una combinación de vigas en voladizo a flexión y cortante; el modelo estructural se muestra en la fig. 4.1. Este modelo fue propuesto por Khan y Sbarounis (1964), para estudiar la interacción de muros y marcos, en donde la repartición de cortantes laterales se hacia de manera iterativa. Posteriormente Heidebrecht y Strafford-Smith (1973) derivaron la ecuación diferencial que gobierna el comportamiento de sistemas a flexión y cortante, llegando a soluciones cerradas

para calcular desplazamientos laterales, momentos flexionantes y fuerzas cortantes, considerando una distribución de carga triangular invertida.

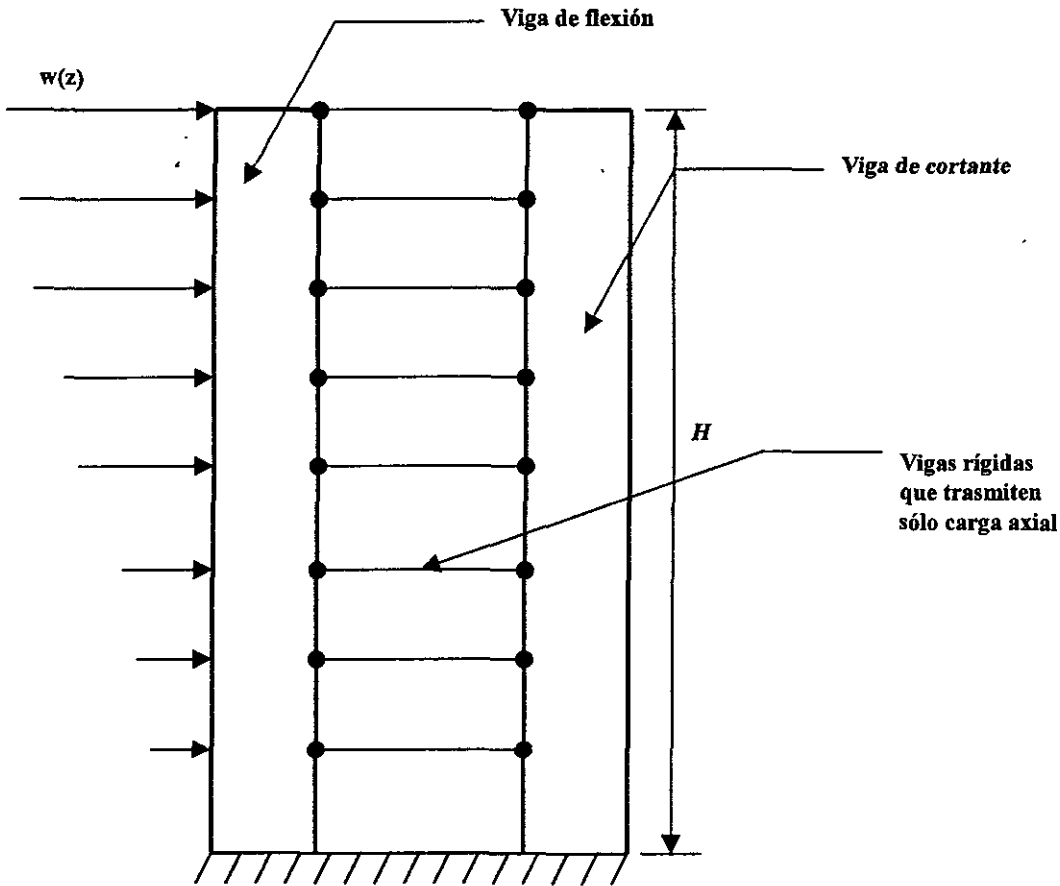


Fig. 4.1 Modelo estructural considerado por Miranda (1998) para estimar de manera simplificada las distorsiones de entrepiso.

Si el sistema combinado es sujeto a una fuerza lateral distribuida por unidad de longitud $w(z)$, entonces la ecuación diferencial del sistema está dada por (Heidebrecht y Strafford-Smith, 1973):

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} - GA \frac{d^2 y}{dz^2} = w(z) \quad (4.1)$$

donde: y es el desplazamiento lateral del sistema combinado, EI es la rigidez a flexión de la viga a flexión y GA es la rigidez a cortante de la viga a cortante. Dividiendo la ec. 4.1 por EI se tiene:

$$\frac{d^4 y}{dz^4} - \frac{\alpha^2}{H^2} \frac{d^2 y}{dz^2} = \frac{w(z)}{EI} \quad (4.2)$$

donde:

$$\frac{\alpha^2}{H^2} = \frac{GA}{EI} \quad (4.3)$$

siendo: H la altura total del edificio. De forma similar al parámetro propuesto por Blume, el parámetro α controla la participación de las deformaciones por flexión y cortante. Un valor de α igual a cero representa una estructura que se deforma lateralmente como una viga a flexión y un valor de α que tiende a infinito representa una estructura que se deforma lateralmente como una viga a cortante. Valores de α intermedios representan modelos de estructuras integrados por la suma de dos subsistemas, de los cuales uno se deforma en flexión y otro en cortante.

4.3 Análisis sísmico aproximado

En el análisis modal espectral de un edificio, el valor máximo del desplazamiento lateral en el nivel j , u_j , y el desplazamiento relativo de entrepiso, Δ_j , producto de la contribución del n -ésimo modo de vibrar están definidos por (Chopra, 1995):

$$u_{jn} = \Gamma_n \phi_{jn} D_n \quad (4.4)$$

$$\Delta_{jn} = \Gamma_n (\phi_{jn} - \phi_{j,n-1}) D_n \quad (4.5)$$

donde: ϕ_{jn} es el valor de la forma del n -ésimo modo en el nivel j , D_n es el desplazamiento espectral correspondiente al periodo de vibrar T_n y Γ_n es el factor de participación modal definido como:

$$\Gamma_n = \frac{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{jn}}{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{jn}^2} \quad (4.6)$$

en esta ecuación m_j es la masa del nivel j y N es el número de niveles del edificio.

El método de Miranda (1998) hace las siguientes simplificaciones: 1) se considera únicamente la contribución del primer modo en traslación horizontal, 2) la distribución de las masas de cada nivel es uniforme en la altura del edificio, 3) para calcular el factor de participación modal, la forma modal se aproxima con la solución de la ec. 4.2, 4) EI y GA se suponen constantes con la altura, y 5) se considera, para fines de este estudio, únicamente comportamiento elástico. Con estas simplificaciones se tiene que:

$$u_j = \beta_1 \Psi_j S_d \quad (4.7)$$

$$\Delta_j = \beta_1 (\Psi_j - \Psi_{j-1}) S_d \quad (4.8)$$

donde: β_1 es una aproximación del factor de participación modal, Ψ_j es el valor de la forma modal en el j-ésimo nivel, y S_d es el desplazamiento espectral correspondiente al periodo de vibrar T_1 . El factor de participación modal aproximado es:

$$\beta_1 = \frac{\sum_{j=1}^N \Psi_j}{\sum_{j=1}^N \Psi_j^2} \quad (4.9)$$

siendo:

$$\Psi_j = \frac{y(z_j)}{y(H)} \quad (4.10)$$

donde: $y(z_j)$ es el desplazamiento lateral en el j-ésimo nivel y $y(H)$ es el desplazamiento de azotea, ambos se calculan con la ec. 4.2.

Con el fin de considerar distintas distribuciones de carga lateral en la solución de la ec. 4.2, Miranda (1998) consideró una distribución definida por:

$$w(z) = w_{m\acute{a}x} \frac{1 - e^{-az/H}}{1 - e^{-a}} \quad (4.11)$$

donde: $w_{m\acute{a}x}$ es la intensidad de la carga distribuida a nivel de azotea y a es un parámetro adimensional que controla la forma de carga lateral; $a=0.01$ para una carga triangular invertida, $a=2.13$ para una carga aproximadamente parabólica y $a=2000$ para una carga uniformemente distribuida.

Considerando la función de carga de la ec. 4.11, la solución de la ec. 4.2 es:

$$\Psi(z) = \frac{C_1 \sinh\left(\alpha \frac{z}{H}\right) + C_2 \cosh\left(\alpha \frac{z}{H}\right) + C_3 e^{-az/H} + C_4 \left(\frac{z}{H}\right)^2 + C_5 \left(\frac{z}{H}\right) + C_6}{C_1 \sinh\alpha + C_2 \cosh\alpha + C_3 e^{-a} + C_4 + C_5 + C_6} \quad (4.12)$$

donde las constantes C_1 a C_6 son:

$$C_1 = \frac{\alpha^2 e^{-a} - a^2 e^{-a} - a^3 + a\alpha^2 - \alpha^2}{a\alpha^3 (a^2 - \alpha^2)} \quad (4.13)$$

$$C_2 = \frac{a^2 e^{-a} - \alpha^2 e^{-a} + a^3 - a\alpha^2 + \alpha^2}{a\alpha^3 (a^2 - \alpha^2)} \frac{\sinh\alpha}{\cosh\alpha} + \frac{\alpha^2 e^{-a} + a^2 - \alpha^2}{a^4 (a^2 - \alpha^2)} \frac{1}{\cosh\alpha} \quad (4.14)$$

$$C_3 = \frac{-1}{a^2(a^2 - \alpha^2)} \quad (4.15)$$

$$C_4 = \frac{-1}{2\alpha^2} \quad (4.16)$$

$$C_5 = \frac{a^2 e^{-a} - \alpha^2 e^{-a} + a^3 - a\alpha^2}{a\alpha^2(a^2 - \alpha^2)} \quad (4.17)$$

$$C_6 = \frac{\alpha^2 e^{-a} - a^2 e^{-a} - a^3 + a\alpha^2 - \alpha^2}{a\alpha^3(a^2 - \alpha^2)} \frac{\operatorname{senh}\alpha}{\operatorname{cosh}\alpha} - \frac{\alpha^2 e^{-a} + a^2 - \alpha^2}{4(a^2 - \alpha^2)} \frac{1}{\operatorname{cosh}\alpha} + \frac{1}{a^2(a^2 - \alpha^2)} \quad (4.18)$$

4.4 Estimación del desplazamiento máximo de azotea

Dado que la forma modal Ψ_j esta normalizada respecto al nivel de azotea, entonces el desplazamiento máximo de azotea es:

$$u_N = \beta_1 S_d \quad (4.20)$$

en esta ecuación el factor β_1 , es una aproximación del factor de participación del modo fundamental de vibración. β_1 también se puede ver como un factor de amplificación del desplazamiento espectral para obtener una estimación del desplazamiento máximo de azotea.

4.5 Estimación de la distorsión de entrepiso

Para un modelo continuo como el que está asociado a la ec. 4.2, la rotación en cualquier punto de su altura se calcula como la derivada de su deformada, la cual se puede tomar como una aproximación de la distorsión de entrepiso en un modelo real de un edificio, es decir que:

$$\gamma_j = \frac{\Delta_j}{h_j} \approx \frac{dy(z_j)}{dz} \quad (4.21)$$

donde: z_j es la altura hasta el nivel j y h_j es la altura de entrepiso.

La distorsión del j -ésimo entrepiso también se puede escribir como:

$$\gamma_j = \frac{dy(z_j)}{dz} = \beta_{2j} \frac{u_N}{H} \quad (4.22)$$

donde U_N/H es la distorsión de azotea y β_{2j} es un factor que relaciona la distorsión de azotea con la correspondiente del j -ésimo entrepiso. Este factor está definido, de acuerdo a Miranda (1998), por:

$$\beta_{2j} = \frac{dy(z)}{dz} \frac{H}{y(H)} = \frac{C_1 \alpha \cosh\left(\alpha \frac{z}{H}\right) + C_2 \alpha \sinh\left(\alpha \frac{z}{H}\right) - C_3 \alpha e^{-\alpha z/H} + 2C_4 \left(\frac{z}{H}\right) + C_5}{C_1 \sinh \alpha + C_2 \cosh \alpha + C_3 e^{-\alpha} + C_4 + C_5 + C_6} \quad (4.23)$$

Finalmente la ec. 4.22 se puede reescribir, si $S_d = S_a T^2 / 4\pi^2$ y haciendo que T sea el periodo correspondiente al modo fundamental de vibrar, como:

$$\gamma_j = \beta_1 \beta_{2j} \frac{T^2 S_a}{H 4\pi^2} \quad (4.24)$$

Miranda (1998) mostró que β_1 es prácticamente independiente del tipo de distribución de carga lateral. Mientras que β_{2j} se ve ligeramente influenciado por el tipo de carga que se elija, particularmente para edificios cuya deformación lateral se asemeja a la de una viga de cortante.

El valor de α varía, según Miranda (1998), entre 0.0 y 2.0 para estructuras a base de muros de cortante, entre 1.5 y 5.0 para sistemas que resisten las fuerzas laterales a base de muros de cortante y marcos y entre 8.0 y 16.0 para sistemas estructurales a base de marcos. El mismo autor recomienda usar $\alpha=0.1$ para sistemas estructurales a base de muros de cortante, $\alpha=4.0$ para sistemas a base de muros de cortante y marcos y $\alpha=12.0$ para sistemas estructurales a base de marcos.

En la fig. 4.2 se muestra el valor de β_1 para distintos valores del parámetro α y en la fig. 4.3 se hace lo mismo para β_{2j} , en ambos casos se considera una carga triangular invertida.

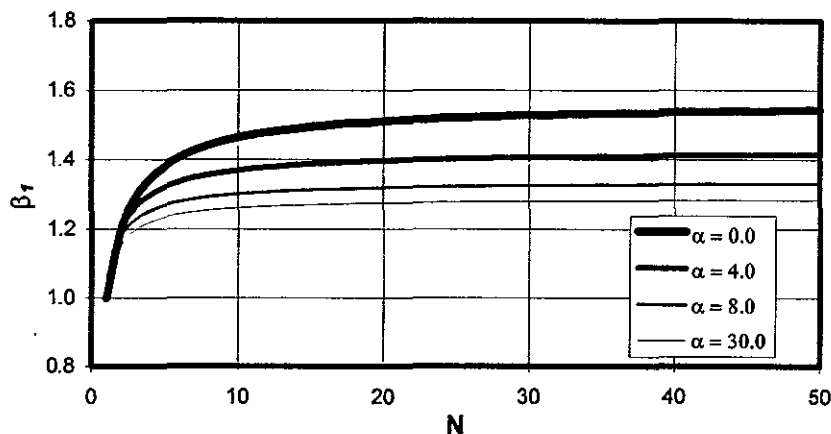


Fig. 4.2 Valores de β_1 para distintos valores de α .

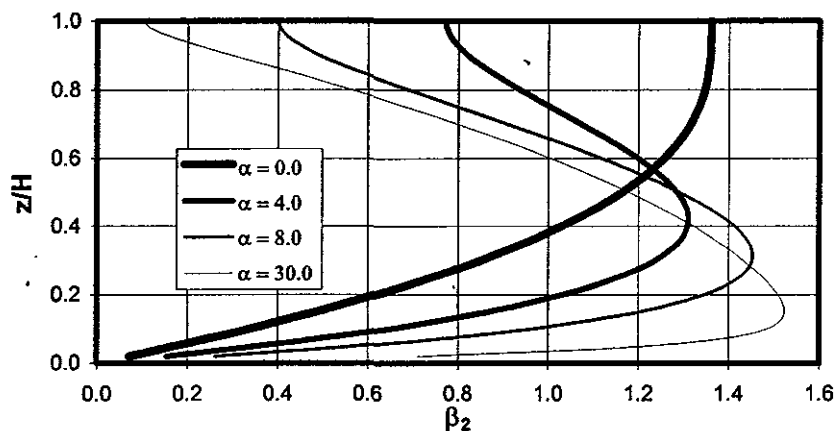


Fig. 4.3 Variación del factor β_2 para diferentes valores de α .

4.6 Efecto de la variación de la rigidez lateral con la altura en la estimación de la distorsión de entrepiso

4.6.1 Casos considerados en el estudio del efecto de la variación de la rigidez lateral con la altura en la estimación de la distorsión de entrepiso

De acuerdo con las secciones anteriores los factores que controlan la estimación de la distorsión de entrepiso en edificios con comportamiento elástico lineal y donde gobierna el primer modo de vibrar en traslación horizontal, son los factores β_1 y β_2 . Por tanto, en esta sección se estudia la variación de estos dos factores en función del cambio de la rigidez lateral con la altura.

Considerando que la variación de la masa con la altura sigue siendo uniforme aún con el cambio de rigidez lateral con la altura y suponiendo además que, la relación $GA(z)/EI(z)$ permanece constante, la ec. 4.2 se puede reescribir como:

$$\frac{d^4 y}{dz^4} - \frac{\alpha^2}{H^2} \frac{d^2 y}{dz^2} = \frac{w(z)}{EI(z)} \quad (4.25)$$

Para estudiar el efecto de la variación de la rigidez lateral con la altura en los factores β_1 y β_2 , se consideraron valores de α igual a cero, es decir, un modelo de flexión, α tendiendo a infinito, asociado a un modelo de cortante y α igual a doce, que corresponde a un modelo combinado flexión cortante. En el caso del modelo a flexión la ec. 4.25 se transforma en:

$$EI(z) \frac{d^4 y}{dz^4} = w(z) \quad (4.26)$$

Mientras que para el modelo de cortante la ec. 4.25 se convierte en:

$$GA(z) \frac{d^2 y(z)}{dz^2} = w(z) \quad (4.27)$$

La solución de las ecs. 4.26 y 4.27, para obtener los valores de los factores β_1 y β_{2j} , se hizo numéricamente. Cuando α es igual a doce la configuración deformada y los valores de β_1 y β_{2j} se obtienen de la solución cerrada de la ec. 4.25, para un tipo de carga y distribución de rigidez lateral con la altura que se define en seguida.

Las distribuciones de carga y rigidez lateral que se consideraron fueron:

- Una distribución de carga lateral triangular invertida, esta carga corresponde a un valor del parámetro a de la ec. 4.11 igual a 0.01 y se muestran en la fig. 4.4;
- Una distribución lineal (fig.4.5) y una parabólica (fig.4.6) para los modelos de flexión y cortante, y una distribución tipo exponencial dada por:

$$EI_{m\acute{a}x} e^{(-\phi \frac{z}{H})} \quad (4.28)$$

para el modelo de flexión cortante; esta distribución se muestra en la fig. 4.7 y se seleccionó porque permite la solución cerrada de la ec. 4.25, y por tanto, permite también, mostrar fácilmente el efecto de la variación de la rigidez lateral con la altura en los factores β_1 y β_{2j} . En ningún caso se redujo la rigidez lateral en 100%, ya que no existen edificios con rigidez nula en el último entrepiso.

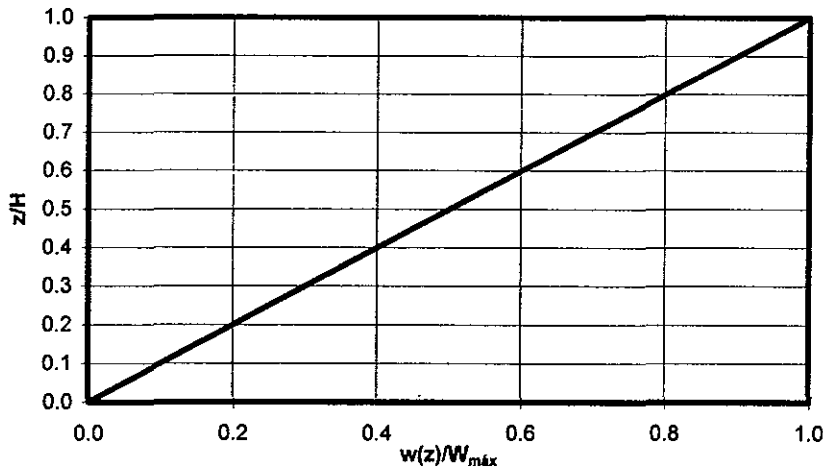


Fig. 4.4 Distribución de carga lateral considerada en el estudio del efecto de la variación de la rigidez lateral con la altura en los factores β_1 y β_{2j} .

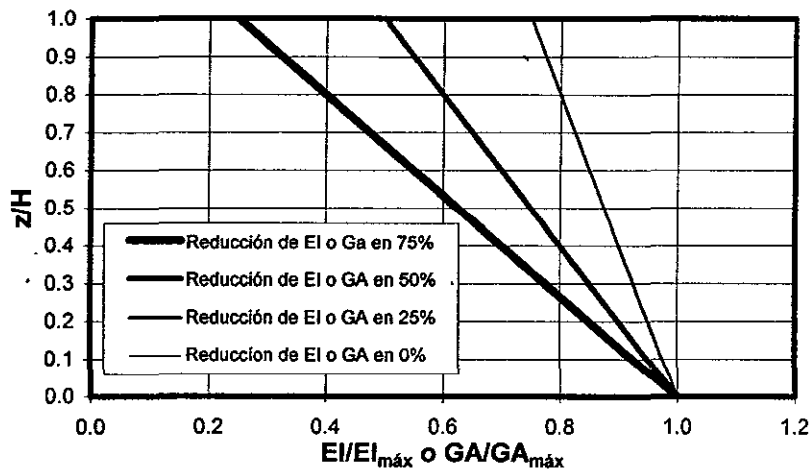


Fig. 4.5 Distribución lineal de la rigidez lateral considerada en el estudio del efecto de la variación de la misma en los factores β_1 y β_2 .

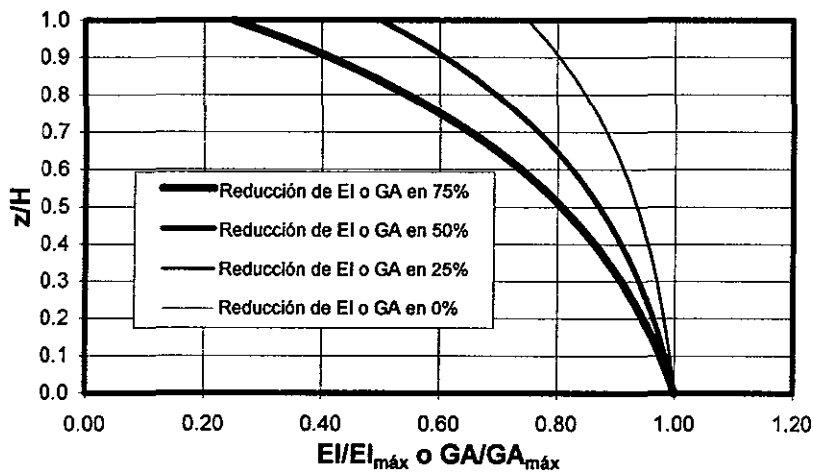


Fig. 4.6 Distribución parabólica de la rigidez lateral considerada en el estudio del efecto de la variación de la misma en los factores β_1 y β_2 .

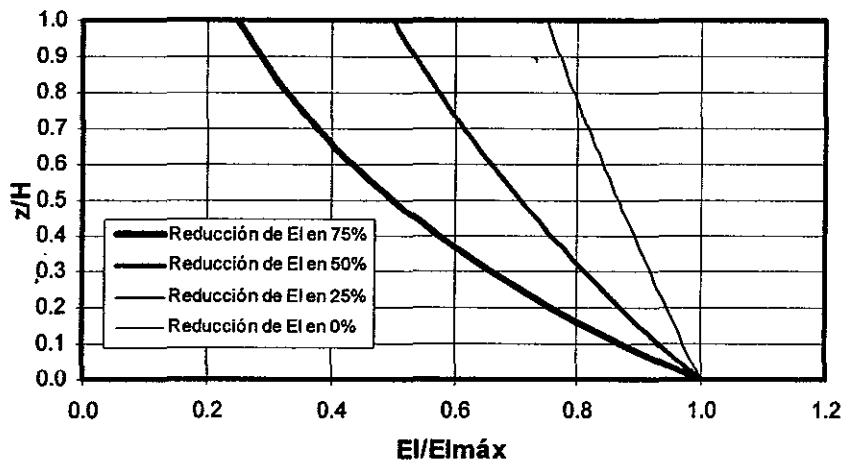


Fig. 4.7 Distribución exponencial de la rigidez lateral considerada en el estudio del efecto de la variación de la misma en los factores β_1 y β_2 .

Considerando la función de carga lateral de la ec. 4.11 y la función de distribución de rigidez lateral de la ec. 4.28, la solución de la ec. 4.25 es:

$$\psi(z) = \frac{C_1 \sinh\left(\alpha \frac{z}{H}\right) + C_2 \cosh\left(\alpha \frac{z}{H}\right) + C_3 \left(\frac{z}{H}\right) + C_4 + C_5 e^{\frac{\phi z}{H}} + C_6 e^{(\phi-a)\frac{z}{H}}}{C_1 \sinh\alpha + C_2 \cosh\alpha + C_3 + C_4 + C_5 e^{\phi} + C_6 e^{(\phi-a)}} \quad (4.29)$$

donde:

$$C_1 = -\frac{1.0}{\alpha\phi(\phi^2 - \alpha^2)} + \frac{1.0}{\alpha(\phi - a)[(\phi - a)^2 - \alpha^2]} + \frac{(\phi - a) - \phi e^{(\phi-a)}}{\alpha^3\phi(\phi - a)} \quad (4.30)$$

$$C_2 = -\frac{e^{\phi}}{\alpha^2(\phi^2 - \alpha^2)\cosh(\alpha)} + \frac{e^{(\phi-a)}}{\alpha^2(\phi - a)[(\phi - a)^2 - \alpha^2]\cosh(\alpha)} + C_1 \frac{\sinh(\alpha)}{\cosh(\alpha)} \quad (4.31)$$

$$C_3 = \frac{(\phi - a) - \phi e^{(\phi-a)}}{\alpha^2\phi(\phi - a)} \quad (4.32)$$

$$C_4 = -\frac{1.0}{\phi^2(\phi^2 - \alpha^2)} + \frac{1.0}{(\phi - a)^2[(\phi - a)^2 - \alpha^2]} - C_2 \quad (4.33)$$

$$C_5 = \frac{1.0}{\phi^2(\phi^2 - \alpha^2)} \quad (4.34)$$

$$C_6 = -\frac{1.0}{(\phi - a)^2 [(\phi - a)^2 - \alpha^2]} \quad (4.35)$$

y el factor β_{2j} es:

$$\beta_{2j} = \frac{dy(z)}{dz} \frac{H}{y(H)} = \frac{C_1 \alpha \cosh\left(\alpha \frac{z}{H}\right) + C_2 \alpha \sinh\left(\alpha \frac{z}{H}\right) + C_3 + C_5 \phi e^{\frac{\phi z}{H}} + C_6 (\phi - a) e^{(\phi - a) \frac{z}{H}}}{C_1 \sinh \alpha + C_2 \cosh \alpha + C_3 + C_4 + C_5 e^{\phi} + C_6 e^{(\phi - a)}} \quad (4.36)$$

4.6.2 Efecto de la variación de la rigidez lateral con la altura sobre el parámetro β_1

Modelo de flexión

Considerando un modelo de flexión ($\alpha=0$) con una distribución de carga triangular y variación lineal y parabólica de EI con la altura (ver figs. 4.5 y 4.6, sección 4.6.1), β_1 varía como se muestra en las figs. 4.8 y 4.9, respectivamente; para reducciones de la rigidez lateral de 0%, es decir, rigidez constante con la altura, y de 75 %, que corresponde a rigidez máxima en la base y 25 % de $EI_{m\acute{a}x}$ en la parte superior de la estructura. En las figuras se observa que el efecto de la variación de la rigidez lateral con la altura en el factor β_1 es prácticamente nulo.

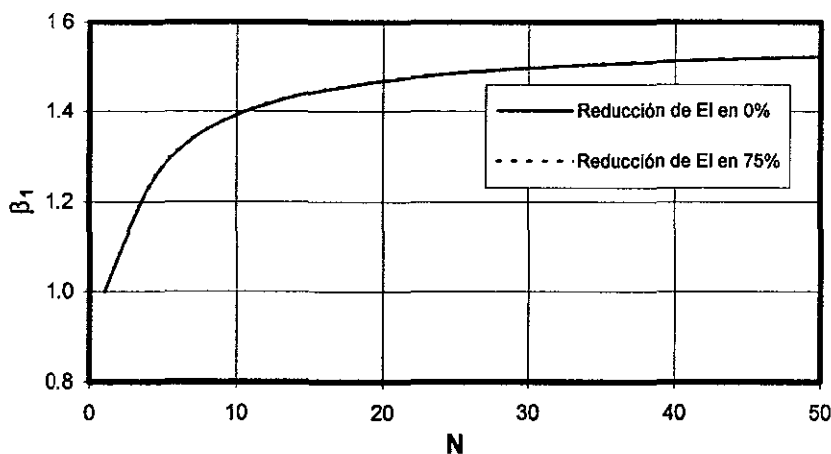


Fig. 4.8 Efecto de la variación de la rigidez sobre el parámetro β_1 considerando un modelo de flexión y una distribución lineal de la rigidez lateral.

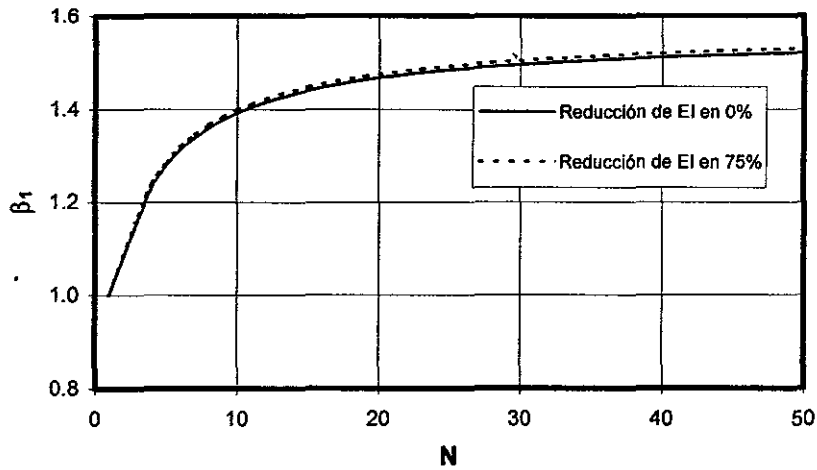


Fig. 4.9 Efecto de la variación de la rigidez sobre el parámetro β_1 considerando un modelo de flexión y una distribución parabólica de la rigidez lateral.

Modelo de cortante

En el modelo de cortante ($\alpha \rightarrow \infty$) se consideró, al igual que en el modelo de flexión, una carga triangular y una distribución de rigidez lateral lineal y parabólica, con reducciones de 0 y 75 % de $EI_{m\acute{a}x}$. Para ambas distribuciones de rigidez lateral y reducciones de la misma, se muestra en las figs. 4.10 y 4.11 los valores de β_1 . En ambas figuras se aprecia que el efecto de la variación de la rigidez con la altura sobre el factor β_1 fue también prácticamente nulo.

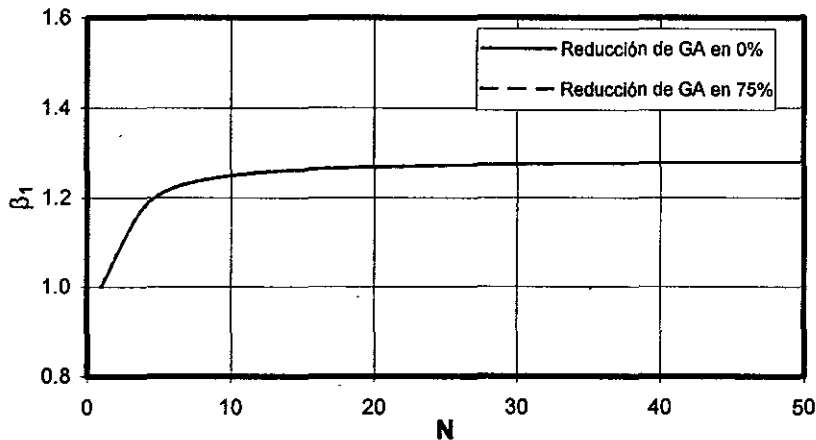


Fig. 4.10 Efecto de la variación de la rigidez lateral sobre el parámetro β_1 considerando un modelo de cortante y una distribución lineal de la rigidez lateral.

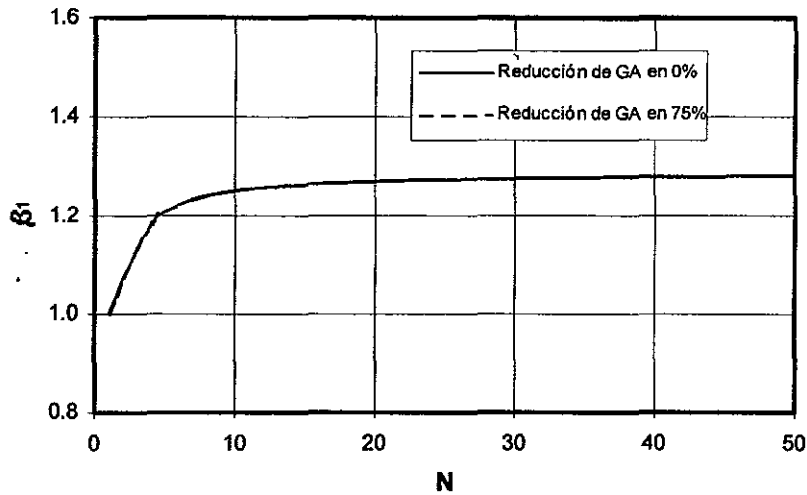


Fig. 4.11 Efecto de la variación de la rigidez lateral sobre el parámetro β_1 considerando un modelo de cortante y una distribución parabólica de la rigidez lateral.

Modelo flexión cortante

En este modelo se consideró para estudiar el efecto de la variación de la rigidez lateral con la altura, como se mencionó, un valor de $\alpha=12$ (que es un valor representativo de edificios a base de marcos), la distribución de rigidez lateral de la fig. 4.7, y la solución de la ec. 4.25 dada por la ec. 4.29. Bajo estas consideraciones se muestra en la fig. 4.12 el efecto de la variación de la rigidez lateral con la altura en el factor β_1 , en esta figura se observa, que el efecto es más notorio que en los modelos de flexión y cortante; aun con esto el error máximo que se comete al estimar el valor de β_1 al no considerar rigidez lateral variable es 1.88%.

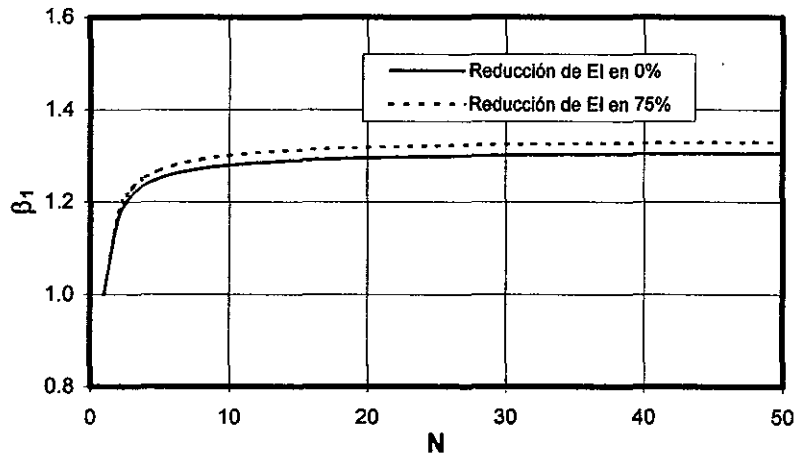


Fig. 4.12 Efecto de la variación de la rigidez lateral sobre el parámetro β_1 considerando un modelo de flexión cortante con $\alpha=12$ y una variación exponencial de la rigidez lateral.

En general el error que se comete al estimar el valor de β_j sin considerar la variación de la rigidez lateral con la altura, de acuerdo con las figs. 4.8 a 4.12, es prácticamente nulo.

4.6.3 Efecto de la variación de la rigidez sobre el parámetro β_{2j}

Modelo de flexión

En las figs. 4.13 y 4.14 se muestra, teniendo en cuenta la distribución de rigidez lateral lineal y parabólica de las figs. 4.5 y 4.6 respectivamente, la variación del factor β_{2j} con la altura. Se observa que al reducir la rigidez lateral en la parte superior de la estructura se reduce el valor de β_{2j} en la parte baja de la estructura, mientras que β_{2j} incrementa su valor en la parte superior de la estructura. En las figs. 4.15 y 4.16 se presenta el error que se comete calculando β_{2j} sin considerar la variación de la rigidez lateral con la altura, resultando que, con una distribución de rigidez lateral lineal el error que se comete llega a ser hasta de un 18 % en entrepisos inferiores y de un 7 % en entrepisos superiores, en tanto que, con una distribución de rigidez parabólica el error máximo es de un 8 %. En suma, si se tiene en cuenta que la distribución parabólica de la rigidez lateral es la asociada a una distribución de carga tipo triangular invertida, con el fin de obtener una distorsión de entrepiso constante con la altura, el error que se comete al estimar la distorsión de entrepiso, suponiendo rigidez lateral constante con la altura, es aceptable. Además de lo anterior, los mayores errores se presentan en la parte inferior de la estructura donde los valores de β_{2j} , de acuerdo a las figs. 4.13 y 4.14, son muy pequeños y no afectan en gran medida en la evaluación del daño, tanto en el sistema estructural como en los elementos no estructurales; este efecto se muestra en el capítulo que sigue.

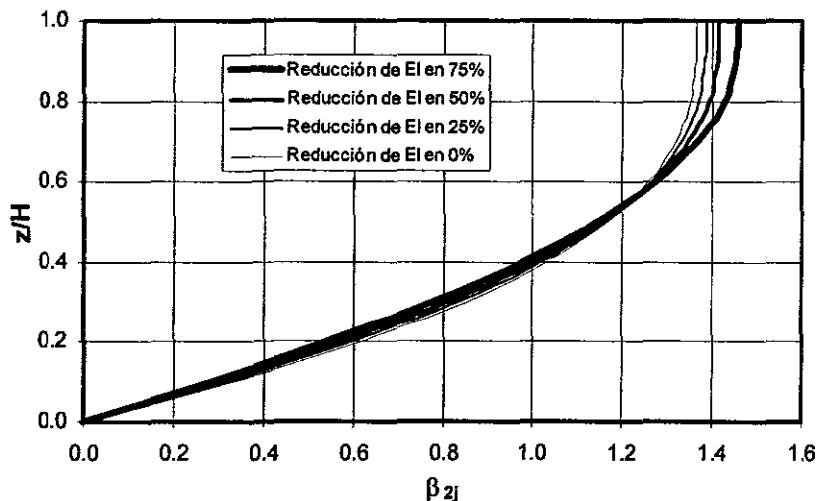


Fig. 4.13 Variación de β_{2j} con la altura considerando una distribución lineal de la rigidez lateral.

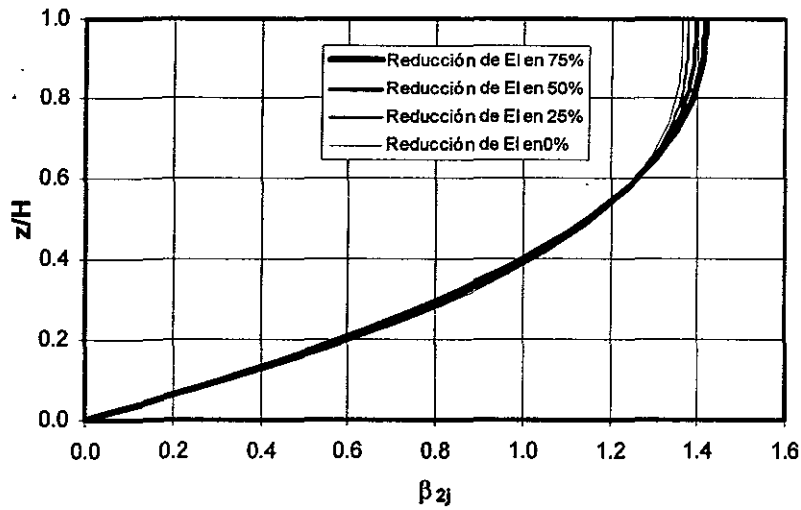


Fig. 4.14 Variación de β_2 con la altura considerando una distribución parabólica de la rigidez lateral.

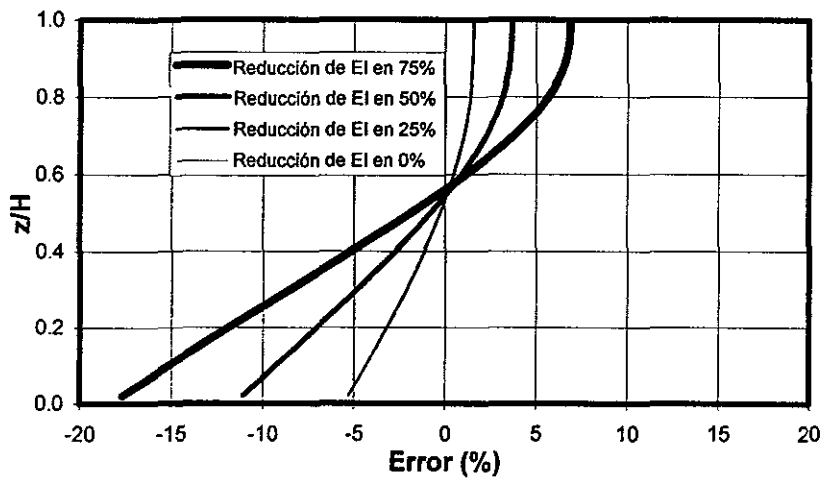


Fig. 4.15 Error que se comete al estimar el valor de β_{2j} considerando una distribución lineal de la rigidez lateral.

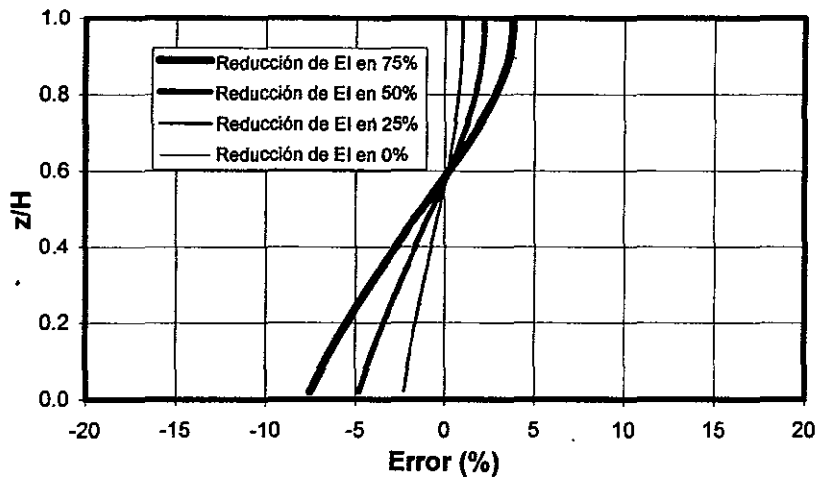


Fig. 4.16 Error que se comete al estimar el valor de β_2 considerando una distribución parabólica de la rigidez lateral.

En las figs. 4.17 y 4.18 se muestra, respectivamente para las diferentes reducciones de $EI_{m\acute{a}x}$ y variación de la rigidez lateral consideradas, el valor $\beta_{2m\acute{a}x}$ y el error que se comete al estimar el valor de dicho parámetro sin tener en cuenta la variación de la rigidez con la altura. En las figuras se observa con detalle que tanto el valor de $\beta_{2m\acute{a}x}$ y el error que se comete al estimar este parámetro sin tener en cuenta la variación de la rigidez lateral con la altura, crecen a medida que es mayor la reducción de la rigidez lateral en la parte superior de la estructura, notándose un mayor crecimiento con la distribución de rigidez lateral lineal respecto a la de tipo parabólico. Sin embargo, el error máximo no llega a ser más del 7%, por lo que el error que se comete al estimar la máxima distorsión de entrepiso considerando rigidez lateral constante es aceptable.

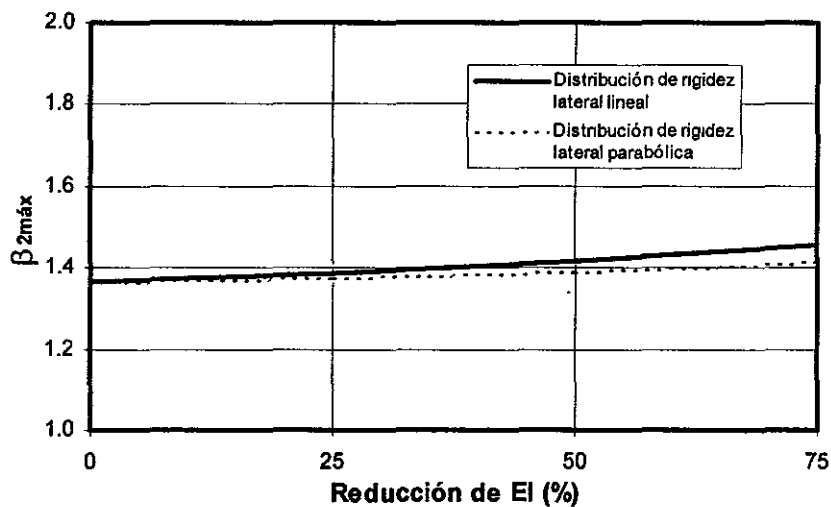


Fig. 4.17 Variación de $\beta_{2m\acute{a}x}$ considerando una distribución lineal y una parabólica de la rigidez lateral.

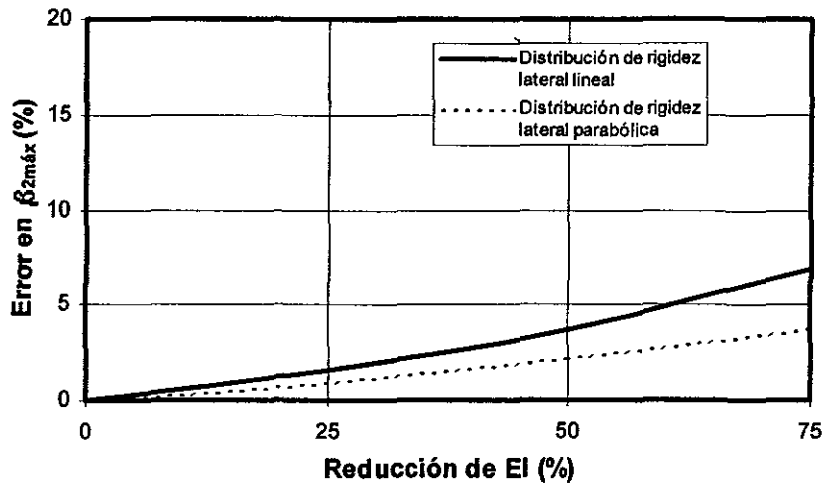


Fig. 4.18 Error que se comete al estimar el valor de $\beta_{2máx}$ considerando una distribución lineal y una parabólica de la rigidez lateral.

Modelo de cortante

En este modelo se estudiaron los mismos casos que en el modelo de flexión, así, en la fig. 4.19 se presenta la variación de β_{2j} con la altura considerando una variación de rigidez lateral lineal, y en la fig. 4.20 la variación de β_{2j} con la altura considerando una variación de la rigidez lateral parabólica. En ambas figuras se observa que el valor de β_{2j} en los entrepisos inferiores decrece a medida que se reduce la rigidez lateral en la parte superior de la estructura, mientras que en entrepisos superiores de la estructura β_{2j} incrementa ligeramente su valor a medida que la rigidez lateral en esa parte de la estructura decrece. También se ve que las dos figuras son prácticamente iguales; esto significa que tener en cuenta una distribución de rigidez lateral lineal o parabólica, tiene poca influencia al estimar la distorsión de entrepiso en un modelo de cortante.

En las figs. 4.21 y 4.22 se grafica el error que se comete al utilizar β_{2j} calculado sin considerar la variación de la rigidez lateral con la altura, usando variaciones de rigidez lateral lineal y parabólica, respectivamente. Dichas figuras muestran errores considerables en los entrepisos superiores, sin embargo, en las figs. 4.19 y 4.20 se observa que los valores de β_{2j} correspondientes a esa altura del edificio son significativamente más pequeños que los valores de β_{2j} en la parte baja del edificio donde, además, ocurre el valor máximo de este parámetro, el cual decrece al reducir la rigidez lateral en la parte superior de la estructura; por lo que la cuantificación del daño, al calcular la distorsión de entrepiso con rigidez constante tenderá a equilibrarse y el efecto de la variación de la rigidez lateral con la altura, desde el punto del vista daño, se puede despreciar sin cometer gran error, este hecho se muestra en el capítulo que sigue.

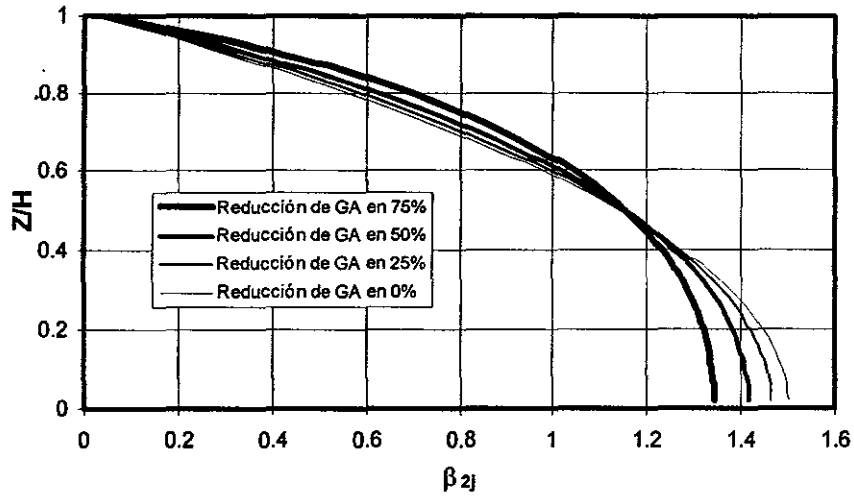


Fig. 4.19 Variación de β_{2j} con la altura considerando una distribución lineal de la rigidez lateral.

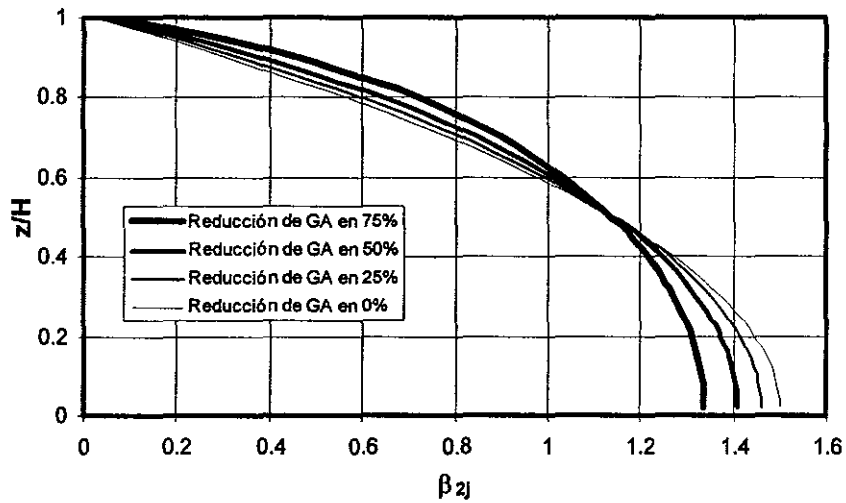


Fig. 4.20 Variación de β_{2j} con la altura considerando una distribución parabólica de la rigidez lateral.

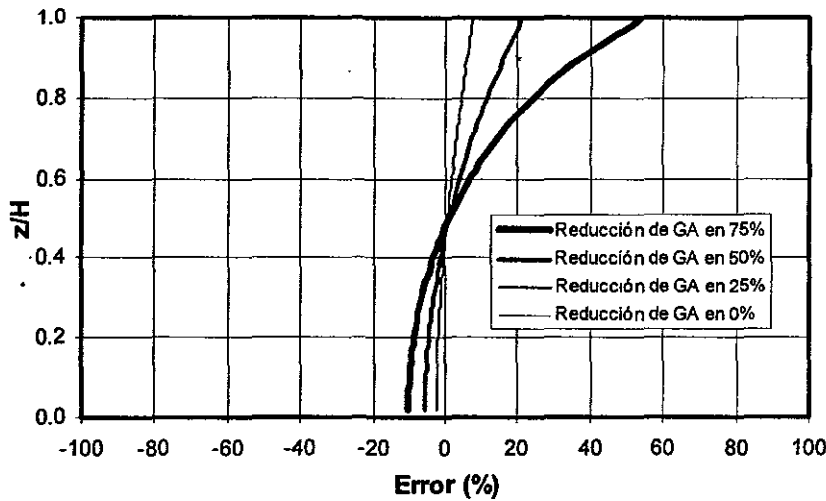


Fig. 4.21 Error que se comete al estimar el valor de β_{2j} considerando una distribución lineal de la rigidez lateral.

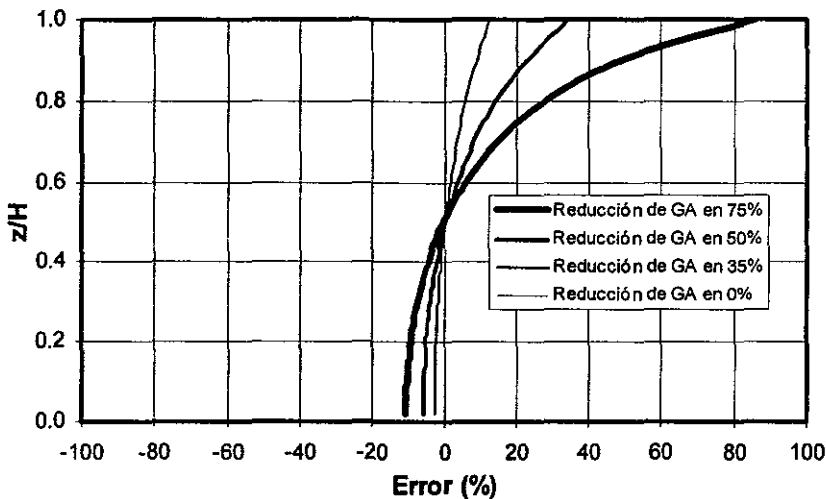


Fig. 4.22 Error que se comete al estimar el valor de β_{2j} considerando una distribución parabólica de la rigidez lateral.

En las figs. 4.23 y 4.24 se muestra a detalle el efecto de la variación de la rigidez lateral con la altura en el cálculo de $\beta_{2máx}$ y el error que se comente en el cálculo este factor considerando rigidez constante. En la fig. 4.23 se observa con claridad cómo el valor de $\beta_{2máx}$ decrece a medida que la rigidez lateral en la parte superior de la estructura se reduce, lo que significa que calcular la máxima distorsión de entrepiso usando rigidez constante, lleva a resultados del lado de la seguridad. En la fig. 4.24 se ve cómo el valor del error crece, en valor absoluto, a medida que la rigidez en la parte superior de la estructura se reduce; el valor del error no supera el -11 %.

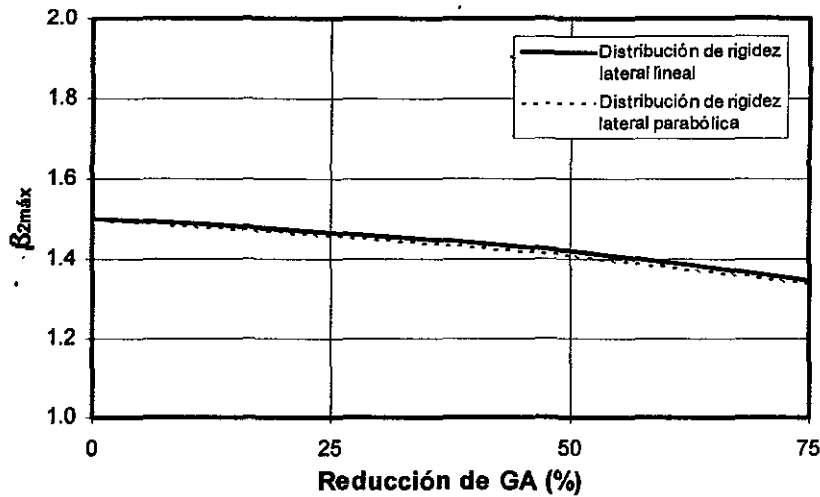


Fig. 4.23 Variación de $\beta_{2máx}$ considerando una distribución lineal y una parabólica de la rigidez lateral.

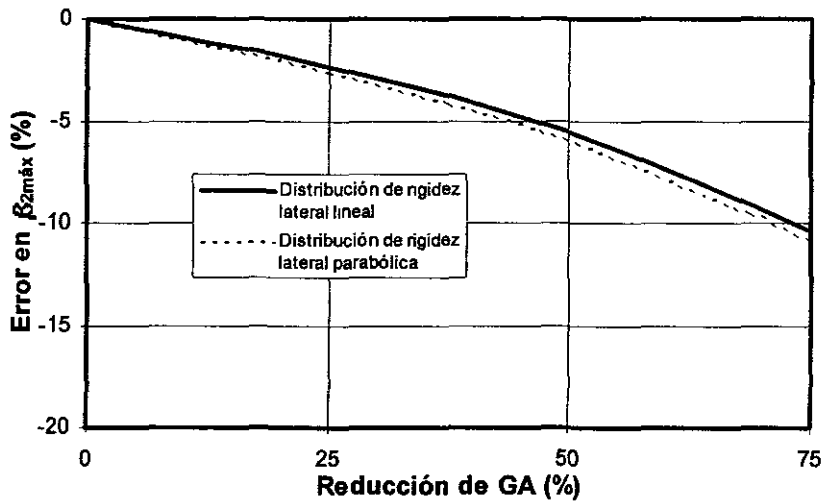


Fig. 4.24 Error que se comete al estimar el valor de $\beta_{2máx}$ considerando una distribución lineal y una parabólica de la rigidez lateral.

Modelo flexión cortante

En este modelo, como se mencionó, se tomó un valor de $\alpha=12$ y una distribución de rigidez lateral tipo exponencial. En las figs. 4.25, 4.26, 4.27, 4.28 y 4.29 se muestra respectivamente, el valor de β_{2j} para diferentes valores de reducción de la rigidez lateral en la parte superior de la estructura, el error que se comete al calcular el valor de este parámetro considerando rigidez constante, el valor de $\beta_{2máx}$ para distintos valores de reducción de la rigidez lateral en la parte superior de la estructura y el error que comente al calcular $\beta_{2máx}$ sin considerar rigidez lateral variable con la altura. La tendencia de las figs. 4.25 a 4.29 es prácticamente la misma que la mostrada por las figuras correspondientes en

el modelo de cortante, es decir, se observa que el valor de β_{2j} en la parte inferior de la estructura decrece a medida que se reduce la rigidez lateral en la parte superior de la estructura y sucede lo contrario en la parte superior de la ésta. Los errores que se comenten al calcular β_{2j} considerando rigidez lateral constante para estimar la distorsión de entrepiso en estructuras con rigidez lateral variable con la altura, son considerables en la parte superior de la estructura. Sin embargo, en la parte superior de la estructura los valores de β_{2j} son pequeños comparados con los que ocurren en la parte inferior de la misma; por tal razón la evaluación del daño en la estructura prácticamente no se ve influenciada por el valor de β_{2j} y se puede despreciar, sin cometer gran error, la influencia de la variación de la rigidez lateral con la altura en el calculo de β_{2j} . Este hecho se muestra claramente en el capítulo que sigue. Respecto al valor de $\beta_{2j\text{máx}}$, se observa que decrece a medida que se reduce la rigidez lateral en la parte superior de la estructura, también se observa que el error que se comete al calcular este parámetro considerando rigidez lateral constante es razonablemente aceptable y además del lado de la seguridad.

En general, de acuerdo a los resultados y comentarios que se hacen para los casos que se estudiaron se puede despreciar, sin cometer error significativo, el efecto de la variación de la rigidez lateral con la altura en los factores β_1 y β_{2j} que sirven para estimar la distorsión de entrepiso en una estructura y posteriormente evaluar el daño en la misma estructura y en sus elementos no estructurales. Esta conclusión se refuerza, como se mencionó, en el capítulo que sigue, donde se analiza el efecto de la variación de la rigidez lateral con la altura en la evaluación del daño.

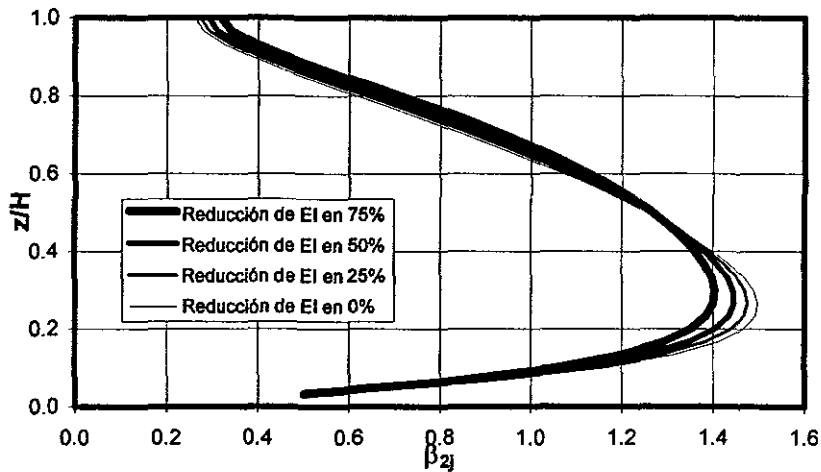


Fig. 4.25 Variación de β_{2j} con la altura considerando una distribución exponencial de la rigidez lateral.

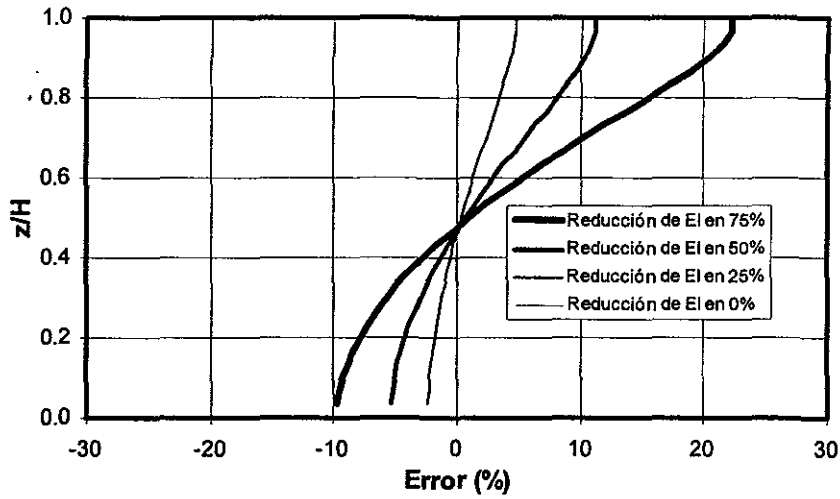


Fig. 4.26 Error que se comete al estimar el valor de β_{2j} considerando una distribución exponencial de la rigidez lateral.

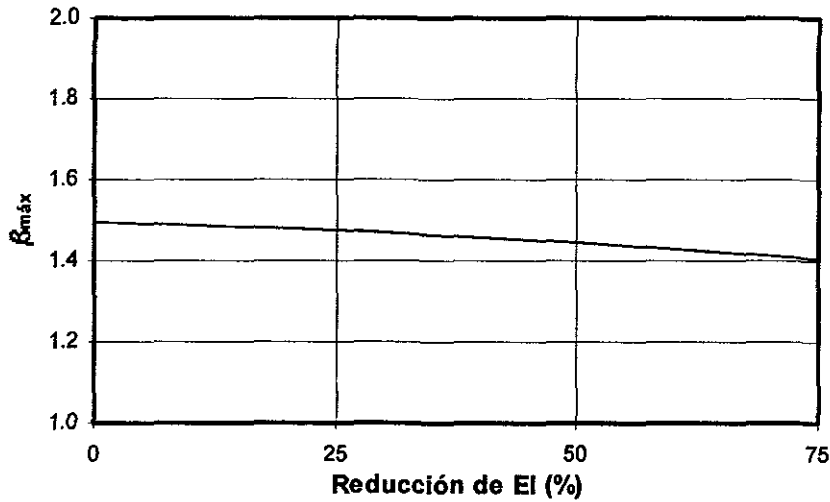


Fig. 4.27 Variación de β_{2max} considerando una distribución exponencial de la rigidez lateral.

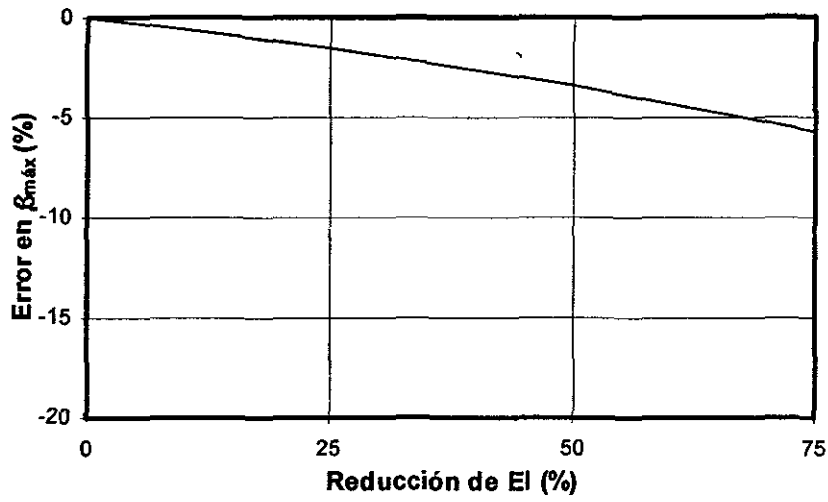


Fig. 4.28 Error que se comete al estimar el valor de $\beta_{2m\acute{a}x}$ considerando una distribución exponencial de la rigidez lateral.

REFERENCIAS

Heidebrecht, A.C. and Stafford-Smith, B. (1973). "Approximate analysis of tall wall-frame structures," *Journal of Structural Division, ASCE*, Vol. 99, pp. 199-221.

Khan, F.R. and Sbarounis, J.A. (1964). "Interaction of shear walls and frames," *Journal of Structural Division, ASCE*, Vol. No. 90, pp. 285-335.

Miranda, E. (1998). "Approximate lateral deformation demands in multi-story buildings subjected to earthquakes," *Aceptado para publicarse en the Journal of Structural Engineering, ASCE*.

CAPÍTULO V

ANÁLISIS COSTO-BENEFICIO Y PERIODOS ÓPTIMOS DE DISEÑO

5.1 Introducción

En este capítulo se desarrolla un procedimiento que permite el cálculo de los periodos óptimos de diseño asociados al *ELS*. Así mismo, como ejemplo de aplicación se hace uso de dicho procedimiento para el cálculo de los periodos óptimos de diseño relacionados con edificios destinados a oficinas, construidos con un sistema estructural a base de marcos de concreto reforzado, con una altura de entrepiso constante de 350 cm y considerando medida de intensidad sísmica la media geométrica de la aceleración espectral.

Los periodos óptimos de diseño se calculan para edificios de 5, 10, 15, 20, 25 y 30 niveles, y 5 estaciones de registro sísmico de la zona del lago de la ciudad de México. Estas estaciones se seleccionaron en función al periodo dominante del suelo donde se localizan y la amplificación del movimiento, respecto a la zona de terreno firme de la ciudad de México.

Para terminar el capítulo, se da un ejemplo de aplicación para el sitio correspondiente a la estación No. 36 y un marco de concreto de 10 niveles.

5.2 Análisis costo-beneficio: conceptos generales

En esta sección se describe de forma conceptual el procedimiento del análisis costo-beneficio mediante el cual se calculan los periodos óptimos de diseño asociados al *ELS*. Con la descripción que se hace en seguida, se explica de forma general el procedimiento que posteriormente se formula con las ecuaciones matemáticas correspondientes.

De acuerdo con la filosofía de diseño de la sección 1.2, el *ELS* es el estado límite en el cual se pretende evitar el daño en los elementos no estructurales cuando las estructuras son sometidas a sismos de baja intensidad. También, y aunque no se menciona, ante sismos de baja intensidad se debe intentar evitar la incomodidad de las personas, el daño en

instalaciones y en el contenido de los edificios. Sin embargo, en este trabajo, no se tienen en cuenta los criterios para evaluar el daño asociado a estos tres últimos conceptos, y la estimación del daño únicamente se basa en los criterios para evaluar el daño en elementos no estructurales, como muros de mampostería, muros de tablarroca y fachadas.

El daño en las instalaciones y en el contenido de las estructuras, se estima con la misma función de vulnerabilidad con la que se evalúa el daño en los elementos no estructurales. Aunque esto no es correcto, dado que tanto las instalaciones y el contenido de las estructuras presentan mayor sensibilidad a la velocidad y aceleración, permite tener una idea del efecto que tiene el costo de los daños que ocurren en estos elementos en el proceso de optimización.

En general, al considerar únicamente el criterio de daño en los elementos no estructurales, sería necesario diseñar las estructuras muy rígidas para lograr evitar cualquier daño en este tipo de elementos, lo cual resultaría excesivamente costoso. Por tanto, es necesario plantear un procedimiento de análisis costo-beneficio, cuya finalidad es lograr un equilibrio entre una estructura muy confiable pero costosa, y una estructura poco confiable y de muy bajo costo. Dicho equilibrio se logra al encontrar una estructura con un periodo localizado en un punto intermedio, entre el periodo correspondiente a la estructura muy confiable y costosa, y el periodo asociado a la estructura poco confiable y de bajo costo. El periodo al que se hace referencia es el periodo óptimo de diseño, que se obtiene al encontrar el periodo de vibrar correspondiente al primer modo en traslación horizontal de la estructura que minimiza el valor esperado del costo total de una estructura. El valor esperado del costo total de una estructura es la suma del costo inicial de la misma, más el valor esperado del costo de reparación de los daños.

El costo inicial de una estructura representa, el valor de la ingeniería de proyecto, la mano de obra, materiales, equipo y demás insumos necesarios en la construcción de la estructura.

El costo de reparación de los daños, toma en cuenta el costo de reparación del daño que pueda ocurrir en los elementos no estructurales, en las instalaciones y en el contenido de la estructura, llamado costo de los daños directos. También dentro de costo de reparación de los daños se cuenta, el valor de los daños derivados de los daños directos, es decir, el costo de los daños indirectos, los cuales están relacionados con costos tales como el valor de la pérdida de prestigio del proyectista, del constructor y del propietario, así como con el costo de la pérdida de clientes si el edificio alberga oficinas dedicadas a la venta de servicios, el valor de la pérdida asociada a la inhabilitación de áreas útiles mientras se realizan las reparaciones correspondientes, etc.

La evaluación del costo de los daños directos e indirectos se hace con base en la función de vulnerabilidad que se describe en la sección 3.7, propuesta por Miranda *et al.* (1996) y que depende de las distorsiones que inician y dañan completamente a los elementos no estructurales.

En el cálculo del valor esperado del costo de los daños directos e indirectos se considera que durante la vida útil de una estructura, el instante de ocurrencia de los sismos y su intensidad son aleatorios, razón por la cual se les asigna a cada uno de estos parámetros una función de densidad de probabilidad, con el fin de tener en cuenta su incertidumbre.

Además de considerar la incertidumbre en el instante de ocurrencia y en la intensidad de los sismos, es necesario tener en cuenta que, debido a que los daños directos e indirectos ocurren en distintos instantes de la vida útil de una estructura, existen diferencias en el costo de reparación de los mismos, las cuales están relacionadas con la variación en el tiempo del valor de los materiales con que se reparan los daños, de la mano de obra, etc. Por lo que para tener en cuenta esas diferencias, el costo de los daños directos e indirectos se actualiza a valor presente, mediante el uso de una tasa de descuento; ésta se define como la diferencia entre la tasa de interés que ofrecen los bancos y la inflación.

Matemáticamente la función de costos mediante la cual se obtiene el periodo óptimo de diseño es:

$$E[C_T] = C_i + E[C_{DI}] \quad (5.1)$$

donde: C_i es el costo inicial de la estructura, $E[C_{DI}]$ es el valor esperado del costo de los daños directos e indirectos y $E[C_T]$ es el valor esperado del costo total de la estructura. El valor del periodo óptimo de diseño se obtiene encontrando el valor mínimo de $E[C_T]$ en la ec. 5.1 respecto al periodo de la estructura.

La fig. 5.1 muestra gráficamente el procedimiento para encontrar el valor del periodo óptimo de diseño.

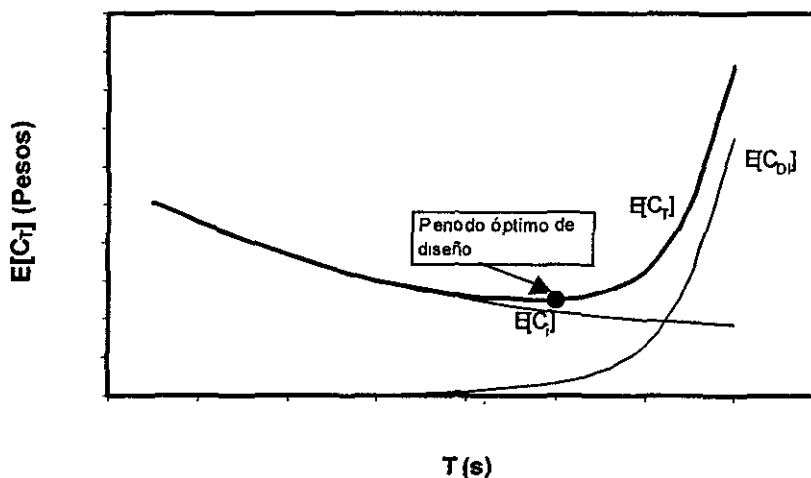


Fig. 5.1 Representación conceptual del análisis costo-beneficio.

En la figura se observa que la función del costo inicial (C_i) decrece a medida que el periodo se incrementa, mientras que la función del valor esperado del costo de los daños directos e indirectos ($E[C_{DI}]$) crece a medida que la estructura es más flexible. La suma de ambas funciones, dan como resultado la función que representa al valor esperado del costo total de la estructura en valor presente ($E[C_T]$), cuyo valor mínimo es precisamente el valor del periodo óptimo de diseño, el cual determina la rigidez óptima de la estructura.

5.3 Planteamiento matemático del análisis costo-beneficio

Esta sección presenta las expresiones matemáticas del análisis costo-beneficio que conforman los términos expresados en la ec. 5.1, dichas expresiones se presentan en las secciones que siguen.

5.3.1 Consideraciones hechas en el procedimiento de optimización

En el procedimiento que se desarrolla matemáticamente en secciones posteriores, se tienen en cuenta los siguientes elementos no estructurales: muros de mampostería, muros de tablaroca y fachadas precoladas de desplazamiento horizontal; no se consideran las fachadas de vidrio.

El daño se evalúa con base en las distorsiones de entrepiso que inician y dañan completamente a los elementos no estructurales que se mencionan en el párrafo anterior. No se tienen en cuenta los criterios correspondientes a mantener la comodidad personal y evitar la caída de objetos; en el primer caso, debido a que dichos criterios son muy estrictos y resultarían estructuras excesivamente rígidas, en el caso de la caída de objetos, resulta impráctico considerar este aspecto dada la variación en el tamaño de los objetos dentro de un edificio. Sin embargo, el costo de los posibles daños que puedan sufrir se considera en el proceso de optimización como parte del costo del daño que pueda sufrir el contenido del edificio. En este trabajo, se cuenta como contenido del edificio al mobiliario, maquinaria, equipo de cómputo, etc.

Las distorsiones de inicio y daño total que sirven de base para determinar los parámetros de la función de vulnerabilidad de la sección 3.7 y que se emplea en este capítulo para evaluar el daño, se calculan como un promedio pesado con base en el costo de cada uno de los elementos no estructurales que existan en un edificio. Así, a la distorsión promedio que inicia el daño en los elementos no estructurales se le llama γ_o , y a la distorsión promedio que daña completamente a los elementos no estructurales γ_C .

Como se mencionó en la sección 5.2, el costo de los daños en las instalaciones y en el contenido de las estructuras se estima con la misma función de vulnerabilidad con que se estima el daño en los elementos no estructurales, aunque, como se menciona en la misma sección, esto no es estrictamente correcto.

Para calcular el costo de las instalaciones y del contenido de un edificio asociado al *ELS* se procede como sigue: se supone que la pérdida total de las instalaciones y del contenido de un edificio, sucede cuando la distorsión demandada en la estructura es la distorsión última que ésta puede soportar; por ejemplo 0.04 en edificios construidos a base de marcos de concreto reforzado con un adecuado detallado sísmico. Por tanto, de acuerdo con lo anterior, en lo que respecta al *ELS* existirá daño parcial en las en las instalaciones y el contenido del edificio, ya que la distorsión que daña completamente a los elementos no estructurales es inferior a la que daña completamente a la estructura. Así, el costo del daño asociado al *ELS* se supone que es igual al producto del costo reposición (o costo de la pérdida total) multiplicado por la relación entre la distorsión que daña completamente los elementos no estructurales (γ_C) y la distorsión que causa daño total en la estructura (γ_U). Esto significa que si el costo de reposición de las instalaciones y del contenido de un edificio es C , entonces el costo de las instalaciones y del contenido del edificio asociado al *ELS* es $C*(\gamma_C/\gamma_U)$.

Para calcular el costo de los daños indirectos, en el presente trabajo se considera el pago, como máximo, de cuatro meses de renta. Es decir, que si el daño es ligero el tiempo que se deberá pagar renta será muy inferior a cuatro meses, en cambio, si el daño es severo el tiempo en que se deberá pagar renta será muy cercano a cuatro meses. El tiempo máximo de renta corresponde al tiempo aproximado que se estima en un estudio desarrollado por Rojahn (1991), para reparar los daños asociados a la intensidad VIII de la escala de Mercalli Modificada en edificios de servicios vitales, como hospitales, en la zona de la ciudad de Los Angeles California en Estados Unidos. Con la intensidad VIII de la escala de Mercalli, de acuerdo a Rojahn (1991), están asociados daños severos tanto en muros de mampostería y tablarroca, como en el contenido de las estructuras.

En la estimación del periodo óptimo de diseño se supone que no afecta el daño que pueda ocurrir en los elementos estructurales, debido a que el daño en la estructura depende, además de su periodo de vibrar, de la resistencia que se le proporcione. Involucrar la resistencia en el cálculo del periodo óptimo de diseño, queda fuera del alcance de este trabajo, siendo tema de trabajos posteriores.

Las distorsiones demandadas se estiman con el procedimiento que se describe en el capítulo anterior; en dicho procedimiento se supone que las estructuras tienen un comportamiento elástico. No es necesario tener en cuenta el comportamiento inelástico debido a que las distorsiones que se considera dañan completamente a los elementos no estructurales, son inferiores a la distorsión que inicia la fluencia en las estructuras a base de marcos de concreto; esto se puede corroborar comparando las distorsiones de la tabla 3.1 de la sección 3.2.1.2 con las distorsiones que causan daño total en los elementos no estructurales y que se usan en este capítulo. También se desprecia, en la estimación de la distorsión de entrepiso, el efecto del agrietamiento considerable que ocurre en las estructuras a base de marcos de concreto.

La aplicación del procedimiento de optimización para obtener periodos óptimos de diseño, se limita a sistemas estructurales a base de marcos de concreto con elementos no

estructurales ligados a la estructura del edificio y cuyo uso será destinado a oficinas. La opción de considerar los elementos no estructurales desligados de la estructura no se considera.

Se supone que las variables aleatorias son la aceleración espectral y el instante de ocurrencia de los temblores, y se consideran como variables deterministas:

- Las propiedades geométricas y las propiedades de los materiales de la estructura, lo que implica que el periodo de la estructura se considere como determinista;
- El periodo característico del suelo; esto conduce a despreciar la incertidumbre asociada con los efectos de sitio;
- La forma de la deformada lateral de la estructura, gobernada de acuerdo al procedimiento descrito en el capítulo anterior por el factor α , el cual en el caso de estructuras a base de marcos varía entre 8 y 16;
- Y las distorsiones de entrepiso que inician y dañan completamente a los elementos no estructurales; esto significa considerar deterministas las funciones de vulnerabilidad.

Las implicaciones de las hipótesis anteriores se discuten más adelante.

Finalmente, se supone que el proceso de generación de temblores sigue un proceso tipo Poisson, lo que implica que la ocurrencia de un sismo no depende del tiempo transcurrido desde que tuvo lugar el último temblor.

5.3.2 Costo inicial de la estructura

El costo inicial, en este estudio, está dado por el costo de proporcionar un cierto periodo de vibrar a las estructuras, el cual determina la rigidez lateral de las mismas. Dicho costo es función de:

- **La relación entre el peso y el área de cada nivel de la estructura.** Generalmente, es más fácil y menos costoso, pasar de un periodo largo a un periodo corto en una estructura con una relación pequeña entre el peso y el área de cada uno de sus niveles. Así mismo, tiene mayor dificultad pasar de un periodo largo a un periodo corto en una estructura con una relación considerable entre el peso y el área de cada uno de sus niveles;
- **La regularidad de la estructura.** En tanto mayor sea la irregularidad de las estructuras, pasar de un periodo largo a un periodo corto, es más costoso que si se tratara de estructuras regulares;
- **Los efectos P- Δ .** En tanto mayores sean los efectos P- Δ , el costo de pasar de un periodo largo a uno corto en una estructura será más elevado, ya que este efecto se manifiesta

disminuyendo la rigidez de las estructuras a medida que presentan mayores desplazamientos laterales;

- **La hiperestaticidad.** Comúnmente, en tanto mayor sea el grado de hiperestaticidad de las estructuras menor es el costo de pasar de un periodo largo a uno corto;
- **La forma en que se proporcione el incremento en la rigidez.** Es decir, será menos costoso pasar de un periodo largo a uno corto en una estructura colocando en forma estratégica contravientos, que incrementando las dimensiones de elementos estructurales como columnas y vigas.

Con base en los factores anteriores, se propone que la función del costo inicial de proporcionar cierto periodo, y por tanto, cierta rigidez lateral a una estructura sea:

$$C_i = C_{K_0} + m_K [T_0 - T]^{\beta_K} \quad (5.2)$$

donde:

C_{K_0} = es el costo de la estructura con periodo T_0 y rigidez mínima, K_0 , con que dicha estructura se puede diseñar;

K = es la rigidez por encima de K_0 para la que se diseña una estructura con el fin de limitar el daño en los elementos no estructurales;

T = es el periodo correspondiente a la rigidez $(K+K_0)$;

m_K y β_K = son los parámetros que definen la curva y dependen de las variables que se mencionan al inicio de la sección.

Matemáticamente la ec. 5.2 tiene la misma forma que la propuesta por Rosenblueth (1986) para estimar el costo de una estructura en función de su resistencia.

5.3.3 Costo de reparación de los daños

El costo de reparación de los daños directos e indirectos que ocurren en el j -ésimo entrepiso en el caso del temblor de servicio es:

$$C_{Dij} = C_{1j} + C_{2j} + C_{3j} \quad (5.3)$$

donde:

C_{1j} = es el costo de reparación de los elementos no estructurales;

C_{2j} = es el costo de reparación de las instalaciones y del contenido de la estructura;

C_{3j} = representa las pérdidas económicas indirectas debidas al proceso de reparación de los elementos no estructurales, de las instalaciones y del contenido de la estructura.

La suma de los costos C_{1j} y C_{2j} representa el costo de los daños directos y C_{3j} representa el costo de los daños indirectos. Tanto el costo de los daños directos como indirectos que se consideran en este trabajo, no dependen del periodo de la estructura; esto implica que permanecen constantes en el proceso de optimización. Por esta razón, el costo de los daños directos e indirectos se expresarán como una fracción de C_{K0} , dado que C_{K0} es una constante en el proceso de optimización.

5.3.3.1 Costo de reparación de los elementos no estructurales

El costo de reparación de los elementos no estructurales en el j -ésimo entrepiso está dado por:

$$C_{1j} = \delta_{1j} C_{K0} E(D_j | S_a) \quad (5.4)$$

En la ec.5.4 $E(D_j | S_a)$, es la función de vulnerabilidad que cuantifica los daños en el j -ésimo entrepiso si se presenta un sismo que demanda una aceleración espectral S_a ; δ_{1j} es la fracción de C_{K0} que cuestan los elementos no estructurales en el j -ésimo entrepiso.

5.3.3.2 Costo de reparación de los daños en instalaciones y en el contenido de la estructura

El costo de reparación de los daños en las instalaciones y en el contenido del j -ésimo entrepiso se define como:

$$C_{2j} = \frac{\gamma_C}{\gamma_U} \delta_{2j} C_{K0} E(D_j | S_a) \quad (5.5)$$

donde: $\gamma_C/\gamma_U \delta_{2j} C_{K0}$ es el costo de reparación del daño de la pérdida asociada al *ELS* de las instalaciones y del contenido en el nivel j de la estructura, si ocurre un temblor que demanda una aceleración espectral S_a . El costo de reparación de las instalaciones y del contenido de la estructura, se calcula en función a lo que se describe en la sección 5.3.1. De acuerdo a ello, $\delta_{2j} C_{K0}$ es el costo de reposición de las instalaciones en el nivel j de la estructura si la distorsión demandada fuera γ_U . Por tanto, el costo de la pérdida de las instalaciones relacionada con el *ELS* será $\gamma_C/\gamma_U \delta_{2j} C_{K0}$; la relación γ_C/γ_U representa la fracción del costo de reposición de las instalaciones y del contenido de la estructura, que se supone se pierde al presentarse la distorsión γ_C .

5.3.3.3 Costo de las pérdidas económicas indirectas

Este tipo de pérdidas depende del tiempo de reparación de los daños. En este trabajo se define como:

$$C_{3j} = F_j(t_R) C_{K0} t_R \quad (5.6)$$

donde: $F_j(t_R)$ es la fracción por unidad de tiempo de C_{K0} que corresponde al costo de las pérdidas económicas en cuestión, siendo t_R el tiempo que toma reparar los elementos no estructurales, las instalaciones y el contenido del edificio. De acuerdo con la sección 5.3.1 C_{3j} tiene como límite superior el pago de cuatro meses de renta, es decir, se supone que t_R vale como máximo cuatro meses, los cuales son suficientes para reparar un nivel severo de daño. Esto implica que $F_j(t_R)C_{K0}t_R$ variará en función al nivel de daño que se presente, esto significa que el tiempo de reparación del daño será $t_R = 4.0 * E(D_j|S_a)$; sustituyendo este valor en la ec. 5.6 se tiene:

$$C_{3j} = 4.0 * F_j(t_R)C_{K0}E(D_j|S_a) \quad (5.7)$$

5.3.4 Valor esperado del costo de los daños directos e indirectos

Si las variables que se consideran como aleatorias (la aceleración espectral y el instante de ocurrencia de un sismo) fueran deterministas, entonces el costo de reparación de los daños directos e indirectos en un edificio de N niveles, sin actualizar a valor presente, es:

$$C_{DI} = \sum_{j=1}^N [\delta_{1j} + \delta_{2j} + 4.0 * F_j(t_R)]C_{K0}E(D_j|S_a) \quad (5.8)$$

Haciendo que $Q_j = [\delta_{1j} + \delta_{2j} + 4.0 * F_j(t_R)]$, la ec.5.8 se transforma en:

$$C_{DI} = \sum_{j=1}^N Q_j C_{K0} E(D_j|S_a) \quad (5.9)$$

Considerando la incertidumbre en la aceleración espectral (S_a) y en el instante de ocurrencia del sismo (τ_{os}), el valor esperado del costo de reparación de los daños debidos a la ocurrencia del primer temblor, es:

$$E[C_{DI}] = \sum_{j=1}^N Q_j C_{K0} \int_{R(S_a)} \int_0^{\infty} E(D_j|S_a) p_{S_a \tau_{os}}(s, \tau) e^{-\epsilon_d t} ds d\tau \quad (5.10)$$

En la ec. 5.10, $R(S_a)$, representa el dominio de la variable S_a y el factor $e^{-\epsilon_d t}$ actualiza a valor presente la pérdida; siendo ϵ_d la tasa de descuento. $p_{S_a \tau_{os}}(s, \tau)$ es la función de densidad de probabilidad conjunta de la aceleración espectral y el instante de ocurrencia del sismo.

Suponiendo independencia entre la aceleración espectral (S_a) y el instante de ocurrencia del sismo (τ_{os}), la función de densidad de probabilidad conjunta de ambos parámetros se define como:

$$p_{S_a \tau_{os}}(s, t) = p_{S_a}(s) p_{\tau_{os}}(t) \quad (5.11)$$

Integrando la ec. 5.11 respecto al instante de ocurrencia del temblor, ésta se puede reescribir, en términos del i -ésimo temblor, como (Rosenblueth, 1976 y Ordaz *et al.*, 1989):

$$E[C_{DI}] = \sum_{i=1}^{\infty} \left[\frac{v_0}{v_0 + \epsilon_d} \right]^i \sum_{j=1}^N Q_j C_{K0} \int_{R(S_a)} E(D_j | S_a) p_{S_a}(s) ds \quad (5.12)$$

La serie de la ec. 5.12 converge a (Rosenblueth, 1976 y Ordaz *et al.*, 1989):

$$E[C_{DI}] = \frac{v_0}{\epsilon_d} \sum_{j=1}^N Q_j C_{K0} \int_{R(S_a)} E(D_j | S_a) p_{S_a}(s) ds \quad (5.13)$$

En las ecuaciones anteriores, el parámetro v_0 se interpreta como una tasa de excedencia asociada a una aceleración espectral lo suficientemente pequeña como para no causar ningún tipo de daño.

5.3.5 Valor esperado del costo total de la estructura

El valor esperado del costo total a valor presenta de una estructura se obtiene sustituyendo las ecs. 5.2 y 5.13 en la ec. 5.1, de modo que:

$$E[C_T] = C_{K0} + m_K [T_o - T]^{\beta_K} + \frac{v_0}{\epsilon_d} \sum_{j=1}^N Q_j C_{K0} \int_{R(S_a)} E(D_j | S_a) p_{S_a}(s) ds \quad (5.14)$$

5.4 Procedimiento para obtener los periodos óptimos de diseño

5.4.1 Cálculo del periodo óptimo de diseño

Para el cálculo del valor del periodo óptimo de diseño, bastará con obtener de la ec. 5.14 la derivada respecto del periodo de la estructura e igualar la ecuación resultante cero, esto es:

$$\frac{d E[C_T]}{dT} = 0 \quad (5.15)$$

Conocido el periodo óptimo de diseño para una estructura de N niveles, se obtiene, a partir de la ec. 4.24, la aceleración espectral que produce la distorsión γ_o , la cual será:

$$S_{ao} = \frac{4\pi^2 h N \gamma_o}{\beta_1 \beta_{2m\acute{a}x} T^2} \quad (5.16)$$

donde: $\beta_{2m\acute{a}x}$ es el valor del parámetro β_2 en el entrepiso donde se presenta la máxima distorsión de entrepiso.

5.4.2 *Discusión del procedimiento análisis costo beneficio*

El procedimiento del análisis costo-beneficio que se explica las secciones 5.2 y 5.3, consiste en obtener el periodo óptimo de la estructura, con el cual se minimiza el valor esperado del costo total de la misma. Al determinar el periodo óptimo de diseño, en realidad se selecciona, para una altura de entrepiso dada, la relación óptima entre el número de niveles (N) y el periodo (T) de la estructura. Esta observación se explica en seguida con base en las figs. 5.2a y 5.2b, donde se muestran las distorsiones máximas demandadas asociadas a distintos periodos de retorno en dos estructuras de 10 y 25 niveles, respectivamente, y sometidas a la media geométrica de la aceleración espectral correspondiente a la estación SC de la zona del lago, también, en las mismas figuras se grafica el valor de la distorsión γ_o y de la relación T_o/N . Así, para obtener la relación óptima entre el periodo y el número niveles (T/N) de una estructura, se calcula con la ec. 5.14, para cada relación de T/N , el valor esperado del costo total de la estructura ($E[C_T]$); evaluado el costo inicial de la misma (C_i) y para los distintos periodos de retorno, se determina el valor del costo de los daños directos e indirectos. De esta forma, se construye la curva correspondiente a $E[C_T]$, de la que se obtiene la relación óptima T/N , la cual debe estar teóricamente entre cero y T_o/N .

La ec. 5.16 con la que se calcula S_{ao} , considera que la distorsión γ_o es la misma para cualquier periodo. Esta consideración lleva a relaciones entre S_{ao} y γ_o como las que se muestran en las figs. 5.3, 5.4 y 5.5 para estructuras de 10, 15 y 25 niveles, respectivamente. En las figuras se muestra la aceleración espectral requerida para que en las estructuras de 10, 15 y 25 niveles, diseñadas con distintas relaciones T/N , se genere una distorsión máxima de entrepiso igual a γ_o . De todas esas relaciones de T/N se selecciona la óptima, usando el procedimiento descrito en las secciones 5.3 y 5.4.1. En las figuras también se ve que para producir la distorsión γ_o en estructuras con periodo muy corto se requieren aceleraciones elevadas, mientras que en estructuras con periodo largo se requieren aceleraciones pequeñas para producir tal distorsión; más adelante se discute lo que implica esta observación.

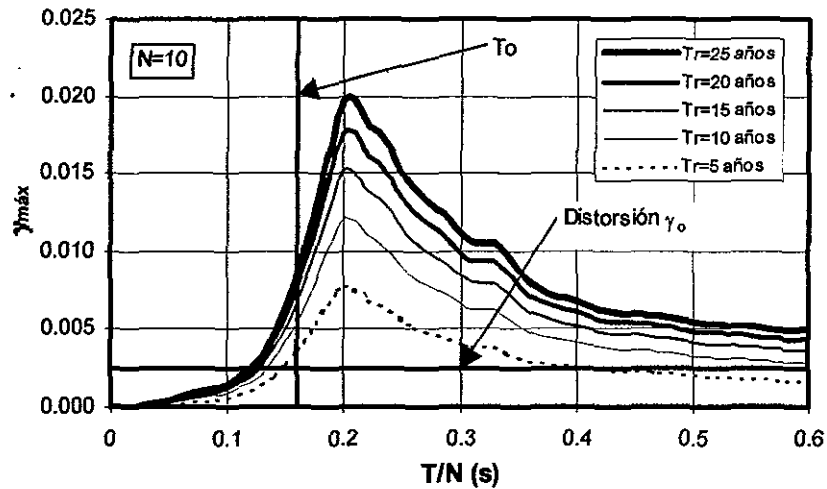


Fig. 5.2a Distorsiones máximas demandadas para distintos periodos de retorno en una estructura de 10 niveles considerando la media geométrica de la aceleración espectral en la estación SC de la zona del lago.

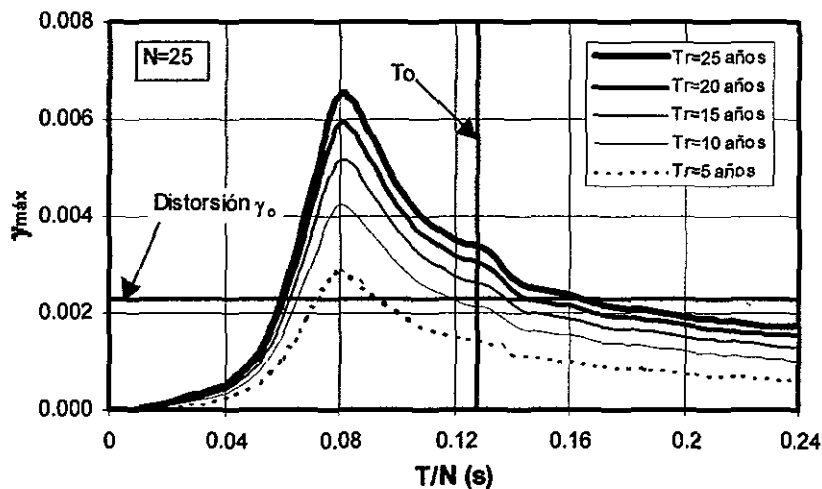


Fig. 5.2b Distorsiones máximas demandadas para distintos periodos de retorno en una estructura de 25 niveles considerando la media geométrica de la aceleración espectral en la estación SC de la zona del lago.

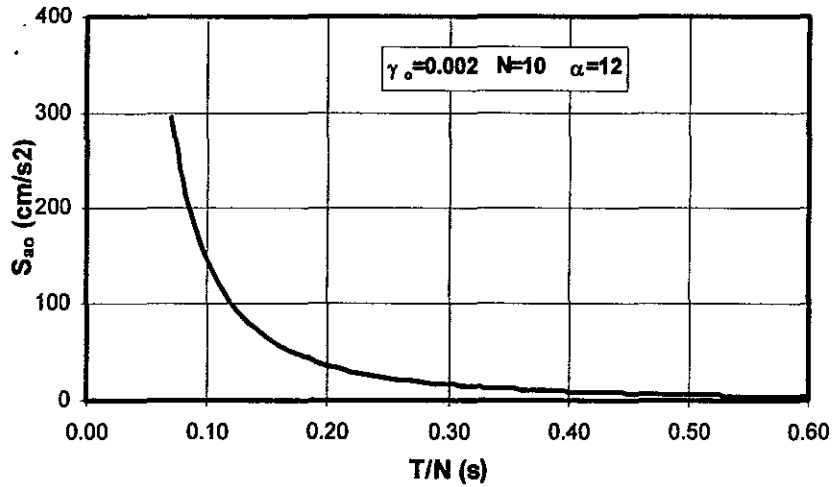


Fig. 5.3 Aceleraciones para producir una distorsión máxima de 0.002 en un edificio de 10 niveles.

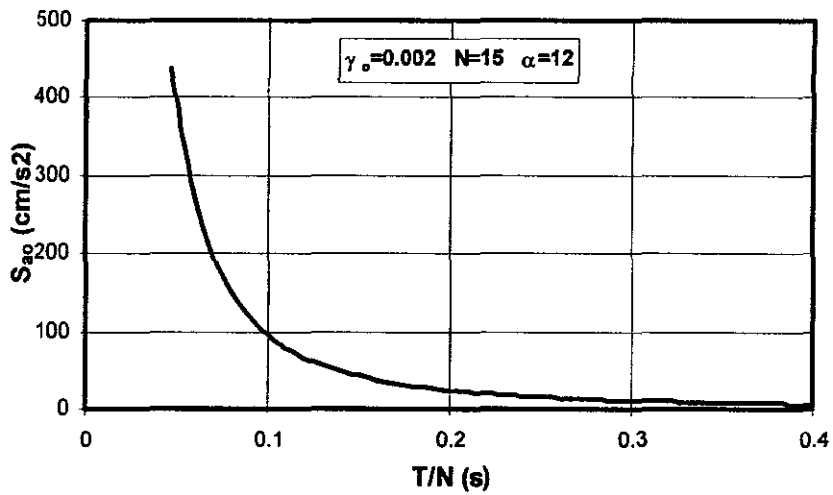


Fig. 5.4 Aceleraciones para producir una distorsión máxima de 0.002 en un edificio de 15 niveles.

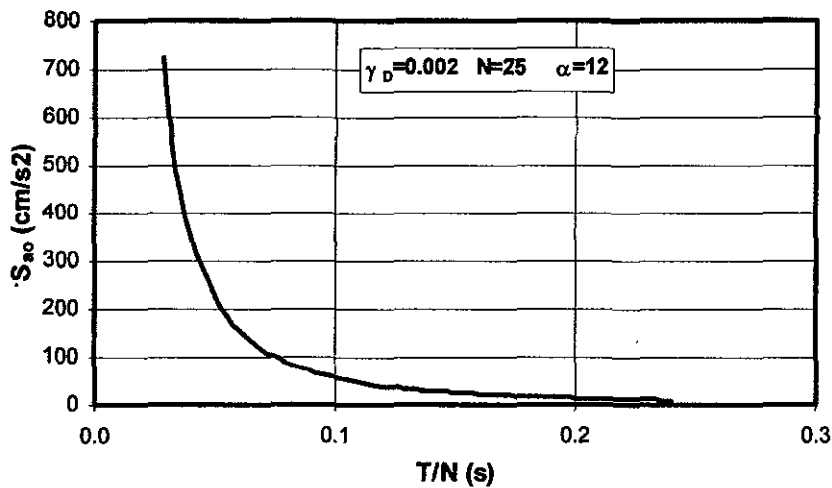


Fig. 5.5 Aceleraciones para producir una distorsión máxima de 0.002 en un edificio de 25 niveles.

Al encontrar el periodo óptimo de diseño para un edificio de N niveles, se refleja algo similar a lo que actualmente se sigue en el procedimiento de diseño del *RCDF*. En el *RCDF* se especifica, para el diseño de una estructura, un espectro de aceleraciones y una distorsión de diseño, mediante los cuales se establece la rigidez y la resistencia de la estructura. En el caso de la rigidez, dado el número de niveles de la estructura, se determina (aproximadamente) el periodo para el cual se presenta la distorsión de diseño. Con ello, se establece una relación entre el periodo, el número de niveles de la estructura y la aceleración espectral que produce la distorsión de diseño; esta relación es la que se establece con el procedimiento de optimización que se desarrolla en este trabajo.

Otra forma, distinta a la que se propone en este trabajo, para establecer el espectro de diseño asociado al *ELS*, es la que proponen autores como Bertero y Bertero (1992), Bertero (1996), Collins (1995) y Wen *et al.* (1996), quienes establecen un espectro de peligro uniforme con un periodo de retorno de 10 años y una cierta distorsión de diseño; concretamente Bertero y Bertero (1992) consideran una distorsión de diseño asociada al *ELS* de 0.0035. Esta opción para la revisión del *ELS* se presenta en la fig. 5.6, donde se establece el espectro de distorsiones máximas con un periodo de retorno de 10 años, para un edificio de 25 niveles localizado hipotéticamente en la estación *SC* de la zona del lago, considerando la media geométrica de la aceleración espectral y la distorsión de diseño propuesta por Bertero y Bertero (1992). De la figura se deduce que la estructura de 25 niveles se puede diseñar para dos valores de T/N , evidentemente la relación T/N con mayor valor es la más conveniente. La ventaja de este procedimiento es que los diseños se llevan a cabo de la forma tradicional, en donde se establece un espectro y una distorsión de diseño. La desventaja es que no asegura que la relación T/N sea la óptima para la estructura que se diseña, es decir, que el espectro correspondiente a un periodo de retorno dado (en este caso 10 años) podría ser óptimo sólo para una estructura con cierto número de niveles. Mientras que el procedimiento que se propone en este trabajo sí obtiene la relación T/N óptima de cualquier estructura con un número de niveles dado; por esta razón se eligió dicho procedimiento, para la revisión del *ELS*.

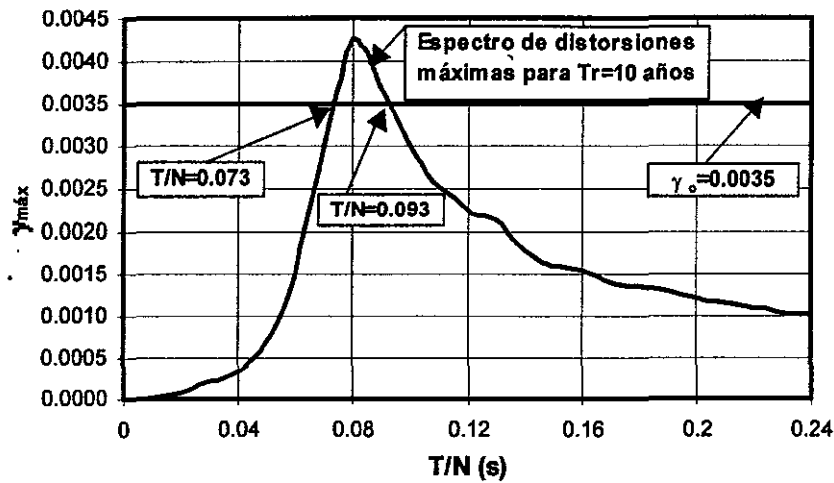


Fig. 5.6 Distorsiones máximas demandadas un periodo de retorno de 10 años en una estructura de 25 niveles considerando la media geométrica de la aceleración espectral en la estación SC de la zona del lago.

5.5 Aplicación de la teoría de optimización a la zona del lago de la ciudad de México

En esta sección se presenta la aplicación de la teoría de optimización, desarrollada en secciones anteriores, a cinco estaciones representativas de la zona del lago. Las estructuras que se estudian son sistemas estructurales construidos a base de marcos de concreto con rigidez y masa constante en toda su altura y usados para albergar oficinas. La excitación que se considera es la media geométrica de la aceleración espectral.

5.5.1 Función del costo inicial

Los parámetros de la función de costos de la ec. 5.2 se calcularon tomando como base datos varios edificios de nueve niveles diseñados con distintos periodos de vibrar y distintos niveles de resistencia publicados en el trabajo desarrollado por Vargas (1991), de ello la ec. 5.2 queda establecida como:

$$\frac{C_i}{C_{k0}} = 1 + 0.64 [T_0 - T]^{2.48} \quad (5.22)$$

En la ec. 5.22 el periodo T_0 , es el periodo máximo (o rigidez mínima) con que se puede diseñar una estructura, el cual, de acuerdo con el *RCDF*, se establece diseñando una estructura únicamente bajo carga vertical y respetando tamaños mínimos especificados de los elementos estructurales, así como, cuantías de refuerzo mínimas especificadas también por dicho código de diseño. El valor de T_0 es aproximadamente $T_0=0.11N+0.56$, según resulta del mismo estudio de Vargas (1991) considerando edificios de nueve y quince niveles diseñados a base marcos continuos de concreto bajo carga vertical y respetando dimensiones y refuerzos mínimos establecidos por el *RCDF*. La relación entre T_0 y N se

considera lineal, debido a que sólo se dispuso de los datos de los dos edificios a que se hace mención. En la fig 5.7 se muestra la forma de la ec. 5.22 precisamente para el edificio de nueve niveles, en ella se observa que el costo inicial de la estructura decrece, en tanto el periodo de la estructura se incrementa.

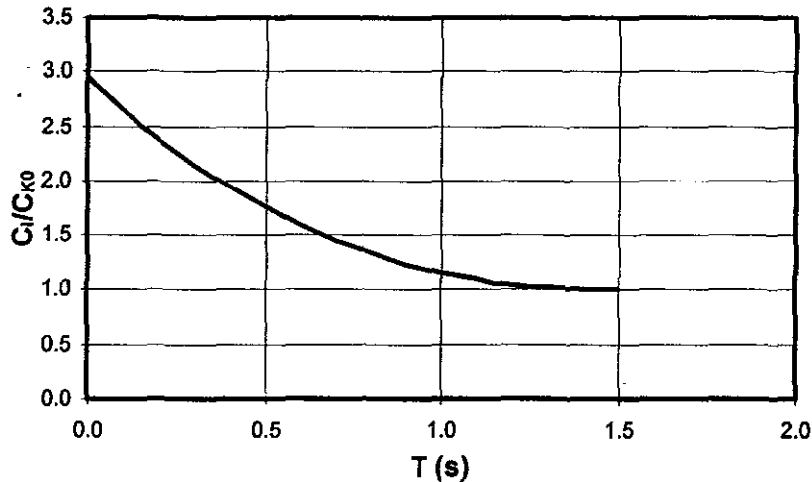


Fig. 5.7 Función que evalúa el costo inicial de la estructura de 9 niveles en el análisis costo-beneficio.

En otros reglamentos de diseño, como el *Uniform Building Code* (1994), para establecer el periodo máximo de diseño (T_0) o la rigidez mínima, se establece un coeficiente sísmico de diseño mínimo, que junto con la distorsión de diseño determina el valor de T_0 . Otros criterios que pueden gobernar el valor de T_0 son el diseño por viento, o bien que al revisar el estado límite de daño para establecer la resistencia de la estructura, se obtengan elementos estructurales sobrerreforzados y sea necesario modificar su tamaño. Sin embargo, en este trabajo los criterios anteriores no se consideran.

5.5.2 Costo de los elementos no estructurales, instalaciones, contenido de la estructura y costo de los daños indirectos

Para establecer los costos de los elementos no estructurales, instalaciones y contenido de las estructuras, se analizaron distintos casos de edificios cuyos costos fueron calculados por la empresa BIMSA-SOUTHAM S.A. DE C.V. (1997). De dicho análisis se obtuvieron los datos de la tabla 5.1. El costo de los daños indirectos corresponde al pago de cuatro meses de renta, de un área igual a los edificios que se consideraron en el desarrollo de la función del costo inicial de la estructura.

Tabla 5.1 Valor de costos de los distintos conceptos considerados en este trabajo

Concepto	Costo como una fracción de C_{KO}		
	Mínimo	Medio	Máximo
Muros divisorios de mampostería o tablarroca	0.43	0.58	0.91
Fachada	0.29	0.34	0.41
Instalaciones y contenido	1.65	1.88	2.45
Costo de los daños indirectos	0.14	0.18	0.49

5.5.3 Periodos óptimos de diseño correspondientes a cinco estaciones de registro sísmico en la zona del lago considerando muros de mampostería de piezas macizas, muros de tablarroca montados en marcos de lámina delgada y fachadas precoladas

Los periodos óptimos de diseño se calculan para la media geométrica de la aceleración espectral y considerando el valor de los parámetros que en seguida se especifican, los cuales se calcularon de acuerdo a lo dispuesto en las secciones anteriores. En todos los casos se considera una tasa de descuento $\epsilon_d = 0.05/\text{año}$, este valor es el que se usa en Ordaz *et al.* (1989) para un estudio de riesgo sísmico con el fin de obtener espectros de diseño que establecen la resistencia óptima de las estructuras, y corresponde a economías estables donde las tasas de interés y la inflación no varían en gran proporción. En México, la tasa de descuento anterior resultaría poco confiable dada la gran inestabilidad económica en que se encuentra el país, la cual provoca que la tasa de descuento tienda a crecer, sin embargo, en este trabajo se toma de manera conservadora el valor de ϵ_d antes mencionado; ya que el valor esperado del costo total de las estructuras es inversamente proporcional a ϵ_d .

Parámetros usados en el cálculo de los periodos óptimos de diseño considerando muros de mampostería de piezas macizas y fachadas precoladas

Los parámetros que se consideran para la estimación de los periodos óptimos de diseño se calculan de acuerdo a los criterios de la sección 5.3.1, resultando los valores que siguen:

- Distorsión promedio que inicia el daño en los elementos no estructurales $\gamma_o = 0.0026$;
- Distorsión promedio que causa daño total en los elementos no estructurales $\gamma_C = 0.0098$;
- Parámetros de la función de vulnerabilidad $\gamma^* = 0.0057$ y $\alpha^* = 2.738$;
- La fracción de C_{KO} que cuestan los muros divisorios de mampostería, fachada, instalaciones y contenido, así como, el costo de los daños indirectos es: con costos máximos y según la tabla 5.1, $Q_j = (0.91 + 0.41 + 2.45 * 0.0098 / 0.04 + 0.49) / N = 2.41 / N$. De forma similar con costos mínimos, y también según la tabla 5.1, $Q_j = 1.26 / N$. En ambos casos se considera que el costo de los elementos no estructurales, fachada, instalaciones

y contenido, así como, el costo de los daños indirectos es el mismo en cualquier nivel; por tal razón se divide entre el número de niveles N .

Parámetros usados en el cálculo de los periodos óptimos de diseño considerando muros de tablarroca montados en marcos de lámina delgada y fachadas precoladas

Los parámetros que se consideraron para la estimación de los periodos óptimos de diseño fueron:

- Distorsión promedio que inicia el daño en los elementos no estructurales $\gamma_o=0.004$;
- Distorsión promedio que causa daño total en los elementos no estructurales $\gamma_C=0.010$;
- Parámetros de la función de vulnerabilidad $\gamma^*=0.0068$ y $\alpha^*=4.310$;
- La fracción de C_{KO} que cuestan los muros divisorios de tablarroca, fachada, instalaciones y contenido de la estructura, así como, el costo de los daños indirectos, se calculan de forma similar que en el caso anterior, resultando que con costos máximos, según la tabla 5.1, $Q_f=2.42/N$, con costos mínimos, según también la tabla 5.1, $Q_f=0.90/N$.

Considerando el valor de los parámetros que intervienen en el análisis costo-beneficio que se especifican en los dos últimos párrafos, y aplicando la teoría descrita en las secciones anteriores se calcularon los periodos óptimos de diseño para edificios de 5, 10, 15, 20, 25 y 30 niveles en cinco estaciones en la zona del lago. En las figs. 5.8 a 5.17 se muestran los periodos óptimos de diseño que resultaron de considerar piezas macizas de mampostería y fachadas precoladas, y en las figs. 5.18 a 5.27 se muestran los periodos óptimos de diseño resultado de considerar muros de tablarroca y fachadas precoladas. En las figs. 5.8 a 5.12 y 5.18 a 5.22 se presentan los espectros de diseño considerando costos máximos, y en las figs. 5.13 a 5.17 y 5.23 a 5.27 se muestran los periodos óptimos de diseño considerando costos mínimos. Cada figura está dividida en tres incisos, la figura del inciso *a*) contiene los periodos óptimos de diseño vs la aceleración espectral que produce la distorsión de diseño, y en un recuadro la gráfica de la forma del espectro de aceleraciones del sitio que se estudia, esta gráfica es esquemática y ayuda a entender la influencia de los efectos de sitio en el valor del periodo óptimo de diseño; la del *b*) contiene la comparación de la relación entre la ordenada espectral y la distorsión de diseño demandada por el *RCDF* y el *ELS*, esta relación es una medida de la rigidez lateral demanda por el *RCDF* y el *ELS*; y la figura del inciso *c*) contiene el periodo de retorno de la aceleración espectral que produce la distorsión de diseño. Los resultados, mostrados en las figuras antes mencionadas se comentan en seguida.

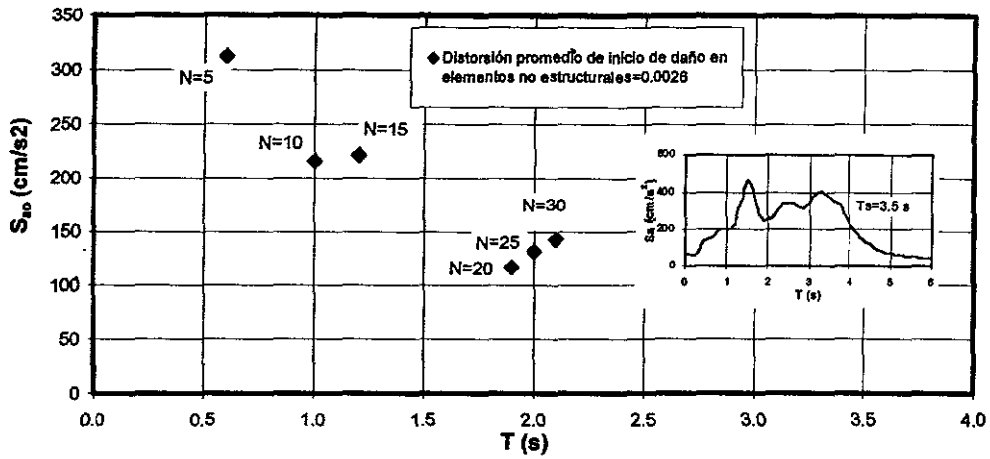


Fig. 5.8a Periodos óptimos de diseño para la media geométrica de la aceleración espectral en la estación 36.

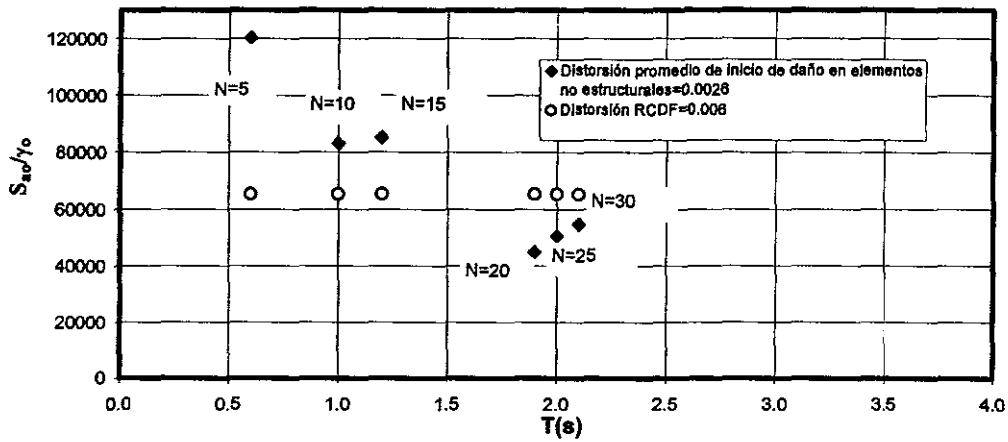


Fig. 5.8b Comparación de la relación entre la aceleración espectral y la distorsión de entrepiso demandada por el ELS y el RCDF en la estación 36.

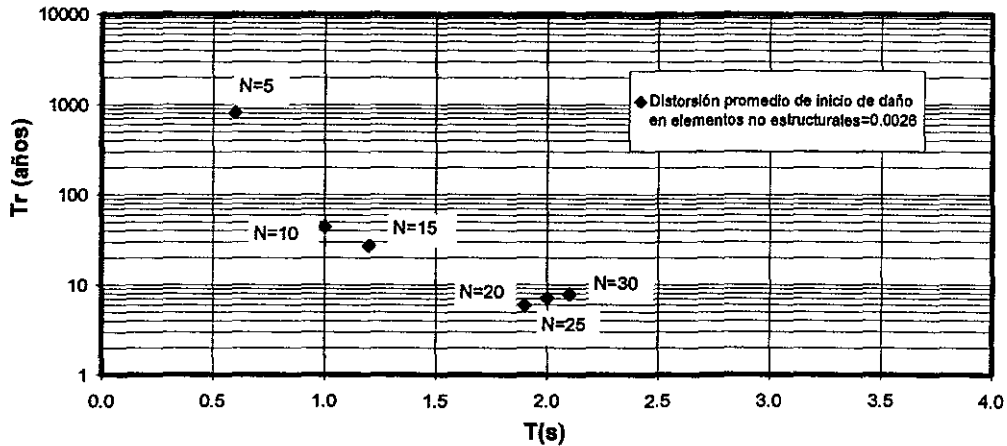


Fig. 5.8c Periodo de retorno de la aceleración espectral que produce la distorsión de diseño en la estación 36.

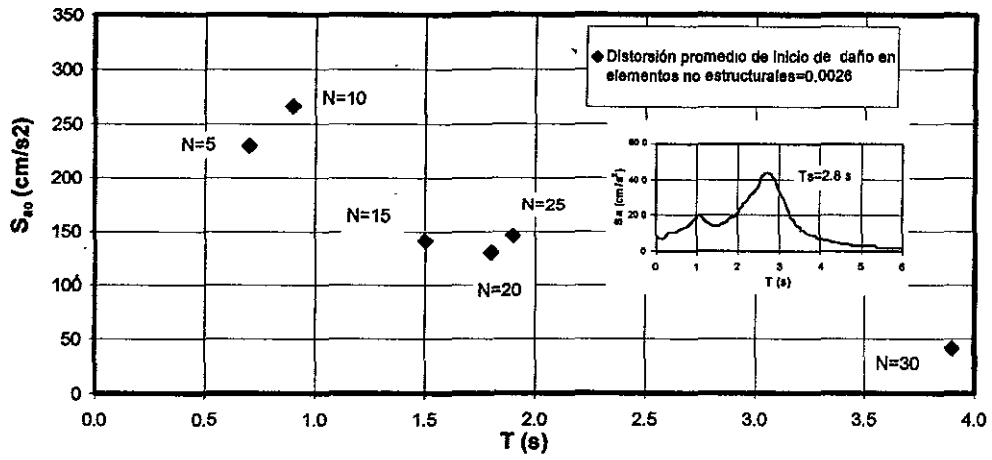


Fig. 5.9a Periodos óptimos de diseño para la media geométrica de la aceleración espectral en la estación 49.

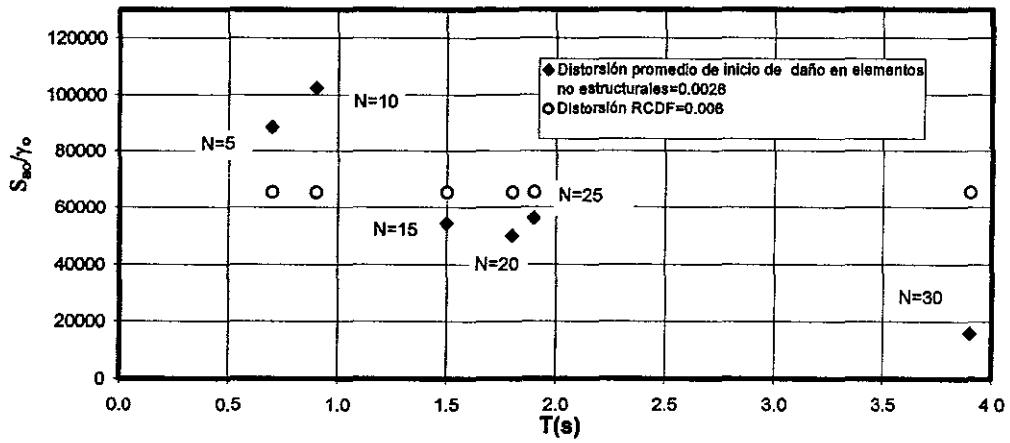


Fig. 5.9b Comparación de la relación entre la aceleración espectral y la distorsión de entrepiso demandada por el ELS y el RCDF en la estación 49.

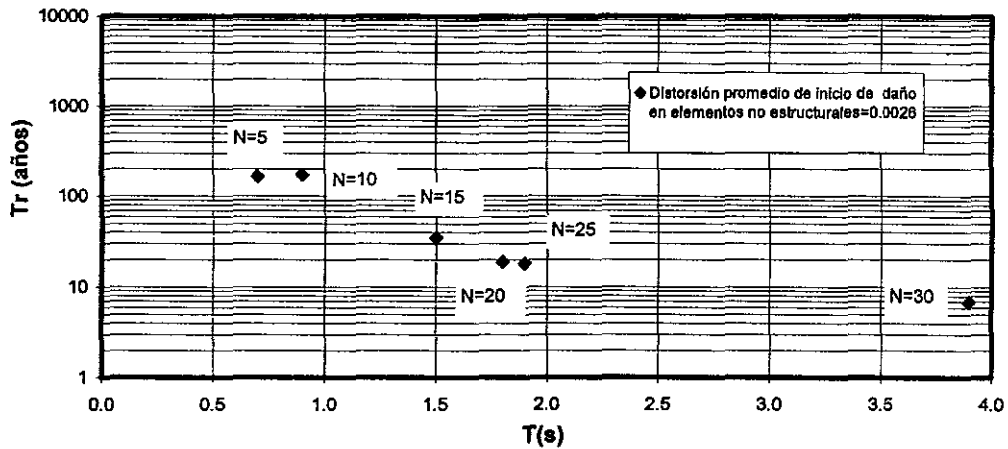


Fig. 5.9c Periodo de retorno de la aceleración espectral que produce la distorsión de diseño en la estación 49.

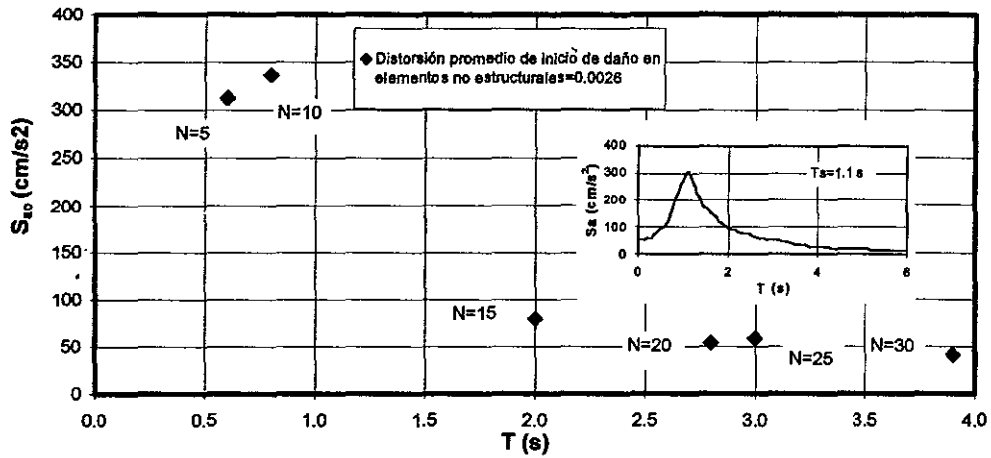


Fig. 5.10a Periodos óptimos de diseño para la media geométrica de la aceleración espectral en la estación 54.

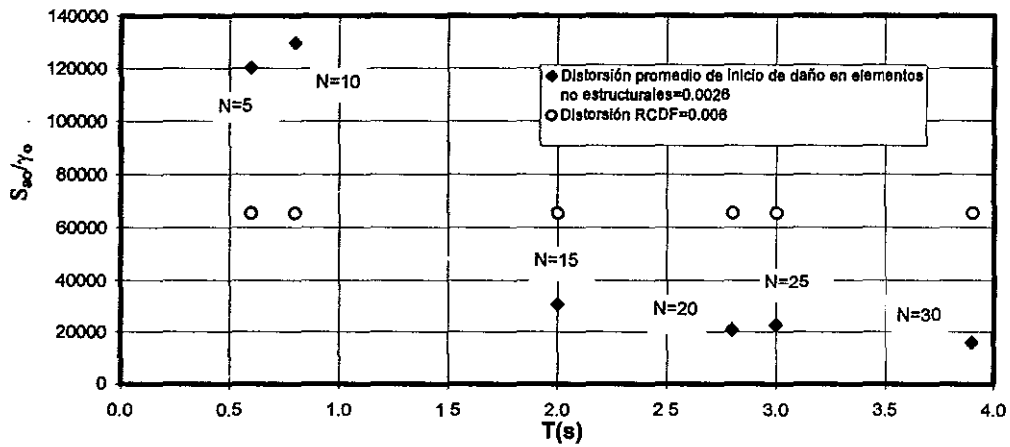


Fig. 5.10b Comparación de la relación entre la aceleración espectral y la distorsión de entrepiso demandada por el ELS y el RCDF en la estación 54.

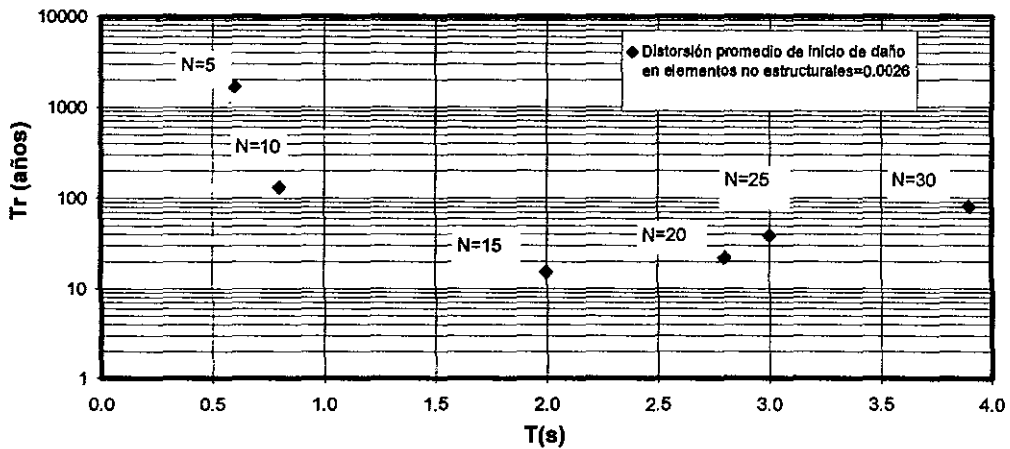


Fig. 5.10c Periodo de retorno de la aceleración espectral que produce la distorsión de diseño en la estación 54.

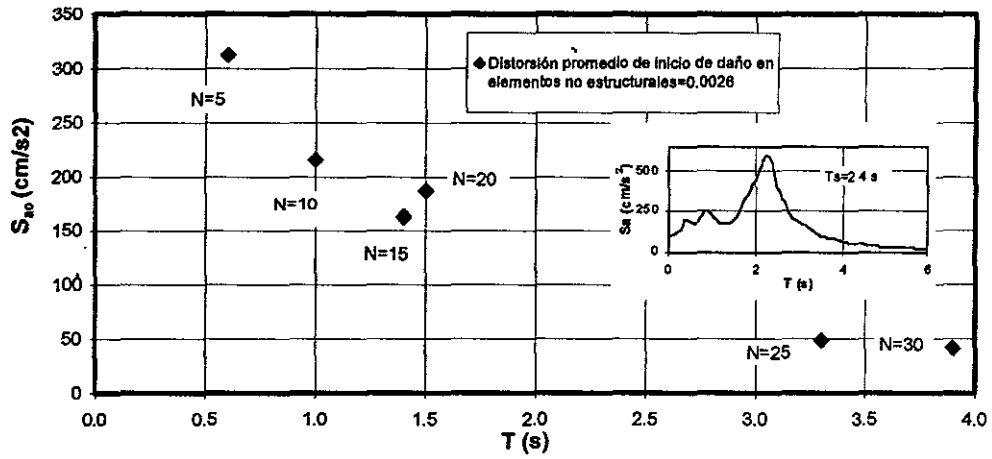


Fig. 5.11a Periodos óptimos de diseño para la media geométrica de la aceleración espectral en la estación 56.

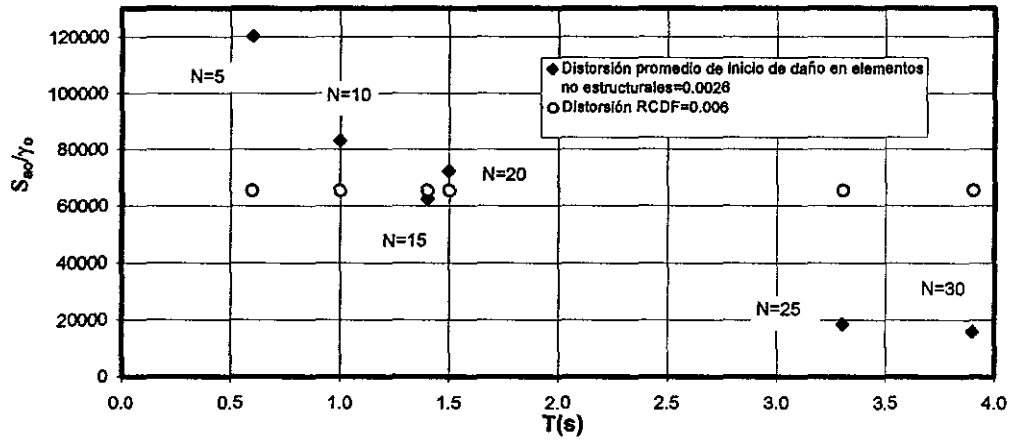


Fig. 5.11b Comparación de la relación entre la aceleración espectral y la distorsión de entrepiso demandada por el ELS y el RCDF en la estación 56.

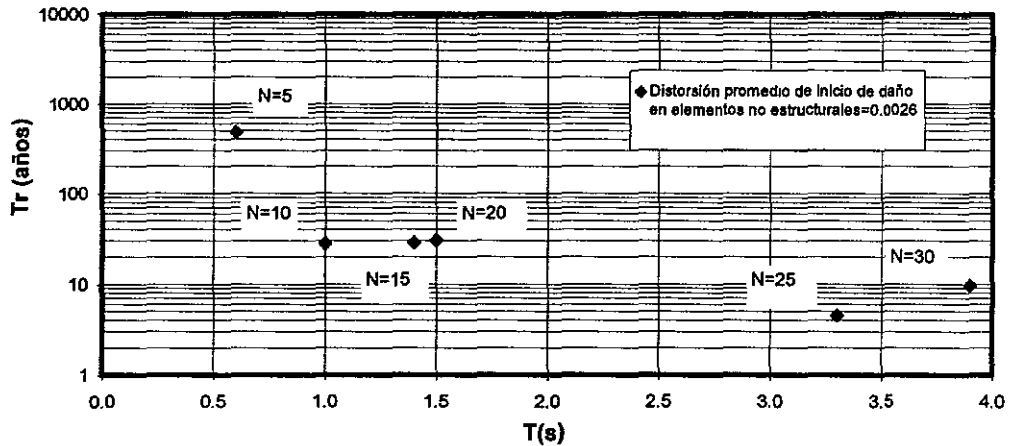


Fig. 5.11c Periodo de retorno de la aceleración espectral que produce la distorsión de diseño en la estación 56.

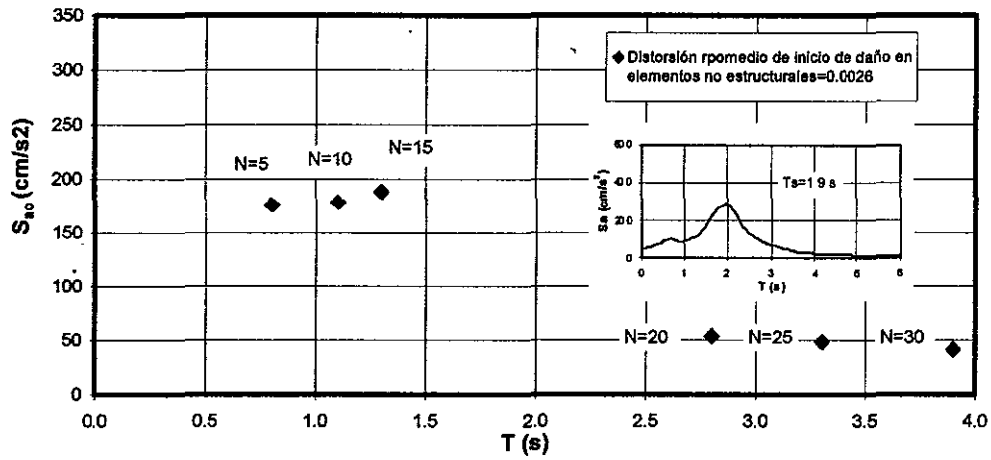


Fig. 5.12a Periodos óptimos de diseño para la media geométrica de la aceleración espectral en la estación SC.

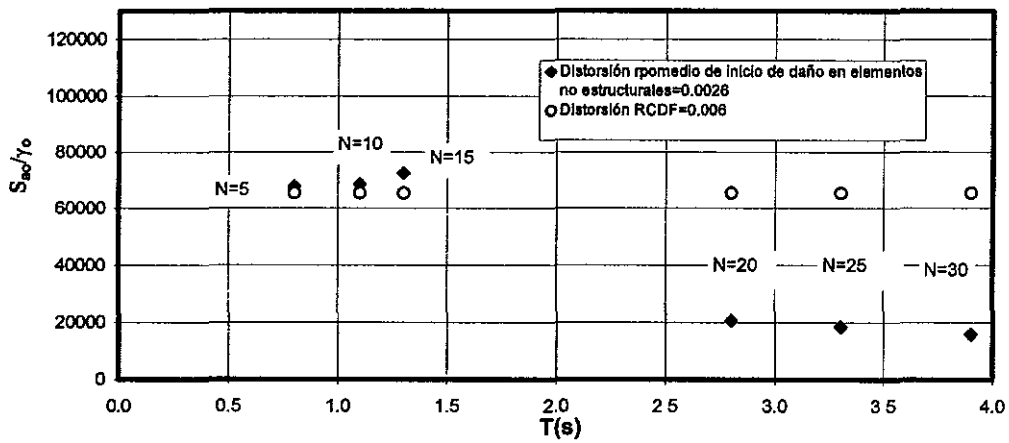


Fig. 5.12b Comparación de la relación entre la aceleración espectral y la distorsión de entrepiso demandada por el ELS y el RCDF en la estación SC.

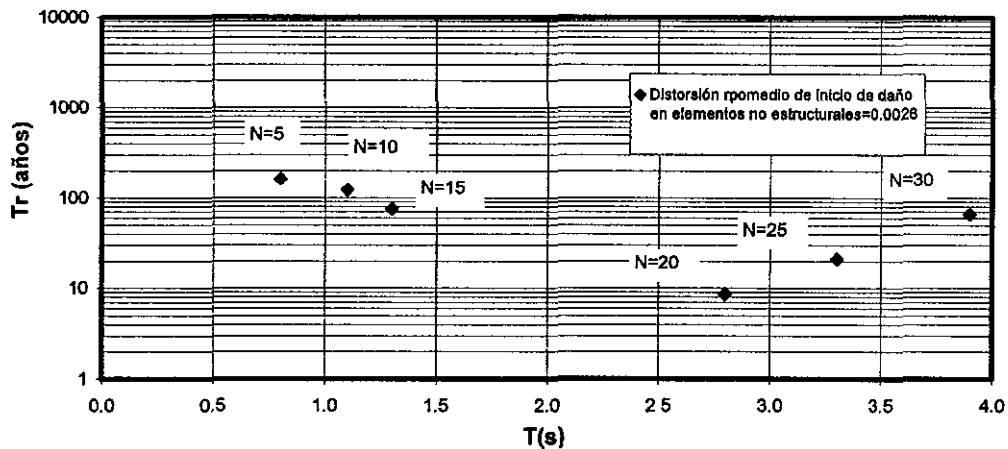


Fig. 5.12c Periodo de retorno de la aceleración espectral que produce la distorsión de diseño en la estación SC.

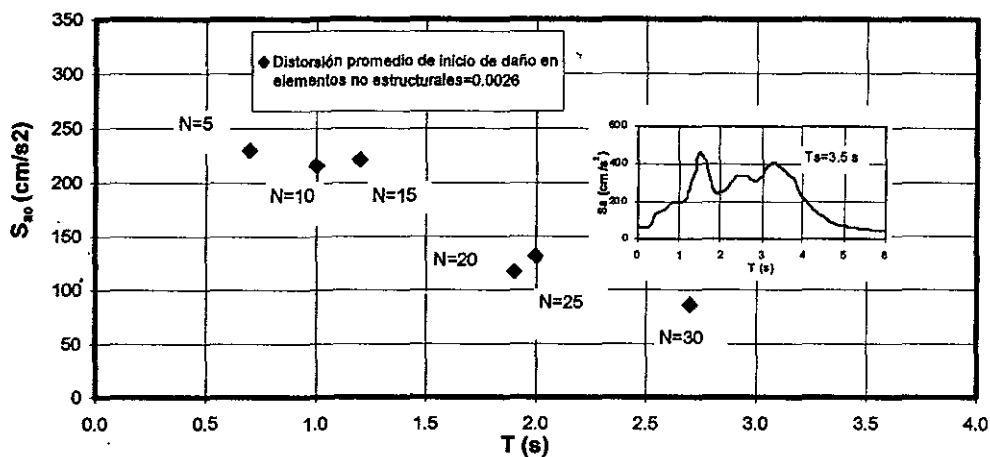


Fig. 5.13a Periodos óptimos de diseño para la media geométrica de la aceleración espectral en la estación 36.

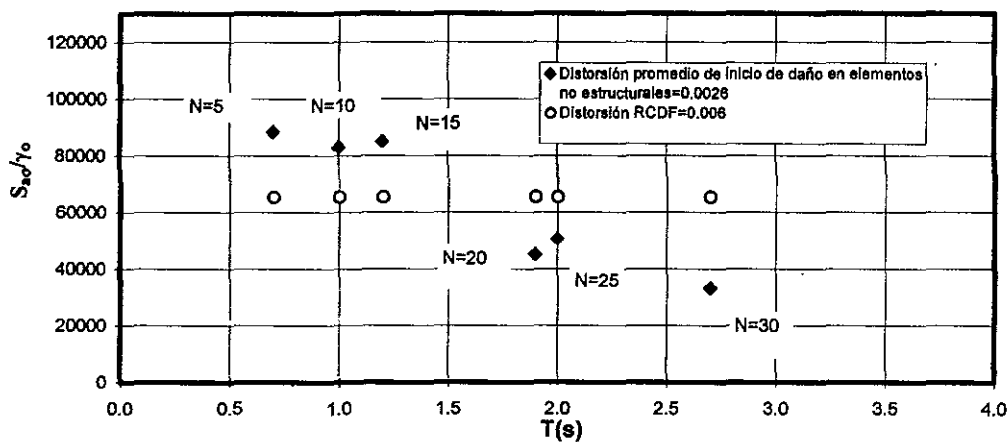


Fig. 5.13b Comparación de la relación entre la aceleración espectral y la distorsión de entrepiso demandada por el ELS y el RCDF en la estación 36.

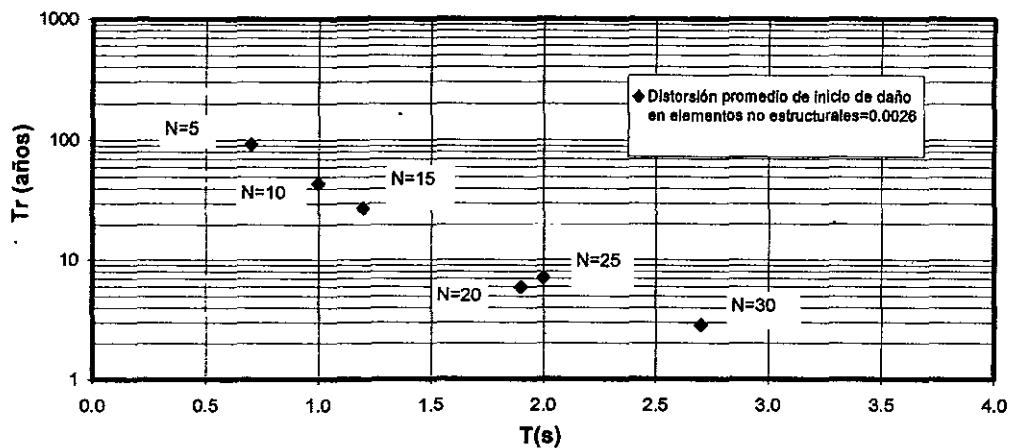


Fig. 5.13c Periodo de retorno de la aceleración espectral que produce la distorsión de diseño en la estación 36.

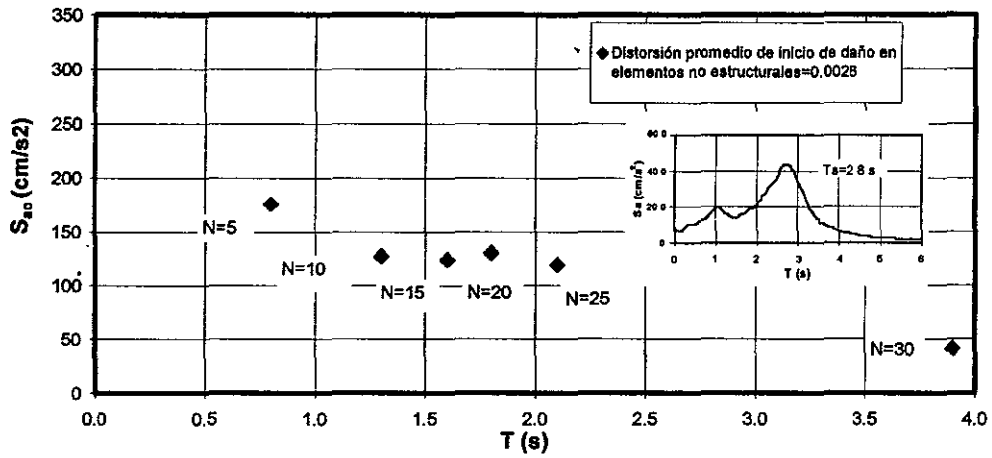


Fig. 5.14a Periodos óptimos de diseño para la media geométrica de la aceleración espectral en la estación 49.

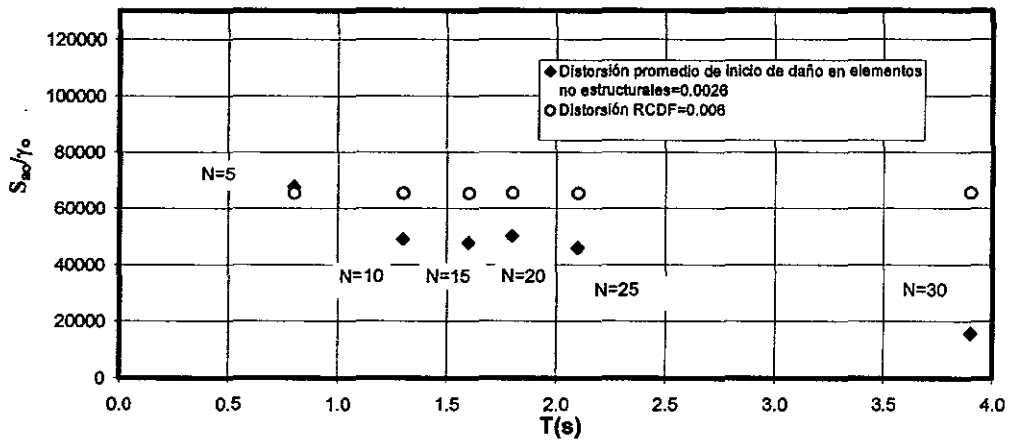


Fig. 5.14b Comparación de la relación entre la aceleración espectral y la distorsión de entrepiso demandada por el ELS y el RCDF en la estación 49.

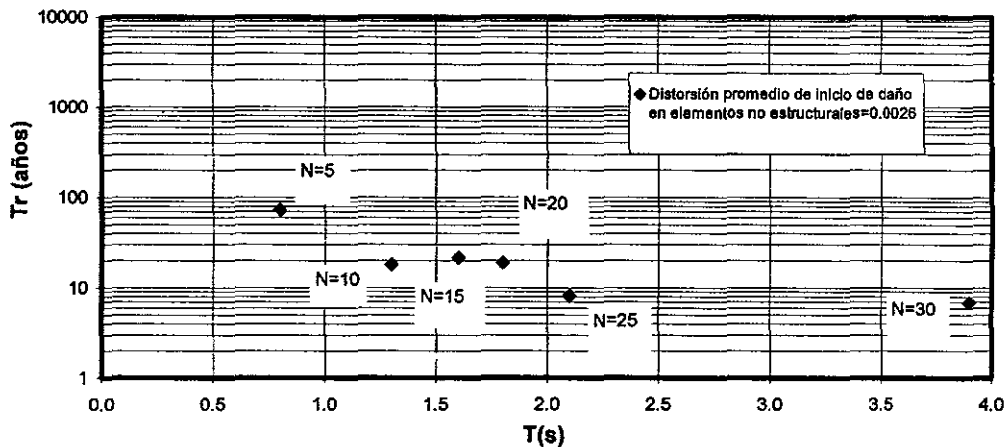


Fig. 5.14c Periodo de retorno de la aceleración espectral que produce la distorsión de diseño en la estación 49.

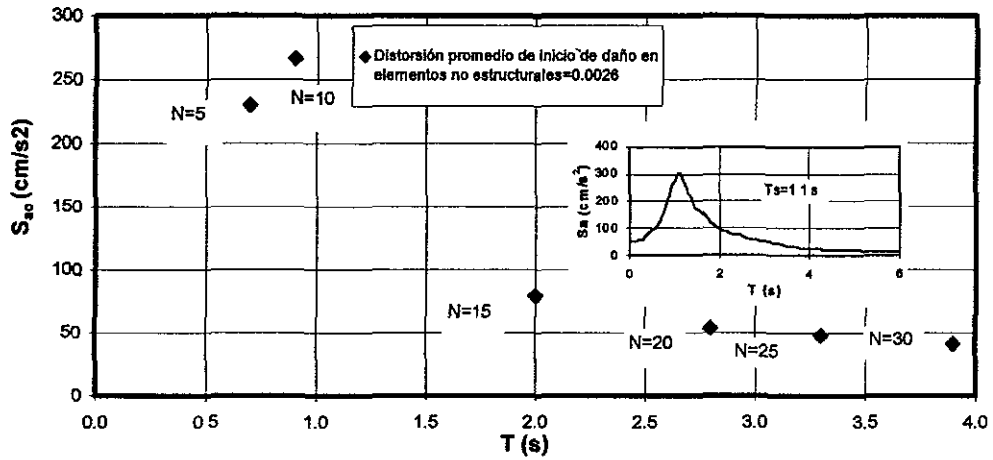


Fig. 5.15a Periodos óptimos de diseño para la media geométrica de la aceleración espectral en la estación 54.

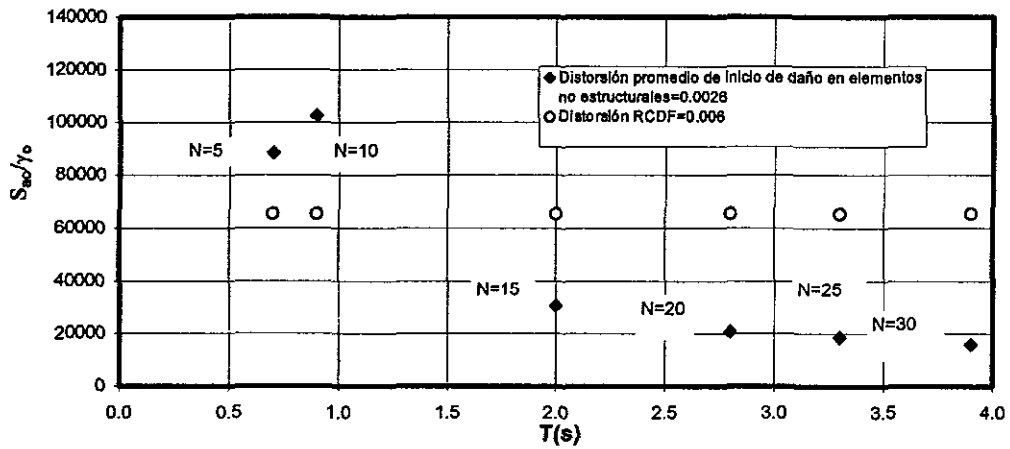


Fig. 5.15b Comparación de la relación entre la aceleración espectral y la distorsión de entrepiso demandada por el ELS y el RCDF en la estación 54.

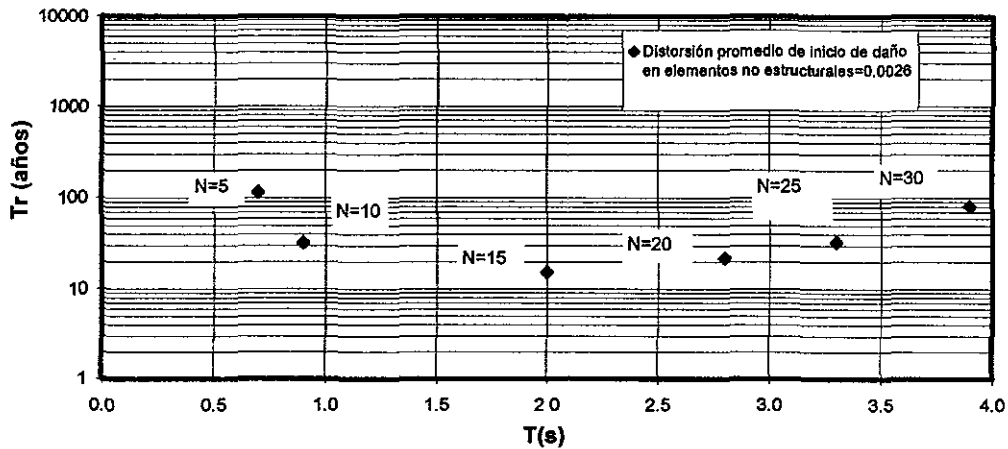


Fig. 5.15c Periodo de retorno de la aceleración espectral que produce la distorsión de diseño en la estación 54.

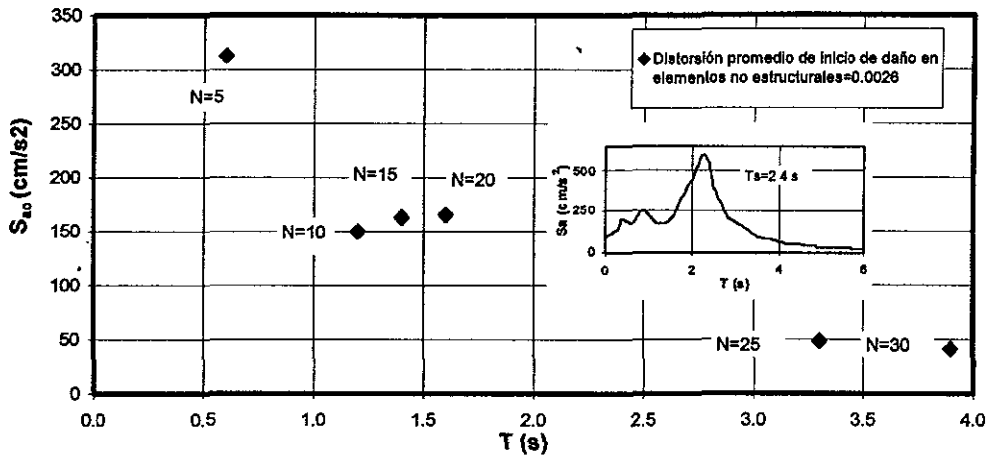


Fig. 5.16a Periodos óptimos de diseño para la media geométrica de la aceleración espectral en la estación 56.

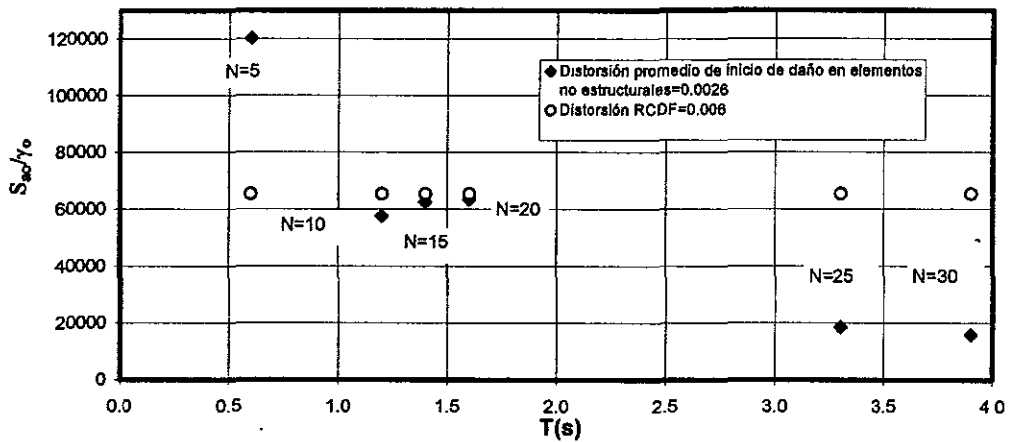


Fig. 5.16b Comparación de la relación entre la aceleración espectral y la distorsión de entrepiso demandada por el ELS y el RCDF en la estación 56.

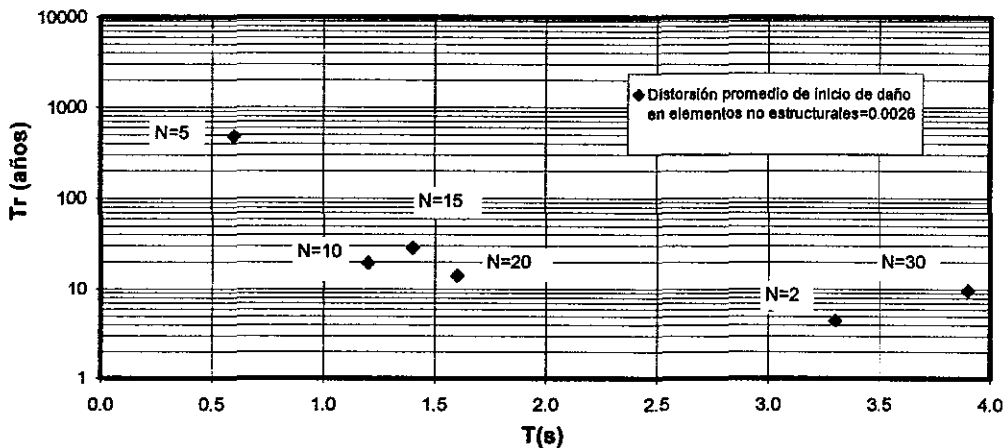


Fig. 5.16c Periodo de retorno de la aceleración espectral que produce la distorsión de diseño en la estación 56.

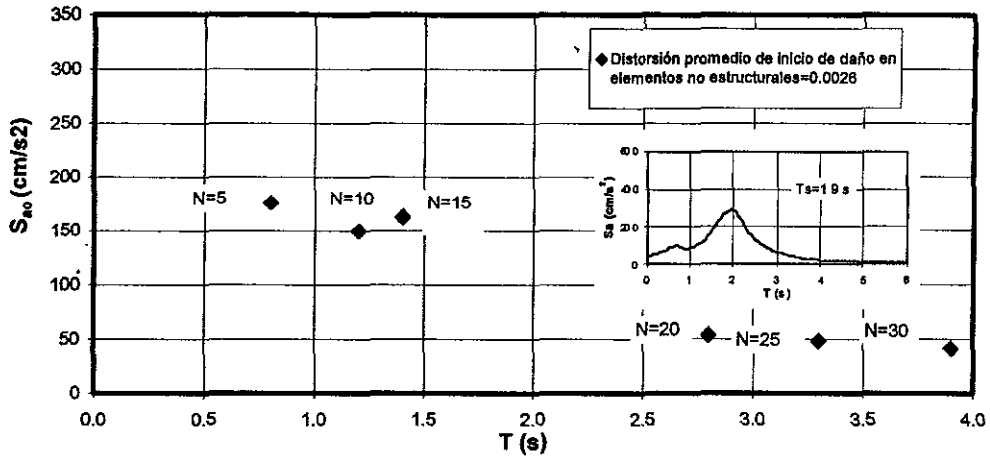


Fig. 5.17a Periodos óptimos de diseño para la media geométrica de la aceleración espectral en la estación SC.

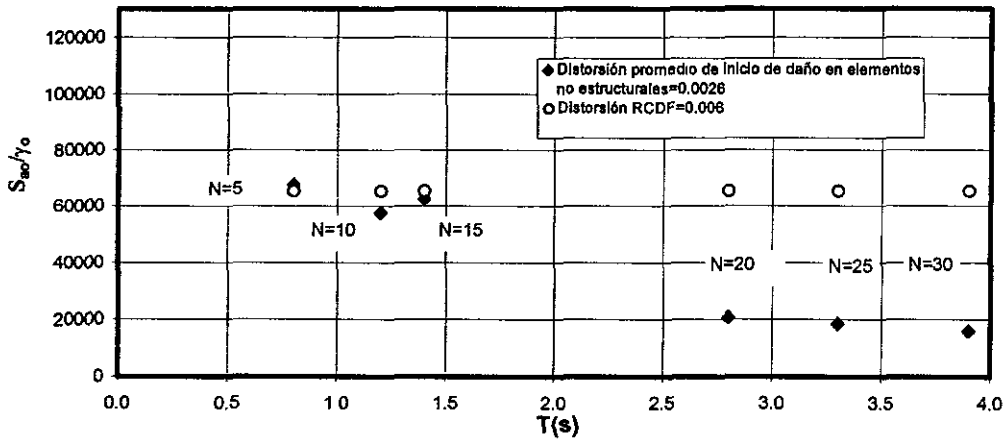


Fig. 5.17b Comparación de la relación entre la aceleración espectral y la distorsión de entrepiso demandada por el ELS y el RCDF en la estación SC.

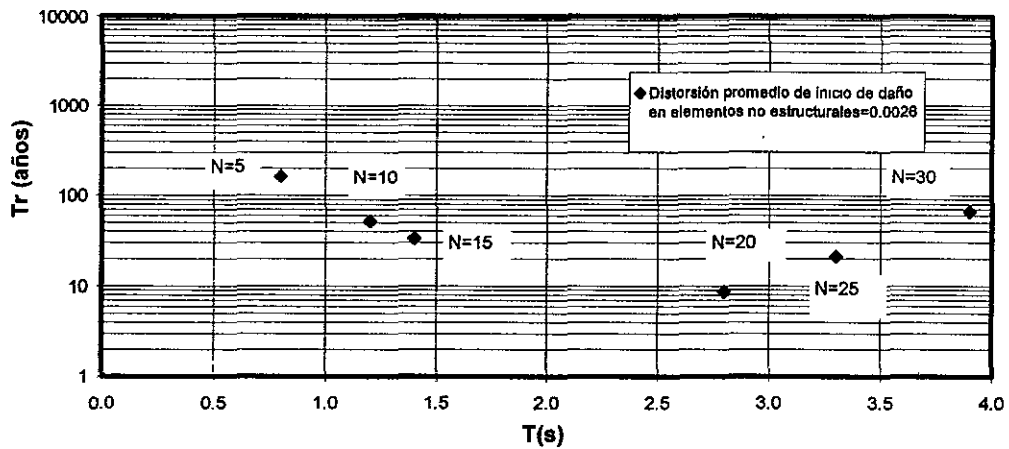


Fig. 5.17c Periodo de retorno de la aceleración espectral que produce la distorsión de diseño en la estación SC.

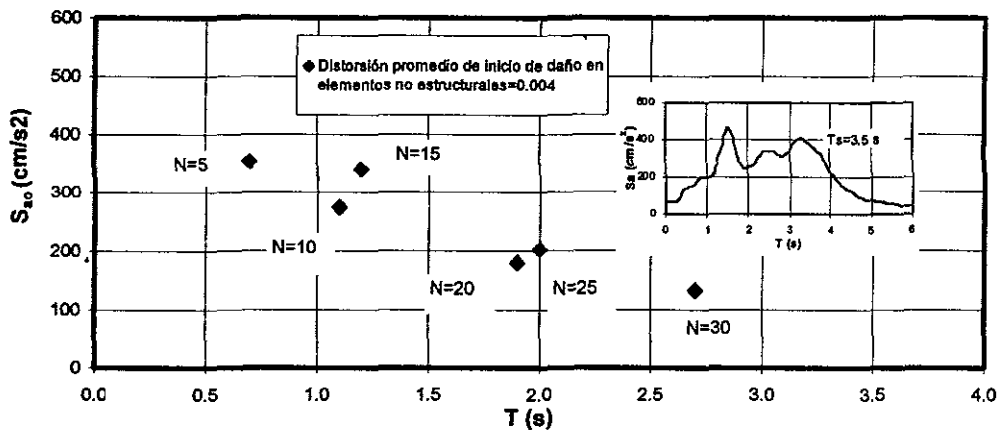


Fig. 5.18a Periodos óptimos de diseño para la media geométrica de la aceleración espectral en la estación 36.

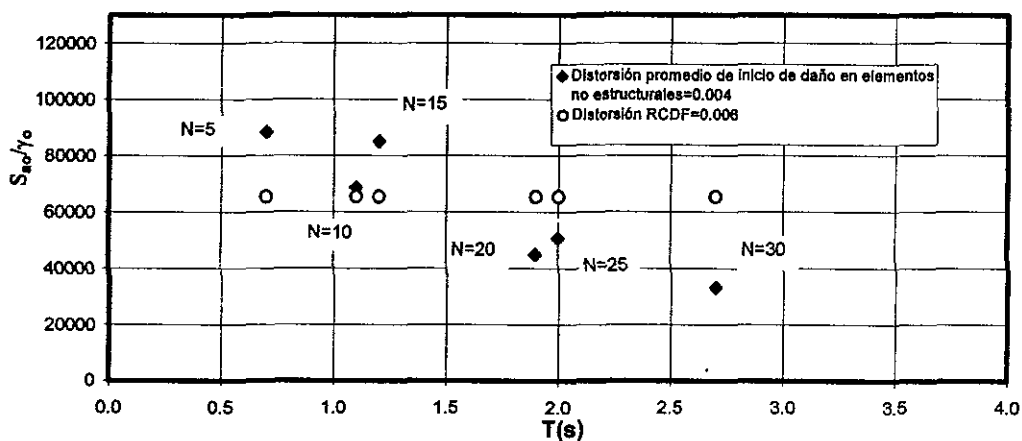


Fig. 5.18b Comparación de la relación entre la aceleración espectral y la distorsión de entrepiso demandada por el ELS y el RCDF en la estación 36.

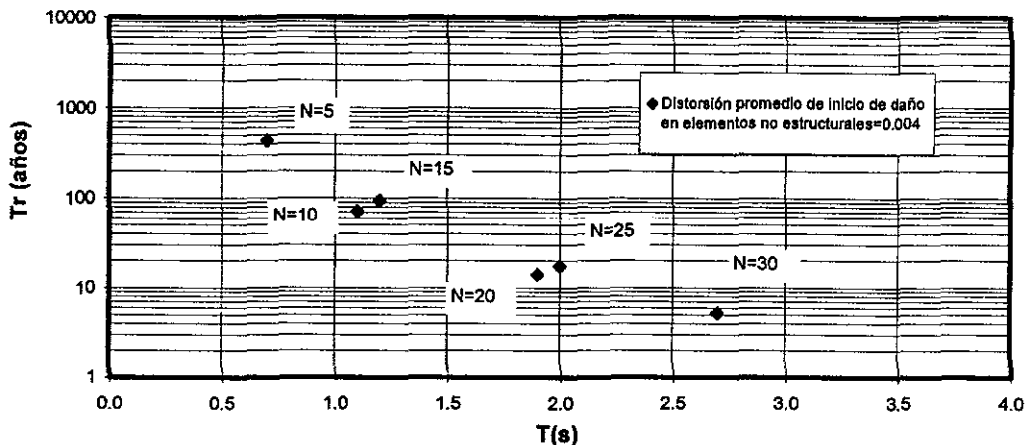


Fig. 5.18c Periodo de retorno de la aceleración espectral que produce la distorsión de diseño en la estación 36.

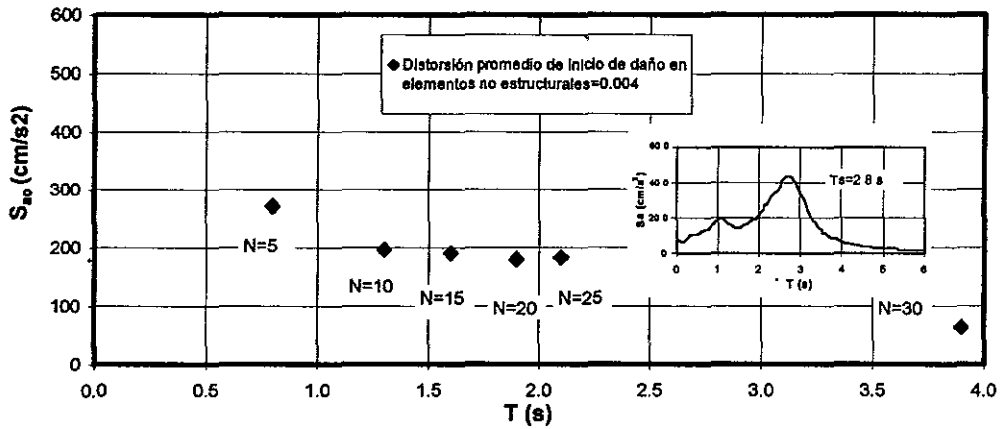


Fig. 5.19a Periodos óptimos de diseño para la media geométrica de la aceleración espectral en la estación 49.

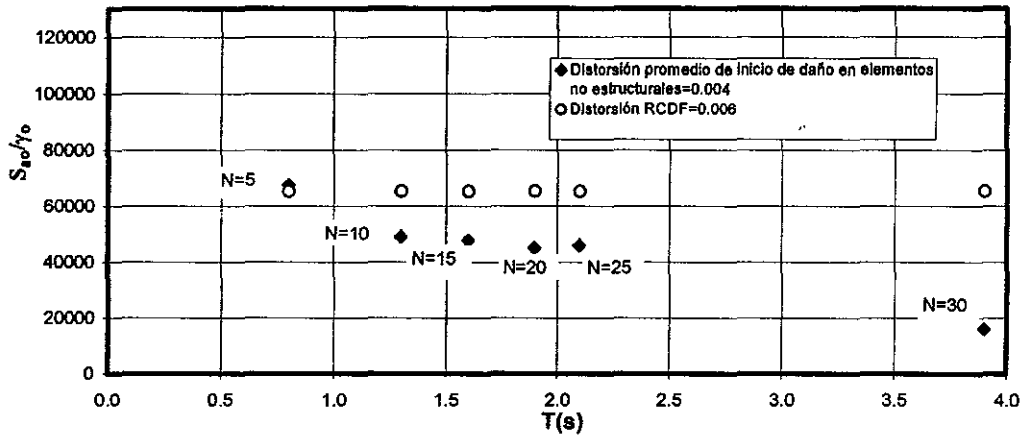


Fig. 5.19b Comparación de la relación entre la aceleración espectral y la distorsión de entrepiso demandada por el ELS y el RCDF en la estación 49.

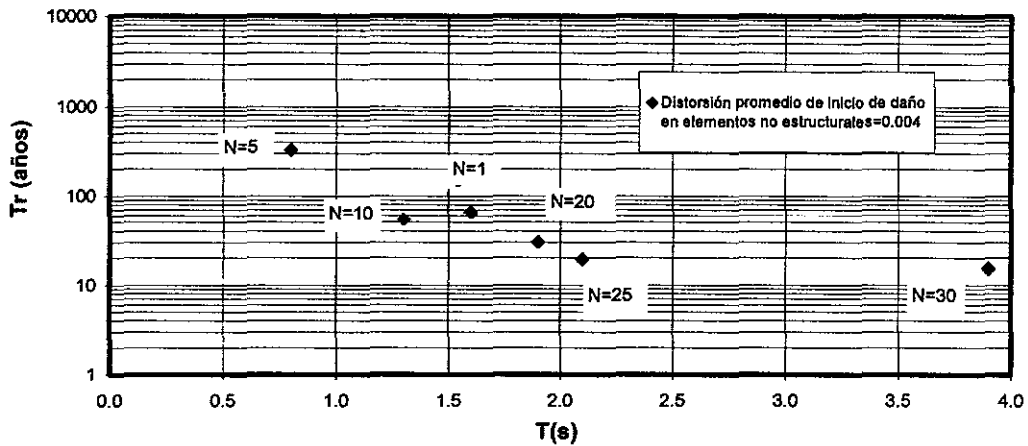


Fig. 5.19c Periodo de retorno de la aceleración espectral que produce la distorsión de diseño en la estación 49.

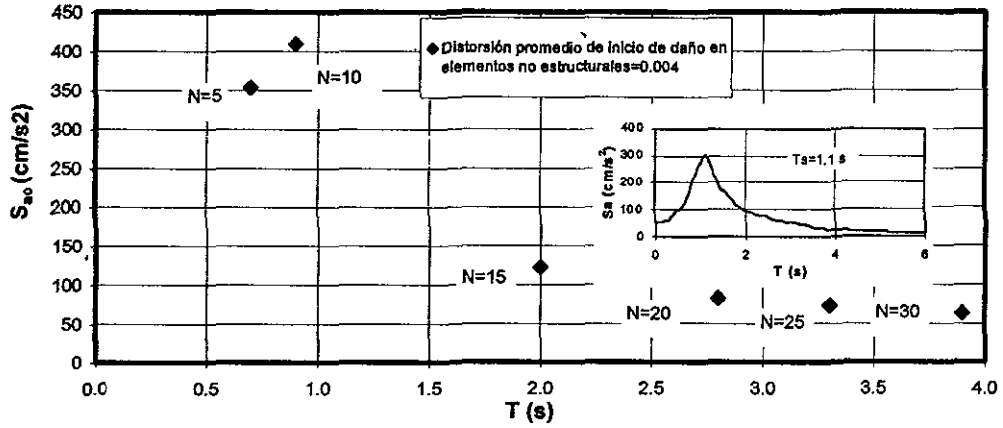


Fig. 5.20a Periodos óptimos de diseño para la media geométrica de la aceleración espectral en la estación 54.

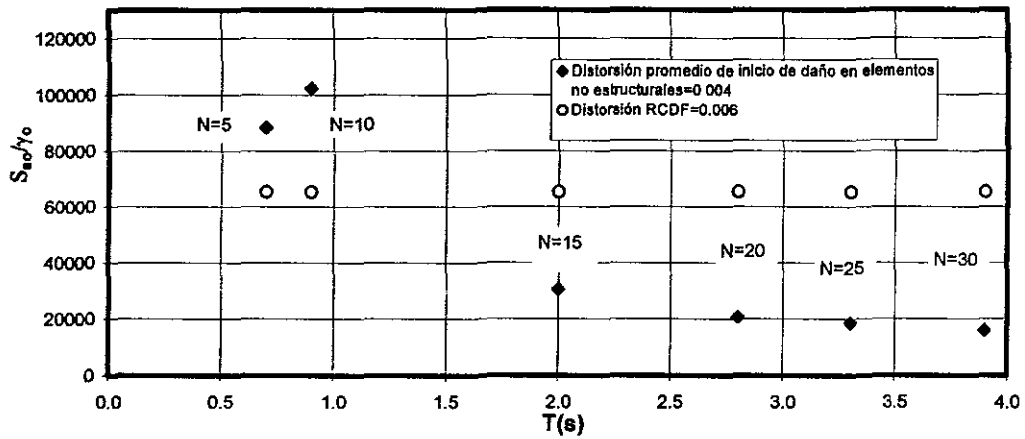


Fig. 5.20b Comparación de la relación entre la aceleración espectral y la distorsión de entrepiso demandada por el ELS y el RCDF en la estación 54.

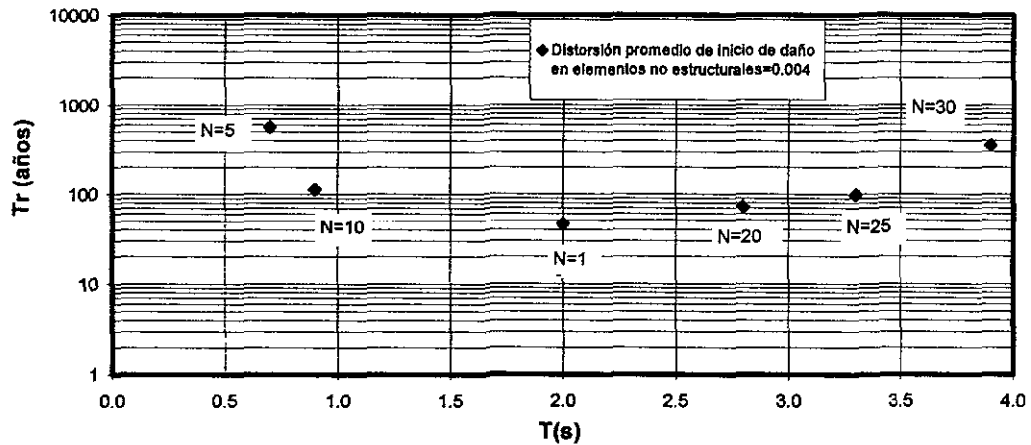


Fig. 5.20c Periodo de retorno de la aceleración espectral que produce la distorsión de diseño en la estación 54.

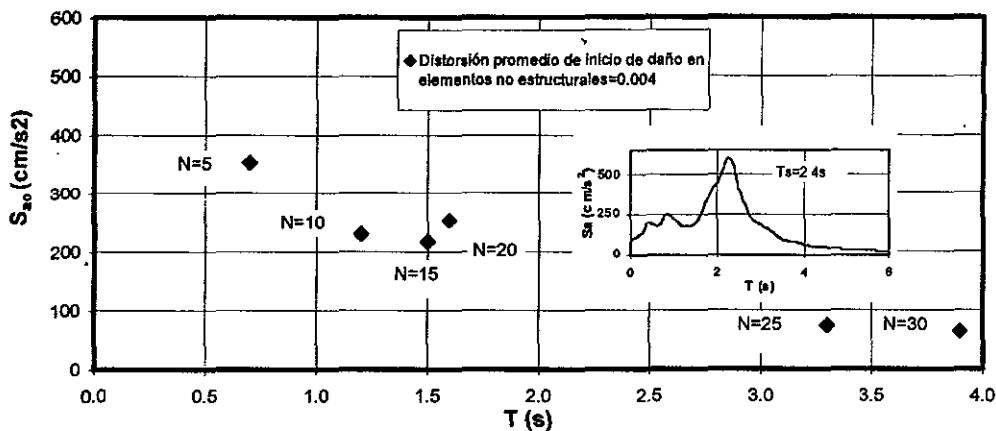


Fig. 5.21a Periodos óptimos de diseño para la media geométrica de la aceleración espectral en la estación 56.

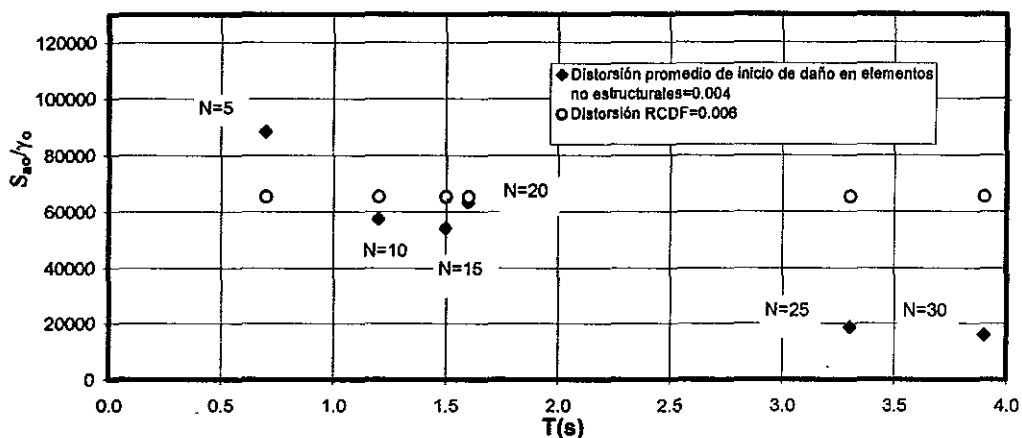


Fig. 5.21b Comparación de la relación entre la aceleración espectral y la distorsión de entrepiso demandada por el ELS y el RCDF en la estación 56.

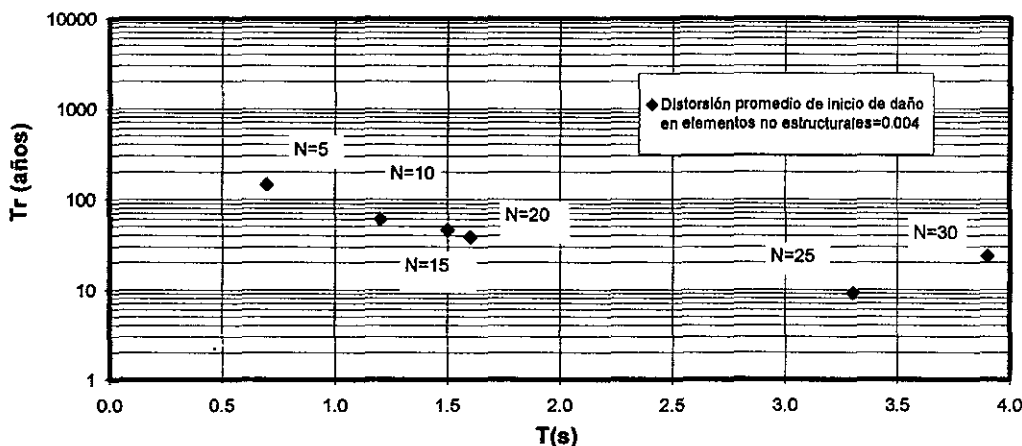


Fig. 5.21c Periodo de retorno de la aceleración espectral que produce la distorsión de diseño en la estación 56.

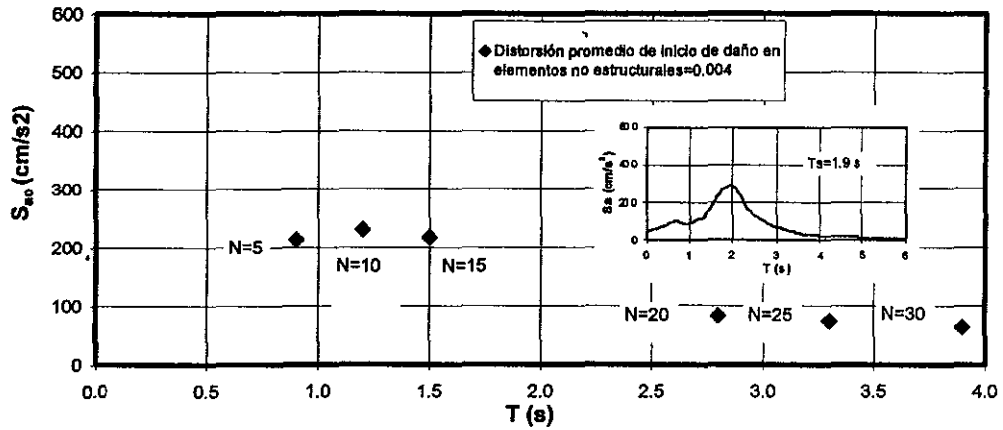


Fig. 5.22a Periodos óptimos de diseño para la media geométrica de la aceleración espectral en la estación SC.

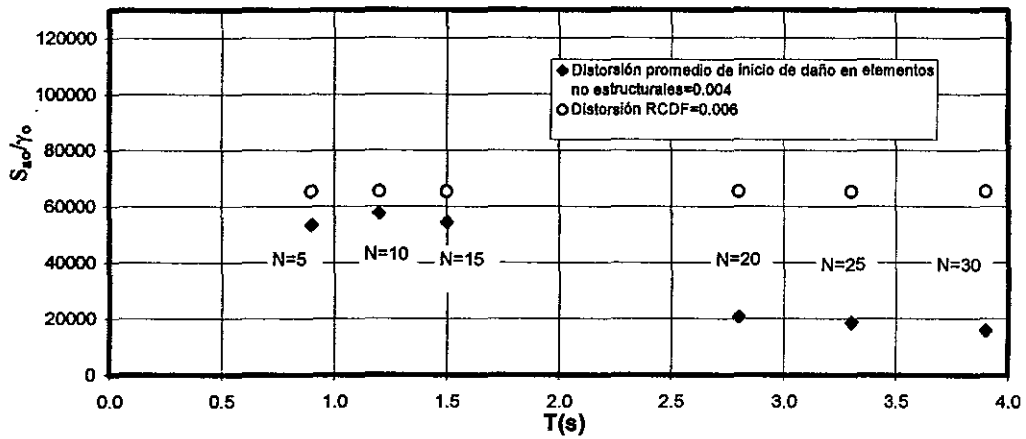


Fig. 5.22b Comparación de la relación entre la aceleración espectral y la distorsión de entrepiso demandada por el ELS y el RCDF en la estación SC.

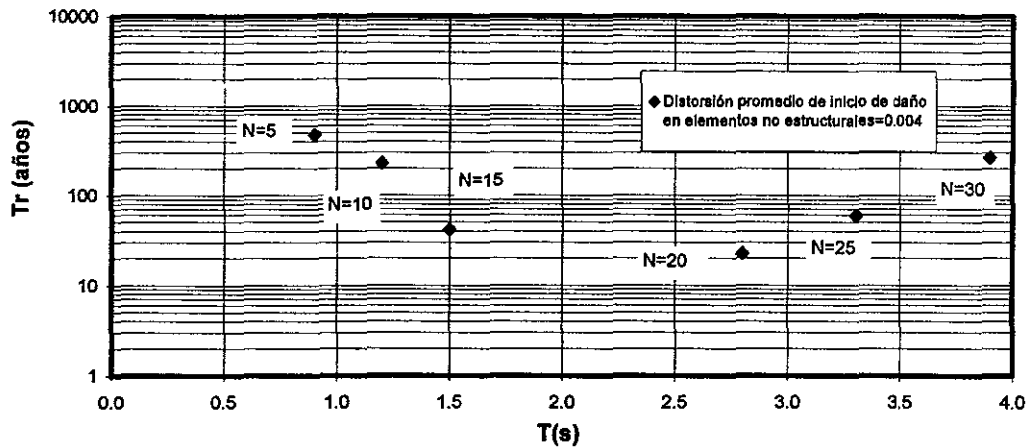


Fig. 5.22c Periodo de retorno de la aceleración espectral que produce la distorsión de diseño en la estación SC.

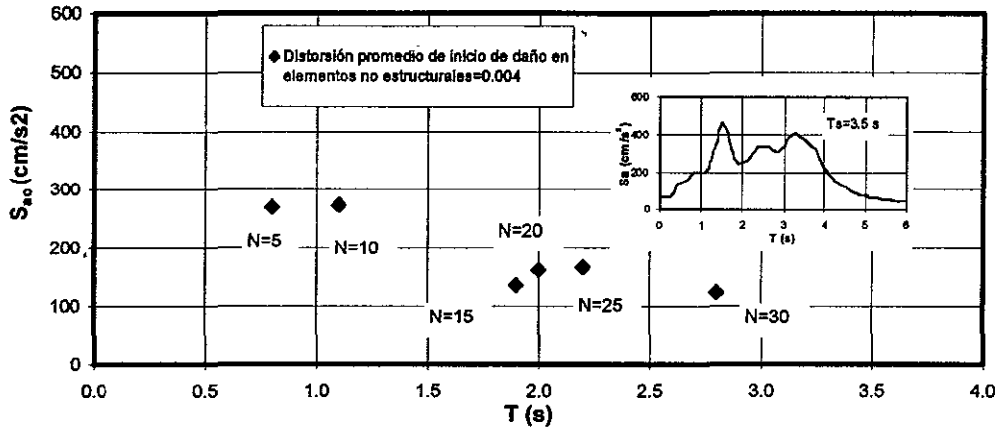


Fig. 5.23a Periodos óptimos de diseño para la media geométrica de la aceleración espectral en la estación 36.

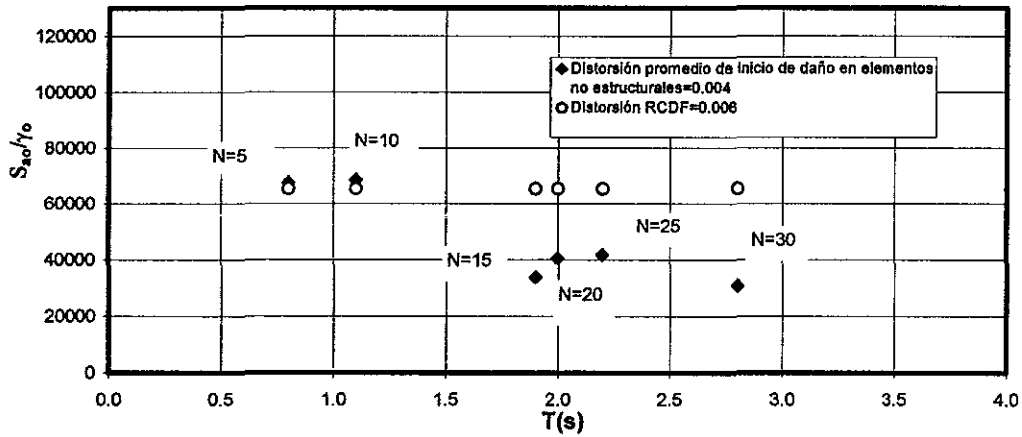


Fig. 5.23b Comparación de la relación entre la aceleración espectral y la distorsión de entrepiso demandada por el ELS y el RCDF en la estación 36.

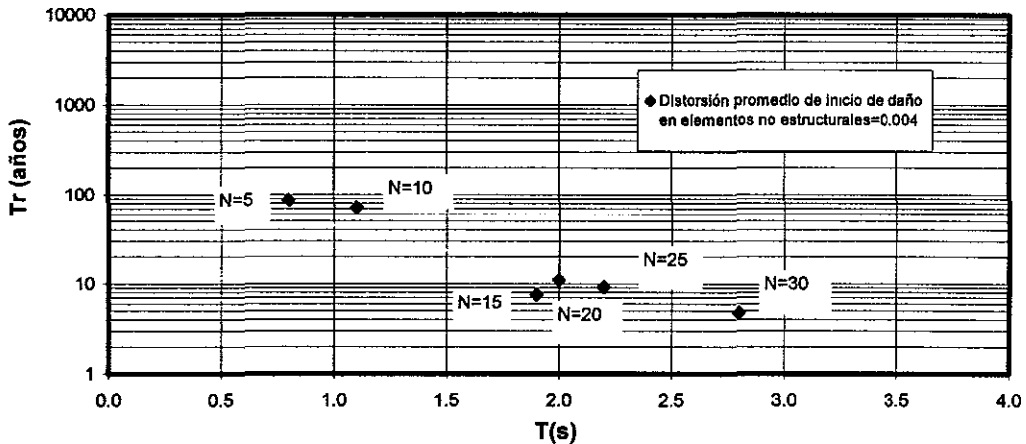


Fig. 5.23c Periodo de retorno de la aceleración espectral que produce la distorsión de diseño en la estación 36.

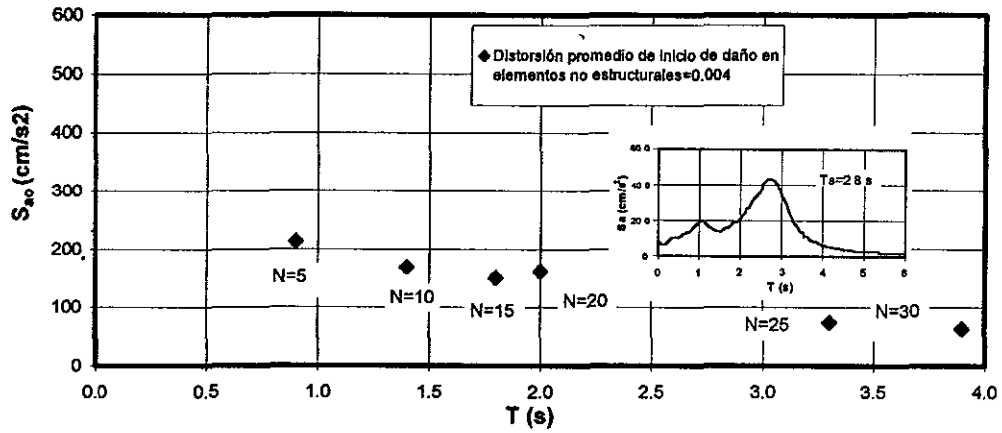


Fig. 5.24a Periodos óptimos de diseño para la media geométrica de la aceleración espectral en la estación 49.

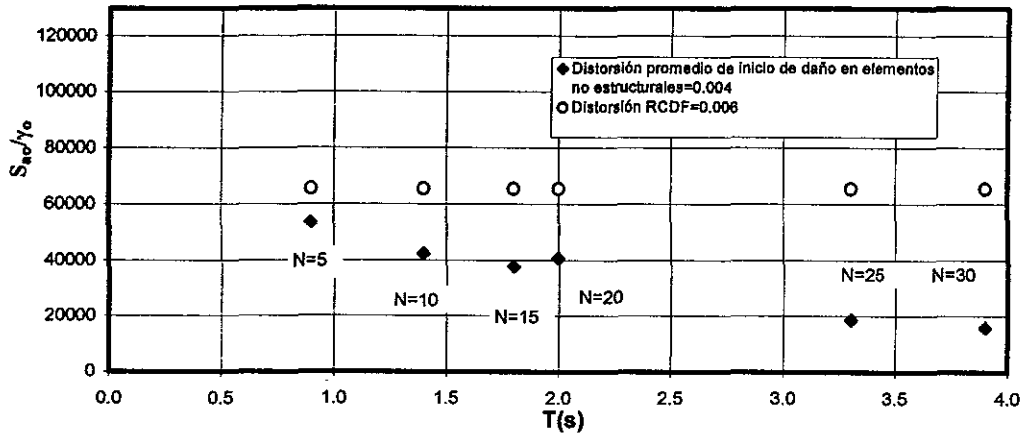


Fig. 5.24b Comparación de la relación entre la aceleración espectral y la distorsión de entrepiso demandada por el ELS y el RCDF en la estación 49.

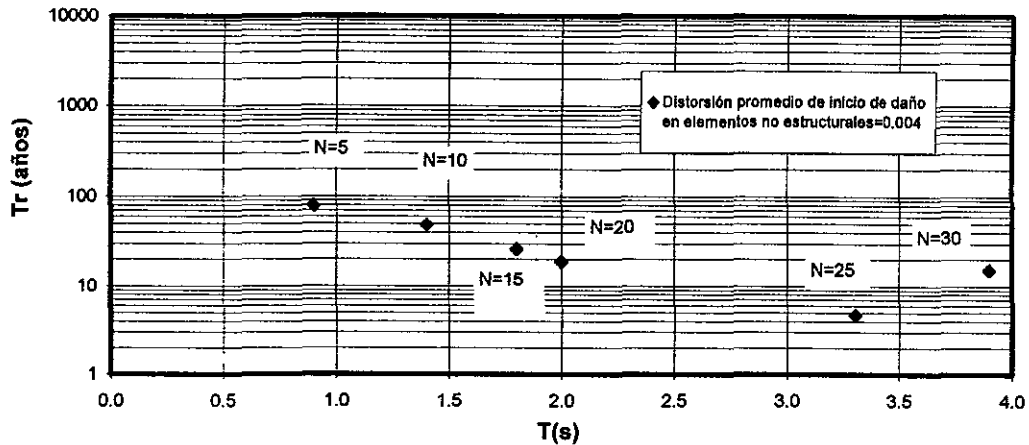


Fig. 5.24c Periodo de retorno de la aceleración espectral que produce la distorsión de diseño en la estación 49.

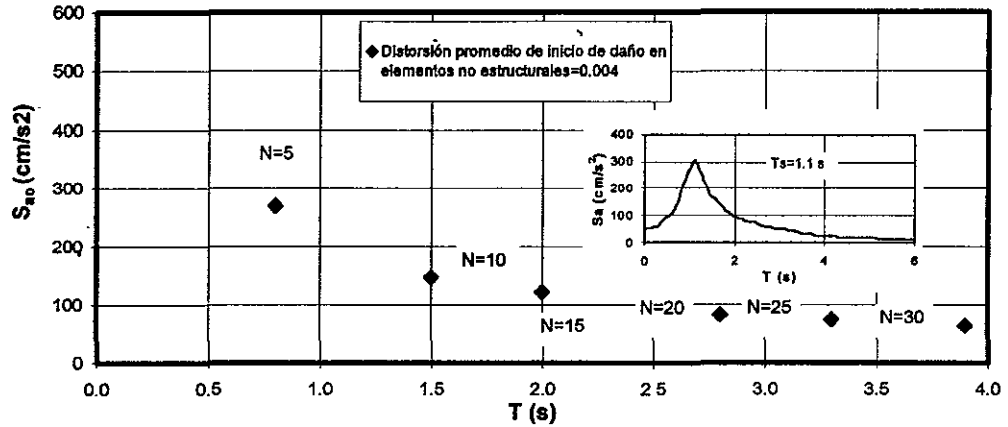


Fig. 5.25a Periodos óptimos de diseño para la media geométrica de la aceleración espectral en la estación 54.

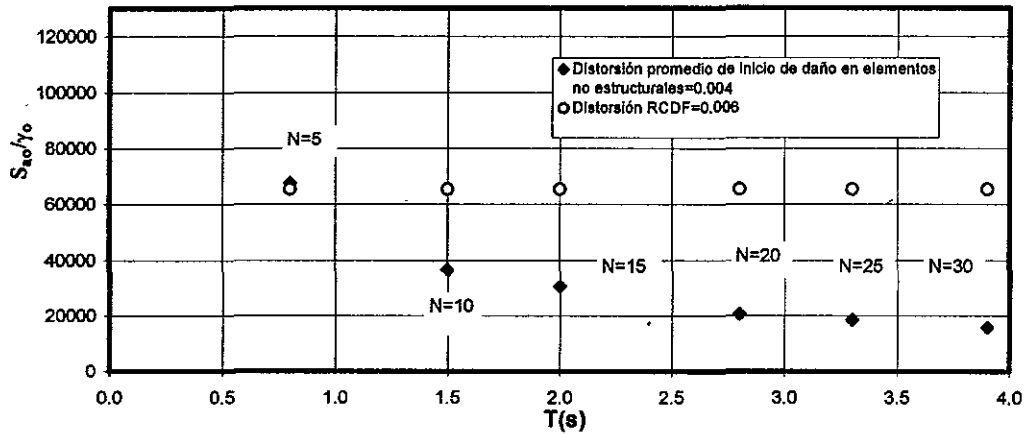


Fig. 5.25b Comparación de la relación entre la aceleración espectral y la distorsión de entrepiso demandada por el ELS y el RCDF en la estación 54.

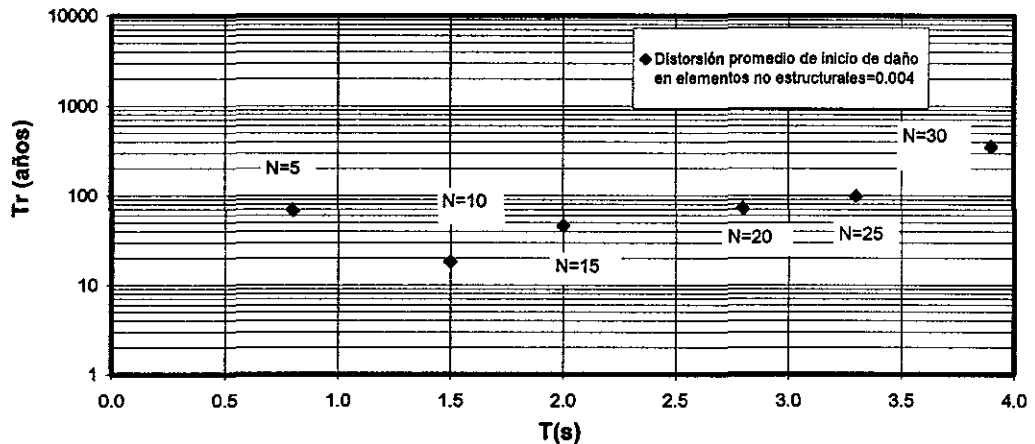


Fig. 5.25c Periodo de retorno de la aceleración espectral que produce la distorsión de diseño en la estación 54.

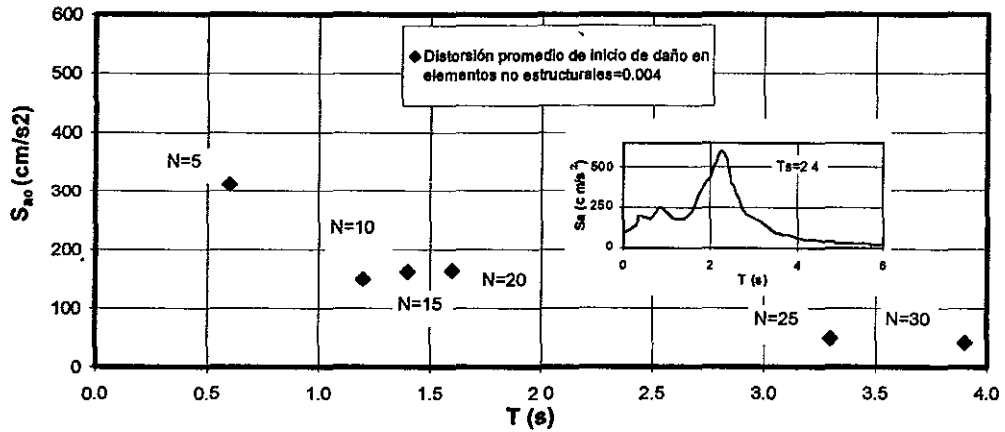


Fig. 5.26a Periodos óptimos de diseño para la media geométrica de la aceleración espectral en la estación 56.

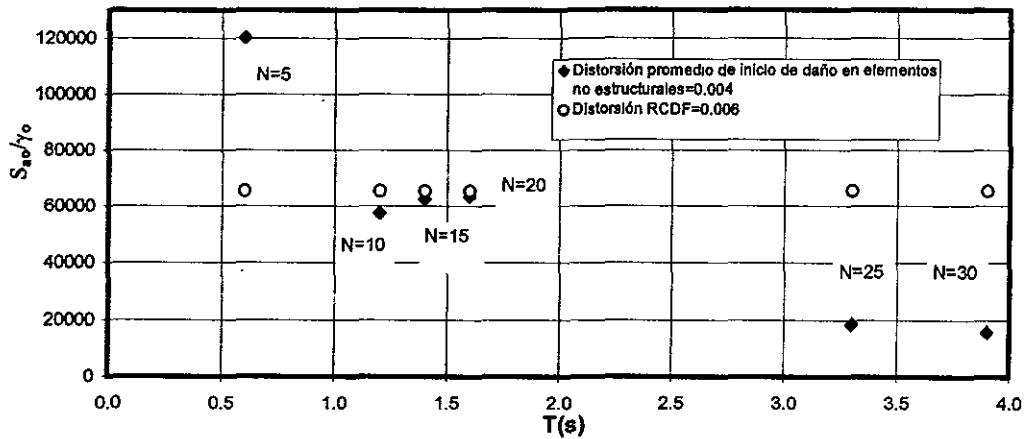


Fig. 5.26b Comparación de la relación entre la aceleración espectral y la distorsión de entrepiso demandada por el ELS y el RCDF en la estación 56.

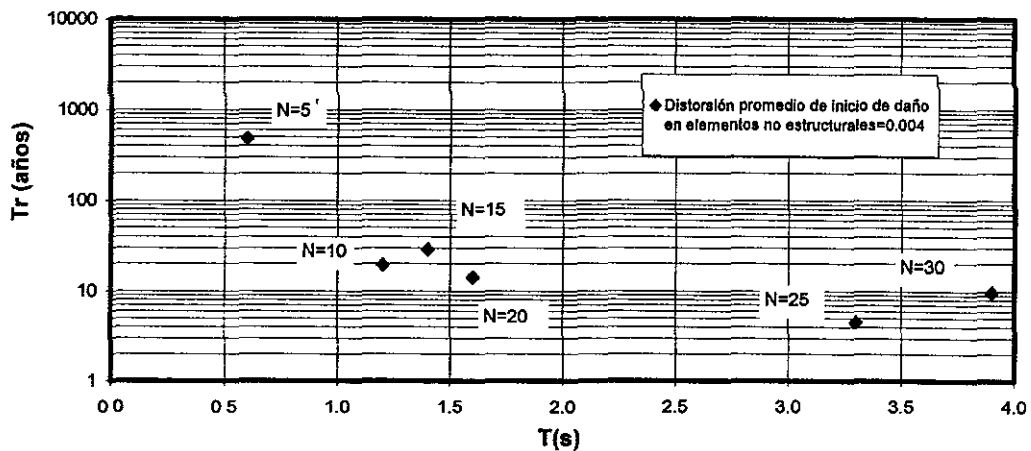


Fig. 5.26c Periodo de retorno de la aceleración espectral que produce la distorsión de diseño en la estación 56.

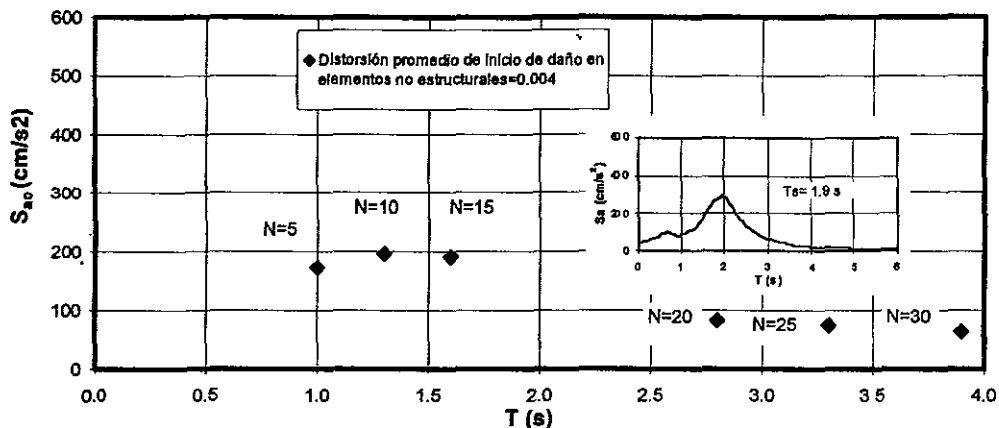


Fig. 5.27a Periodos óptimos de diseño para la media geométrica de la aceleración espectral en la estación SC.

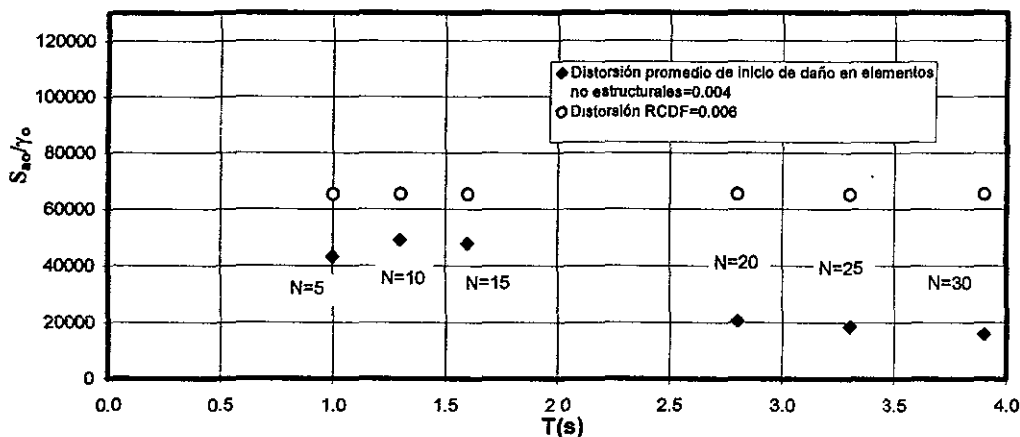


Fig. 5.27b Comparación de la relación entre la aceleración espectral y la distorsión de entrepiso demandada por el ELS y el RCDF en la estación SC.

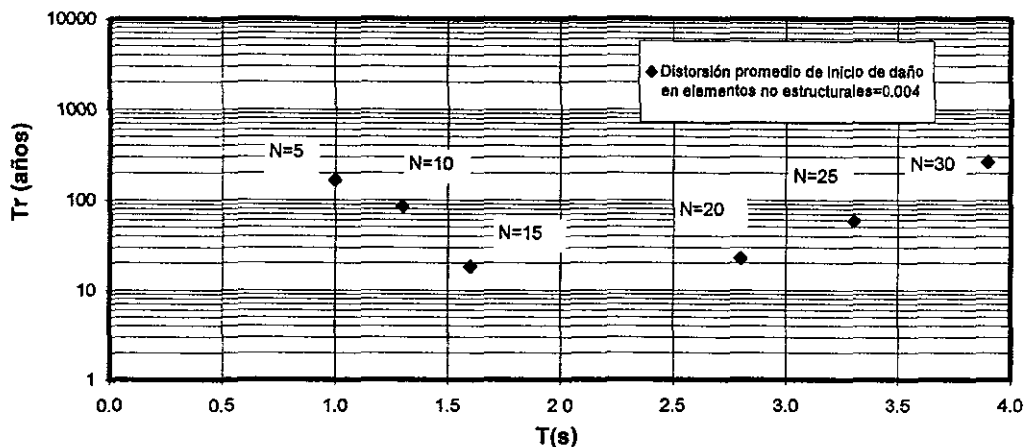


Fig. 5.27c Periodo de retorno de la aceleración espectral que produce la distorsión de diseño en la estación SC.

5.5.4 Observaciones sobre los periodos óptimos de diseño estimados para la zona del lago de la ciudad de México

Tomando en cuenta las consideraciones hechas en la sección 5.3.1 con las que se desarrolló el procedimiento de optimización, los valores de los parámetros especificados en la sección anterior que intervienen en dicho procedimiento y los periodos óptimos de diseño para edificios con distinto número de niveles, se observa que:

- En el caso de la estructura de 5 niveles la aceleración espectral que produce la distorsión γ_o es varias veces mayor que la aceleración espectral que produce la misma distorsión en la estructura de 30 niveles. Esto se debe a que la aceleración espectral necesaria para producir la distorsión γ_o en estructuras con periodos cortos es mayor que la aceleración necesaria para producir γ_o en estructuras con periodo largo; este efecto se puede ver en las figs. 5.3 a 5.5;
- Como una consecuencia de la observación anterior, la diferencia entre el periodo de retorno de la aceleración espectral que produce la distorsión de diseño en estructuras bajas (5 niveles) y el periodo de retorno de la aceleración espectral que produce distorsión de diseño en estructura altas (30 niveles) es importante;
- El periodo de retorno de la aceleración espectral que produce la distorsión de diseño en estructuras bajas, llega a ser en algunas estaciones (por ejemplo la estación 36), cercano a 1000 años para aceleraciones de alrededor de 320 cm/s^2 . Esto se debe, en primer lugar, a que para esos niveles de aceleración, las curvas de peligro sísmico son muy pronunciadas, y en segundo lugar a que el modelo de generación de temblores es del tipo Poisson. Por tanto, se esperaría que si se tomaran en cuenta los temblores característicos en la construcción de las curvas de peligro sísmico, los periodos de retorno asociados a los niveles de aceleración espectral en cuestión se reducirían en forma importante;
- Cuando se considera el costo de los daños directos e indirectos máximo, el valor del periodo óptimo es más corto, comparado con el valor del periodo óptimo que se obtiene al considerar el costo de los daños directos e indirectos mínimo. Este efecto es lógico, debido a que al tener en cuenta costos mínimos, el valor esperado de los daños es menor y esto permite que el valor mínimo de la función del valor esperado del costo total se presente para un periodo mayor. En la fig. 5.28 se presenta un ejemplo de este efecto para una estructura de 10 niveles sometida al movimiento del terreno de la estación SC;
- En general, el periodo óptimo de diseño se incrementa a medida que el número de niveles de la estructura crece, sin embargo, en las estaciones 49, 54, 56 y SC se observa que el incremento es regular hasta estructuras de cierto número de niveles y en seguida existe un incremento brusco en el valor de dicho periodo, esto se debe a la forma del espectro del sitio que se estudia, la cual está asociada al periodo dominante del suelo, donde regularmente se presenta un pico en el espectro de aceleraciones (esto se puede ver en el inciso a) de las figs. 5.8 a 5.27 donde se presenta la forma del espectro en cada

estación que se estudia). Por ejemplo, en la estación 49 que tiene un periodo dominante del suelo $T_s = 2.8 s$, el incremento brusco en el periodo óptimo de diseño se presenta entre las estructuras de 25 y 30 niveles, cuando se consideran muros de mampostería y el costo de los daños directos e indirectos máximo; en la estación 54 con $T_s = 1.1 s$, se ve que el incremento brusco en el periodo óptimo de diseño se presenta entre las estructuras de 10 y 15 niveles, considerando también, muros de mampostería y el costo de los daños directos e indirectos máximo. En particular en la estación 36, el incremento brusco en el periodo óptimo de diseño no esta asociado al pico del espectro relacionado con el periodo dominante del suelo ($T_s = 3.5 s$), sino con el primer pico del espectro de aceleraciones, el cual se puede asociar a un modo superior de vibrar del suelo;

- En las estaciones 49, 54, 56 y SC, en las que se presenta un pico bien definido alrededor del cual se concentra la mayor cantidad de energía, se observa que a las estructuras que poseen un periodo T_o , a la derecha del pico conviene proporcionarles la rigidez asociada a ese periodo. Esto no sucede en la estación 36, ya que en ese sitio el pico del espectro asociado con el periodo dominante del suelo no lo permite;
- Los dos puntos anteriores hacen ver la importancia de los efectos de sitio en suelo blando de la ciudad de México;
- Al considerar el caso de los muros de tablarroca y las fachadas precoladas, el periodo óptimo de diseño tiende a ser mayor, respecto al caso en que se consideran muros de mampostería de piezas macizas y fachadas precoladas. Este efecto se debe a que la distorsión de diseño es mayor cuando se consideran los muros de tablarroca, produciéndose un efecto similar al que se muestra en la fig. 5.28, ya que se demanda menor rigidez al tener en cuenta para el diseño una mayor distorsión de entrepiso;
- En la mayoría de los casos que se estudian, al comparar la relación entre la aceleración espectral y la distorsión de diseño que resultan de este trabajo, con la relación correspondiente de acuerdo al *RCDF*, la rigidez demandada por el *RCDF* es insuficiente para estructuras de pocos niveles, mientras que, al incrementarse el número de niveles el *RCDF* es conservador, respecto a la rigidez que demandan los resultados que se obtienen en el presente trabajo. Sin embargo, las observaciones de este punto deben tomarse con reserva dadas las hipótesis que se han empleado en el presente estudio;
- En el cálculo de los periodos óptimos de diseño se consideraron distorsiones promedio que inician y dañan completamente a los elementos no estructurales, sin embargo, el procedimiento que se propone para obtener los periodos óptimos de diseño, permite tener en cuenta una función de vulnerabilidad para cada elemento no estructural. Inclusive considerar el daño, con funciones de vulnerabilidad adecuadas, en las instalaciones y en el contenido de los edificios, así como, el daño producto de la incomodidad personal y el daño que pueda ocurrir en los elementos estructurales.

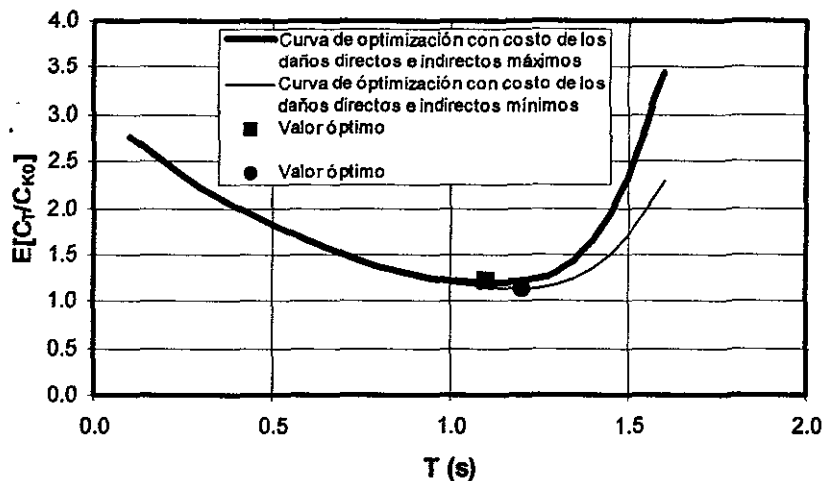


Fig. 5.28 Curvas de optimización para una estructura de 10 niveles localizada en las cercanías de la estación SC y considerando el costo de los daños directos e indirectos máximos y mínimos

5.6 Análisis paramétrico

En esta sección se discute la influencia de algunas de las hipótesis consideradas en la sección 5.3.1 en los resultados que se obtuvieron en la sección anterior. También se discuten los efectos que producen sobre el valor óptimo del periodo, producto de la forma espectral en las estaciones de registro sísmico; así como el efecto que se produce en el periodo óptimo de diseño al variar el costo inicial de la estructura y la tasa de descuento que actualiza el valor de la pérdida a valor presente.

5.6.1 Efecto de la incertidumbre en el cálculo del periodo de la estructura

La incertidumbre en el cálculo del periodo de una estructura se debe a errores en la estimación de la rigidez lateral de la misma, producto de fallas en el modelo matemático del sistema estructural y en la estimación de las propiedades mecánicas de los materiales de construcción. En la fig. 5.29 se muestra un ejemplo de un espectro de peligro uniforme con un periodo de retorno de 25 años, en el que se considera un 50 % de error al estimar la rigidez lateral de un edificio, lo que significa que la estructura es 50 % más flexible o bien 50 % más rígida que la estructura representada en el modelo matemático a partir del cual se estima el periodo. Por tanto, al considerar el error en la estimación de la rigidez, el periodo de la estructura estará entre 0.81 y 1.22 veces el calculado con el modelo matemático. De la figura se deduce que al evaluar el daño en los elementos no estructurales, en las instalaciones y en el contenido de la estructura, éste se subestima al no considerar la incertidumbre en el periodo de la estructura, lo que implica modificaciones que pueden ser significativas al obtener los periodos óptimos de diseño.

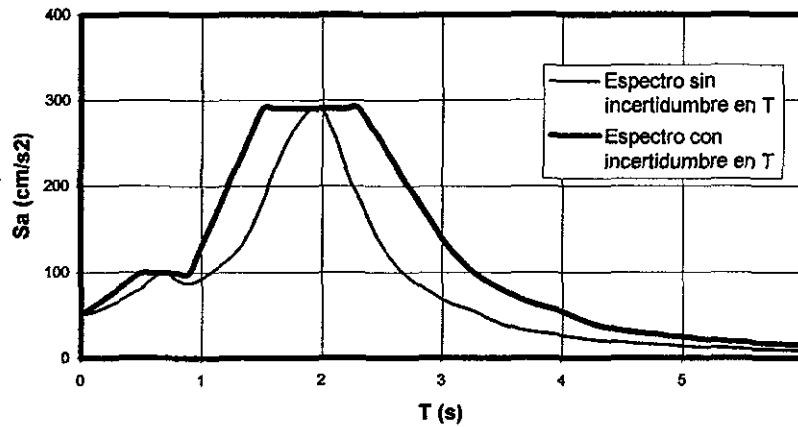


Fig. 5.29 Espectros de peligro uniforme para un periodo de retorno de 25 años correspondiente a la media geométrica de la aceleración espectral en la estación SC considerando y sin considerar la incertidumbre en la estimación del periodo de la estructura.

En estudios recientes, como el realizado por Muria *et al.* (1997) se encontró que en el cálculo del periodo de una estructura se pueden cometer errores importantes, incluso mayores al que se consideró para la construcción de la fig. 5.29.

En suma, de acuerdo a lo anterior sería necesario tener en cuenta la incertidumbre en la estimación del periodo de la estructura, debido al impacto que tendría en el cálculo del periodo óptimo de diseño.

5.6.2 Efecto de la incertidumbre en el periodo dominante del suelo

La incertidumbre en el periodo dominante del suelo, implica que los picos que presentan los espectros alrededor de los cuales se concentra la mayor cantidad de energía, varíen, un cierto porcentaje, hacia la izquierda o a la derecha de un valor medio, con lo que se incrementaría la parte plana del espectro. Sin embargo, de acuerdo a Reinoso y Lermo (1991) la estimación del periodo predominante del suelo de la zona del lago es relativamente confiable, por lo que la incertidumbre asociada con el periodo predominante del suelo podría despreciarse, sin cometer un error mayor, al estimar el periodo óptimo de diseño.

5.6.3 Efecto de la incertidumbre asociada con la estimación de las distorsiones de entrepiso que inician y dañan completamente a los elementos no estructurales

Este efecto se refiere a las incertidumbres asociadas al procedimiento de medición con el que se establecen las distorsiones que inician y causan daño total en los elementos no estructurales, así como con las propiedades de los materiales, las dimensiones de los mismos y la mano de obra con que se construyen los especímenes de laboratorio. En

particular, en este trabajo se consideraron valores promedio de las distorsiones de entrepiso que inician y dañan completamente a los elementos no estructurales, las cuales en su mayoría se obtuvieron de ensayos de laboratorio realizados en modelos a escala. Las distorsiones que inician el daño en muros de mampostería de piezas macizas y muros de tablarroca, posteriormente fueron corroboradas con datos de edificios reales o bien con pruebas de laboratorio hechas en modelos escala natural; se encontró una buena correlación entre las distorsiones recomendadas en este estudio y las distorsiones de referencia encontradas en edificios reales o modelos a escala natural. En lo que se refiere a la distorsión que daña totalmente a los elementos no estructurales anteriores, ésta no pudo ser corroborada, sin embargo, se puede decir que si la distorsión de inicio de daño fue correctamente estimada, entonces, también lo fue la distorsión que produce daño total; por tratarse de un valor mayor al que inicia el daño y que, por tanto, se puede registrar con mejor precisión. En el caso de las fachadas precoladas de movimiento horizontal, las distorsiones recomendadas se obtuvieron de un modelo a escala natural bajo un estricto control de medición.

En conclusión las distorsiones que inician y dañan completamente a los elementos no estructurales que se emplean en el cálculo de los periodos óptimos de diseño son confiables. Sin embargo, existen factores asociados a la construcción de un edificio, como la mano de obra, calidad de los materiales etc., que contribuyen con incertidumbres importantes que pueden modificar los valores de dichas distorsiones. Por esta razón, sería necesario considerar, en la estimación de los periodos óptimos de diseño, estas incertidumbres.

5.6.4 Efecto de la forma espectral en el cálculo del periodo óptimo de diseño

En este trabajo se estudiaron estaciones acelerográficas localizadas en la zona del lago de la ciudad de México, cuyos sitios donde se ubican tienen periodos predominantes del terreno que van de 1.1 s hasta 3.5 s. Los resultados y las conclusiones que se describen en la sección 5.5.4, sugieren que las formas espectrales asociadas a dichas estaciones tienen gran influencia en la estimación del periodo óptimo de diseño, dado que dependiendo del periodo característico del suelo, donde generalmente se presenta el pico del espectro que demanda la mayor aceleración espectral y por tanto el mayor daño, se marca la separación de las estructuras que deben diseñarse con un periodo más corto que T_o y las estructuras que deben diseñarse precisamente con T_o . Este hecho destaca la importancia de los espectros de sitio, en cambio, si para estimar el periodo óptimo de diseño se considera un espectro de aceleraciones cuya forma sea similar al espectro de diseño del RCFD que se grafica en la fig. 5.30a, y que produce un espectro de desplazamientos como el representado en la fig. 5.30b, el cual siempre crece, y por tanto, genera un mayor daño en las estructuras a medida que se incrementa su periodo; resultarían siempre estructuras más rígidas que si se consideraran los espectros de sitio. Para tener clara la observación anterior en las mismas figs. 5.30a y 5.30b se grafica la forma del espectro de sitio considerando la incertidumbre en la estimación del periodo de la estructura correspondiente a la estación SC; al comparar ambas formas espectrales se deduce que si se usaran los espectros de sitio para calcular el periodo óptimo de diseño se obtendrían estructuras más económicas, debido a la diferencia en la forma de los espectros.

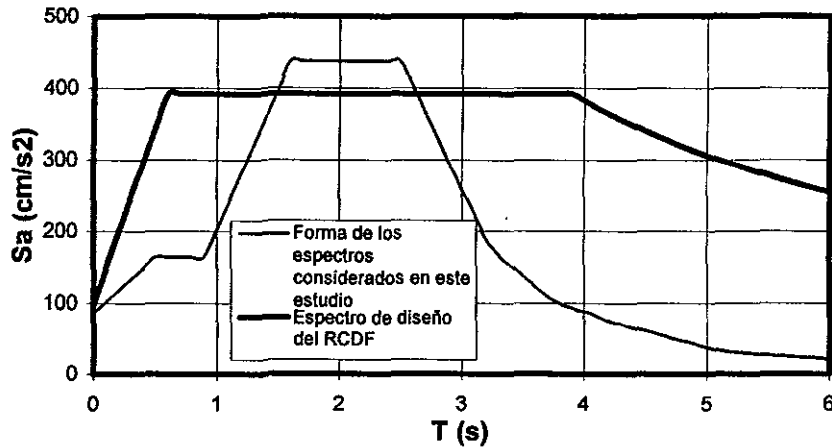


Fig. 5.30a Espectro de diseño de aceleraciones del RCDF correspondiente a la zona del lago.

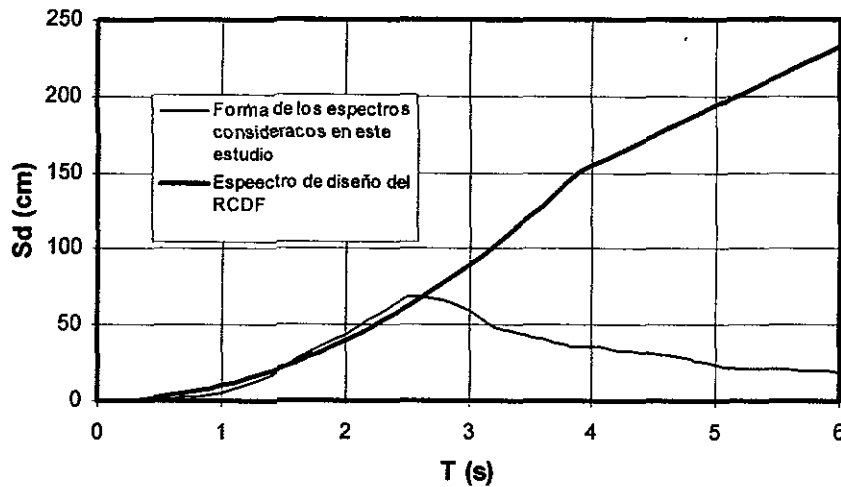


Fig. 5.30b Espectro de desplazamientos generado por el espectro de diseño de aceleraciones del RCDF correspondiente a la zona del lago.

Las observaciones que se hacen en el párrafo anterior, sugieren la necesidad de que para obtener el periodo óptimo de diseño de las estructuras, se tengan en cuenta espectros de sitio modificados sólo por la incertidumbre al estimar el periodo de la estructura, o bien dividir la zona del lago en varias subzonas. Esto permitirá tener espectros de aceleraciones con una parte plana menor que la del espectro de diseño de aceleraciones del RCDF, los cuales demandarán menor daño y generarán estructuras con un periodo óptimo de diseño más largo que el que se obtendría de considerar un espectro de aceleraciones similar al espectro de diseño del RCDF; reduciendo con ello la demanda de rigidez y a su vez las dimensiones de los elementos estructurales.

5.6.5 Efecto de la variación del costo inicial de la estructura en el periodo óptimo de diseño

La estimación del costo inicial de una estructura se hace con base en la ec. 5.22; esta ecuación considera únicamente una estructura de mediana altura de 9 niveles diseñada con distintos periodos de vibrar; las estructuras de mediana altura son representativas de las construcciones de la ciudad de México. Así, con el fin de observar la influencia que tendría la variación del costo inicial de las estructuras en el cálculo del periodo óptimo de diseño, se obtuvieron los periodos óptimos de diseño considerando distintos porcentajes de reducción e incremento de la función del costo inicial de la ec. 5.22, los cuales podrían estar relacionados con edificios de menos o más de 9 niveles. En la tabla 5.2 se muestran los valores del periodo óptimo de diseño correspondientes a la media geométrica de la aceleración espectral en la estación SC y distintos porcentajes de reducción e incremento de la función del costo inicial de la ec. 5.22. De la tabla se observa que cuando se reduce el costo inicial de la estructura, el periodo óptimo de diseño decrece, este efecto, es debido a que en la optimización es más importante el costo de los daños directos e indirectos, que el costo inicial de la estructura. Mientras que cuando se incrementa el valor del costo inicial de la estructura, el valor del periodo óptimo de diseño crece, este efecto, se debe a que en el proceso de optimización es más importante el costo inicial de la estructura, que el costo de los daños directos e indirectos. También se observa que en edificios de 25 y 30 niveles no existe cambio en el periodo óptimo de diseño; esto significa que deberán diseñarse con un periodo igual a T_o , sin importar el valor del costo inicial de la estructura. Esto se debe a efectos de sitio, es decir, que en estaciones con un periodo dominante del suelo mayor al de la estación SC, como la estación 36, se observaría también en estas estructuras la tendencia que se menciona, al considerar variaciones en el costo inicial de la estructura.

En suma si se desea tener en cuenta la variación del costo inicial de la estructura con el número de niveles, sería necesario determinar la variación del valor de los parámetros m_K y β_K en función del número de niveles de la estructura.

Tabla 5.2 Variaciones en el periodo óptimo de diseño (en s) para distintos porcentajes de reducción e incremento del costo inicial de la estructura considerando muros de mampostería, costos máximos de los daños directos e indirectos y la media geométrica de la aceleración espectral en la estación SC.

No. De niveles	0.25C _i	0.50C _i	1.00C _i	1.50C _i	2.00C _i
5	0.6	0.6	0.8	0.8	0.8
10	1.0	1.0	1.1	1.2	1.2
15	1.2	1.3	1.3	1.4	1.4
20	1.4	1.4	2.8	2.8	2.8
25	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3
30	3.9	3.9	3.9	3.9	3.9

5.6.6 Efecto de la variación del valor de la tasa de descuento que actualiza a valor presente los costos directos e indirectos

En este trabajo se considera una tasa de descuento (ϵ_d) igual a 0.05/año; sin embargo, esta tasa en economías como la de México, en donde frecuentemente varían las tasas de inflación y los intereses que ofrecen las instituciones bancarias, variaría también con la misma frecuencia con que lo hacen la inflación y los intereses bancarios. Por tal motivo fue necesario estudiar la influencia de la variación de ϵ_d en el cálculo del periodo óptimo de diseño. Los resultados que se obtuvieron al reducir e incrementar la tasa de descuento y estudiar la misma estación de la sección anterior, fueron exactamente los mismos que los que se obtuvieron al reducir e incrementar el costo inicial de la estructura. Es decir que, cuando ϵ_d se reduce el costo de los daños directos e indirectos toma mayor importancia y el periodo óptimo de diseño tiende a decrecer. Mientras que cuando se incrementa el valor de ϵ_d , es más importante el costo inicial de la estructura y el periodo óptimo de diseño tiende a crecer.

5.6.7 Influencia en el periodo óptimo de diseño de la variación del parámetro α que gobierna la estimación de la deformada lateral de la estructura

En este estudio se considera un valor de $\alpha = 12.0$ para estimar la deformada lateral de una estructura construida a base de marcos, sin embargo, en el capítulo anterior se menciona que α puede variar en el caso de marcos, entre 8.0 y 16.0. Por esta razón se estudia la influencia de la variación de α en la estimación del periodo óptimo de diseño, los resultados se muestran en la tabla 5.3, observando que el periodo óptimo de diseño es prácticamente invariable considerando los valores de α mostrados en la tabla 5.3. Esto significa que la variación de la deformada lateral con α es poco significativa, y no afecta la estimación del periodo óptimo de diseño; lo que implica que la incertidumbre asociada con el parámetro α se puede despreciar.

Tabla 5.3 Variaciones en el periodo óptimo de diseño (en s) para distintos valores del parámetro α considerando muros de mampostería, costos máximos de los daños directos e indirectos y la media geométrica de la aceleración espectral en la estación SC.

No. De niveles	$\alpha=8.0$	$\alpha=10.0$	$\alpha=12.0$	$\alpha=14.0$	$\alpha=16.0$
5	0.6	0.8	0.8	0.8	0.8
10	1.0	1.1	1.1	1.1	1.1
15	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
20	1.4	2.8	2.8	2.8	2.8
25	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3
30	3.9	3.9	3.9	3.9	3.9

5.6.8 Efecto de la variación de rigidez con la altura en el cálculo del periodo óptimo de diseño

En el capítulo anterior se presenta un procedimiento para estimar de forma rápida la distorsión de entrepiso, en el que se tiene en cuenta que la rigidez lateral de las estructuras

es uniforme respecto a la altura de las mismas. También, en ese mismo capítulo se presenta un estudio en el que se tiene en cuenta la variación de la rigidez lateral con la altura en los factores β_1 y β_2 , que son los que gobiernan la estimación de la distorsión de entrepiso. De este estudio se concluyó que: al estimar la distorsión máxima se comete un error pequeño, que en otros entrepisos los errores tienden a ser considerables, que el factor β_1 prácticamente no se ve afectado por la variación de la rigidez con la altura y que el factor β_2 , es el factor que sí se ve afectado por la variación de la rigidez lateral con la altura; por tanto, β_2 controla el error en la estimación de la distorsión de entrepiso. También se menciona que en el cálculo del daño, los errores que se cometen al estimar la distorsión de entrepiso, producto de la variación de la rigidez lateral con la altura, se pueden despreciar, debido a que los valores de la distorsión de entrepiso donde se cometen errores significativos son pequeños comparados con aquellos que producen el mayor porcentaje de daño. Este hecho se muestra en las figs. 5.31, 5.32 y 5.33, para un modelo de flexión ($\alpha=0$), uno de cortante ($\alpha \rightarrow \infty$) y uno flexión cortante ($\alpha=12$), respectivamente; considerando distintos valores de reducción de la rigidez lateral en el último nivel del edificio y que la función de vulnerabilidad, es la correspondiente a la combinación de muros de mampostería construidos con piezas macizas y fachadas precoladas de movimiento horizontal. De dichas figuras se observa que efectivamente el daño se concentra en los entrepisos con distorsiones cercanas a la distorsión máxima. En las figs. 5.34, 5.35 y 5.36 se muestra, respectivamente, la suma del daño que ocurre en la combinación de elementos no estructurales en los 20 niveles del edificio, para el modelo de flexión, el modelo de cortante y el modelo flexión cortante. De éstas, se observa que la variación de la rigidez lateral con la altura efectivamente afecta ligeramente la evaluación del daño, y se cometen errores inferiores al 10 % al calcular el daño sin considerar la variación de la rigidez lateral con la altura.

En conclusión, el depreciar la variación de la rigidez lateral con la altura tiene una ligera influencia en la evaluación del daño total en los elementos no estructurales, lo que implica que el cálculo del periodo óptimo de diseño prácticamente no se ve afectado por la variación de la rigidez lateral con la altura. Esto se puede extrapolar a otras combinaciones de elementos no estructurales o bien a elementos estructurales, ya que se esperarían resultados similares a los mostrados en las figs. 5.31 a 5.36.

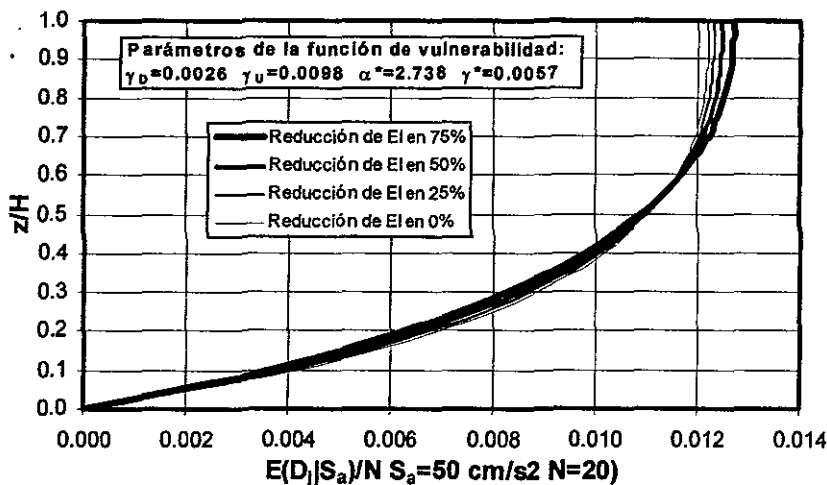


Fig. 5.31 Efecto de la variación de la rigidez lateral con la altura en la evaluación del daño en los elementos no estructurales de un edificio de 20 pisos considerando un modelo de flexión ($\alpha=0$).

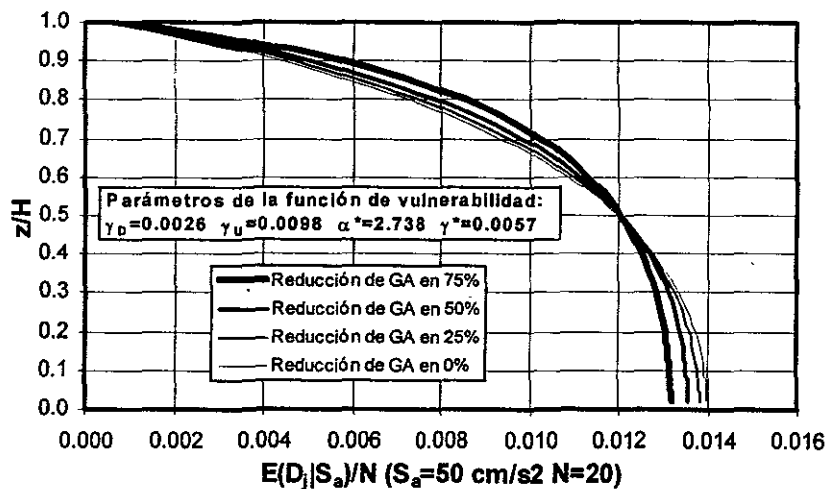


Fig. 5.32 Efecto de la variación de la rigidez lateral con la altura en la evaluación del daño en los elementos no estructurales de un edificio de 20 pisos considerando un modelo de cortante ($\alpha \rightarrow \infty$).

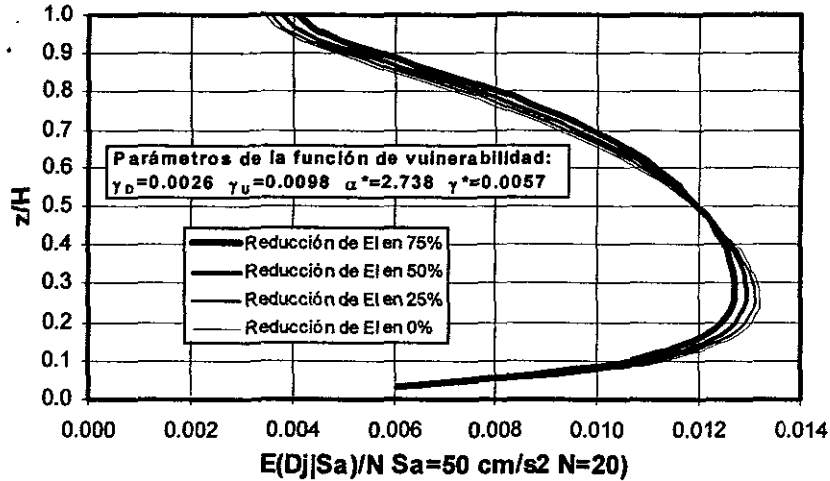


Fig. 5.33 Efecto de la variación de la rigidez lateral con la altura en la evaluación del daño en los elementos no estructurales de un edificio de 20 pisos considerando un modelo flexión cortante ($\alpha=12$).

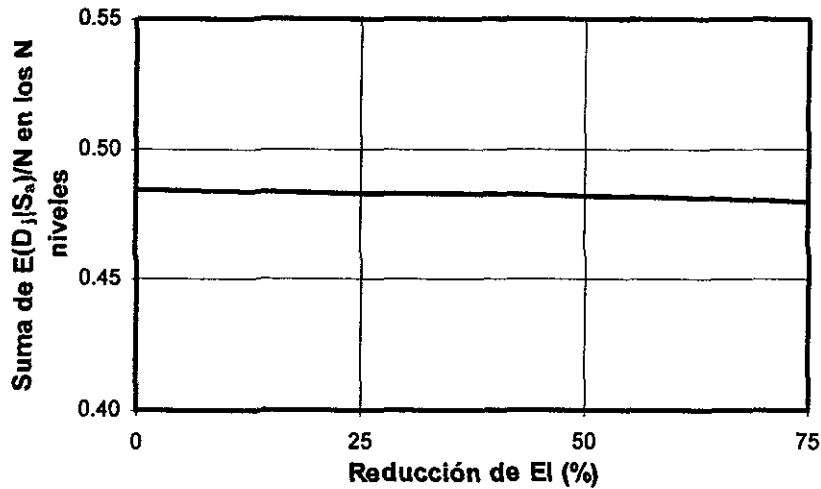


Fig. 5.34 Efecto de la variación de la rigidez lateral con la altura en la evaluación del daño total en los elementos no estructurales de un edificio de 20 pisos considerando un modelo flexión de flexión ($\alpha=0$).

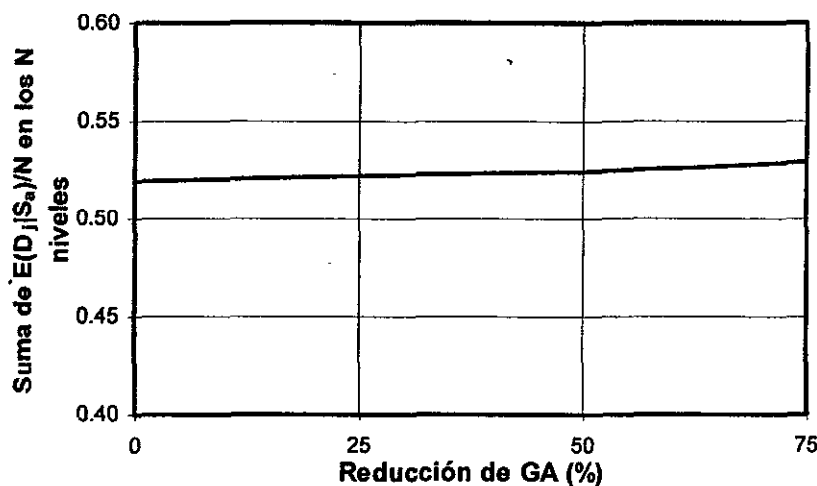


Fig. 5.35 Efecto de la variación de la rigidez lateral con la altura en la evaluación del daño total en los elementos no estructurales de un edificio de 20 pisos considerando un modelo de cortante ($\alpha \rightarrow \infty$).

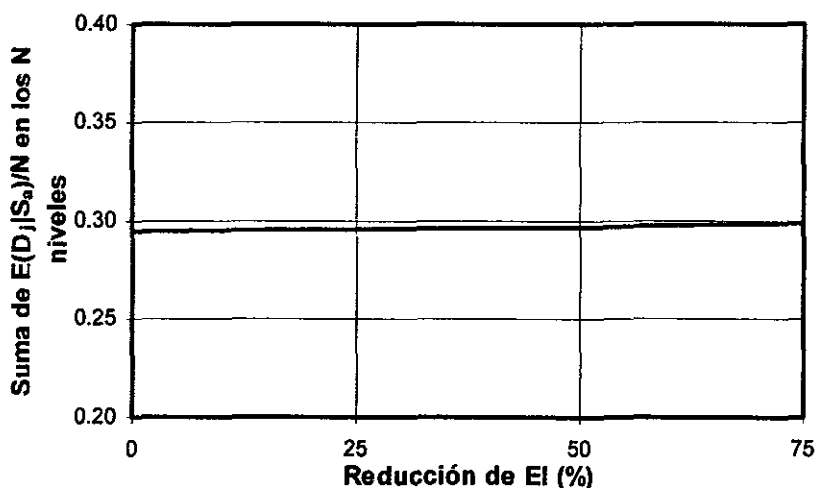


Fig. 5.36 Efecto de la variación de la rigidez lateral con la altura en la evaluación del daño total en los elementos no estructurales de un edificio de 20 pisos considerando un modelo flexión cortante ($\alpha=12$).

5.7 Incorporación del ELS al proceso de diseño

La tendencia de los reglamentos de diseño sísmico modernos, como los de Japón y Nueva Zelanda, está dirigida, a que el diseño de una estructura se lleve a cabo bajo un esquema multinivel, en el que cada nivel de diseño se establece a través de un estado límite. En concreto, estos reglamentos establecen tres niveles de diseño, los cuales corresponden a cada uno de los estados límite que se mencionan en la filosofía de diseño citada al inicio del presente trabajo. Es decir, el estado límite de servicio (ELS), el estado límite de daño (ELD) y el estado límite de resistencia última (ELRU). En Estados Unidos, de acuerdo con Bertero (1996), el código en desarrollo *SEAOC Vision 2000* propuesto por la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (*Structural Engineers Association of California, SEAOC*) propone 5 niveles de diseño, el primero de ellos asociado al ELS, en el que no

debe existir daño, y los cuatro restantes se establecen con el fin de controlar el daño en los elementos no estructurales y en el sistema estructural,

El enfoque del diseño multinivel, permite al ingeniero proyectista tener mayor control en el comportamiento de una estructura cuando es sometida a movimientos sísmicos, y con ello poder tener la seguridad de que el desempeño de la estructura que diseña será el adecuado. De ahí la importancia de transformar el procedimiento de diseño actual del *RCDF* y pasar de un único nivel de diseño a un esquema multinivel, que cuando menos revise, el *ELS*, el *ELD* y el *ELRU*. Por lo pronto, en este trabajo, se establece, aunque con limitaciones, el primer nivel de diseño, o sea, el asociado al *ELS*.

Específicamente, para incorporar el *ELS* al proceso de diseño se propone se haga bajo uno de los procedimientos que siguen:

Procedimiento I

En este procedimiento se propone que el cálculo del periodo óptimo de diseño para una estructura de *N* niveles se lleve a cabo considerando espectros de sitio en la zona de transición y del lago. En tanto que para estructuras localizadas en la zona de terreno firme, se consideraría un solo espectro, debido a que esta zona no presenta diferencias considerables en el movimiento del terreno como las que se presentan en las zonas de transición y del lago. Al tener en cuenta los espectros de sitio sería necesario el desarrollo de un programa de computadora que permitiera el cálculo del periodo óptimo de diseño en cualquier punto de las zonas sísmicas en que se divide el suelo de la ciudad de México. Bajo estas condiciones, el ingeniero proyectista seguiría la siguiente secuencia para la revisión del *ELS*:

1. Seleccionar el uso del edificio;
2. Seleccionar la combinación de los elementos no estructurales existentes en el edificio, como fachadas, muros de mampostería, y muros de tablarroca, ligados o desligados de la estructura;
3. Seleccionar el nivel del costo de los daños directos e indirectos. El cual, de acuerdo a la sección 5.5.2 puede ser mínimo, medio y máximo;
4. Seleccionar el tipo de sistema estructural;
5. Seleccionar el sitio de construcción de la estructura;
6. Con los parámetros seleccionados en los puntos 1 a 5, se obtiene a través del programa de computadora el periodo óptimo de diseño;
7. Finalmente, una vez que el ingeniero proyectista conoce el periodo óptimo de diseño, procede a proporcionar las dimensiones adecuadas a los elementos estructurales de tal

forma que el periodo fundamental de la estructura sea lo más parecido al periodo óptimo de diseño.

Procedimiento II

Este procedimiento se propone que sea una simplificación del anterior, con el fin de dar recomendaciones de diseño, en las que no sea necesario hacer uso de algún programa de computadora para encontrar el periodo óptimo de diseño. Por tanto, el procedimiento que ahora se propone consiste en plantear una rezonificación de las zonas de transición y del lago, mediante la cual se evite tener espectros de diseño con una parte plana tan amplia como la que presenta el espectro de diseño actual del *RCDF*. En la zona de suelo firme, al igual que en el procedimiento anterior, se consideraría un solo espectro. Tomando en cuenta lo anterior se calcula para cada una de las nuevas zonas sísmicas y para la zona de suelo firme el periodo óptimo de diseño para cada estructura de N niveles; proporcionando al ingeniero proyectista una tabla en la que se relacione el número de niveles y el periodo óptimo de diseño. Considerando lo anterior el proyectista deberá seguir la siguiente secuencia para la revisión del *ELS*:

1. Seleccionar el uso del edificio;
2. Seleccionar la combinación de los elementos no estructurales existentes en el edificio, como fachadas, muros de mampostería, y muros de tablarroca, ligados o desligados de la estructura;
3. Seleccionar el nivel del costo de los daños directos e indirectos. El cual, de acuerdo a la sección 5.5.2 puede ser mínimo, medio y máximo;
4. Seleccionar el tipo de sistema estructural;
5. Seleccionar la zona sísmica en que se construirá la estructura;
6. Con los parámetros seleccionados en los puntos 1 a 5, se obtiene, de la tabla correspondiente, el periodo óptimo de diseño;
7. Finalmente, una vez que el ingeniero proyectista conoce el periodo óptimo de diseño, procede a proporcionar las dimensiones adecuadas a los elementos estructurales de tal forma que el periodo fundamental de la estructura sea lo más parecido al periodo óptimo de diseño.

Las secuencias que se proponen para la revisión del *ELS* en los dos procedimientos anteriores, difieren sólo en que el primero usa espectros de sitio y el segundo propone una rezonificación de las zonas de transición y del lago.

5.8 Ejemplo de aplicación del ELS al diseño de un edificio de 10 niveles

El ejemplo de aplicación que en seguida se describe, considera las suposiciones hechas al principio del capítulo.

Descripción del edificio

Con el fin de ejemplificar el uso de los periodos óptimos de diseño asociados al *ELS*, se plantea la aplicación del *ELS* a un edificio de 10 niveles localizado hipotéticamente en las cercanías de la estación No. 36. El edificio cuenta con geometría regular, crujiás de 800 cm de claro, altura de entrepiso de 350 cm y está destinado a oficinas; los elementos no estructurales son muros de mampostería de piezas macizas ligados a la estructura y fachadas precoladas de desplazamiento horizontal, con acabados que llevan considerar costos máximos. La carga viva considerada para el diseño es 180 kg/m^2 , que es la carga viva instantánea especificada por el *RCDF* para el diseño por sismo de edificios de oficinas; así mismo, se considera una carga muerta de 700 kg/m^2 , la cual tiene en cuenta el peso de la losa, firme, acabados y el peso de los elementos no estructurales, contenido e instalaciones del edificio.

Parámetros de diseño

Tomando en cuenta la descripción del edificio del párrafo anterior y el hecho de que hipotéticamente se localice en las cercanías de la estación No. 36, los parámetros de diseño para el edificio en cuestión son:

- Distorsión promedio de inicio del daño $\gamma_o = 0.0026$;
- Periodo óptimo de diseño $T = 1.0 \text{ s}$, según la gráfica de la fig. 5.9;
- Aceleración espectral que produce la distorsión γ_o , $S_{ao} = 215.8 \text{ cm/s}^2$.

Procedimiento a seguir para revisar el ELS

Los parámetros de diseño están relacionados entre sí de la siguiente manera: dada la distorsión γ_o , se encuentra el periodo óptimo de diseño, y finalmente la aceleración espectral que produce la distorsión γ_o . Con base en esta relación se puede seguir alguno de los dos procedimientos que a continuación se mencionan para determinar las dimensiones de los elementos estructurales:

- 1) Se establecen dimensiones de partida de los elementos estructurales, se construye el modelo matemático del sistema estructural, en este caso marcos de concreto reforzado, y se lleva a cabo el análisis estructural de tipo dinámico para encontrar el periodo correspondiente al primer modo de vibrar en traslación horizontal. Si el periodo que se obtiene no es aproximadamente el periodo óptimo de diseño, se repite el proceso

modificando las dimensiones de los elementos estructurales hasta encontrar un periodo cercano al de diseño;

- 2) Se establecen dimensiones de partida de los elementos no estructurales, se construye el modelo matemático del sistema estructural, y se lleva a cabo un análisis sísmico estático, suponiendo una distribución de cargas laterales congruente con la forma modal dada por la ec. 4.12, y obtenida a partir de la aceleración espectral que produce la distorsión γ_o , posteriormente se determinan los desplazamientos laterales de la estructura y se verifica que la distorsión de entrepiso sea aproximadamente igual a γ_o . Si esto no ocurre se repite el proceso, cambiando las dimensiones de los elementos estructurales hasta lograr que en la estructura se presente una distorsión máxima muy cercana a γ_o ; con esto se asegura que el periodo de la estructura sea muy semejante al periodo óptimo de diseño.

Diseñando el marco en cuestión mediante el primer procedimiento se obtuvo un periodo correspondiente al primer modo de vibrar en traslación horizontal de 0.96 s y una distorsión máxima, generada por la aceleración espectral que produce la distorsión de diseño, de 0.00265, con dimensiones de columnas de 75x75 cm y vigas de 35x70 cm. En la fig. 3.37 se muestran las distorsiones de entrepiso que se presentaron en el marco, al efectuar un análisis modal espectral considerando sólo el primer modo de vibraren traslación horizontal. De esta forma ha quedado definida la rigidez lateral del edificio correspondiente al ELS.

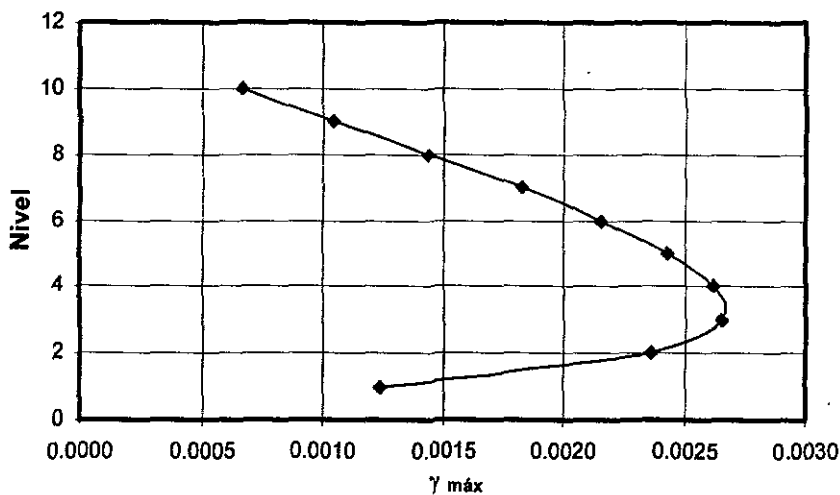


Fig. 5.37 Distorsiones de entrepiso resultado de aplicar el ELS correspondiente a la media geométrica de la aceleración espectral en la estación No.36.

REFERENCIAS

- Adang S. and Kamal B.R. (1984). "Reliability based optimum design of concrete frames," *Journal of Structural Division ASCE*, Vol. 109, No. 3 pp. 2925-2939.
- Bertero R.D. and Bertero V.V. (1992). "Tall reinforced buildings: conceptual earthquake-resistant design methodology," *Report No. UBC/EERC/92-16*, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, 249pp.
- Bertero V.V. (1996). "The need for multi-level seismic design criteria," *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, paper No. 2120.
- BIMSA-SOUTHAM S.A. DE C.V. (1997). "Costos/m²."
- Ferrito J. (1983). "Economics of seismic design for new buildings," *Journal of Structural Division ASCE*, Vol. 110, No. 12 pp.741-757.
- Jara M, Aguilar J., Guerrero J.J. e Iglesias J. (1989). "Vulnerabilidad sísmica de la ciudad de México," *Memorias del VIII Congreso de Ingeniería Sísmica*, Acapulco Gro., pp. D76-D86.
- Meli R., Miranda E. y Reyes C.(1996). "El estado límite de servicio en el diseño sísmico de edificios. Parte II: distorsiones de entrepiso asociadas al ELS," *Informe del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México al Departamento del Distrito Federal*, proyecto 6538.
- Miranda E. (1993). "Site-dependent strength-reduction factors," *Journal of Structural Division ASCE*, Vol. 119 No.12, pp. 3503-3519.
- Miranda E. (1994). "Observaciones a los criterios de diseño sismorresistente del reglamento de construcciones para el distrito Federal," *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 50, pp.15-30.
- Miranda E. (1996). "Hacia la transparencia en lo criterios de diseño sísmico," *Memorias del X Congreso de Ingeniería Estructural*, Mérida Yucatán, pp. 3-28.
- Miranda E., Ordaz M., Alonso J., y Montoya C. (1996). "Evaluación simplificada del riesgo sísmico de edificios en la ciudad de México, Volumen 2: Metodología," *Reporte elaborado para el Instituto de Ingeniería de la UNAM y la Asociación Mexicana de Instituciones de Seguros*, 61 pp.
- Muria D., Torres J., Fuentes L. y González R. (1997). "Incertidumbre en las frecuencias naturales de vibración en edificios," *Reporte del proyecto 7517 del Instituto de Ingeniería de la UNAM al departamento del Distrito Federal*.

Ordaz M., Jara J.M. y Singh S.K. (1989). "Riesgo sísmico y espectros de diseño en el estado de Guerrero," *Informe del Instituto de Ingeniería, del Instituto de Geofísica de la UNAM y de la Fundación Javier Barros Sierra A.C. al Gobierno del Estado de Guerrero.*

Reyes C., Miranda E. y Meli R. "Espectros de riesgo uniforme," *Proyecto interno del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.*

Rojahn M. (1986). "Earthquake damage and loss evaluation for California," *Earthquake Spectra*, Vol. 2, No. 4, pp. 767-782.

Rojahn M. (1991). "Seismic vulnerability and impact of disruption of life lines in the conterminous United States," *Applied Technology Council, ATC-25.*

Rosenblueth E. (1976). "Optimum design for infrequent disturbances," *Journal of Structural Division ASCE*, Vol. 102, ST9, pp. 1807-1825.

Rosenblueth E. (1986). "Optimum reliabilities and optimum design," *Structural Safety*, Vol.2, No.2, pp. 69-83.

Rosenblueth E. , Ordaz M., Sánchez-Sesma F.J. and Singh S. K. (1989). "Design spectra for Mexico's Federal District," *Earthquake Spectra*, Vol.5, No.1, pp 273-291.

Terán - Gilmore A. (1996). "Diseño basado en el desempeño sísmico de las estructuras," *Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Mérida Yucatán, pp. 29-54.

Uang C. M. and Bertero V. V. (1991). "UBC seismic serviceability regulations: critical review," *Journal of Structural Division*, Vol.117, No. 7, pp. 2055-2068.

Uang. C. M. (1993) "An evaluation of two-level seismic design procedure," *Earthquake Spectra*, Vol. 9, No. 1, pp. 121-136.

Uniform Building Code (1994).

Vargas E., y Jara J.M.(1989). "Influencia del coeficiente sísmico de diseño en el costo de edificios con marcos de concreto," *Memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Acapulco Guerrero, pp. D30-D39.

Vargas E. (1991). "Influencia del coeficiente sísmico de diseño en el costo de edificios con marcos de concreto," *Tesis de licenciatura*, Instituto Politécnico Nacional.

Wen Y. K., Collins R. K., Han S.W. and Elingwood J.K. (1996). "Dual-level design of buildings under seismic loads," *Structural Safety*, Vol. 18, Nos. 2-3, pp.195-224.

FALTAN PAGINAS

De la: **193**

A la: **198**

APÉNDICE A

REGRESIÓN LINEAL BAYESIANA

Con base en la ec. 2.9, el interés se centra en obtener los valores α_i para $i=1,2,\dots,5$, y la desviación estándar del error σ , con base en el conocimiento a priori del fenómeno y en los datos medidos del mismo. De acuerdo al teorema de Bayes:

$$p(\alpha(T), \sigma(T) | \varepsilon(T)) \propto p(\alpha(T), \sigma(T))L(\varepsilon(T) | \alpha(T), \sigma(T)) \tag{A.1}$$

donde:

$\alpha(T)=[\alpha_1(T), \alpha_2(T), \alpha_3(T), \alpha_4(T), \alpha_5(T)]^T$, es el vector de los coeficientes $\alpha_i(T)$;

$\varepsilon(T)=[\varepsilon_1(T), \varepsilon_2(T), \dots, \varepsilon_n(T)]^T$, es el vector de los errores cometidos en las “n” observaciones del fenómeno;

$\sigma(T)$ =es la desviación estándar del error, obtenido de las “n” observaciones de cada periodo.

Por facilidad en lo que sigue se suprimirá (T) que indica que la regresión se realizará para cada periodo.

Si $y=(\ln S_{a1}, \ln S_{a2}, \dots, \ln S_{an})$ es el vector del logaritmo natural de los valores espectrales observados, y :

$$X = \begin{pmatrix} 1 & (M_{w1} - \delta) & (M_{w1} - \delta)^2 & \ln R_1 & R_1 \\ 1 & (M_{w2} - \delta) & (M_{w2} - \delta)^2 & \ln R_2 & R_2 \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ 1 & (M_{wn} - \delta) & (M_{wn} - \delta)^2 & \ln R_n & R_n \end{pmatrix}$$

es la matriz de valores observados de las variables no aleatorias. Entonces el error que se comete en cada observación será:

$$\varepsilon = y - X\alpha \tag{A.2}$$

Suponiendo que el error se distribuye normalmente con media cero y varianza σ^2 , la verosimilitud de las "n" independientes observaciones de ε es:

$$L(\varepsilon | \alpha, \sigma) = \frac{1}{\sigma^n} \exp\left(-\frac{1}{2\sigma^2} \varepsilon^T \varepsilon\right) \quad (\text{A.3})$$

Si $h=1/\sigma^2$ la ecuación A.3 se transforma en:

$$L(\varepsilon | \alpha, \sigma) = h^{n/2} \exp\left(-\frac{h}{2}(y - X\alpha)^T (y - X\alpha)\right) \quad (\text{A.4})$$

La función de densidad de probabilidad conjugada natural a priori asociada con esta función de verosimilitud es una función normal-gamma (Broemling, 1985) dada por:

$$p(\alpha, h) = p(\alpha | h)p(h) \quad (\text{A.5})$$

donde:

$$p(\alpha | h) = K_\alpha h^{k/2} \exp\left(-\frac{h}{2}(\alpha - \alpha')^T R(\alpha - \alpha')\right) \quad (\text{A.6})$$

y

$$p(h) = K_h h^{r'-1} \exp(-\lambda'h) \quad (\text{A.7})$$

en las ecuaciones A.6 y A.7, K_α y K_h son factores de normalización y k es la dimensión del vector α , en este caso cinco. La ec. A.6 es una distribución normal conjunta condicionada a h , con valor esperado $E(\alpha|h)=\alpha'$ y covarianza $COV=(hR')^{-1}$, la matriz R' es simétrica, definida positiva y de orden k . La ec. A.7 es una distribución gamma con parámetros r' y λ' , tal que $E(h)=r'/\lambda'$ y $cv^2(h)=1/r'$, $cv(-)$ representa coeficiente de variación.

Integrando sobre h la ec. A.5:

$$p(\alpha) = \int_0^\infty p(\alpha | h)p(h)dh \quad (\text{A.8})$$

La función que resulta de la integral es una t de student con $E(\alpha)=\alpha'$ y :

$$COV(\alpha) = \frac{\lambda'}{r'-1} R'^{-1} \quad (\text{A.9})$$

En las ecuaciones anteriores el símbolo ' denota valores a priori. Para obtener los valores posteriores denotados por "", se sustituyen las ecuaciones A.4, A.6 y A.7 en la ec. A1, de ello resulta:

$$p(\alpha, h | \varepsilon) \propto h^{r'-1} \exp(\lambda''h) h^{k/2} \exp\left(-\frac{h}{2}(\alpha - \alpha'')^T (\alpha - \alpha'')\right) \quad (\text{A.10})$$

con

$$E(\alpha | \varepsilon) = (R' + X^T X)^{-1} (R' \alpha' + X^T y) \quad (\text{A.11})$$

$$COV(h | \varepsilon) = \frac{\lambda''}{r'' - 1} (R' + X^T X)^{-1} \quad (\text{A.12})$$

$$E(h | \varepsilon) = \frac{r''}{\lambda''} \quad (\text{A.13})$$

$$\sigma^2 = \frac{1}{r''} \quad (\text{A.14})$$

donde:

$$r'' = r' + n/2$$

$$R'' = R' + X^T X$$

$$\alpha'' = R'^{-1} (R' \alpha' + X^T y)$$

$$\lambda'' = \lambda' + 1/2[\alpha'^T R' \alpha' - \alpha''^T R'' \alpha'' + y^T y]$$

APÉNDICE B

MODELO SISMOLÓGICO OMEGA CUADRADA (ω^2)

El modelo sísmológico ω^2 se debe a Aki (1967) y se aplica para modelar el espectro de amplitudes de Fourier en una dirección arbitraria. Originalmente el modelo se empleó para distancias focales menores a 100 km en donde las ondas S gobiernan el movimiento, y se ha tratado de extender a mayores distancias. De acuerdo al modelo ω^2 el espectro de amplitudes de Fourier está dado por:

$$A(f) = CS(f)G(f)T(R)e^{-\pi R/\beta Q}e^{-\pi f} \quad (\text{B.1})$$

donde:

$$C = \frac{R_{\phi} 2/\sqrt{2}(2\pi)^2}{4\pi\rho\beta^3}$$

Es una constante en la que R_{ϕ} es el patrón de irradiación que se tomó igual a 0.55 (Boore y Boatwright, 1984), ρ es la densidad del material en que se propaga la onda igual a 2.8 gr/cm^3 , y β es la velocidad de propagación de las ondas S igual a 3.5 km/s ;

$$S(f) = \frac{M_0 f^2}{1 + (f/f_c)^2}$$

Es el espectro de fuente en el que f es la frecuencia en Hz, M_0 es el momento sísmico y f_c es la frecuencia de esquina, frecuencia por encima de la cual el espectro de fuente se vuelve asintótico;

$G(f)$ es un factor que tiene que ver con el cambio en la velocidad de las ondas al pasar de un material a otro, para su definición consultar Boore (1986);

$$T(R) = \frac{1}{R_x} \left(\frac{R}{R_x} \right)^{-0.5}$$

Representa la atenuación geométrica, siendo $R_x = 100 \text{ km}$ y R la distancia más cercana al área de ruptura en km.

$e^{-\pi R/\beta Q}$ es un factor que toma en cuenta la atenuación inelástica, en el que Q es el llamado factor de calidad que se tomará como $Q = 273f^{0.66}$, de acuerdo con Singh y Ordaz (1992);

$e^{-\pi f}$ controla el decaimiento progresivo de la amplitud en alta frecuencia (Singh *et al.* 1982), en el que $k=k_0 + Q_1 R$, en este caso k_0 y Q_1 se tomaron respectivamente como 0.041 s y 0.0000692 s/km, valores correspondientes a la estación La Llave que de acuerdo a Lermo (1995) es geológicamente similar a CU.

Para definir el valor de la frecuencia de esquina Brune (1970) propuso la relación:

$$f_c = 4.9 \times 10^6 \beta (\Delta \sigma)^{1/3} = 2.34 \beta / 2\pi r_o \quad (\text{B.2})$$

donde:

$\Delta \sigma$ = es la caída de esfuerzo en bares, tomada en este estudio igual a 100 bares;

r_o = es una dimensión característica del área de ruptura, en km;

β y M_o deberán expresarse en km/seg y ergios respectivamente. El momento sísmico M_o , se obtiene de la relación de éste y la magnitud momento sísmico definida como:

$$M_o = 1.5 M_w + 16.05 \quad (\text{B.3})$$

APÉNDICE C

USO DE LA TEORÍA DE VIBRACIONES ALEATORIAS PARA ESTIMAR EL ESPECTRO DE RESPUESTA

De acuerdo con la teoría de vibraciones aleatorias el valor esperado de un máximo está dado por (Cartwright y Longuet-Higgins, 1956):

$$E(z_{máx}) = K \sigma_z \quad (C.1)$$

donde:

$z_{máx}$ = es, en este caso, la una ordenada del espectro de respuesta;

K = es el factor pico;

σ_z = es la desviación estándar del proceso aleatorio, que en este trabajo representa la respuesta en el tiempo de la aceleración de un oscilador de un grado de libertad.

Cálculo de la desviación estándar σ_z

La desviación estándar de la respuesta del oscilador se define como:

$$\sigma_z = \int_{-\infty}^{\infty} S_{zz}(f) df \quad (C.2)$$

$S_{zz}(f)$ es densidad espectral del proceso, que se estima en función del espectro de amplitudes de Fourier con la expresión:

$$S_{zz}(f) = \frac{1}{T_d} |\bar{z}(f, T_d)|^2 \quad (C.3)$$

donde:

$$T_d = T_s + T/2\pi\xi \left[\frac{(T_s/T)^3}{(T_s/T)^3 + 1/3} \right] \quad (C.4)$$

Es un estimado de la duración de la respuesta del oscilador (Joyner y Boore, 1984), $T_s = 1/f_c + 0.05R$ es un estimado de la duración del movimiento del terreno (Herrmann, 1985), f_c es la frecuencia de esquina (ver apéndice B), R es la distancia al epicentro en km, T es el período del oscilador, y ξ es la fracción del amortiguamiento crítico.

$$|\bar{z}(f, T_d)|^2 = |H(f)|^2 |A(f)|^2 \tag{C.5}$$

Es el espectro de amplitudes de Fourier al cuadrado, $|H(f)|^2$ es la norma al cuadrado de la función de transferencia dada por:

$$|H(f)|^2 = \frac{1}{[(f_o/f) - 1]^2 + 4\xi^2 (f_o/f)^2} \tag{C.6}$$

en la que f_o es la frecuencia en Hz del oscilador, ξ es la fracción del amortiguamiento crítico considerada igual a 5 por ciento en este estudio y $|A(f)|^2$ es el espectro de amplitudes de Fourier de la excitación al cuadrado, que en este caso se obtiene del modelo sísmológico ω^2 del apéndice B.

Cálculo del factor pico K_p

El factor se define por (Davenport, 1964):

$$K_p = \sqrt{2 \ln(\sigma_z T_d / \pi \sigma_z)} + \frac{0.5772}{\sqrt{2 \ln(\sigma_z T_d / \pi \sigma_z)}} \tag{C.7}$$

donde σ_z es la desviación estándar de la primera derivada de la respuesta del oscilador y se expresa como:

$$\sigma_z = \int_{-\infty}^{\infty} (2\pi f)^2 S_z(f) df \tag{C.8}$$

APÉNDICE D

EVALUACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE SISMICIDAD LOCAL

Arboleda y Ordaz (1993) idearon una manera de aprovechar mejor los datos de los catálogos, dividiendo a estos en subcatálogos completos no traslapados en el tiempo. La técnica permite considerar toda la historia sísmica de una zona, como la de subducción en nuestro país. De acuerdo con Arboleda y Ordaz (1993), la función de densidad de probabilidad posterior de los parámetros ν_0 , β , y M_u , dado el evento que incluye todas las realizaciones del catálogo, está definida de acuerdo al teorema de Bayes por:

$$p''(\lambda_{01}, \beta, M_u | \varepsilon) \propto L(\varepsilon | \lambda_{01}, \beta, M_u) p'(\lambda_{01}, \beta, M_u) \quad (D.1)$$

donde:

$L(\varepsilon | \nu_{01}, \beta, M_u)$ = es la verosimilitud del evento e del catálogo completo, ν_{01} es la tasa de excedencia correspondiente a la magnitud M_{01} , por encima de la cual esta completo alguno de los subcatálogos;

$p'(\nu_{01}, \beta, M_u)$ = es la densidad conjunta a priori de probabilidad de los parámetros ν_{01} , β , M_u ;

Sustituyendo las funciones de densidad de probabilidad correspondientes en la ec. D.1, se convierte en:

$$p''(\lambda_{01}, \beta, M_u) \propto \beta^{m''-1} e^{-\beta s''} \frac{\lambda_0 I^{n''-1} e^{-\lambda_0 I t''}}{[1 - e^{-\beta(M_u - M_{01})}]} p'(M_u) \quad (D.2)$$

donde $n''=n'+N$, $t''=t'+t^*$, $s''=s'+s$ y $m''=m'+N$. Los valores n' , t' , s' y m' se determinan con las siguientes expresiones:

$$E'(\lambda_0 I) = \frac{n'}{t'}, C'OV(\lambda_0 I) = \frac{1}{\sqrt{n'}}, E'(\beta) = \frac{m'}{s'}, C'OV(\beta) = \frac{1}{\sqrt{m'}} \quad (D.3)$$

Los valores las constantes N , t^* y s se determinan con las expresiones que siguen:

$$N = \sum_{i=1}^k n_i \quad (D.4)$$

La ec. D.4 representa la suma de los n_i temblores, del subcatálogo i , de magnitud mayor o igual a M_{oi} (magnitud por encima de la cual está completa el i -ésimo subcatálogo) de los k subcatálogos en que se ha dividido el catálogo completo.

$$t^* = \sum_{i=1}^k \gamma_i t_i \quad (D.5)$$

En la ec. D.5 t_i es el tiempo de observación del i -ésimo subcatálogo y γ_i es:

$$\gamma_i = \frac{e^{-\beta M_{oi}} - e^{-\beta M_u}}{e^{-\beta M_{o1}} - e^{-\beta M_u}} \quad (D.6)$$

$$s = \sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^{n_i} (m_{ij} - M_{oi}) + \sum_{i=1}^k (M_{o1} - M_{oi}) \quad (D.7)$$

donde m_{ij} es la j -ésima magnitud del subcatálogo i .

Para sustituir el signo de proporcionalidad de la ec. D.2 por el signo de igual, se requiere de un factor de proporcionalidad que se calcula haciendo que la integral de la ec. D.2 sume uno. La función de densidad de probabilidad de la máxima magnitud se ha supuesto una distribución normal (Arboleda y Ordaz 1993). Así, una vez calculado el factor de normalización, el valor esperado de los parámetros n_{01} , b y M_u es:

$$E(\lambda_{o1}, \beta, M_u) = \int_{R(M_u)} \int_0^\infty \int_0^\infty \lambda_{o1} \beta M_u p''(\lambda_{o1}, \beta, M_u) d\lambda_{o1} d\beta dM_u \quad (D.8)$$

APÉNDICE E

CATÁLOGO DE TEMBLORES

Año	Mes	Día	Hora	Minutos	Lat.	Long.	Prof.	Ms
1900	1	20	6	33	20.000	-105.000	33	8.1
1900	5	16	20	12	20.000	-105.000	33	7.6
1901	1	24	23	43	17.100	-100.500	0	7.9
1902	1	16	0	0	17.620	-99.720	0	7.0
1903	1	14	1	47	15.000	-98.000	33	8.3
1907	4	15	6	8	16.700	-99.200	33	8.2
1908	3	26	23	3	17.000	-101.000	33	7.2
1909	7	30	10	51	16.800	-99.900	33	7.6
1909	7	31	18	43	16.620	-99.450	33	6.4
1909	9	5	0	0	16.530	-99.720	0	6.6
1909	10	31	10	23	17.000	-101.200	33	6.9
1910	5	31	4	57	16.700	-99.200	33	6.9
1911	6	7	11	2	19.700	-103.700	33	7.9
1911	12	16	19	14	16.900	-100.700	50	7.6
1912	11	19	13	55	19.930	-99.800	33	7.0
1916	11	21	6	25	18.000	-100.000	33	7.0
1917	10	19	16	36	18.000	-100.000	33	6.3
1917	12	29	22	50	15.000	-97.000	33	7.1
1918	6	7	21	27	18.700	-103.300	33	6.6
1920	1	4	4	21	19.270	-96.970	33	6.4
1921	4	21	20	1	18.200	-103.300	33	6.5
1921	4	30	0	0	19.700	-104.300	0	7.8
1921	5	1	5	38	18.500	-104.500	33	6.4
1928	3	22	4	17	16.230	-95.450	33	7.7
1928	6	17	3	19	16.330	-96.700	33	8.0
1928	8	4	18	28	16.830	-97.610	33	7.4
1928	10	9	3	1	16.300	-97.300	33	7.8
1929	8	17	23	41	15.900	-98.450	33	5.9
1931	1	15	1	50	16.100	-96.640	40	8.0
1931	1	16	19	19	16.440	-97.370	33	6.5
1931	5	16	20	47	16.500	-97.000	33	6.3
1931	7	17	9	13	16.250	-97.250	33	6.3
1931	11	2	0	32	16.000	-97.000	0	6.2
1932	6	3	10	36	19.800	-104.000	33	8.4
1932	6	3	17	40	19.500	-104.500	33	6.0
1932	6	5	9	4	19.300	-104.910	33	6.3
1932	6	18	10	12	19.500	-103.500	33	8.0
1932	6	21	4	33	16.000	-96.500	33	6.0
1932	6	22	12	59	18.740	-104.680	33	6.9
1932	7	25	9	12	18.870	-103.930	33	6.9
1932	9	8	1	41	19.300	-103.910	33	6.3
1932	11	17	6	3	19.500	-103.750	33	6.1
1932	12	7	16	22	19.000	-104.000	33	6.8
1933	4	9	3	58	19.500	-105.000	33	6.6
1933	5	8	10	33	17.500	-101.000	33	6.9

Año	Mes	Día	Hora	Minutos	Lat.	Long.	Prof.	Ms
1933	7	9	5	34	18.000	-105.000	33	6.0
1933	7	10	3	22	19.000	-103.500	33	6.1
1933	12	13	21	23	19.250	-104.250	33	6.4
1933	12	14	7	16	18.750	-103.500	33	6.0
1934	1	28	19	10	17.000	-100.000	33	6.8
1934	11	30	2	5	19.000	-105.310	33	7.2
1935	6	29	6	48	18.750	-103.500	33	6.9
1937	12	23	13	17	17.100	-98.070	33	7.7
1937	12	25	6	3	15.680	-97.800	33	6.5
1938	1	2	22	27	16.350	-98.370	33	6.3
1941	4	15	19	9	18.850	-102.940	33	7.9
1942	10	28	10	44	15.250	-96.500	33	6.3
1943	2	22	9	20	17.620	-101.150	33	7.7
1944	1	10	20	9	17.000	-101.000	33	6.5
1946	5	15	22	10	15.620	-96.980	33	5.9
1950	11	17	19	28	16.800	-100.700	33	6.3
1950	12	14	14	15	17.220	-98.120	33	7.3
1951	12	28	9	20	16.900	-98.700	33	6.8
1953	10	16	9	53	16.000	-96.600	33	6.0
1955	9	28	18	9	15.200	-97.300	33	6.0
1955	10	25	16	34	16.000	-95.700	33	6.2
1955	3	11	9	10	15.700	-97.400	33	5.9
1956	1	8	7	11	16.900	-99.600	33	6.3
1957	4	10	5	12	15.530	-98.040	33	6.2
1957	7	28	8	40	17.110	-99.100	33	7.7
1957	8	4	6	6	16.650	-99.520	33	5.6
1957	8	4	14	16	16.890	-99.520	33	5.5
1958	5	2	20	29	16.700	-99.300	33	6.2
1959	2	11	13	52	16.100	-97.400	33	6.0
1959	7	21	12	29	16.220	-97.830	33	5.5
1959	7	21	13	3	15.800	-97.800	33	6.0
1959	8	26	8	25	18.260	-94.430	20	6.4
1960	3	27	20	15	19.000	-105.000	33	6.1
1960	6	4	2	27	20.000	-104.400	33	6.1
1962	5	11	14	11	17.250	-99.580	33	7.2
1962	5	19	14	58	17.120	-99.570	33	6.9
1963	10	13	16	45	18.400	-103.100	50	4.8
1964	6	4	4	28	17.460	-100.900	40	5.5
1964	6	20	17	12	18.490	-105.420	28	5.1
1964	9	19	5	8	15.210	-94.150	8	5.8
1964	11	14	12	52	18.070	-105.570	39	5.3
1964	12	25	16	29	17.870	-101.620	43	4.8
1964	12	26	8	16	16.680	-99.590	25	5.5
1965	4	3	11	20	16.000	-97.900	16	5.8
1965	4	3	11	29	16.100	-97.800	50	6.3
1965	8	23	19	46	16.300	-95.800	33	7.8

Año	Mes	Día	Hora	Minutos	Lat.	Long.	Prof.	Ms
1965	8	23	23	13	16.030	-95.400	12	4.8
1965	8	24	0	56	15.940	-96.230	12	5.7
1965	8	24	1	0	15.940	-96.230	17	6.1
1965	10	9	7	47	16.430	-97.000	42	5.3
1965	10	18	22	50	16.050	-95.140	48	5.0
1965	11	10	21	1	17.900	-105.600	33	5.3
1965	12	21	8	41	16.910	-98.080	47	5.5
1965	12	28	16	1	15.530	-97.510	36	4.8
1966	1	12	12	29	15.190	-94.450	64	4.8
1966	2	19	2	0	15.280	-94.280	40	4.8
1966	2	20	19	6	18.260	-96.600	0	4.6
1966	4	2	1	52	16.520	-97.440	39	5.6
1966	4	28	10	39	15.780	-95.130	23	5.0
1967	2	11	4	25	16.260	-98.680	37	4.8
1967	2	11	4	48	16.190	-98.730	28	4.6
1967	2	17	20	23	16.830	-98.630	40	4.6
1967	2	19	11	46	16.260	-98.590	48	4.8
1967	3	11	14	44	19.230	-95.740	4	5.6
1967	6	26	2	22	18.610	-105.140	41	5.6
1967	9	12	0	15	16.450	-98.750	49	4.6
1967	9	29	15	40	16.420	-98.310	36	5.0
1968	1	20	21	41	16.180	-105.250	50	4.8
1968	2	3	5	36	16.700	-99.400	9	5.9
1968	4	2	0	0	16.390	-98.060	21	7.1
1968	7	2	3	44	17.640	-100.270	41	6.7
1968	8	2	14	6	16.600	-97.700	36	7.4
1968	8	2	18	37	16.080	-97.790	17	5.3
1968	8	3	17	7	16.190	-97.960	46	4.8
1968	10	9	11	45	15.070	-96.620	39	5.1
1968	11	1	3	55	18.240	-105.690	43	4.6
1968	11	28	10	36	15.370	-94.590	33	6.6
1969	4	28	9	12	16.590	-97.970	47	5.0
1969	4	30	15	4	18.970	-104.330	49	4.8
1969	6	15	3	34	15.760	-95.610	44	4.8
1969	6	23	7	8	18.440	-104.550	45	6.0
1969	7	3	16	59	16.880	-98.400	49	5.5
1969	8	21	13	10	17.440	-105.400	33	4.8
1969	8	31	23	46	17.540	-101.470	46	5.3
1969	9	7	9	36	16.470	-98.760	35	5.3
1970	2	4	5	8	15.530	-99.480	21	6.6
1970	2	4	5	46	15.770	-99.340	39	5.1
1970	4	30	19	30	15.000	-94.230	50	5.3
1970	8	13	0	29	17.100	-100.000	33	6.0
1970	8	27	19	44	15.410	-95.600	31	5.9
1970	10	10	10	30	16.610	-100.420	43	4.8
1970	12	9	8	2	16.170	-99.400	31	5.8

Año	Mes	Día	Hora	Minutos	Lat.	Long.	Prof.	Ms
1971	5	8	5	55	15.739	-96.608	45	4.6
1971	6	6	2	10	15.148	-96.290	15	4.6
1971	7	16	21	40	16.871	-96.061	50	5.6
1971	8	31	22	57	17.219	-100.923	49	4.6
1971	9	5	9	13	17.097	-99.886	42	5.3
1971	9	21	7	54	16.762	-98.598	39	4.6
1971	10	3	17	1	17.962	-94.317	46	5.1
1971	10	10	13	21	17.057	-99.423	49	5.1
1972	1	2	21	56	16.102	-98.288	4	6.0
1972	1	3	7	38	16.247	-98.219	19	5.1
1972	3	4	5	55	16.439	-97.963	38	5.3
1972	7	2	0	34	16.508	-98.526	44	4.8
1972	7	8	12	10	16.326	-96.949	45	6.1
1972	9	16	9	14	15.240	-96.230	33	6.1
1972	10	5	16	48	16.245	-101.937	50	4.6
1972	10	14	5	22	15.423	-96.069	42	4.8
1972	11	10	14	56	15.685	-95.827	23	5.8
1972	11	13	4	43	15.580	-94.980	33	7.0
1972	11	21	4	10	15.506	-95.003	0	4.6
1972	11	25	3	2	15.459	-95.035	43	5.1
1973	1	22	0	37	18.600	-104.970	33	6.4
1973	6	30	21	1	18.390	-103.210	32	7.5
1973	1	31	12	32	18.353	-97.058	50	4.6
1973	2	10	11	53	18.410	-103.630	11	6.2
1973	2	12	18	26	16.345	-98.873	30	4.8
1973	4	11	12	51	16.883	-100.314	33	4.8
1973	7	16	18	12	17.320	-100.680	44	5.8
1973	9	4	17	24	15.145	-94.251	42	5.6
1973	10	1	19	41	15.263	-94.473	39	5.0
1973	10	18	10	49	19.380	-104.980	45	6.0
1974	12	31	20	44	15.414	-97.015	27	4.8
1974	1	26	5	35	18.600	-103.400	33	6.2
1974	2	23	6	21	16.140	-97.972	37	4.8
1974	5	27	5	1	17.305	-98.944	48	5.6
1974	6	12	13	46	16.767	-99.258	43	5.0
1974	6	13	11	57	16.648	-97.885	49	5.1
1974	6	25	5	1	15.612	-95.260	33	5.5
1974	6	25	8	44	15.540	-95.330	23	5.8
1974	6	25	9	51	15.799	-95.095	48	4.6
1974	7	18	19	21	17.064	-98.351	48	6.1
1974	8	12	21	27	17.504	-100.570	44	5.1
1975	1	4	4	30	18.197	-102.649	41	5.1
1975	1	31	16	14	15.459	-104.563	44	5.3
1975	2	22	0	47	17.400	-100.483	44	5.6
1975	4	23	11	14	16.450	-98.910	11	6.1
1975	4	23	11	46	16.297	-98.828	34	5.1

Año	Mes	Día	Hora	Minutos	Lat.	Long.	Prof.	Ms
1975	6	30	22	58	18.275	-102.789	22	5.3
1975	7	19	22	37	15.976	-97.619	35	4.6
1975	10	11	14	41	18.129	-102.245	48	5.6
1975	10	25	0	1	18.050	-100.435	0	4.8
1975	11	15	15	28	18.230	-102.190	33	5.9
1976	2	19	18	31	15.959	-95.018	24	5.3
1976	4	13	20	17	18.579	-104.814	41	5.6
1976	6	7	14	26	17.400	-100.640	45	6.5
1976	6	7	16	11	16.247	-98.987	39	4.6
1976	6	14	13	53	15.925	-95.166	45	5.3
1976	7	1	21	39	18.341	-104.660	28	5.0
1977	1	4	14	56	15.260	-94.373	33	5.5
1978	1	11	0	22	16.172	-96.656	33	5.0
1978	1	28	10	14	15.509	-95.727	45	5.0
1978	3	19	1	39	17.030	-99.740	36	6.5
1978	4	25	12	56	19.251	-104.023	38	5.6
1978	7	10	4	13	15.887	-98.282	29	4.6
1978	9	3	3	24	16.123	-97.889	34	4.6
1978	9	7	5	55	15.353	-105.306	33	4.6
1978	10	22	14	7	15.263	-104.430	38	5.3
1978	10	22	14	17	15.399	-104.471	33	5.3
1978	11	16	15	55	18.029	-95.761	33	4.6
1978	11	29	19	52	16.000	-96.690	19	7.8
1978	11	29	20	4	16.232	-96.582	48	5.5
1978	11	29	23	6	15.976	-96.271	33	5.0
1978	11	30	10	22	16.067	-96.979	40	5.3
1978	12	2	3	24	15.814	-96.473	36	4.6
1978	12	2	5	36	15.828	-96.479	23	5.0
1978	12	2	20	27	16.068	-96.393	50	4.8
1978	12	5	6	32	16.103	-96.929	32	4.8
1978	12	5	23	41	15.909	-96.539	34	4.8
1978	12	11	2	8	16.667	-99.896	42	5.8
1978	12	11	2	47	16.758	-99.892	48	5.0
1978	12	12	5	14	16.908	-99.868	44	5.0
1978	12	28	19	19	15.904	-96.575	35	5.0
1978	12	28	19	48	16.022	-96.471	45	5.6
1979	1	10	4	29	15.883	-96.556	36	5.3
1979	1	26	10	4	17.410	-100.880	41	6.9
1979	1	26	17	10	17.562	-101.016	49	5.6
1979	1	26	17	45	16.221	-101.199	33	4.8
1979	1	26	20	17	17.464	-101.103	41	5.8
1979	2	22	9	16	19.956	-100.272	34	5.6
1979	2	28	17	10	19.941	-100.248	34	5.1
1979	3	14	11	7	17.460	-101.460	15	7.6
1979	3	14	12	1	17.898	-101.293	45	6.0
1979	3	14	12	47	16.980	-101.400	48	4.8

Año	Mes	Día	Hora	Minutos	Lat.	Long.	Prof.	Ms
1979	3	14	12	50	16.852	-102.042	0	4.6
1979	3	14	15	35	17.582	-101.517	47	5.3
1979	3	18	20	12	17.420	-101.100	25	5.8
1979	3	20	0	27	17.340	-101.440	30	5.1
1979	3	22	12	23	17.740	-101.650	30	5.3
1979	6	22	0	26	17.457	-101.294	33	4.6
1979	8	20	15	50	15.843	-96.425	33	4.6
1979	10	7	7	46	15.826	-96.558	33	4.8
1979	10	20	16	2	15.848	-95.037	42	4.6
1979	10	22	4	7	16.362	-98.760	40	4.6
1979	10	26	21	53	15.254	-104.217	33	4.8
1979	12	10	23	5	16.014	-96.462	37	4.8
1979	12	13	18	11	15.294	-97.767	36	5.1
1980	1	1	10	12	17.481	-101.966	15	5.0
1980	1	4	12	56	16.559	-101.550	15	4.6
1980	1	7	18	53	16.866	-105.267	10	4.8
1980	3	2	9	23	15.888	-96.608	44	4.8
1980	3	29	13	31	15.619	-95.496	24	5.0
1980	4	5	12	15	15.490	-96.236	5	5.1
1980	4	30	20	52	17.325	-101.226	48	5.1
1980	6	14	12	46	15.222	-96.787	5	4.6
1980	6	18	18	44	18.192	-101.119	22	4.6
1980	7	31	4	57	16.401	-97.139	48	5.3
1980	8	4	0	22	16.085	-95.851	46	5.3
1980	9	5	20	1	16.464	-100.131	32	4.8
1980	11	3	20	48	15.623	-95.027	19	5.3
1981	1	27	4	47	16.322	-96.153	50	4.6
1981	3	15	8	43	16.981	-99.449	40	4.8
1981	3	28	21	55	16.001	-94.725	10	4.6
1981	4	15	9	51	16.222	-98.677	40	4.8
1981	4	25	7	21	17.048	-100.070	40	4.6
1981	5	21	4	22	16.931	-96.049	15	4.6
1981	6	20	3	50	16.073	-98.515	22	5.3
1981	6	29	4	5	15.208	-94.699	37	4.8
1981	7	21	9	14	16.396	-98.379	46	5.3
1981	7	21	10	22	16.345	-98.511	36	5.5
1981	7	22	19	38	15.185	-94.946	27	5.1
1981	9	17	9	50	16.864	-99.464	42	6.0
1981	9	17	10	12	16.754	-99.483	19	4.8
1981	10	20	6	49	16.654	-98.641	48	5.1
1981	10	25	3	22	17.750	-102.250	20	7.3
1982	1	2	3	30	16.813	-100.279	26	5.8
1982	1	2	7	5	16.723	-100.136	19	5.6
1982	1	2	11	15	16.297	-105.494	33	4.8
1982	1	23	4	21	16.975	-101.207	33	4.8
1982	4	13	8	14	15.744	-98.552	0	4.8

Año	Mes	Día	Hora	Minutos	Lat.	Long.	Prof.	Ms
1982	5	8	5	17	19.201	-97.866	5	4.6
1982	6	7	6	52	16.300	-98.400	15	6.9
1982	6	7	7	1	15.605	-98.522	22	5.1
1982	6	7	10	59	16.400	-98.500	20	7.0
1982	6	14	22	42	16.554	-98.047	46	4.6
1982	6	15	17	24	16.646	-98.363	38	4.8
1982	6	29	22	36	18.310	-95.149	22	4.6
1982	6	30	15	8	15.801	-97.161	31	4.6
1982	8	27	15	26	16.055	-98.318	33	4.8
1982	8	30	2	33	17.260	-101.960	45	5.0
1982	10	2	15	42	16.689	-99.934	29	4.6
1982	10	6	19	50	17.384	-101.207	44	5.1
1982	11	28	20	47	16.648	-98.561	37	5.0
1982	12	1	0	42	16.577	-99.010	40	5.0
1982	12	14	14	11	16.662	-98.493	40	5.3
1982	12	24	3	49	15.156	-94.584	49	5.1
1983	1	24	8	17	16.136	-95.248	50	6.7
1983	1	24	12	27	16.004	-95.481	24	5.3
1983	2	5	23	41	16.027	-95.222	22	6.1
1983	2	22	7	2	16.442	-95.049	46	4.8
1983	2	22	9	36	16.030	-95.329	36	6.1
1983	4	14	13	31	15.804	-96.650	44	4.8
1983	5	4	2	30	15.907	-100.263	5	4.6
1983	5	25	20	26	16.680	-101.582	25	4.6
1983	6	11	4	24	15.602	-94.095	33	5.0
1983	6	3	1	51	15.583	-94.689	33	4.6
1983	6	8	17	24	15.445	-96.336	38	4.8
1983	7	30	0	57	16.826	-100.034	44	4.6
1983	11	16	9	0	16.852	-99.423	4	4.6
1984	4	7	19	43	16.852	-99.846	37	5.0
1984	5	10	15	56	15.082	-94.575	29	5.5
1984	7	2	4	50	16.821	-98.464	46	6.0
1984	7	14	21	3	17.335	-99.739	48	5.6
1984	8	26	5	2	15.955	-95.301	45	5.8
1984	10	11	4	24	15.544	-94.624	49	5.3
1984	10	13	17	18	15.046	-94.277	26	5.7
1984	10	19	23	0	16.750	-98.279	46	5.3
1984	10	21	23	34	15.364	-98.325	33	5.0
1984	11	3	6	33	16.299	-98.442	34	4.6
1984	11	3	9	29	16.627	-94.305	33	4.6
1984	11	30	14	15	16.233	-98.208	36	5.6
1984	12	13	8	10	16.137	-96.477	45	5.6
1985	1	7	15	8	16.722	-99.704	33	5.0
1985	1	15	12	0	16.599	-97.983	48	5.1
1985	7	29	11	35	17.687	-94.609	39	5.6
1985	9	19	13	17	18.140	-102.710	16	8.1

Año	Mes	Día	Hora	Minutos	Lat.	Long.	Prof.	Ms
1985	9	19	15	50	17.953	-102.386	42	4.8
1985	9	19	18	29	17.863	-101.442	33	5.3
1985	9	20	3	34	17.585	-101.553	33	4.6
1985	9	20	9	2	16.350	-98.552	28	4.8
1985	9	20	19	29	18.063	-102.675	39	4.8
1985	9	21	1	37	17.620	-101.820	20	7.6
1985	9	25	7	43	18.185	-102.806	30	5.6
1985	9	28	3	52	17.357	-101.117	50	5.0
1985	10	29	15	2	18.193	-102.556	43	5.6
1985	12	18	21	58	16.381	-98.987	0	4.6
1986	1	18	17	58	18.262	-101.272	33	4.8
1986	2	1	14	57	16.108	-95.338	41	4.8
1986	3	23	11	52	17.320	-99.205	33	5.0
1986	4	30	7	7	18.404	-102.973	26	7.0
1986	4	30	8	8	18.299	-103.100	15	5.0
1986	4	30	8	12	18.083	-103.034	15	4.8
1986	5	2	8	47	18.422	-103.131	45	5.0
1986	5	5	5	46	18.164	-102.650	39	5.7
1986	5	24	10	39	15.579	-95.582	28	5.0
1986	6	9	21	42	18.816	-95.014	33	4.6
1986	6	16	19	54	15.097	-94.140	33	4.6
1986	9	18	7	19	16.403	-98.901	28	4.6
1986	10	22	12	7	18.279	-101.251	33	5.1
1986	12	1	19	20	15.878	-97.085	33	4.6
1986	12	4	12	35	15.798	-94.815	45	5.3
1986	12	5	15	11	15.483	-95.135	33	5.1
1987	3	6	18	11	15.239	-94.711	42	4.6
1987	3	12	12	18	15.677	-94.554	38	5.6
1987	3	15	5	11	15.617	-94.594	38	6.0
1987	3	15	5	17	15.629	-94.564	33	4.8
1987	4	2	16	1	16.005	-99.491	15	4.6
1987	5	1	6	48	16.620	-98.424	47	4.8
1987	6	7	13	30	16.884	-98.655	41	6.0
1987	7	30	21	56	16.630	-95.820	33	4.6
1987	9	1	13	51	16.244	-95.873	37	5.3
1987	9	27	8	30	18.166	-103.761	33	5.1
1987	11	27	0	51	15.258	-94.122	33	4.6
1987	12	26	20	17	16.066	-98.386	21	5.5
1988	3	23	0	31	19.717	-104.868	25	5.0
1988	5	9	5	41	16.800	-97.851	42	5.1
1988	6	8	21	18	16.557	-98.716	42	5.3
1988	6	9	21	1	15.181	-94.750	33	4.6
1988	7	30	10	5	18.932	-104.634	33	4.6
1988	8	19	10	43	18.033	-105.283	33	4.8
1988	9	1	16	52	16.578	-99.273	10	5.1
1988	9	26	20	12	17.405	-100.945	49	5.1

Año	Mes	Día	Hora	Minutos	Lat.	Long.	Prof.	Ms
1989	3	10	5	19	17.586	-101.013	44	5.6
1989	3	13	4	8	17.058	-98.919	29	4.8
1989	3	26	14	3	16.303	-98.608	33	4.6
1989	4	19	8	59	16.355	-98.682	10	5.0
1989	4	19	14	48	17.858	-105.228	10	5.3
1989	4	25	14	29	16.773	-99.328	19	6.8
1989	4	25	16	26	16.411	-99.302	22	4.8
1989	4	28	2	34	17.830	-105.174	10	5.6
1989	5	2	9	30	16.747	-99.343	10	5.8
1989	5	6	14	32	15.853	-95.098	27	4.8
1989	5	6	23	37	16.225	-95.250	11	5.0
1989	6	4	4	7	15.619	-95.392	33	4.8
1989	6	18	21	16	15.900	-95.431	38	5.1
1989	7	6	23	21	17.568	-101.400	33	4.8
1989	7	20	1	10	15.838	-97.053	20	5.0
1989	8	29	4	16	18.039	-105.667	21	6.6
1989	8	29	12	17	17.986	-105.665	33	4.8
1989	9	24	18	45	16.118	-96.738	44	5.1
1989	10	8	22	32	17.141	-100.190	35	5.1
1989	10	28	17	1	16.639	-99.816	44	4.8
1990	1	13	2	7	16.826	-99.509	28	5.6
1990	1	29	2	41	18.271	-102.547	39	5.8
1990	2	10	10	35	15.327	-104.360	33	5.1
1990	2	17	1	24	15.942	-98.105	33	5.1
1990	2	17	1	38	16.089	-97.934	33	5.5
1990	2	17	3	18	15.920	-97.943	16	4.8
1990	2	17	3	21	15.944	-98.064	19	4.8
1990	2	17	3	42	16.329	-97.881	33	4.8
1990	3	22	18	23	15.979	-97.860	33	5.0
1990	3	23	13	50	16.044	-96.361	50	5.0
1990	5	11	23	43	17.282	-100.679	28	5.6
1990	5	16	13	13	16.166	-98.225	18	4.8
1990	5	19	13	37	17.321	-101.203	30	5.1
1990	5	31	7	35	17.260	-100.707	22	5.9
1990	11	10	1	14	15.441	-94.703	39	5.1
1991	1	14	21	11	18.029	-101.700	31	5.6
1991	1	28	7	45	15.807	-97.974	10	5.0
1991	4	1	7	34	16.175	-98.278	21	6.0
1991	4	1	9	1	16.279	-98.101	44	5.3
1991	4	7	9	39	16.304	-97.476	25	5.5
1991	4	21	0	34	16.118	-98.211	30	4.6
1991	4	21	10	4	16.645	-98.870	48	4.6
1991	4	24	23	56	16.144	-98.329	34	4.6
1991	5	21	5	58	17.143	-99.217	45	5.0
1991	5	22	0	57	18.254	-103.253	45	5.1
1991	7	25	15	46	16.882	-101.390	33	5.8

Año	Mes	Día	Hora	Minutos	Lat.	Long.	Prof.	Ms
1991	7	28	19	48	18.132	-103.402	33	4.8
1991	8	3	8	11	16.449	-98.203	30	4.8
1991	9	10	18	54	15.979	-95.382	47	4.8
1991	9	26	5	59	16.130	-98.237	19	5.6
1991	10	1	20	50	15.051	-94.765	47	4.8
1991	10	22	2	53	16.613	-95.372	38	4.6
1991	11	10	12	7	15.710	-95.483	33	5.0
1991	11	10	12	30	17.092	-105.295	28	4.6
1991	11	11	17	45	17.911	-105.586	11	5.7
1991	11	14	23	31	18.314	-105.367	33	4.8
1991	11	24	3	47	16.434	-97.853	30	5.6
1991	11	30	11	19	17.623	-104.842	33	4.8
1992	1	8	18	4	15.551	-95.233	22	5.1
1992	1	9	4	3	17.063	-99.526	33	4.6
1992	2	9	4	0	16.108	-95.610	33	4.8
1992	2	12	11	56	17.798	-101.613	32	5.3
1992	3	31	19	43	17.441	-101.095	50	4.6
1992	3	31	20	56	17.469	-101.119	48	5.5
1992	3	31	21	25	17.294	-101.125	50	4.6
1992	5	15	21	32	16.259	-98.494	26	4.8
1992	5	19	10	4	15.953	-98.352	16	4.8
1992	6	7	9	1	16.505	-98.656	5	5.6
1992	6	7	17	41	16.415	-98.652	5	5.6
1992	8	23	4	32	16.175	-98.023	18	4.8
1992	8	23	5	11	16.116	-98.070	19	5.0
1992	9	7	11	53	16.482	-99.192	10	4.6
1992	10	30	8	24	17.480	-100.551	39	4.6
1992	11	2	15	42	15.915	-96.608	30	4.8
1992	12	17	9	19	18.386	-105.478	33	5.3
1992	12	24	18	50	16.750	-98.995	21	4.8
1993	3	18	18	51	17.540	-101.268	43	4.6
1993	3	31	10	18	17.322	-100.910	30	5.8
1993	4	18	4	58	15.019	-94.114	37	4.6
1993	5	15	3	9	16.673	-98.417	20	5.8
1993	5	15	3	12	16.698	-98.395	21	5.9
1993	5	15	8	26	16.624	-98.538	33	4.6
1993	7	29	20	16	17.522	-100.422	36	5.1
1993	8	7	6	11	18.065	-105.677	23	5.3
1993	9	10	10	50	16.683	-98.737	10	5.0
1993	9	30	18	27	15.417	-94.698	19	6.4
1993	10	3	21	49	15.364	-94.878	31	5.0
1993	10	10	21	8	15.386	-94.673	25	5.0
1993	10	24	7	52	16.755	-98.717	21	6.7
1993	11	13	0	16	16.288	-98.638	20	6.3
1993	11	24	6	19	15.344	-105.044	10	4.6
1994	4	2	11	47	16.134	-98.726	5	4.8

Año	Mes	Día	Hora	Minutos	Lat.	Long.	Prof.	Ms
1994	4	20	15	39	17.775	-103.626	33	4.8
1994	4	27	4	15	17.597	-105.433	33	4.6
1994	6	4	8	38	16.348	-98.968	10	4.6
1994	6	20	10	13	15.140	-94.464	30	5.1
1994	7	23	5	55	15.502	-94.049	36	4.6
1994	7	29	20	43	17.131	-101.446	31	4.6
1994	8	6	5	15	16.140	-95.167	32	5.1
1994	9	17	4	56	16.304	-95.308	33	5.0
1994	9	20	6	14	16.253	-95.374	33	4.8
1994	12	10	16	17	18.136	-101.384	48	6.2
1994	12	13	8	23	16.314	-98.443	16	5.6
1994	12	13	8	32	16.186	-98.472	10	4.8
1994	12	13	10	2	16.203	-98.460	20	5.3
1994	12	19	8	41	15.614	-94.480	30	5.3
1995	4	14	0	0	16.440	-99.090	15	4.5
1995	7	19	0	0	16.370	-98.750	26	5.0
1995	9	14	0	0	16.310	-98.880	22	7.3
1995	10	7	0	0	15.770	-98.820	14	5.0
1995	10	9	0	0	18.740	-104.670	5	7.6
1995	10	9	0	0	18.890	-104.540	5	5.0
1995	10	10	0	0	18.620	-104.560	9	5.3
1995	10	10	0	0	18.590	-104.370	5	4.6
1995	10	12	0	0	19.040	-103.700	11	6.0
1995	10	30	0	0	16.350	-98.510	27	5.3
1995	11	4	0	0	19.270	-105.680	14	4.6
1995	11	21	0	0	18.770	-105.290	33	4.7

AGRADECIMIENTOS

Mi más sincero agradecimiento al Dr. Roberto Meli, mi maestro y tutor. De quien siempre recibí críticas constructivas y un excelente apoyo, sin el cual no habría culminado este trabajo.

Deseo hacer un reconocimiento muy especial a los Doctores Mario Ordaz y Eduardo Miranda, quienes me dedicaron incontables horas de su tiempo y me dejaron magníficas enseñanzas.

A los Doctores Luis Esteva, Gustavo Ayala, David Murià y Ernesto Heredia, les agradezco haber revisado el borrador de este escrito y hacer comentarios constructivos sobre el mismo. Al Dr. David Murià, también le agradezco su continuo apoyo como coordinador del área de estructuras en el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Finalmente, quiero reconocer el apoyo económico del Instituto de Ingeniería de la UNAM y de la Secretaría de Obras y Servicios del Departamento del Distrito Federal, para la realización de este trabajo.