

Universidad Autónoma Metropolitana  
Unidad Azcapotzalco



DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA  
POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

**DISEÑO PRELIMINAR BASADO EN DESPLAZAMIENTOS DE MARCOS  
MOMENTO-RESISTENTES CON AMORTIGUADORES VISCOSOS**

# TESIS

PARA OBTENER EL GRADO DE:

***MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL***

PRESENTA:

***IVÁN RECODER DÉCIGA***

DIRECTOR DE TESIS: DR. AMADOR TERÁN GILMORE

MÉXICO D.F., MARZO DE 2011

***"El amor es por excelencia lo que hace ser".***

Maurice Blondel  
(Filosofo francés)

Dedicado muy especialmente para esas dos personas que me han cambiado la vida con todo su amor y cariño.

***"La dicha de la vida consiste en tener siempre algo que hacer,  
alguien a quien amar y alguna cosa que esperar".***

Thomas Chalmers.  
(Teólogo anglicano escocés)

Agradezco con todo mi corazón el cariño de mi familia que me ha ayudado y apoyado no solo en este gran paso de mi carrera, sino en toda mi vida.

***"Cuando quieres una cosa, todo el Universo conspira  
para ayudarte a conseguirla".***

Paulo Coelho.  
(Escritor Brasileño)

Quiero agradecer a todas aquellas personas que tuvieron de alguna forma que ver con mis estudios y preparación en esta Universidad, desde mi licenciatura hasta los estudios de posgrado y su culminación con esta tesis. Muchas gracias.

DISEÑO PRELIMINAR BASADO EN DESPLAZAMIENTOS  
DE MARCOS MOMENTO-RESISTENTES CON  
AMORTIGUADORES VISCOSOS

*IVÁN RECODER DÉCIGA*

Marzo de 2011

## INDICE

<b>RESUMEN.....</b>	<b>1</b>
<b>1. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>3</b>
1.1. Demandas de energía en la Ciudad de México.....	3
1.2. Consideraciones de diseño para edificios ubicados en la zona del Lago del Distrito Federal.....	6
1.3. Sistemas pasivos de disipación de energía.....	8
1.4. Conceptos de modelado de sistemas pasivos de disipación de energía.....	16
1.5. Contribución de esta tesis.....	20
<b>2. FRECUENCIA DE MOVIMIENTO.....</b>	<b>21</b>
2.1. Sistemas de un Grado de Libertad.....	22
2.2. Propiedades Estructurales.....	22
2.3. Movimientos del Terreno.....	23
2.4. Respuesta Dinámica.....	25
2.5. Estimación de la frecuencia de Movimiento.....	29
<b>3. METODOLOGÍA DE DISEÑO.....</b>	<b>30</b>
3.1. Diseño por desempeño.....	31
3.2. Enfoque de diseño.....	33
3.3. Metodología de diseño preliminar.....	34
<b>4. EJEMPLO DE DISEÑO.....</b>	<b>42</b>
4.1. Edificio por diseñar.....	42
4.2. Diseño del Sistema Estructural.....	44
4.3. Comparación de edificio Diseño original vs. Diseño con dispositivos viscosos.....	55

<b>5. CONCLUSIONES.....</b>	<b>58</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>60</b>

## INDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1.1.</b> Espectros de resistencia para los cuatro juegos de movimientos, 5% de amortiguamiento crítico: (a) LA Terreno firme 10% en 50 años, (b) LA Terreno firme 50% en 50 años, (c) LA Terreno blando 10% en 50 años, (d) Zona del Lago de Ciudad de México.....	5
<b>Figura 1.2</b> Espectros de energía plástica normalizada para los cuatro juegos de movimientos, 5% de amortiguamiento crítico: (a) LA Terreno firme 10% en 50 años, (b) LA Terreno firme 50% en 50 años, (c) LA Terreno blando 10% en 50 años, (d) Zona del Lago de Ciudad de México.....	6
<b>Figura 1.3</b> Zonificación del Distrito Federal para fines de diseño sísmico.....	7
<b>Figura 1.4</b> Comportamiento de estructura sin y con disipación de energía.....	10
<b>Figura 1.5</b> Disipador metálico tipo ADAS.....	11
<b>Figura 1.6</b> Disipador metálico tipo TADAS.....	11
<b>Figura 1.7</b> Disipador metálico tipo Honey-Comb.....	12
<b>Figura 1.8</b> Disipador metálico tipo contraviento restringido contra pandeo.....	12
<b>Figura 1.9</b> Disipador por fricción tipo Slotted Bolted Concetion (SBC).....	13
<b>Figura 1.10</b> Disipador por fricción tipo PALL.....	13
<b>Figura 1.11</b> Disipador por fricción tipo Energy Dissipating Restraint (EDR).....	13
<b>Figura 1.12</b> Disipador por fricción tipo Golillas.....	14
<b>Figura 1.13</b> Disipador viscoelástico 3M.....	14
<b>Figura 1.14</b> Disipador de fluido viscoso.....	15
<b>Figura 1.15</b> Forma convencional de colocación de dispositivos líquidos viscosos.....	17
<b>Figura 2.1</b> Espectro de pseudo-aceleración para el juego con $T_g$ de 2.0 segundos.....	25
<b>Figura 2.2</b> Espectro de desplazamiento para el juego de $T_g$ de 2.0 segundos.....	25
<b>Figura 2.3</b> Historias típicas de respuesta en los dominios del tiempo y la frecuencia para un sistema de un grado de libertad sujeto a la acción de un registro sísmico.....	26
<b>Figura 2.4</b> Espectro de potencia (sin alias) del sistema elástico de 1GDL con periodo de 1.50 segundos y porcentaje de amortiguamiento crítico de 5%, y sujeto a la acción del registro S31.....	27
<b>Figura 2.5</b> Dependencia del periodo dominante de respuesta con respecto al periodo estructural de los sistemas de 1GDL y el periodo dominante del terreno (Grupo 1: $T_g=2.0$ seg.).....	28
<b>Figura 2.6</b> Dependencia del periodo dominante de respuesta con respecto al periodo estructural de los sistemas de 1GDL y el periodo dominante del terreno (Grupo 2: $T_g=3.0$ seg.).....	28
<b>Figura 2.7</b> Dependencia del periodo dominante de respuesta con respecto al periodo estructural de los sistemas de 1GDL y el periodo dominante del terreno (Grupo 3: $T_g=4.0$ seg.).....	29
<b>Figura 3.1</b> Enfoque de diseño.....	33
<b>Figura 3.2</b> Metodología de diseño.....	36
<b>Figura 3.3</b> Espectros elásticos de desplazamiento.....	38
<b>Figura 4.1</b> Configuración en planta y elevación del sistema estructural del edificio de veinticuatro pisos.....	43
<b>Figura 4.2</b> Ubicación de dispositivos viscosos en planta y en altura.....	43
<b>Figura 4.3</b> Determinación de posibles combinaciones de $T_D$ y $\xi_D$ conforme a los espectros elásticos de diseño.....	46
<b>Figura 4.4</b> Determinación de valores de $T_D$ y $\xi_D$ definitivos.....	47
<b>Figura 4.5</b> Predimensionado basado en rigidez de vigas y columnas.....	48

<b>Figura 4.6</b> Vistas del modelo tridimensional del edificio: a) Planta, b) Elevación.....	49
<b>Figura 4.7</b> Demandas de desplazamiento de piso para el edificio de veinticuatro pisos..	51
<b>Figura 4.8</b> Demandas de distorsión de entrepiso para el edificio de veinticuatro pisos...	52
<b>Figura 4.9</b> Demandas de rotación plástica para el edificio de veinticuatro pisos: (a) Marco perimetral, (b) Marco central sin amortiguadores viscosos, y (c) Marco central con amortiguadores viscosos.....	53
<b>Figura 4.10</b> Ciclos histeréticos que deben considerarse para el diseño de los amortiguadores viscosos.....	55
<b>Figura 4.11</b> Demandas de desplazamiento de piso para el edificio de veinticuatro pisos en su diseño original.....	56
<b>Figura 4.12</b> Demandas de distorsión de entrepiso para el edificio de veinticuatro pisos en su diseño original.....	57

## INDICE DE TABLAS

<b>Tabla 2.1</b> Acelerogramas reales utilizados en la etapa de regresión.....	23
<b>Tabla 3.1</b> Valores del coeficiente de distorsión.....	37
<b>Tabla 3.2</b> Valores sugeridos de $\alpha$ para edificios regulares.....	38
<b>Tabla 4.1</b> Cargas gravitacionales de diseño.....	44

## SIMBOLOGÍA

$A_{max}$	Aceleración máxima del terreno.
$c$	Coefficiente de amortiguamiento viscoso.
$c_d$	Constante de amortiguamiento del dispositivo.
<b>COD</b>	Coefficiente de distorsión.
$c_u$	Coefficiente de amortiguamiento viscoso asociado a la estructura no amortiguada.
$C_v$	Constante de amortiguamiento.
$E$	Energía de entrada al sistema estructural.
$E_K$	Energía cinética.
$E_S$	Energía de deformación elástica recuperable.
$E_H$	Energía disipada a través de los ciclos histeréticos (no recuperable).
$E_{H\mu}$	Energía plástica disipada durante el movimiento del terreno (área total bajo todos los lazos de histéresis).
$E_D$	Energía disipada por amortiguamiento viscoso.
$F_{correc}$	Factor de corrección para ajustar los valores iniciales de inercias.
$F_i$	Fuerza lateral del i-ésimo nivel.
$F(t)$	Fuerza restitutiva del dispositivo.
$F_y$	Resistencia lateral asociada a la primera fluencia de la estructura.
$H$	Altura total del edificio.
$h_i$	Altura del i-ésimo nivel.
$I_{bi}$	Momento de Inercia de vigas del i-ésimo nivel.
$I_{ci}$	Momento de Inercia de columnas del i-ésimo nivel.
$IDI_{MR}^{OI}$	Umbral de distorsión para los marcos momento resistentes en ocupación inmediata.
$IDI_{NE}$	Umbral de distorsión para el sistema no estructural.
$IDI^{SEG}$	Umbral de distorsión para el nivel de desempeño correspondiente a la seguridad de vida.
$k$	Rigidez del sistema.
$L$	Longitud de la crujía.
$m$	Masa del sistema.
$NE_{H\mu}$	Energía histerética normalizada.
$p_o$	Fuerza máxima desarrollada por el dispositivo.



$R_{\mu\xi}$	Factor de reducción de resistencia para estructuras con dispositivos de disipación pasiva de energía.
$S_a$	Pseudo-aceleración.
$S_d$	Pseudo-desplazamiento.
$S_d^{SEG}$	Pseudo-desplazamiento para el nivel de desempeño correspondiente a la seguridad de vida.
$T$	Periodo de la estructura.
$T_D$	Periodo de diseño para la estructura.
$t_d$	Duración del acelerograma.
$T_g$	Periodo dominante del terreno.
$T_{ini}$	Periodo de la estructura para los valores iniciales de inercias.
$T_{RESP}$	Periodo de respuesta de la estructura.
$u$	Desplazamiento de la masa.
$\dot{u}$	Velocidad de la masa.
$\ddot{u}$	Aceleración de la masa.
$\ddot{u}_g$	Aceleración del terreno.
$V_b$	Cortante basal.
$V_{ci}$	Cortante actuante en cada columna del i-ésimo nivel.
$W_i$	Peso del i-ésimo nivel.
$\alpha$	Exponente asociado a la velocidad de deformación del dispositivo.
$\Delta$	Desplazamiento del pistón,
$\delta_i$	Desplazamiento lateral del i-ésimo nivel.
$\Delta_o$	Máximo desplazamiento que debe acomodar el dispositivo.
$\delta^{SEG}$	Desplazamiento máximo de azotea.
$\delta_y$	Desplazamiento asociado a la primera fluencia de la estructura.
$\eta$	Número de amortiguadores.
$\theta$	Angulo de inclinación del contraviento, medido con respecto a la horizontal.
$\mu$	Ductilidad máxima desarrollada por el sistema estructural.
$\xi$	Amortiguamiento critico.
$\xi_D$	Amortiguamiento critico de diseño para la estructura.
$\sigma$	Desviación estándar.
$\omega$	Frecuencia de movimiento.

## RESUMEN

Esta tesis propone una metodología de prediseño por desempeño para edificios de mediana altura ubicados en la Zona de Lago del Distrito Federal y estructurados con base en marcos momento-resistentes y amortiguadores viscosos. Se considera un edificio que recibe toda su rigidez lateral del sistema de marcos, y cuya capacidad de disipación de energía resulta de complementar el amortiguamiento natural de los marcos con el amortiguamiento adicional proporcionado por los dispositivos viscosos. El control de daño en los marcos momento-resistentes y los elementos no estructurales se plantea a partir del control de los desplazamientos laterales de la edificación. Se considera explícitamente el estado límite de seguridad de vida.

La aplicación de la metodología se ilustra para un edificio de acero de veinticuatro pisos desplantado en la Zona de Lago del Distrito Federal. A partir de los resultados arrojados por una serie de análisis dinámicos no lineales, se concluye que la metodología de lugar a un nivel de diseño sísmico adecuado.

No se estudio el efecto del comportamiento global a flexión en el desempeño y demandas sísmicas de los dispositivos viscosos. A falta de entendimiento de cómo afecta éste comportamiento, se sugiere limitar la aplicación de la metodología a edificios donde estos efectos no sean importantes. Dado que por el momento no se entiende bajo qué circunstancias estos efectos podrían ser importantes, se sugiere no utilizar la metodología en edificios de gran altura.

El material contenido en esta tesis se organiza en cinco capítulos:

- El **capítulo 1** presenta un panorama de la evolución del papel que juega el ingeniero estructural en las sociedades modernas, y describe los avances que se han logrado alrededor del desarrollo y uso de sistemas pasivos de disipación de energía. Con base en esto, se discuten las razones por las que se considera atractivo utilizar sistemas disipadores de energía para el control de la respuesta sísmica en edificaciones de mediana altura ubicadas en la Zona de Lago del Distrito Federal.

- El **capítulo 2** establece que el diseño de un sistema de disipación pasiva de energía basado en dispositivos viscosos requiere establecer la frecuencia con que responde la estructura sismorresistente al movimiento del terreno. Después de discutir la respuesta de sistemas de un grado de libertad a movimientos del terreno registrados en la Zona de Lago del Distrito Federal, se establece una serie de recomendaciones para estimar dicha frecuencia a partir de los valores del periodo fundamental de vibración de la edificación y del periodo dominante del terreno.
- El **capítulo 3** plantea una metodología basada en desplazamientos para el dimensionado de las vigas y columnas del sistema de marcos momento-resistentes, y para establecer la capacidad de disipación de energía que requieren los dispositivos viscosos para controlar de manera adecuada el nivel de daño estructural en dichos marcos. La metodología, aplicable para edificios de mediana altura construidos en la Zona de Lago del Distrito Federal, contempla el estado límite de seguridad de vida.
- El **capítulo 4** presenta primero el edificio de veinticuatro pisos utilizado para ilustrar la aplicación de la metodología. Se incluye la estructuración, geometría, cargas, ubicación dentro de la Zona de Lago, etc. Luego se aplica la metodología propuesta al dimensionado de los marcos momento-resistentes y para la concepción de los dispositivos viscosos. Finalmente se establece el desempeño sísmico del edificio, y se evalúa la efectividad del sistema de disipación pasiva de energía para controlar la respuesta global y local de la estructura de acuerdo a los objetivos de diseño.
- El **capítulo 5**, que presenta las conclusiones de este trabajo, enfatiza que la aplicación de la metodología propuesta ha dado lugar a una estructura capaz de controlar su respuesta dentro de umbrales consistentes con los objetivos de diseño.

# 1. INTRODUCCIÓN

Conforme pasa el tiempo, el papel de los ingenieros estructurales dentro de las sociedades humanas llega a ser cada vez más complicado. Para entender esto, es necesario reconocer que el funcionamiento de las estructuras modernas debe ir más allá del no-colapso durante acontecimientos sísmicos severos. Cada edificio que se construye actualmente debe satisfacer múltiples necesidades socioeconómicas complejas; esto implica que el daño a los elementos estructurales y los elementos no estructurales, así como a sus contenidos, debe ser controlado cuidadosamente.

## 1.1. Demandas de energía en la Ciudad de México

El enfoque actual de diseño sísmico de estructuras de ocupación estándar (comerciales, residenciales, etc.), considera aceptable que el sistema estructural de una construcción sismorresistente desarrolle comportamiento plástico de importancia durante una excitación sísmica severa. Mientras que el nivel de deterioro o daño estructural se incrementa en dicho sistema estructural conforme mayores sean las demandas máximas y acumuladas de comportamiento plástico; dichas demandas se incrementan conforme mayor es la intensidad y la duración de movimiento del terreno, ya que bajo estas circunstancias, es más probable que la estructura se vea sometida a un mayor número de incursiones en su rango plástico de comportamiento. Una consecuencia de un número excesivo de este tipo de incursiones, es la falla de los elementos principales de la estructura a niveles de deformación que son mucho menores que su capacidad última. A este tipo de falla se le llama “*fatiga de bajo número de ciclos*”.

Dentro de un contexto donde se esperen demandas severas de deformación plástica, es conveniente contemplar durante el diseño sismorresistente el uso del concepto de ductilidad objetivo y de índices de daño basados en la disipación de energía plástica. El objetivo final de utilizar este tipo de conceptos es el de utilizar resistencias de diseño que resultan mayores a las normalmente contempladas durante el diseño sismorresistente, y que proporcionan a la estructura sismorresistente una manera confiable (aunque poco eficiente) de controlar su nivel de daño estructural a través del control explícito de sus

demandas de comportamiento no lineal. A manera de ejemplo, pueden considerarse índices de daño como los planteados por Park y Ang y por Terán y Jirsa (Park y Ang 1985, Terán y Jirsa 2005), y metodologías de diseño como las planteadas por Bertero y Bertero (1992), Terán y Simón (2008) y Terán et al. (2010).

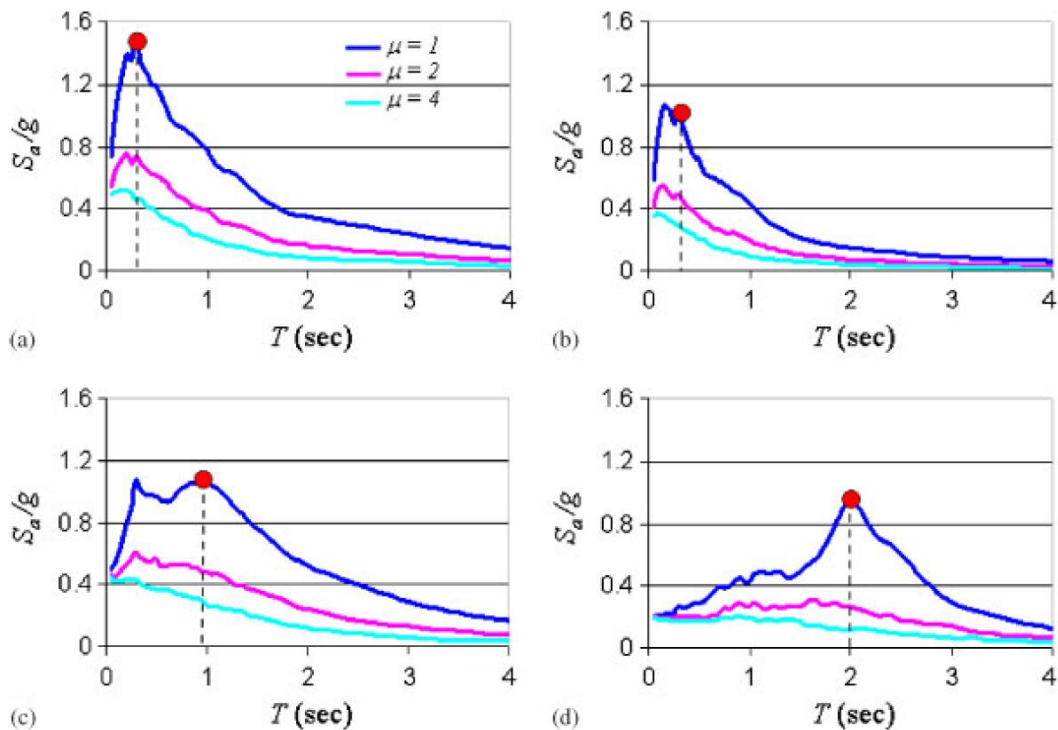
Varios investigadores mexicanos han observado que los movimientos generados en la Zona de lago del Distrito Federal exhiben altos contenidos de energía para sistemas estructurales cuyo periodo fundamental de vibración se aproxime al periodo dominante del terreno (el cual suele coincidir de manera muy cercana con el periodo dominante de los movimientos del terreno ahí generados). Una forma de ilustrar el alto contenido de energía de los movimientos generados en la Zona de Lago es comparar las demandas de energía asociadas a espectros generados a partir de movimientos del terreno generados en dicha zona, y en otros tipos de terreno. Por ejemplo, considere la definición de energía histerética normalizada:

$$NE_{H\mu} = \frac{E_{H\mu}}{F_y \delta_y} \quad (1)$$

Donde  $E_{H\mu}$  es la energía plástica disipada durante el movimiento del terreno (área total bajo todos los lazos de histéresis), y  $F_y$  y  $\delta_y$  son la resistencia lateral y su correspondiente desplazamiento, respectivamente, asociados a la primera fluencia de la estructura.

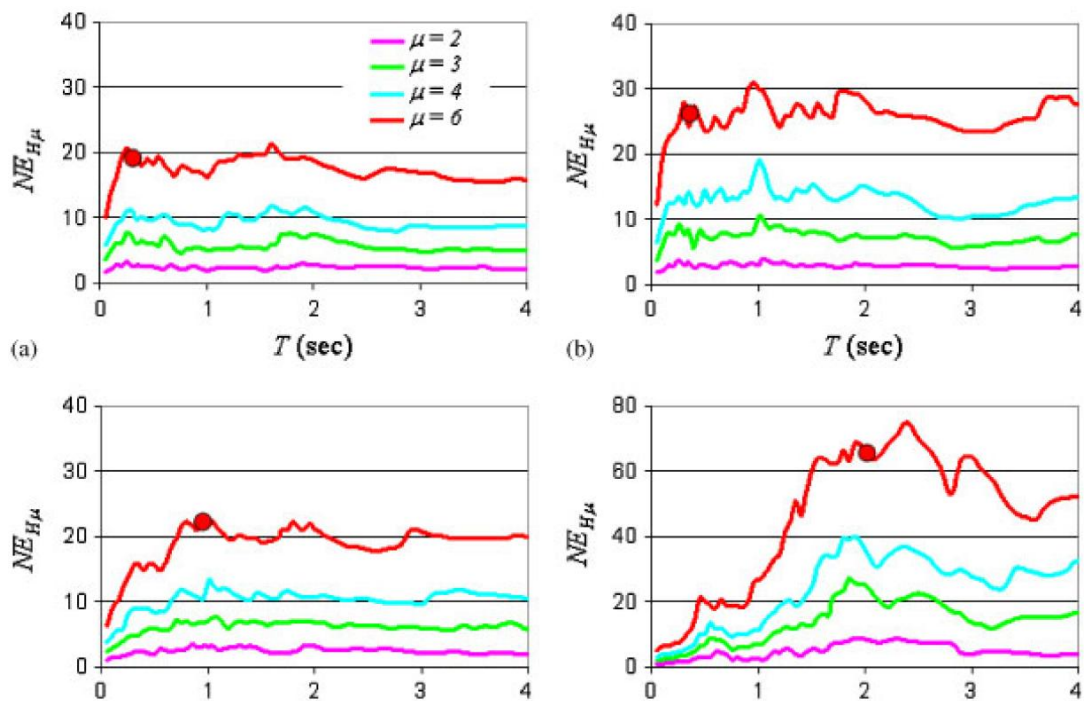
De acuerdo a Terán y Jirsa (2005), la energía histerética normalizada representa un parámetro adecuado para caracterizar la severidad de las demandas acumuladas de comportamiento plástico. Con base en esta observación, estos investigadores conformaron cuatro juegos de acelerogramas, tres de ellos correspondientes a la zona urbana de la ciudad de Los Ángeles (LA); y el cuarto a la Zona de Lago de la Ciudad de México. En cuanto a los movimientos considerados para la ciudad de Los Ángeles, se consideraron veinte registros para cada una de las siguientes condiciones (Somerville et al.): (1) Sismo de diseño para suelo firme con 10% de excedencia en 50 años, (2) Sismo de diseño para suelo firme con 50% de excedencia en 50 años, y (3) Sismo de diseño para suelo blando con 10% de excedencia en 50 años. El juego de movimientos para Ciudad de México se conformó con siete registros de movimientos de larga duración y con un ancho de banda estrecho alrededor de un periodo dominante de dos segundos. Los

movimientos correspondientes a la Ciudad de México se escalaron de tal manera que su velocidad máxima de terreno fuera igual a la correspondiente a la componente este oeste del movimiento registrado en la Secretaría de Comunicaciones y Transporte durante 1985. Mientras que la Figura 1.1 muestra espectros medios más una desviación estándar de resistencia para los cuatro juegos de acelerogramas, la Figura 1.2 hace lo propio para las demandas de energía plástica normalizada. Los círculos rojos en los espectros indican el periodo de esquina o dominante del terreno.



**Figura 1.1** Espectros de resistencia para los cuatro juegos de movimientos, 5% de amortiguamiento crítico: (a) LA Terreno firme 10% en 50 años, (b) LA Terreno firme 50% en 50 años, (c) LA Terreno blando 10% en 50 años, (d) Zona del Lago de Ciudad de México.

Puede observarse en la Figura 1.2 que para ductilidad constante, el grupo de movimientos de terreno correspondientes a la Zona de Lago de Distrito Federal exhiben demandas de energía plástica que pueden llegar a doblar o triplicar las estimadas para los movimientos del terreno correspondientes a la ciudad de Los Ángeles.

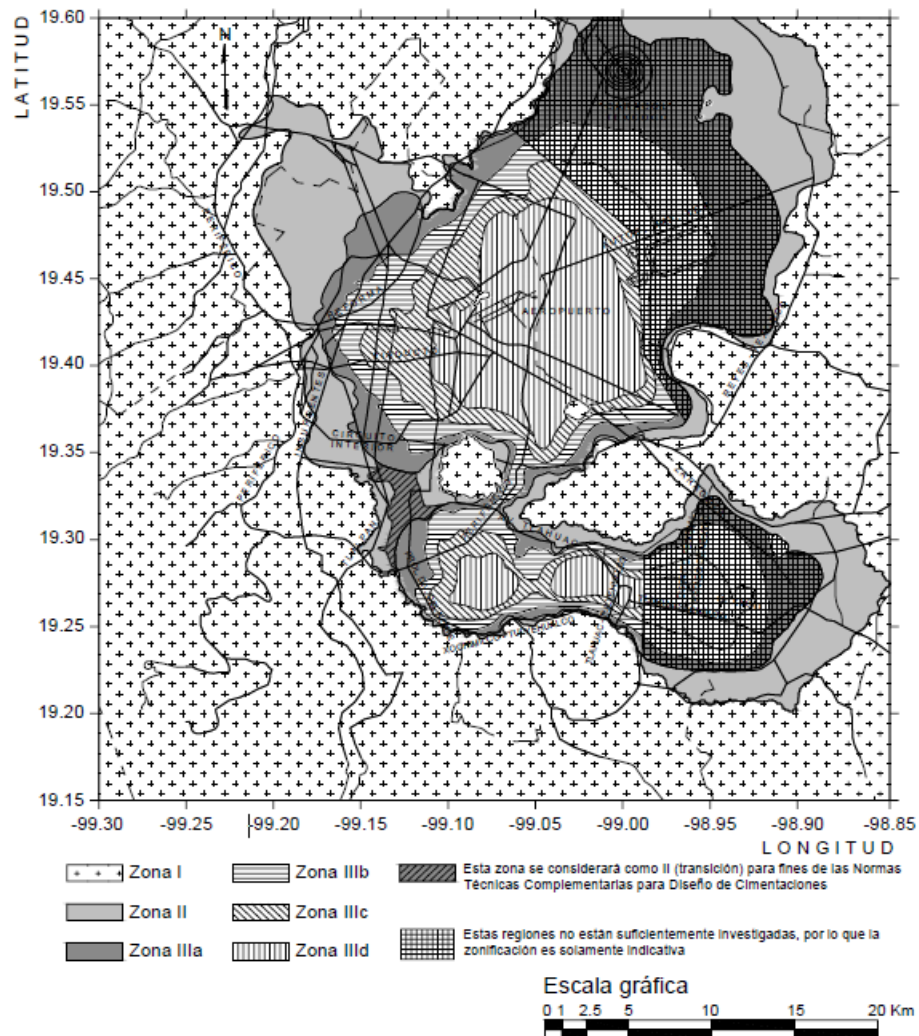


**Figura 1.2** Espectros de energía plástica normalizada para los cuatro juegos de movimientos, 5% de amortiguamiento crítico: (a) LA Terreno firme 10% en 50 años, (b) LA Terreno firme 50% en 50 años, (c) LA Terreno blando 10% en 50 años, (d) Zona del Lago de Ciudad de México.

## 1.2. Consideraciones de diseño para edificios ubicados en la zona del Lago del Distrito Federal

Tradicionalmente, el diseño sismoresistente se ha planteado como un problema de demanda contra capacidad. En un primer paso se estiman todas las demandas sísmicas relevantes para el edificio; las cuales se satisfacen en un segundo paso a través de aportar capacidades adecuadas a la estructura. Normalmente, lo anterior se hace en términos de rigidez lateral, resistencia lateral, y capacidad de deformación. Conforme a lo comentado con anterioridad, los movimientos del terreno generados en la Zona de Lago del Distrito Federal exhiben altos contenidos de energía. El problema con lo anterior puede ilustrarse a través de la Figura 1.3, que muestra que un porcentaje elevado del terreno que hoy constituye al Distrito Federal corresponde a la Zona de Lago (Subzonas IIIa, IIIb, IIIc y III d). De hecho, la mayor parte del patrimonio cultural, social y económico de la Ciudad de México se ubica en dicha zona.





**Figura 1.3** Zonificación del Distrito Federal para fines de diseño sísmico.

Dentro del contexto del diseño sísmico basado en desempeño, es necesario controlar las demandas de energía histerética en la estructura a través de aportarle una resistencia lateral adecuada. El uso de ductilidades objetivo (ductilidades reducidas de diseño que contemplan explícitamente el efecto que las demandas de energía histerética tienen en el desempeño de las estructuras), resultan en resistencias laterales de diseño que suelen exceder por mucho el nivel de diseño contemplado para estructuras sismorresistentes desplazadas en otros tipos de terreno. Bajo estas circunstancias, el planteamiento de metodologías de diseño que contemplen la prevención del fenómeno de fatiga de bajo número de ciclos en las edificaciones construidas en la Zona de Lago resulta en estructuras con elementos estructurales pesados y que exhiben altas cuantías de acero.



Dada la poca eficiencia de los sistemas estructurales tradicionales para aportar una sismorresistencia adecuada a las estructuras de mediana altura ubicadas en la Zona de Lago, es necesario estudiar el uso de sistemas estructurales innovadores que sean capaces de aportar un control adecuado de la respuesta sísmica de una manera eficiente y confiable.

### 1.3. Sistemas pasivos de disipación de energía

El enfoque convencional de diseño sismorresistente contempla que una estructura resista un movimiento severo del terreno a través de su resistencia lateral, rigidez lateral, y sus capacidades última de deformación y de absorción de energía. Conforme a este enfoque, las estructuras deben poseer un juego de características mecánicas que garantice la seguridad de vida de sus ocupantes a través de evitar fallas catastróficas durante sismos de alta intensidad. Aunque es altamente probable que las estructuras sismorresistentes exhiban comportamiento plástico severo y por tanto, niveles elevados de daño estructural, el objetivo último de su diseño es garantizar que no colapsen de tal manera que sea posible la evacuación de sus ocupantes después del sismo de diseño.

El problema con el enfoque tradicional de diseño es que los bajos niveles de amortiguamiento que exhiben las estructuras tradicionales resultan en que un alto porcentaje de la energía que les introduce un sismo severo tenga que disiparse a través de su comportamiento plástico. Conforme a lo planteado hasta ahora, esto resulta en daño estructural, y en la necesidad de aportar mayores niveles de resistencia a aquellas estructuras sujetas a demandas inusualmente altas de energía. Una forma de ilustrar esta situación se da en general a través de los conceptos de energía, y en particular, a través de plantear el balance de energía en una estructura sismorresistente:

$$E = E_K + E_S + E_H + E_D \quad (2)$$

donde  $E$  es la energía de entrada, que corresponde a aquella que el movimiento del terreno introduce al sistema estructural, y que en términos absolutos queda planteada en términos del trabajo hecho por la fuerza cortante basal a través de los desplazamientos que sufre la cimentación (contiene los efectos de las fuerzas inerciales);  $E_K$  la energía cinética;  $E_S$  la energía de deformación elástica recuperable;  $E_H$  la energía disipada a

través de los ciclos histeréticos descritos por el sistema estructural (no recuperable); y  $E_D$  la energía disipada por amortiguamiento viscoso (puede llegar a incrementarse sustancialmente a través del uso de dispositivos disipadores de energía viscosa).

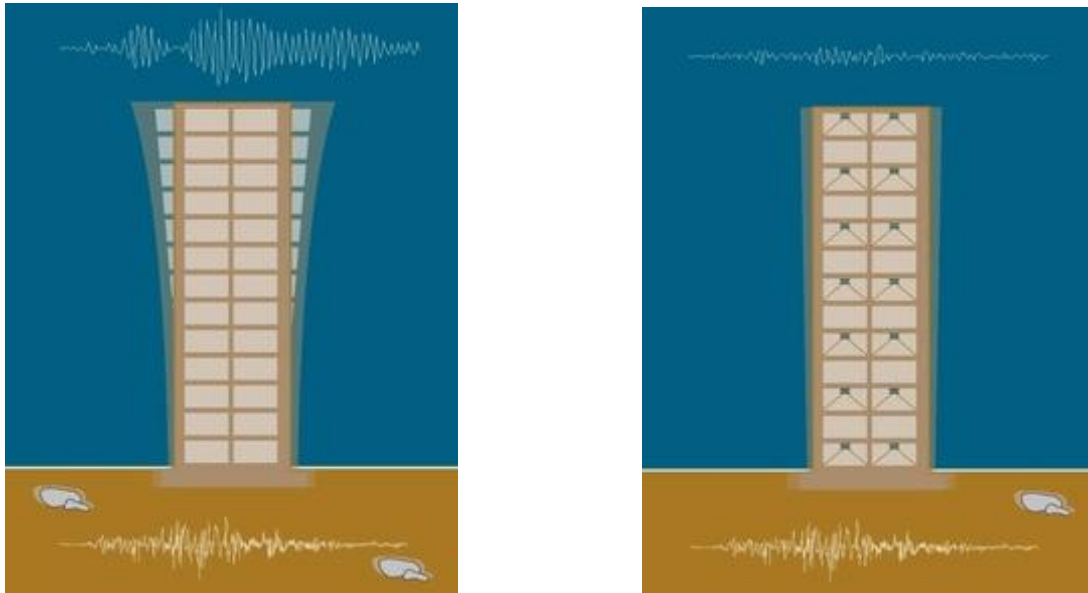
Una manera de reducir el impacto del sismo, en términos de daño, en el sistema estructural consiste en incrementar su capacidad para disipar energía viscosa. De esta manera, se reducen los requerimientos de energía histerética y por tanto, el nivel de daño estructural en los diferentes componentes del sistema estructural. Si bien este enfoque resulta una alternativa atractiva para estructuras con ocupación estándar, resulta fundamental para el diseño de edificaciones de mediana altura que puedan clasificarse como esenciales o importantes (hospitales, estaciones de policía, centros comunitarios, puentes, etc.), y cuya importancia y función requieren de su ocupación inmediata después de un sismo de alta intensidad.

En el último cuarto de siglo varios investigadores han enfocado sus esfuerzos a desarrollar sistemas sismorresistentes innovadores eficientes en términos de costo, y confiables en términos de control. Muchos de estos sistemas se enfocan a: A) Disipar grandes cantidades de energía por medio de mecanismos suplementarios de amortiguamiento; B) Evitar la entrada de energía a la estructura por medio de desacoplarla de las componentes de movimiento lateral del terreno.

Después de dos sismos muy importantes ocurridos en los años noventa del siglo XX (Northridge 1994, Kobe 1995), el uso del amortiguamiento suplementario para la sismorresistencia ha ganado aceptación, y se ha implementado en cientos de edificios ubicados a todo lo largo y ancho del planeta. Dentro de este contexto, el papel de Japón ha sido decisivo.

El uso de dispositivos disipadores de energía hace posible la concepción, diseño y construcción de estructuras altas que exhiben altos niveles de seguridad durante sismos severos. La experiencia adquirida a nivel mundial permite decir que el uso adecuado de este tipo de dispositivos permite reducir la demanda de deformación lateral y los esfuerzos correspondientes, hasta en 50% (con la consecuente reducción en las demandas máximas y acumuladas de deformación plástica). La Figura 1.4 muestra de

forma esquemática lo anterior. En el caso particular de Ciudad de México, el uso de amortiguamiento suplementario se constituye en una alternativa económicamente atractiva para el caso de los edificios de mediana altura ubicados en la Zona de Lago.



Estructura sin disipadores de energía

Estructura con disipadores de energía

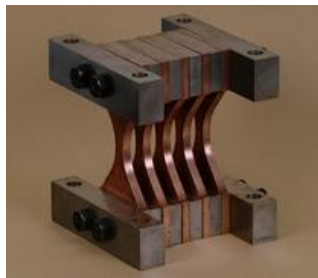
**Figura 1.4** Comportamiento de estructura sin y con disipación de energía.

<http://sirve.cl>

Entre las ventajas reportadas alrededor del uso de amortiguamiento suplementario, pueden mencionarse las siguientes: A) Incremento de los niveles de seguridad estructural; B) Protección de elementos no estructurales y contenidos; y C) Protección del sistema estructural de tal manera que pueda ocuparse la construcción de manera inmediata después del sismo.

Cualitativamente, es posible decir que un dispositivo disipador de energía incrementa la capacidad que tiene el sistema estructural para disipar energía, de tal manera que las vibraciones inducidas por el movimiento del terreno exhiban una reducción importante en su amplitud. Actualmente existen varios tipos de elementos que pueden cumplir con esta función, los cuales pueden clasificarse dentro de los siguientes grupos:

- **Disipadores metálicos.** Se caracterizan por tener un comportamiento histerético dúctil que es, en gran medida, independiente de la velocidad de deformación. Algunos elementos que conforman este grupo son los: A) *ADAS* (added damping added stiffness), que consisten, conforme lo muestra la Figura 1.5, en un conjunto de placas paralelas de forma ahusada con el fin de que su fluencia sea uniforme en la altura; B) *TADAS* (triangular added damping added stiffness), que conforme muestra la Figura 1.6, consisten en un conjunto de placas triangulares que trabajan a flexión fuera de su plano y que trabajan de manera similar a los dispositivos tipo ADAS; C) *Honey-Comb*, que conforme muestra la Figura 1.7, son dispositivos similares a los ADAS pero que trabajan en su plano; D) Contravientos restringidos contra pandeo, que conforme muestra la Figura 1.8, están formados por diagonales de acero que fluyen dentro de una sección de mortero y acero que las confinan y les dan restricción contra pandeo.



**Figura 1.5** Disipador metálico tipo ADAS.  
<http://sirve.cl>



**Figura 1.6** Disipador metálico tipo TADAS.  
<http://sirve.cl>



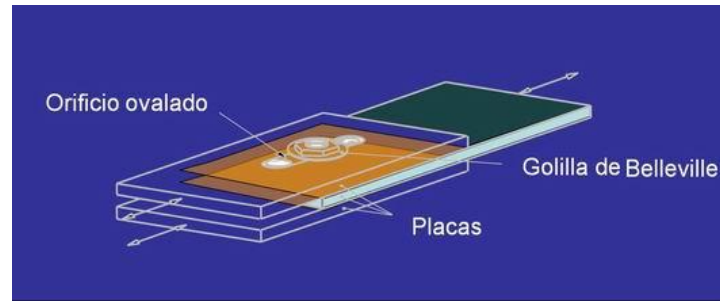
**Figura 1.7** Disipador metálico tipo Honey-Comb.  
<http://sirve.cl>



**Figura 1.8** Disipador metálico tipo contraviento restringido contra pandeo.  
<http://sirve.cl>

**Disipadores de Fricción.** Se caracterizan por tener un comportamiento histéretico fundamentado en la fricción seca que se desarrolla entre dos superficies, y que es en gran medida independiente de la velocidad de deformación. Algunos elementos que conforman este grupo son los: A) *SBC* (Slotted Bolted Connection), que conforme muestra la Figura 1.9, consisten en la unión de dos placas paralelas de acero que deslizan a través de orificios ovalados, y que se conectan entre sí a través de láminas de un metal blando (por ejemplo, bronce) y pernos de alta resistencia; B) *Sistema PALL*, que conforme muestra la Figura 1.10, utiliza la deformación relativa de entrepiso y la deformación angular de un paralelogramo central para inducir a través de su movimiento relativo, fricción entre dos placas; C) *EDR* (Energy Dissipating Restraint), que conforme muestra la Figura 1.11, utiliza

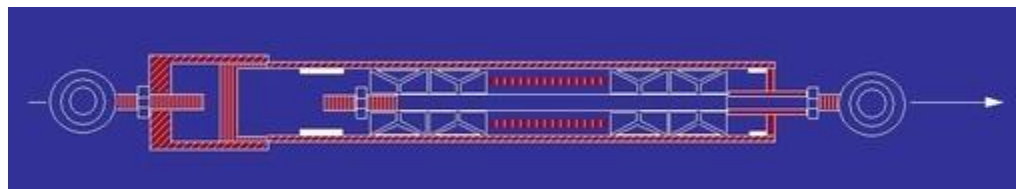
un serie de resortes pretensados y topes para desarrollar fricción que resulte en una elevada capacidad para disipar energía; d) Dispositivos de fricción por golillas, que conforme muestra la Figura 1.12, desarrollan fricción a través de producir un giro relativo entre varias placas metálicas.



**Figura 1.9** Disipador por fricción tipo Slotted Bolted Connection (SBC).  
<http://sirve.cl>



**Figura 1.10** Disipador por fricción tipo PALL.  
<http://sirve.cl>



**Figura 1.11** Disipador por fricción tipo Energy Dissipating Restraint (EDR).  
<http://sirve.cl>





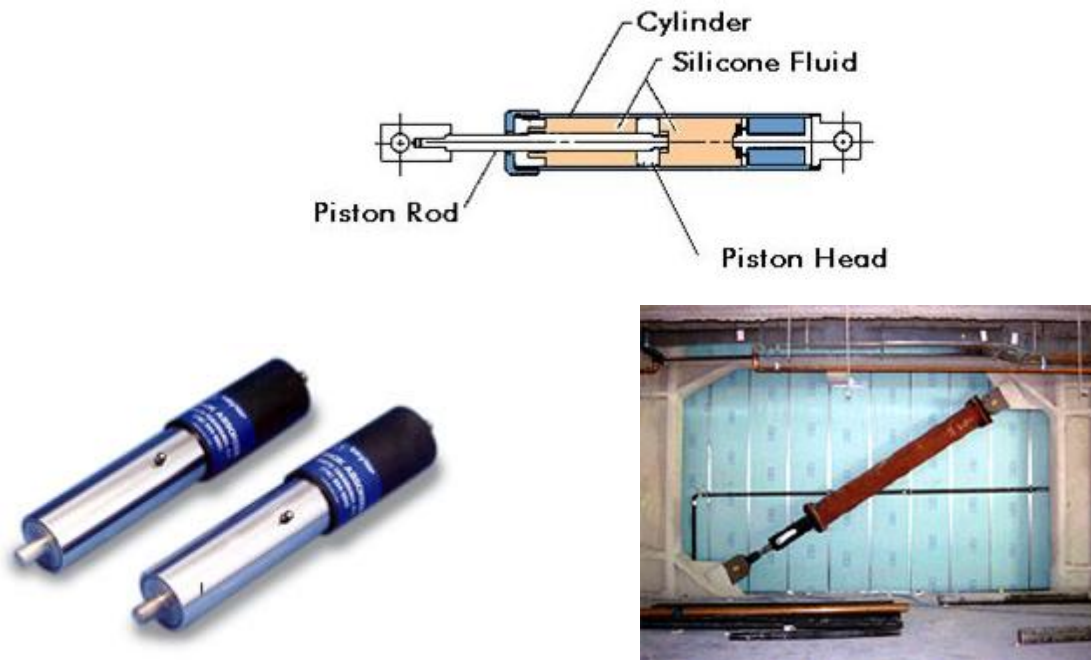
**Figura 1.12** Disipador por fricción tipo Golillas.  
<http://sirve.cl>

- **Disipadores viscoelásticos.** Son dispositivos que disipan energía a través de movilizar un material viscoelástico. Lo anterior genera fuerzas en el material cuya magnitud es proporcional a la velocidad de deformación. Uno de los dispositivos viscoelásticos más utilizados se fabrica, conforme muestra la Figura 1.13, a partir de un material sólido.



**Figura 1.13** Disipador viscoelástico 3M.  
<http://sirve.cl>

- **Disipadores viscosos.** Estos dispositivos movilizan fluidos de alta viscosidad. Lo anterior genera fuerzas viscosas cuya magnitud es proporcional a la velocidad de deformación. Entre los fluidos viscosos más utilizados están los silicones y aceites. La Figura 1.14 muestra varias vistas de dispositivos viscosos.



**Figura 1.14** Disipador de fluido viscoso.  
<http://sirve.cl>

Mientras que los primeros estudios realizados en México en cuanto al uso de amortiguamiento complementario datan de 1986, las primeras aplicaciones se tuvieron durante los años noventa del siglo XX en la Ciudad de México para la rehabilitación sísmica de estructuras existentes y el diseño de estructuras nuevas. Entre los edificios rehabilitados con dispositivos ADAS están el Edificio Izazága, el Hospital de Cardiología del Centro Médico Siglo XXI y El Complejo de Oficinas Centrales del IMSS. En cuanto a edificios nuevos habilitados con dispositivos ADAS, pueden mencionarse un almacén de autos en Acapulco, el Conjunto La Joya en Acapulco y el Edificio Torre Monterrey. En cuanto al uso de dispositivos SBC y viscoelásticos, pueden mencionarse la rehabilitación del Hospital 20 de Noviembre del IMSS y la construcción del Edificio Corporativo 3M, respectivamente. Finalmente, puede mencionarse el uso de dispositivos viscosos para la rehabilitación de un edificio ubicado en la calle de Fray Servando en la Ciudad de México, y la construcción del Edificio Torre Mayor.

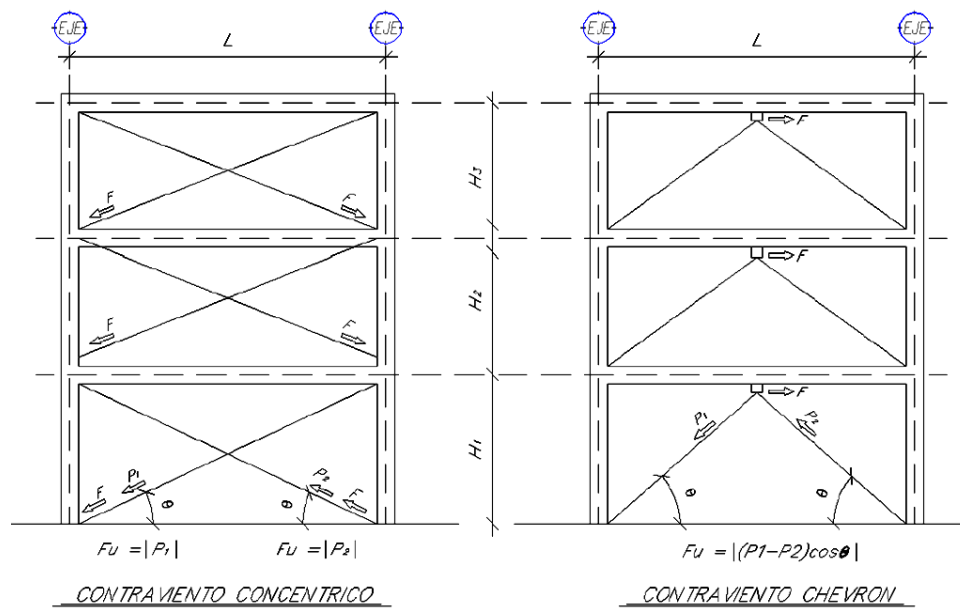


#### 1.4. Conceptos de modelado de sistemas pasivos de disipación de energía

Inicialmente, las investigaciones alrededor del tema de amortiguamiento suplementario se centraron alrededor del uso de disipadores por histerésis de material como lo son los dispositivos ADAS y TADAS. Conforme ha evolucionado el conocimiento que se tiene de este tema, la mayoría de las investigaciones se han centrado en el uso de contravientos restringidos contra pandeo y amortiguadores líquidos viscosos.

Uno de los grandes retos que enfrenta la comunidad internacional de ingeniería sismorresistente, y en particular los ingenieros prácticos, se centra alrededor del desarrollo y uso de modelos analíticos simples y representativos que modelen de una manera razonable el comportamiento de los diferentes tipos de dispositivos disipadores de energía. En México, como en otros países, el diseño de edificios con disipadores de energía suele implicar el uso de análisis no lineales tridimensionales. En ocasiones y cuando no se espera comportamiento no lineal de importancia en las componentes del sistema estructural sismorresistente, se ha recurrido al uso de análisis tridimensionales *híbridos* con la ayuda de programas comerciales como el SAP2000 y el ETABS. En estos casos, mientras que las vigas y columnas de la estructura se modelan elásticamente, el modelo histerético de los disipadores o dispositivos de control contemplan comportamiento no lineal.

En cuanto al uso de dispositivos líquidos viscosos, éstos suelen colocarse o montarse, conforme muestra la Figura 1.15, en diagonales metálicas concéntricas o dispuestas en V invertida. Conforme a lo discutido en forma general para cualquier dispositivo pasivo de disipación de energía, el uso extensivo de dispositivos líquidos viscosos solo será posible si se establecen metodologías simples de diseño que se basen en el control de daño sísmico a través del control de la respuesta dinámica, y que utilicen programas comerciales de análisis.



**Figura 1.15** Forma convencional de colocación de dispositivos líquidos viscosos.

Debido a que los dispositivos líquidos viscosos suelen montarse en diagonales metálicas, una forma de modelarse consiste en utilizar contravientos diagonales equivalente con baja rigidez axial y comportamiento elástico, y con un nivel de amortiguamiento que sea capaz de reflejar su capacidad de disipación de energía. Lo anterior resulta en procedimientos de diseño para este tipo de dispositivos, que son relativamente fáciles de utilizar y que arrojan resultados razonables. Lo anterior se ve reforzado por el hecho de que este tipo de dispositivos exhiben un comportamiento viscoso relativamente estable con respecto a la temperatura ambiente, y la frecuencia y amplitud del movimiento cuando este exhibe una frecuencia que se encuentre en el rango que va de 0 a 4.0 Hz (Constantinou y Symans, 1992).

De manera general, puede decirse que el uso de dispositivos líquidos viscosos resulta en incrementos a nivel del amortiguamiento original que van del 5% al 20% del amortiguamiento crítico. Dado que la fuerza restitutiva en este tipo de dispositivos se desarrolla a partir de la diferencia de presiones ejercidas en la cabeza de un pistón, dicha fuerza exhibe una naturaleza viscosa y depende de la velocidad con que se mueve el pistón. De acuerdo a la configuración geométrica de los orificios del dispositivo, la dependencia de la fuerza con respecto a la velocidad puede ser lineal o no:

$$F(t) = C_v |\dot{\Delta}|^\alpha \sin(\Delta), \quad 0.3 \leq \alpha \leq 2.0 \quad (3)$$

Donde  $F(t)$  es la fuerza restitutiva del dispositivo,  $\Delta$  el desplazamiento del pistón,  $C_v$  una constante de amortiguamiento (considerada constante para movimientos con frecuencias de 4 Hz y menores), y  $\alpha$  el exponente asociado a la velocidad de deformación del dispositivo. Si  $\alpha$  es igual a uno, se dice que el comportamiento del dispositivo es lineal. Mientras que se recomienda utilizar valores de  $\alpha$  cercanos a uno para el control de vibraciones producidas por sismo o viento, valores menores que 0.5 se consideran atractivos para controlar la deformación lateral de estructuras sujetas a pulsos sísmicos de alta velocidad.

Bajo la consideración de que la frecuencia del movimiento sea menor o igual que 4 Hz, es razonable suponer que la rigidez axial del dispositivo es cero, y la energía disipada por ciclo de movimiento de un dispositivo viscoso lineal puede estimarse como:

$$E = \frac{2\pi^2 c_d \Delta_o^2}{T} = \pi \omega c_d \Delta_o^2 \quad (4)$$

Donde  $\Delta_o$  es el máximo desplazamiento que debe acomodar el amortiguador viscoso,  $c_d$  la constante de amortiguamiento del dispositivo, y  $\omega$  la frecuencia de movimiento. Si el dispositivo es no lineal (Soong y Constantinou):

$$E = \lambda c_v(\omega) \Delta_o^{1+\alpha} \omega^\alpha = \lambda p_o \Delta_o \quad (5)$$

donde

$$\lambda = 4(2^\alpha) \frac{\Gamma^2\left(1 + \frac{\alpha}{2}\right)}{\Gamma(2 + \alpha)}, \quad (6)$$

$$\Gamma(x) = \int_0^\infty u^{x-1} e^{-u} du = (x-1)! \quad (7)$$

En las ecuaciones anteriores,  $p_o$  es la fuerza máxima desarrollada por el dispositivo.

Mientras que en el caso lineal  $c_d = c_v(\omega)$ , en el caso no lineal se tiene:

$$c_d = \frac{\lambda c_v(\omega) \Delta_0^{\alpha-1} \omega^{\alpha-1}}{\pi} \quad (8)$$

Vale la pena mencionar que en caso de que  $\alpha > 1$ , el coeficiente de amortiguamiento se reduce conforme se incrementa la amplitud de movimiento. Lo contrario ocurre para  $\alpha < 1$ .

Dada su configuración en triángulo (ver Figura 1.15), los dispositivos viscosos inducen fuerzas axiales en las columnas que les soportan. Una de las grandes ventajas de un dispositivo viscoso se basa en que la fuerza viscosa que desarrolla siempre está fuera de fase con las fuerzas internas desarrolladas por los elementos estructurales que reciben al dispositivo. Como consecuencia de lo anterior, la carga axial adicional en las columnas existentes ocurre fuera de fase con los axiales inducidos por sismo directamente en ellas, lo que reduce sus acciones de diseño. Dentro de este contexto, es importante estudiar cuidadosamente el diseño de las conexiones del dispositivo al sistema estructural existente.

La comparación directa de los beneficios obtenidos a partir del uso de dispositivos líquidos viscosos con respecto a utilizar otros dispositivos no es fácil y no está razonablemente documentada. Una de las principales razones para esto es que el uso de diferentes dispositivos de control puede resultar en diferentes periodos fundamentales de vibración para los sistemas estructurales, y un pequeño cambio en el periodo puede alterar de manera importante la respuesta estructural de una edificación. Bajo estas circunstancias, los diferentes periodos reportados para el mismo edificio cuando tiene diferentes dispositivos hace muy difícil evaluar cabalmente el efecto de amortiguamiento adicional aportado por los diferentes dispositivos. Una vez reconocidas las limitaciones involucradas en cualquier afirmación o comparación que se haga, es posible decir que en general, el uso de amortiguadores líquidos viscosos en un sistema estructural puede resultar en distorsiones laterales que son del orden del 30 al 70% de las que se observarían en el mismo sistema cuando no exhibe el amortiguamiento adicional. En general esta reducción de deformación lateral está entre las más altas que se puedan lograr con cualquier dispositivo de control (Aiken 1990, Whittaker 1989). De manera similar, es posible decir que el cortante basal de diseño obtenido en un sistema estructural con amortiguadores líquidos viscosos es del orden del 40 al 70% del observado en el

mismo sistema sin amortiguamiento adicional. Esta reducción de cortante basal puede ser considerada la más alta que se puede lograr en términos de disipación pasiva de energía (Aiken 1990, Whittaker 1989). Aparte de lo anterior, vale la pena mencionar que el desempeño estructural así como la longevidad de los amortiguadores líquidos viscosos queda avalado a partir de extensa evidencia experimental y de campo.

A pesar de todas las ventajas identificadas antes, para el uso de dispositivos viscosos, particularmente para edificios de mediana altura ubicados en la Zona de Lago del Distrito Federal, el hecho es no han encontrado un lugar dentro de los sistemas estructurales comúnmente utilizados por el ingeniero estructural mexicano. Una de las principales razones para esto consiste en la falta de metodologías simples para la concepción del sistema estructural principal de la estructura, y para la integración de los dispositivos de control. Aunque actualmente existen recomendaciones de diseño, éstas suelen resultar demasiado complicadas para los diseñadores prácticos. Lo anterior sugiere la conveniencia de seguir con el desarrollo de regulaciones para el diseño y construcción de estructuras que incorporen dispositivos de control, y sobre todo, de metodologías simples que permitan un entendimiento claro de los conceptos que deben manejarse durante la concepción del sistema estructural de una edificación y de los elementos encargados de proveer amortiguamiento adicional.

### **1.5. Contribución de esta tesis**

Este trabajo forma parte de una serie de esfuerzos por hacer posible en México el uso de sistemas pasivos de disipación de energía. Se plantea una metodología de pre-diseño por desempeño para un sistema de dispositivos líquidos viscosos que se incorpora a un sistema de marcos momento-resistentes. La metodología propuesta, aplicable a edificaciones mediana altura, establece las dimensiones de las vigas y columnas de los marcos momento-resistentes, y las propiedades, en términos de frecuencia y ciclo histerético, de los dispositivos líquidos viscosos. Aunque el planteamiento incorpora de manera formal los conceptos del diseño por desempeño, su simpleza permite su aplicación práctica y un entendimiento conceptual del proceso de diseño.

## 2. FRECUENCIA DE MOVIMIENTO

El diseño de un sistema de disipación pasivo de energía basado en dispositivos viscosos líquidos requiere establecer la frecuencia dominante con que responde la estructura sismorresistente al movimiento del terreno. Conforme a lo discutido en el capítulo anterior, es posible suponer que para frecuencias de 4 Hz y menores, el coeficiente de amortiguamiento de un amortiguador viscoso permanece constante, y que su rigidez axial es nula. Para frecuencias mayores de 4 Hz, el comportamiento histerético exhibe un amortiguamiento variable y una componente de rigidez axial derivada de la compresibilidad del fluido viscoso.

Es común suponer que para terreno firme, la estructura sismorresistente responde con una frecuencia similar a la que corresponde a su modo fundamental de vibración. Para el caso de suelos muy blandos como los ubicados en la Zona de Lago del Distrito Federal, los movimientos del terreno exhiben una frecuencia dominante con anchos de banda muy angostos, de tal manera que su naturaleza es armónica. Conforme a los principios de la dinámica estructural, un sistema estructural sujeto a un movimiento armónico debiera responder con un periodo muy similar al periodo dominante del terreno.

Este capítulo analiza, a través del estudio de la respuesta de sistemas de un grado de libertad, el contenido de frecuencias del movimiento de sistemas estructurales sujetos a la acción de una serie de movimientos del terreno registrados en diferentes sitios de la Zona de Lago del Distrito Federal. A través de los resultados obtenidos, se hacen una serie de recomendaciones para establecer la frecuencia que debe considerarse para el diseño y fabricación de los dispositivos viscosos líquidos utilizados para incrementar el amortiguamiento suplementario de una edificación de mediana altura ubicada en dicha zona.

## 2.1. Sistemas de un Grado de Libertad

Muchos problemas de dinámica estructural pueden ser entendidos y formulados en términos de sistemas simples, conocidos como sistemas de un grado de libertad, que asocian toda la masa reactiva de la estructura a un grado de libertad, y que concentran las propiedades estructurales del sistema estructural en dos elementos que restringen el movimiento de la masa: A) Un resorte, y B) Un amortiguador. Es posible sujetar estos sistemas simples a cargas dinámicas o movimientos de terreno, y asignarle al resorte comportamiento elástico o no lineal.

La ecuación para un sistema elástico de un grado de libertad sujeto a la acción de un movimiento del terreno puede plantearse como:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g \quad (9)$$

Donde  $m$  es la masa del sistema,  $c$  el coeficiente de amortiguamiento viscoso,  $k$  la rigidez,  $\ddot{u}$  la aceleración de la masa,  $\dot{u}$  la velocidad de la masa,  $u$  el desplazamiento de la masa, y  $\ddot{u}_g$  la aceleración del terreno. En caso de que el sistema de un grado de libertad exhiba, la ecuación de movimiento se modifica conforme a lo siguiente:

$$m\ddot{u} + c_u\dot{u} + ku + \eta P_d = -m\ddot{u}_g \quad (10)$$

Donde  $c_u$  es el coeficiente de amortiguamiento viscoso asociado a la estructura no amortiguada,  $\eta$  el número de amortiguadores, y  $P_d$  la fuerza desarrollada por un amortiguador.

## 2.2. Propiedades Estructurales

Los resultados que se presentan a continuación contemplan la respuesta de sistemas de un grado de libertad (S1GDL) elásticos sujetos a la acción de cuarenta y nueve movimientos de terreno registrados en sitios que dentro de la Zona de Lago del Distrito Federal exhiben periodos dominantes del terreno ( $T_g$ ) de 2, 3 y 4 segundos. En cuanto a los periodos fundamentales de los S1GDL, se consideraron valores de 0.50, 0.75, 1.00, 1.50, 2.00, 2.25, 3.00, 4.00, 4.50, 6.00 y 8.00 segundos, y porcentajes de

amortiguamiento crítico de 5, 10, 20 y 30%. El estudio se limitó a sistemas elásticos bajo la suposición de que la adición de amortiguamiento suplementario a un sistema estructural debe procurar mantenerle sin daño.

### 2.3. Movimientos del Terreno

Se consideraron cuarenta y nueve movimientos del terreno incluidos en la base de datos del CD, Acelerogramas Vol. 2, de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica. La selección de los registros se hizo de tal manera de conformar tres juegos de acelerogramas con periodos dominantes de 2, 3 y 4 segundos, respectivamente. La Tabla 2.1 resume los acelerogramas bajo consideración y algunas de sus propiedades. En la tabla,  $M_w$ ,  $t_d$ ,  $T_g$  y  $A_{max}$  denotan la magnitud del sismo que dio lugar al registro, la duración del acelerograma estimada conforme a Trifunac y Brady (1975), el periodo dominante del movimiento y la aceleración máxima del terreno, respectivamente.

**Tabla 2.1** Acelerogramas reales utilizados en la etapa de regresión

Registro	Fecha	$M_w$	Comp	$t_d$ (seg)	$T_g$ (seg)	Estación	$A_{max}$
Grupo 1: $T_g = 2$ segundos							
s31	14/09/95	7.3	EO	120.28	2.0	CUPJ	24.8
s32	14/09/95	7.3	NS	110.14	2.0	CUPJ	26.0
s43	10/12/94	6.3	EO	101.24	2.1	Garibaldi	13.9
s45	14/09/95	7.3	EO	118.62	2.0	Garibaldi	30.5
s46	14/09/95	7.3	NS	121.30	2.1	Garibaldi	26.0
s51	14/09/95	7.3	EO	121.30	2.1	Hospital Juárez	35.9
s59	09/10/95	7.5	EO	133.78	2.1	Liverpool	16.5
s77	10/12/94	6.3	EO	90.10	2.1	Tlatelolco	14.9
s79	14/09/95	7.3	EO	127.44	2.0	Tlatelolco	26.7
s89	14/09/95	7.3	EO	91.68	2.0	Alameda	40.6
s90	14/09/95	7.3	NS	105.6	2.0	Alameda	34.9
s119	10/12/94	6.3	EO	104.10	1.9	C.U. Juárez	14.8
s125	24/10/93	6.5	EO	38.95	2.1	Cibeles	16.6
s129	09/10/95	7.5	EO	188.1	2.0	Cibeles	14.3
s143	14/09/95	7.3	EO	101.61	2.0	Tlatelolco	29.6
s144	14/09/95	7.3	NS	106.78	1.9	Tlatelolco	19.1

Continúa...



**Tabla 2.1** Acelerogramas reales utilizados en la etapa de regresión.  
(Continuación)

Registro	Fecha	$M_c$	Comp	$t_d$ (seg)	$T_g$ (seg)	Estación	$A_{máx}$
Grupo 2: $T_g = 3$ segundos							
S73	14/09/95	7.3	EO	135.90	3.1	Rodolfo Menéndez	19.5
S74	14/09/95	7.3	NS	115.74	3.0	Rodolfo Menéndez	19.7
S94	24/10/93	6.5	NS	167.23	2.9	Buenos Aires	17.3
S97	14/09/95	7.3	EO	26.94	2.9	Buenos Aires	32.1
S98	14/09/95	7.3	NS	22.05	3.0	Buenos Aires	39.3
S111	10/12/94	6.3	EO	149.38	3.0	Candelaria	14.2
S112	10/12/94	6.3	NS	130.00	3.0	Candelaria	14.2
S116	14/09/95	7.3	NS	187.14	2.9	Cetis	23.3
S135	14/09/95	7.3	EO	172.08	3.0	Jamaica	28.1
S136	14/09/95	7.3	NS	145.71	3.1	Jamaica	24.7
S140	14/09/95	7.3	NS	114.47	3.1	Liconsa	33.4
S142	14/09/95	7.3	NS	213.54	2.9	Nezahualcoyotl	33.4
Grupo 3: $T_g = 4$ segundos							
S14	09/10/95	7.5	NS	298.56	4.2	Zaragoza	12.5
S13	09/10/95	7.5	EO	280.20	4.3	Zaragoza	14.3
S19	14/09/95	7.3	EO	200.30	3.8	Aragón	25.2
S21	09/10/95	7.5	EO	157.38	3.7	Aragón	17.4
S23	14/09/95	7.3	EO	179.44	4.2	Cetis 57	29.6
S24	14/09/95	7.3	NS	153.82	4.3	Cetis 57	21.5
S40	14/09/95	7.3	NS	144.34	3.7	Deportivo Moctezuma	23.5
S41	09/10/95	7.5	EO	240.60	3.7	Deportivo Moctezuma	14.3
S42	09/10/95	7.5	NS	177.82	3.7	Deportivo Moctezuma	16.1
S67	14/09/95	7.3	EO	143.16	4.2	Palacio de los Deportes	27.9
S68	14/09/95	7.3	NS	154.10	4.2	Palacio de los Deportes	15.5
S69	09/10/95	7.5	EO	173.22	4.2	Palacio de los Deportes	17.8
S70	09/10/95	7.5	NS	157.98	3.9	Palacio de los Deportes	98.1
S133	09/10/95	7.5	EO	249.98	4.2	Hangares	12.4

## 2.4. Respuesta Dinámica

Cada uno de los sistemas de 1GDL bajo consideración se sujeto a la acción de los diferentes movimientos del terreno. A partir de estos análisis es posible establecer espectros elásticos medios de pseudo-aceleración ( $S_a$ ) y desplazamiento ( $S_d$ ) para cada grupo de movimientos y valores de amortiguamiento. Las Figuras 2.1 y 2.2 resumen los espectros obtenidos para el grupo cuyo periodo dominante es de dos segundos.

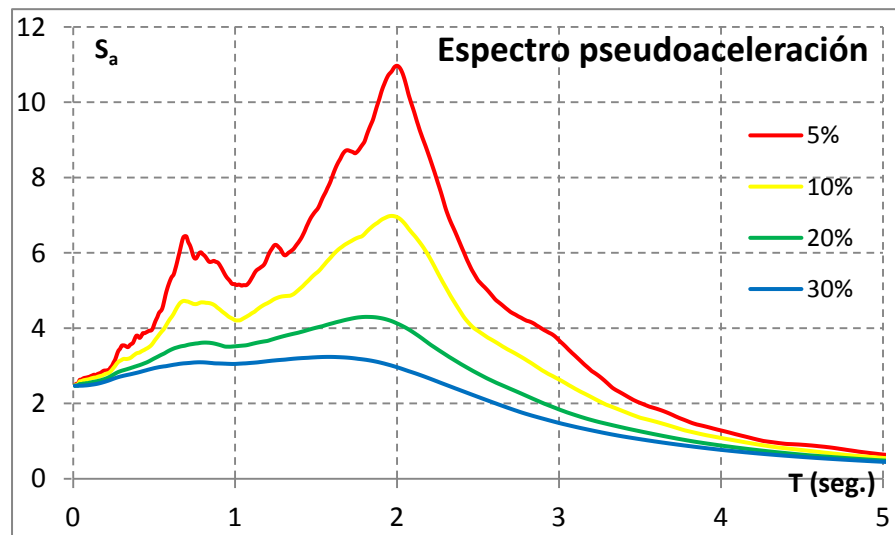


Figura 2.1 Espectro de pseudo-aceleración para el juego con  $T_g$  de 2.0 segundos.

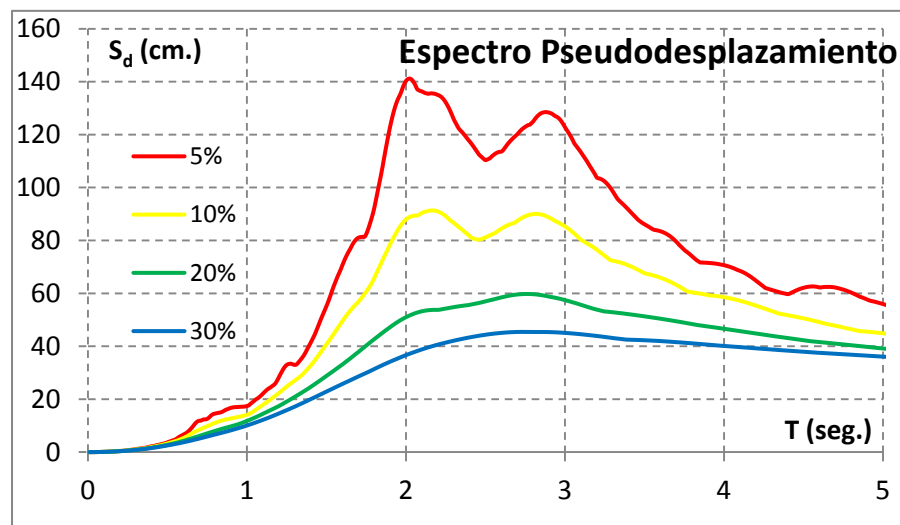
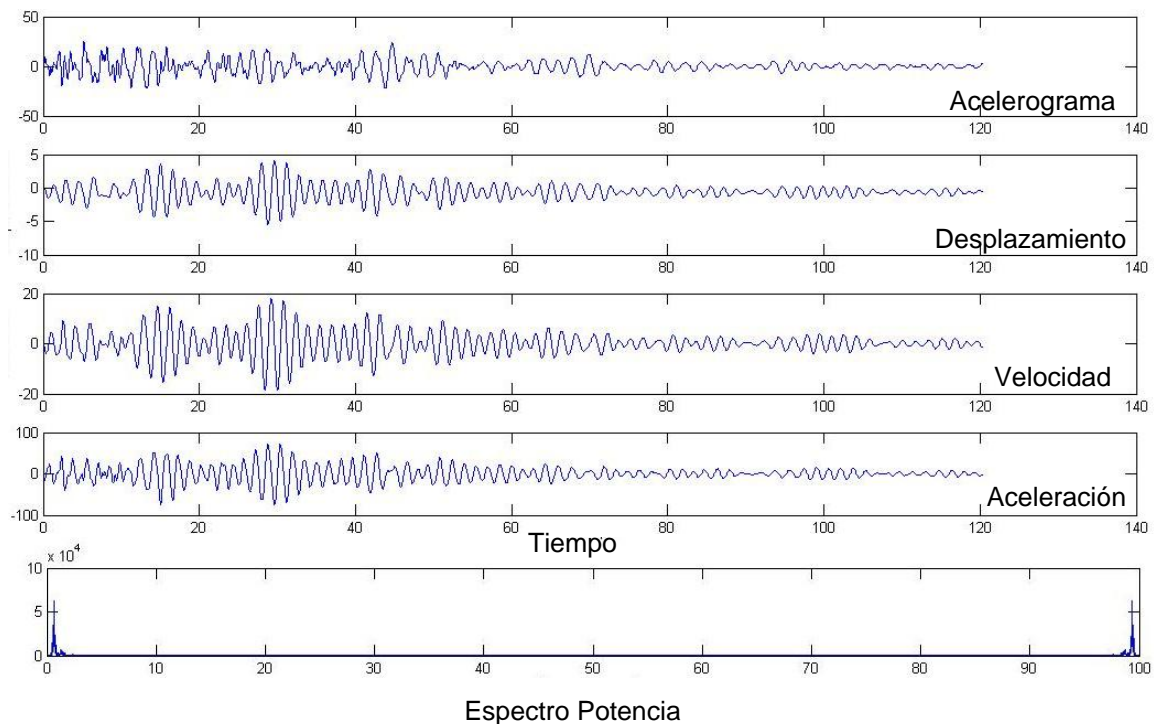


Figura 2.2 Espectro de desplazamiento para el juego de  $T_g$  de 2.0 segundos.

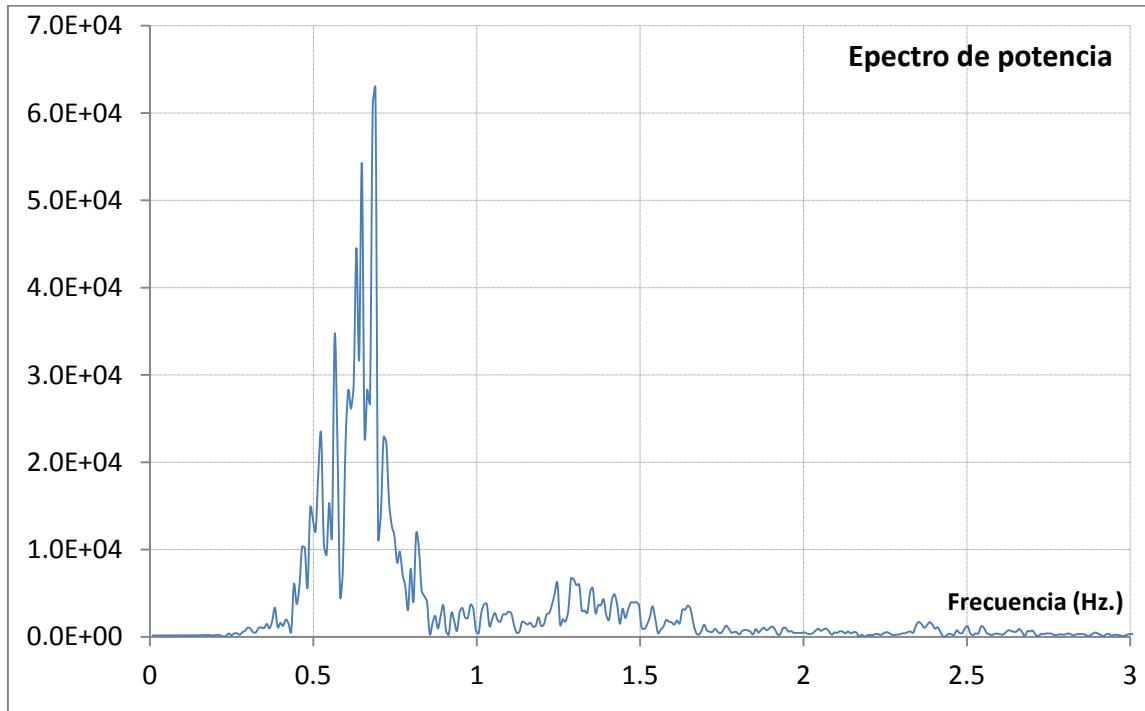
Más allá de resumir los valores máximos de la respuesta de los diferentes sistemas en espectros, es posible considerar la historia completa de movimiento de la masa de un sistema de 1GDL. Por ejemplo, considere en la Figura 2.3 la historia de desplazamiento, velocidad y aceleración de un sistema de 1GDL con periodo de 1.5 segundos y porcentaje de amortiguamiento crítico de 5% sujeto a la acción de uno del registro s31. Con la historia de aceleraciones es posible establecer, a través de la transformada rápida de Fourier, el espectro de potencia del movimiento (ilustrado en la misma figura).



**Figura 2.3** Historias típicas de respuesta en los dominios del tiempo y la frecuencia para un sistema de un grado de libertad sujeto a la acción de un registro sísmico.

Una vez eliminados los alias, es posible establecer espectros de potencia como el que se muestra en la Figura 2.4 de un sistema de 1GDL con periodo de 1.5 segundos y porcentaje de amortiguamiento crítico de 5% sujeto a la acción del registro s31. Para un movimiento de ancho de banda angosto, el periodo dominante de respuesta puede establecerse de una manera razonable a partir de considerar el valor de frecuencia asociado a la máxima ordenada del espectro de potencia. En el caso particular del sistema bajo consideración en la Figura 2.4, la ordenada máxima se presenta para una frecuencia de 0.6901 Hz. Lo anterior implica un periodo dominante de respuesta de 1.44 segundos. Puede decirse entonces que para el registro s31, un sistema elástico de 1GDL

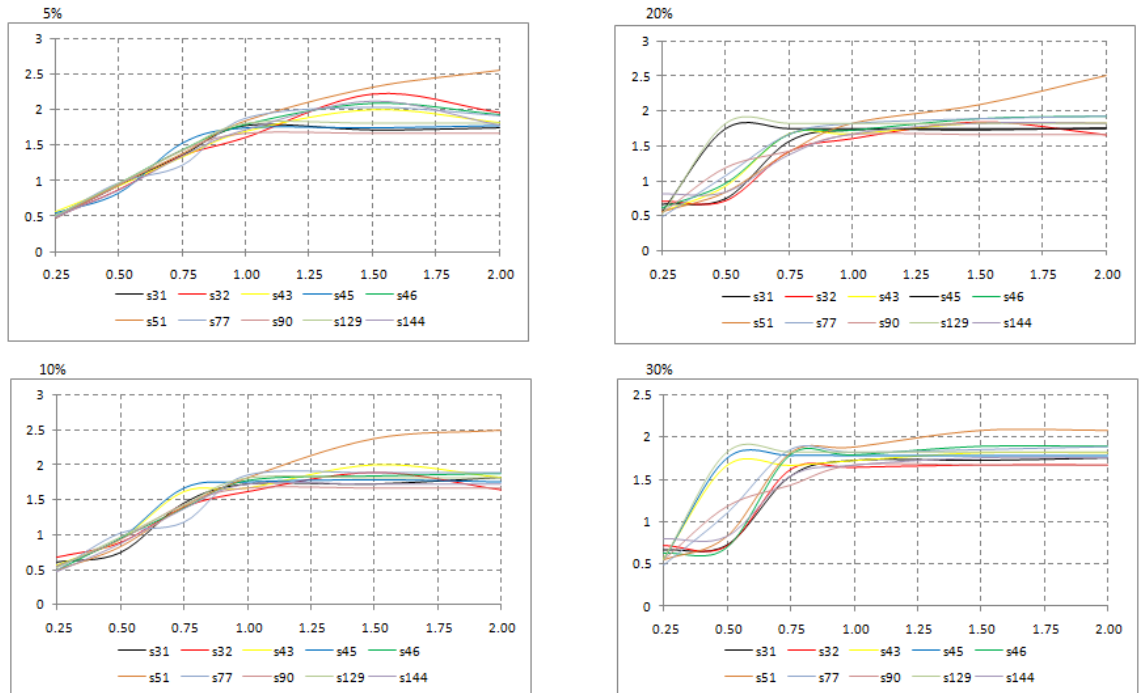
con periodo de 1.50 segundos y porcentaje de amortiguamiento crítico de 5%, exhibe un periodo dominante de movimiento de 1.44 segundos.



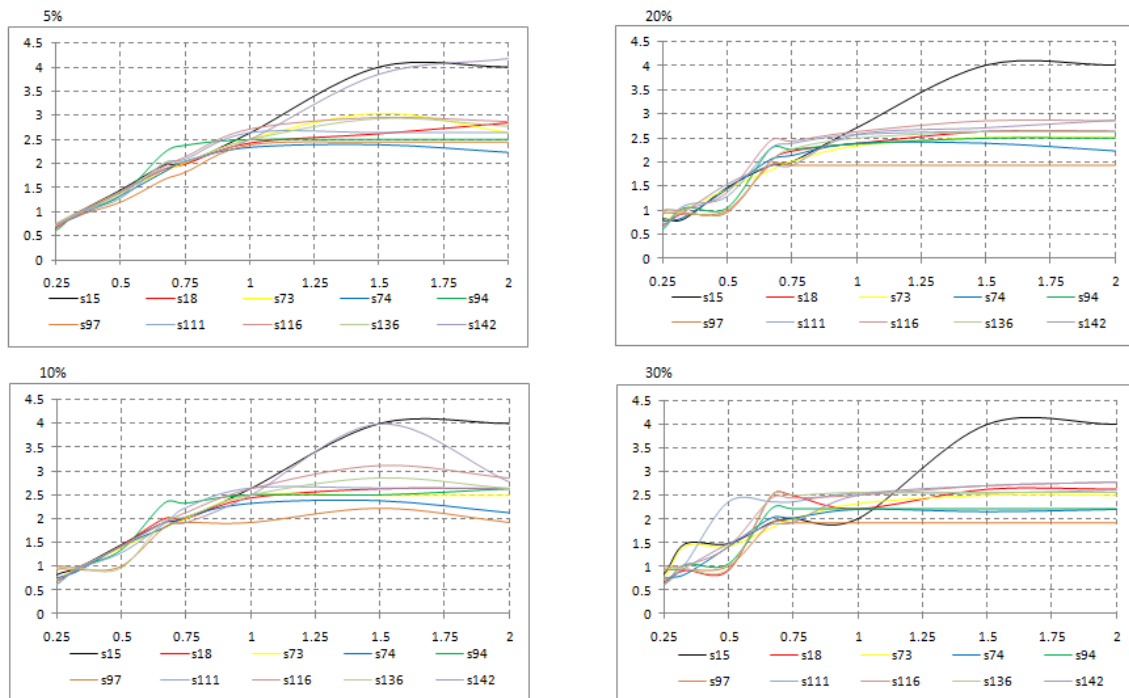
**Figura 2.4** Espectro de potencia (sin alias) del sistema elástico de 1GDL con periodo de 1.50 segundos y porcentaje de amortiguamiento crítico de 5%, y sujeto a la acción del registro S31.

A partir de establecer el periodo dominante de respuesta de todos los sistemas de 1GDL sujetos a los diferentes acelerogramas, es posible establecer gráficas como las que se resumen en la Figura 2.5 para el grupo de movimientos registrados en sitios con periodo dominante del terreno de dos segundos. Mientras que en el eje de las abscisas se presenta el periodo de los sistemas de 1GDL normalizado por el valor de  $T_g$ , las ordenadas grafican el periodo dominante de respuesta de los sistemas ( $T_{RESP}$ ).

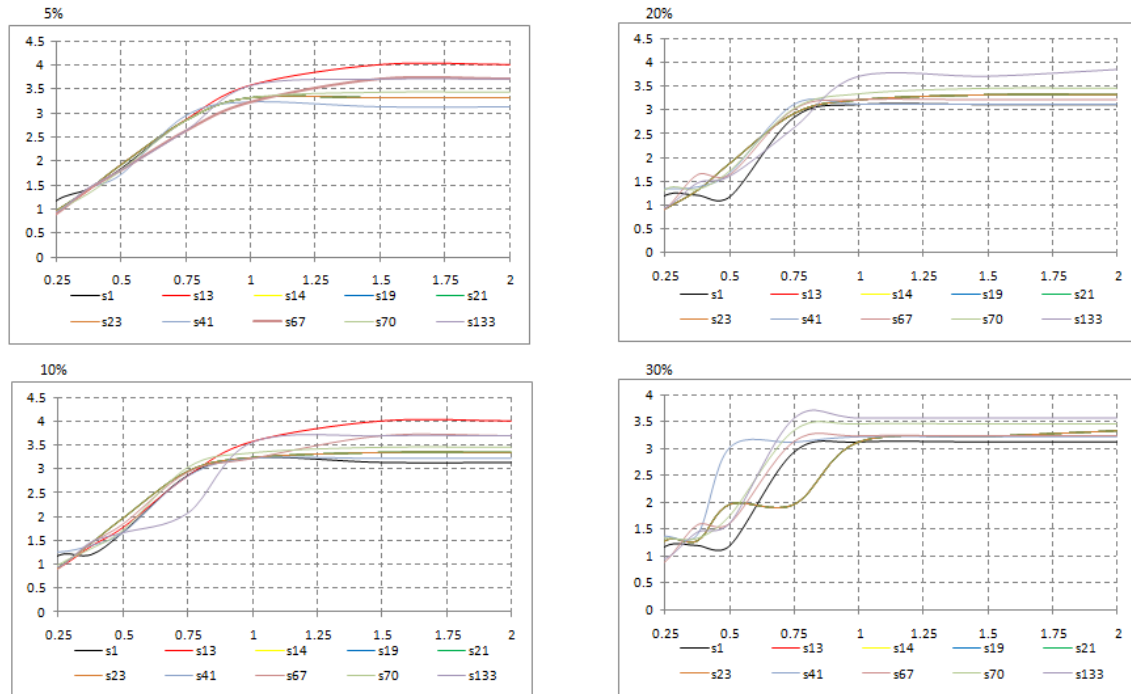
Un análisis cuidadoso de las diferentes graficas incluidas en las Figuras 2.5 a 2.7 permite concluir que para sistemas con un periodo menor al dominante al terreno, el periodo de respuesta es muy similar al periodo estructural que exhibe el sistema. En el caso de sistemas con un periodo mayor o igual al dominante al terreno, el periodo de respuesta es muy similar al periodo dominante del terreno. Note que la tendencia anterior aplica para los diferentes grupos de acelerogramas y porcentajes de amortiguamiento crítico.



**Figura 2.5** Dependencia del periodo dominante de respuesta con respecto al periodo estructural de los sistemas de 1GDL y el periodo dominante del terreno (Grupo 1:  $T_g=2.0$  seg.).



**Figura 2.6** Dependencia del periodo dominante de respuesta con respecto al periodo estructural de los sistemas de 1GDL y el periodo dominante del terreno (Grupo 2:  $T_g=3.0$  seg.).



**Figura 2.7** Dependencia del periodo dominante de respuesta con respecto al periodo estructural de los sistemas de 1GDL y el periodo dominante del terreno (Grupo 3:  $T_g=4.0$  seg.).

## 2.5. Estimación de la frecuencia de Movimiento

Conforme a lo planteado en la sección anterior, es posible estimar de una manera simple y razonable la frecuencia del movimiento para el cual deban diseñarse y construirse los dispositivos líquidos viscosos que se añadan a un sistema estructural desplazado en la Zona de Lago del Distrito Federal. La regla para lograr lo anterior puede plantearse conforme a lo siguiente:

$$T_{RESP} = \begin{cases} T & \text{si } T \leq T_g \\ T_g & \text{si } T > T_g \end{cases} \quad (11)$$

Donde  $T$  es el periodo fundamental de vibración del sistema estructural, y  $T_g$  el periodo dominante del terreno.

### 3. METODOLOGÍA DE DISEÑO

El diseño de un sistema de disipación pasivo de energía basado en dispositivos viscosos líquidos requiere establecer, además de la frecuencia, la energía que deben disipar los dispositivos para proteger al sistema estructural al que se incorporan. Dentro de este contexto, también será necesario plantear reglas simples que permitan dimensionar las vigas y columnas del sistema estructural en función de la rigidez lateral que deban aportar para en conjunto con el amortiguamiento adicional, controlar de manera adecuada la respuesta lateral de la edificación.

Este capítulo plantea una metodología basada en desplazamientos para el dimensionado de las vigas y columnas de un sistema de marcos momentorresistentes, y para establecer la capacidad de disipación de energía que requieren una serie de dispositivos líquidos viscosos para controlar de manera adecuada el nivel de daño estructural en dichos marcos. La metodología, aplicable para edificios de mediana altura construidos en la Zona de Lago del Distrito Federal, contempla el estado límite de seguridad de vida.

No se estudio el efecto del comportamiento global a flexión en el desempeño y demandas sísmicas de los dispositivos viscosos. A falta de entendimiento de cómo afecta éste comportamiento, se sugiere limitar la aplicación de la metodología a edificios donde estos efectos no sean importantes. Dado que por el momento no se entiende bajo qué circunstancias estos efectos podrían ser importantes, se sugiere no utilizar la metodología en edificios de gran altura.

### 3.1. Diseño por desempeño

El enfoque de diseño por desempeño ha integrado muchas de las propuestas que se han hecho a nivel mundial para corregir varias de las deficiencias observadas en los formatos actuales de diseño sismorresistente. De hecho, algunos de sus conceptos han encontrado lugar en algunos códigos y requerimientos de diseño sísmico de países altamente desarrollados. Dentro del contexto del diseño por desempeño, las características mecánicas deben suministrarse a una estructura de manera que, dentro de límites técnicos y económicos aceptables, sean capaces de controlar y acomodar su respuesta dinámica dentro de umbrales congruentes con el nivel de daño aceptable. En particular, el control del daño estructural y no estructural requiere del control de la distorsión máxima de entrepiso. En cuanto al daño en instalaciones y contenidos, puede llegar a ser necesario plantear el control de las demandas de velocidad y aceleración de entrepiso (Wada et al. 2004).

Acorde al Comité Visión 2000 (SEAOC 1995), el proceso general del diseño sismorresistente por desempeño debe constar de tres fases:

- *Fase Conceptual.* Se establecen los objetivos de diseño para el sistema estructural, el sistema no estructural, y para los contenidos de la estructura (los contenidos pueden representar un alto porcentaje del costo de la edificación). Acorde a la sismicidad del sitio y las características del terreno, se define de manera conceptual el sistema estructural, el material estructural, el tipo de cimentación, así como las características del sistema no estructural y su conexión a la estructura.
- *Fase Numérica.* Consta de tres pasos: Prediseño Global, Prediseño Local y Revisión final del diseño.
- *Implantación.* Consta de tres pasos: Revisión detallada e independiente del diseño, supervisión durante la construcción y un mantenimiento adecuado durante la vida útil de la estructura.



Pueden distinguirse tres etapas durante la *Fase Numérica* de las metodologías de diseño que se han propuesto recientemente para controlar de manera explícita la respuesta dinámica de las estructuras (Terán 2003):

- *Prediseño Global.* Con la ayuda de espectros de respuesta, se determina a nivel global las características mecánicas relevantes de la estructura de manera que su respuesta dinámica global durante las excitaciones sísmicas de diseño no exceda los límites de respuesta establecidos en función de los criterios de desempeño. Dentro del contexto de la metodología que se ofrece en esta tesis, estas características son el periodo fundamental de vibración de la edificación así como el porcentaje de amortiguamiento crítico que debe exhibir una vez que se le incorporen los dispositivos disipadores de energía.
- *Prediseño local.* Una vez establecidas las características mecánicas a nivel global, se procede al diseño local de la estructura, donde se determinan, en función de dichas características, las dimensiones y detallado de los elementos estructurales. Dentro del contexto de la metodología que se ofrece, las dimensiones de vigas y columnas se establecen en función del periodo fundamental de vibración, y la capacidad de disipación de energía que requieren los dispositivos líquidos viscosos en función del porcentaje de amortiguamiento crítico requerido por la estructura (esta información se complementa con una estimación de la frecuencia hecha conforme a las indicaciones del Capítulo 2 para hacer posible el diseño y construcción de los dispositivos).
- *Revisión del diseño.* Se plantea a través de una serie de análisis estructurales dinámicos no lineales.

Es importante recordar que en ocasiones, una metodología numérica de diseño debe considerar más de un objetivo de diseño. Dentro de este contexto, cada objetivo de diseño debe considerar explícitamente la representación numérica (espectros) del nivel sísmico de diseño que le corresponde. Para cada objetivo de diseño es necesario determinar las características mecánicas requeridas para satisfacer su criterio de desempeño, y diseñar los elementos estructurales y no estructurales acorde a la

condición crítica que resulte de todos los objetivos de diseño relevantes. La metodología de diseño sísmico introducida en este capítulo se enmarca dentro del planteamiento que para el diseño por desempeño ha desarrollado el Comité Vision 2000, particularmente dentro de las etapas de Prediseño Global y de Prediseño Local de la Fase Numérica.

### 3.2. Enfoque de diseño

Se concibe al sistema y la configuración estructural de la edificación de tal manera que la totalidad de las cargas gravitacionales bajen a través de marcos momento-resistentes con detallado estándar (en contraposición con un detallado dúctil). En cuanto a la sismorresistencia, se integra la rigidez lateral y porcentaje de amortiguamiento crítico de los marcos momento-resistentes con el amortiguamiento adicional provisto por una serie de dispositivos líquidos viscosos, para controlar la respuesta lateral de la estructura a tal nivel que la edificación pueda ser operada inmediatamente después de la excitación sísmica de diseño. Lo anterior implica controlar de manera adecuada el nivel de comportamiento plástico en las vigas y columnas de los marcos. La Figura 3.1 muestra de manera esquemática el comportamiento planteado en esta tesis para una edificación con dispositivos líquidos viscosos.

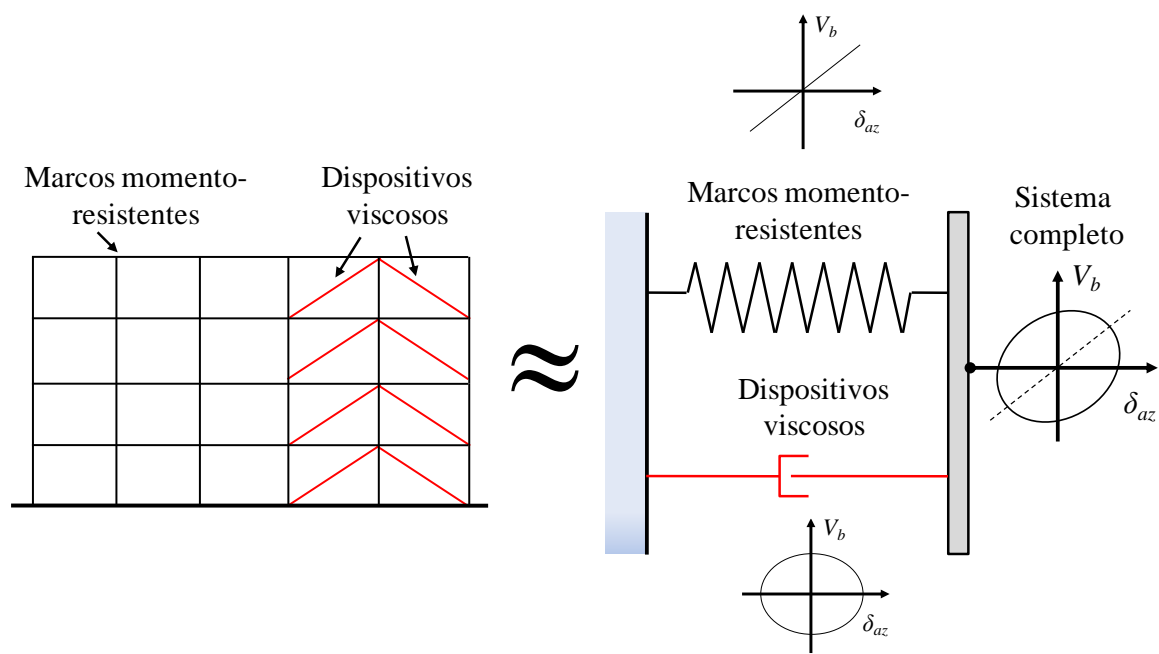


Figura 3.1 Enfoque de diseño.

Los objetivos de diseño para la edificación pueden definirse en términos del máximo nivel de daño aceptable en los diferentes sistemas que conforman la edificación: marcos momento-resistentes, dispositivos amortiguadores, y el sistema no-estructural. En particular, la metodología propuesta considera el nivel de desempeño de seguridad de vida (sería posible incorporar de manera relativamente sencilla otros niveles de desempeño). En términos cualitativos, puede decirse que el nivel de desempeño de seguridad de vida se satisface si ante la ocurrencia del sismo de diseño (normalmente asociado a un periodo de recurrencia de 475 años), el nivel de comportamiento plástico en los marcos se controla a tal grado que puedan ocuparse de manera inmediata después del sismo. El nivel de daño en los elementos no estructurales debe ser tal que se proteja la inversión que se ha hecho en los mismos. Finalmente, los dispositivos disipadores de energía deben ser capaces de sobrevivir la excitación sísmica sin daño alguno.

### **3.3. Metodología de diseño preliminar**

En el trabajo desarrollado en esta tesis se pretende implementar una metodología para la concepción y diseño preliminar basado en desplazamientos de marcos momento-resistentes con amortiguadores líquidos viscosos. Esta metodología se basa en la concepción de marcos momento-resistentes de acero que además de bajar las cargas gravitacionales aportan rigidez lateral a una edificación cuya capacidad de disipación de energía está dada por el amortiguamiento natural de los marcos complementado por el amortiguamiento adicional aportado por los disipadores de energía.

Bajo la acción de una excitación sísmica severa, se propone que los marcos de acero permitan la ocupación inmediata después del evento, mientras que el sistema de disipadores viscosos disipe un porcentaje importante de la energía de entrada que el movimiento de terreno induce a la edificación y permanezca sin daño alguno. El daño en los elementos no estructurales debe ser congruente con el nivel de pérdidas que sea aceptable para los ocupantes de la edificación. La Figura 3.2 resume la metodología propuesta.

El primer paso de la metodología establece el comportamiento deseado de los diferentes sub-sistemas de la edificación para el nivel de desempeño correspondiente a seguridad de vida. Conforme a lo planteado antes, mientras que los marcos momento-resistentes deben garantizar la ocupación inmediata de la edificación, el daño en los elementos no estructurales debe ser tal que se proteja la inversión que se ha hecho en ellos.

Una vez planteados los niveles de daño aceptable, estos se cuantifican a partir de establecer umbrales de distorsión de entrepiso que sean congruentes con ellos. En términos de los marcos momento-resistentes, el umbral se denota  $IDI_{MR}^{OI}$ ; y en términos de los elementos no estructurales,  $IDI_{NE}$ . Los umbrales de distorsión pueden plantearse con base en experiencias previas, evidencia experimental, o tablas incluidas en documentos tales como los planteados por la Federal Emergency Management Agency (FEMA). El umbral de distorsión para ser considerado durante el diseño ( $IDI^{SEG}$ ) corresponde al menor de los dos anteriores.

**SEGURIDAD**

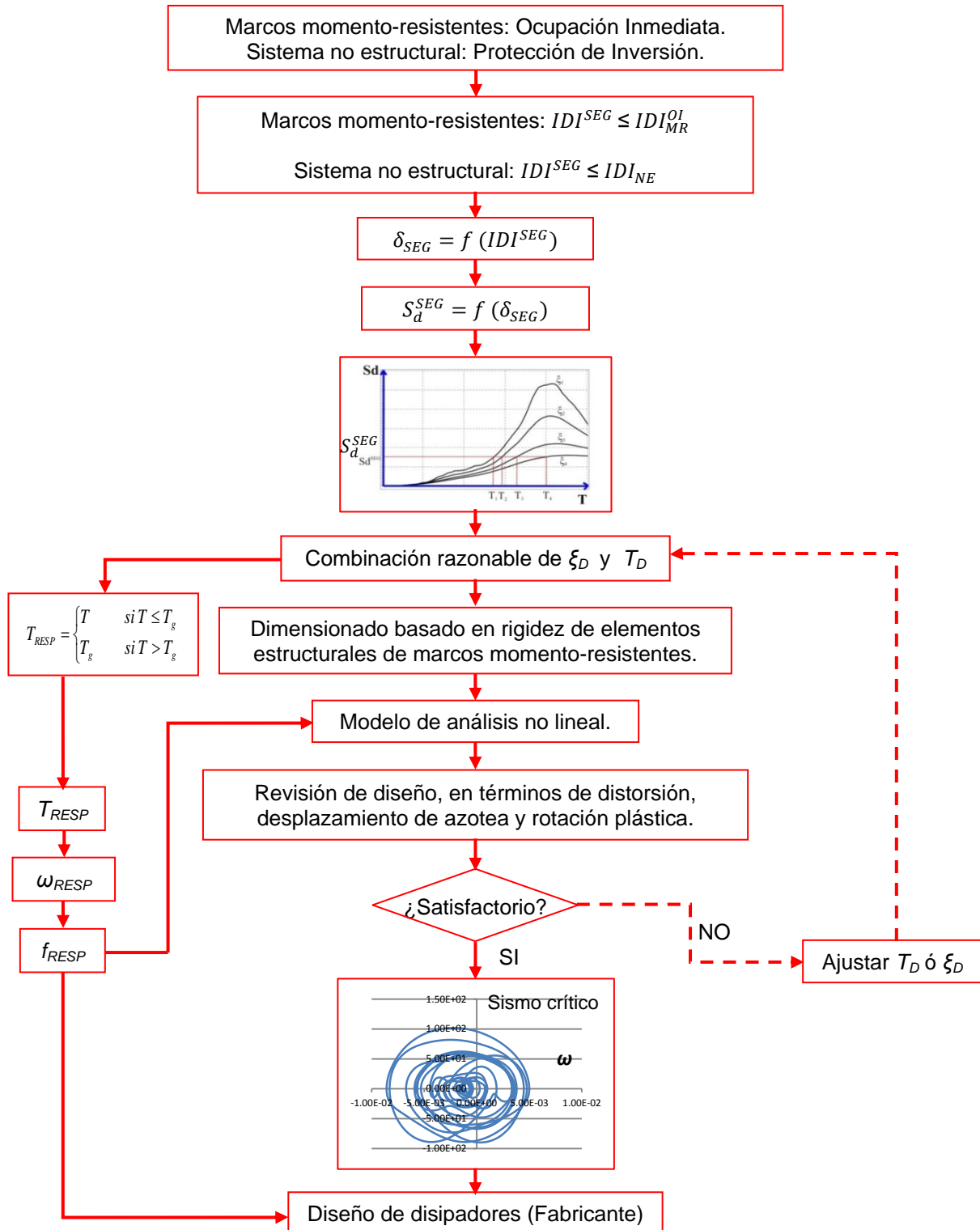


Figura 3.2 Metodología de diseño.

Con el valor de  $IDI^{SEG}$ , es posible estimar un umbral de diseño para el desplazamiento máximo de azotea:

$$\delta^{SEG} = \frac{IDI^{SEG} H}{COD} \quad (12)$$

Donde  $H$  es la altura total de la edificación, y  $COD$  un coeficiente de distorsión que considera que la distorsión de entrepiso no es constante en toda la altura del edificio. El valor de  $COD$  depende tanto de la ductilidad como de la distribución de rigidez lateral en altura. Con base en los trabajos hechos por Qi y Moehle (1991), Bertero et. al. (1991) y Terán (2004), se sugiere el uso de los valores de  $COD$  indicados en la Tabla 3.1

**Tabla 3.1** Valores del coeficiente de distorsión

Ductilidad Global	Distribución de rigidez a través de la altura		
	Regular	Irregular	Altamente irregular
1	1.2	1.5	>1.5
2+	1.5	$\geq 2.0$	>2.0

Conforme a lo planteado con anterioridad, las características mecánicas relevantes para el diseño a nivel global del sistema estructural de la edificación son el periodo fundamental de vibración ( $T_D$ ) y el porcentaje de amortiguamiento crítico ( $\xi_D$ ). Debido a que, como se comentará más adelante, estas propiedades se determinan a partir un espectro de diseño, es necesario expresar el desplazamiento de azotea de la edificación en términos de pseudo-desplazamiento. Para ello se utiliza un factor de conversión  $\alpha$ :

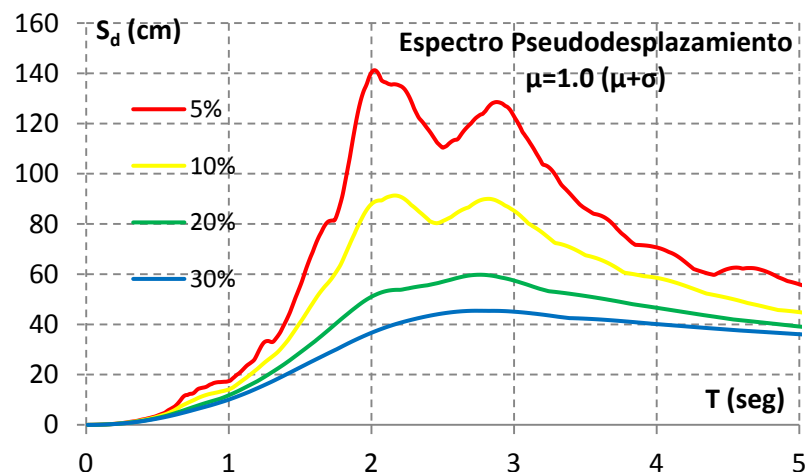
$$S_d^{SEG} = \frac{\delta^{SEG}}{\alpha} \quad (13)$$

La Tabla 3.2 presenta, con base en las sugerencias del FEMA 306 (Applied Technology Council 1998) y los estudios realizados por Terán (2004) y Coéto (2008), valores sugeridos de  $\alpha$  para edificios regulares con diferente tipo de comportamiento global (cortante o flexión).

**Tabla 3.2** Valores sugeridos de  $\alpha$  para edificios regulares.

Número de pisos	Cortante		Flexión
	$\mu=1$	$\mu=2+$	$\mu=1$
1	1.00	1.00	1.00
2	1.20	1.10	1.20
3	1.30	1.20	1.30
4	1.35	1.20	1.35
5	1.40	1.20	1.40
10	1.40	1.20	1.50
15	1.40	1.20	1.55
20+	1.40	1.20	1.60

Con el valor de  $S_d^{SEG}$  y espectros elásticos de diseño para diferentes porcentajes de amortiguamiento crítico es posible establecer los valores de  $T_D$  y  $\xi_D$ . La Figura 3.3 resume los espectros de diseño bajo consideración en esta tesis, los cuales corresponden al grupo de movimientos generados en suelos con periodo dominante de 2 segundos. Conforme a lo mostrado en la Figura 3.2, el periodo en que la ordenada espectral para un valor dado de amortiguamiento iguala el valor de  $S_d^{SEG}$  define el valor de  $T_D$ . El valor de amortiguamiento crítico asociado a dicho espectro define  $\xi_D$ . Note que es posible obtener varios pares de valores  $T_D$  y  $\xi_D$ , a partir de los cuales se selecciona el par de valores utilizados para el diseño de marcos y dispositivos viscosos.

**Figura 3.3** Espectros elásticos de desplazamiento.

Una vez establecidos los valores de  $T_D$  y  $\xi_D$  para usarse en el diseño, se dimensionan las vigas y columnas de los marcos momento-resistentes en función del valor de  $T_D$ . El primer paso para este dimensionado es establecer una distribución en altura para las fuerzas laterales en la edificación. Con este propósito es razonable estimarlas conforme a lo siguiente:

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} V_b \quad (14)$$

Donde  $F_i$  es la fuerza lateral que le corresponde al  $i$ -ésimo nivel, y  $W_i$  y  $h_i$  su peso y altura medida con respecto de la base.  $V_b$  es un cortante basal que para el propósito del predimensionado puede asumir un valor cualquiera.

Con los cortantes de entrepiso estimados a partir de las fuerzas laterales, y con base en el método del portal, es posible estimar los valores relativos que en altura deben exhibir las vigas y las columnas de los marcos momento-resistentes (se asume que todas las vigas tienen la misma longitud):

$$I_{bi} = \frac{V_{ci} h_i L}{12E\alpha DI} \quad (15)$$

$$I_{ci} = \frac{V_{ci} h^2}{12E(1 - \alpha)DI} \quad (16)$$

donde  $I_{bi}$  e  $I_{ci}$  son los valores relativos que en altura deben exhibir las vigas y columnas del  $i$ -ésimo entrepiso,  $V_{ci}$  el cortante actuante en cada columna del  $i$ -ésimo entrepiso de acuerdo al método del portal,  $h_i$  la altura del  $i$ -ésimo entrepiso,  $L$  la longitud de una crujía,  $DI$  la distorsión de entrepiso a la cual se asigna un valor arbitrario,  $E$  el módulo de Young del material estructural utilizado para fabricar las vigas y columnas, y  $\alpha$  un factor que define en qué proporción depende el desplazamiento relativo de entrepiso de la flexibilidad de vigas y columnas de ese entrepiso (se sugiere asignar un valor de 0.75 a este factor).

Con el valor de  $I_{bi}$  e  $I_{ci}$  se establece a partir del método del portal una estimación del valor del periodo fundamental de vibración del edificio conforme a lo siguiente:



$$T_{ini} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i \delta_i^2}{g \sum f_i \delta_i}} \quad (17)$$

Donde  $T_{ini}$  es el periodo que exhiben los marcos conforme a los valores inicialmente estimados para  $I_{bi}$  e  $I_{ci}$ , y  $W_i$ ,  $f_i$  y  $\delta_i$  el peso, fuerza lateral y un estimado del desplazamiento lateral, respectivamente, correspondientes al  $i$ -ésimo entrepiso.

Para que los marcos sismorresistentes exhiban un periodo  $T_D$  (que es el de diseño), es necesario ajustar todos los valores de  $I_{bi}$  e  $I_{ci}$  multiplicándolos por el siguiente factor de corrección:

$$F_{correc} = \left( \frac{T_{ini}}{T_D} \right)^2 \quad (18)$$

Una vez establecidos los valores de  $I_{bi}$  e  $I_{ci}$  que deben exhibir las vigas y columnas de los marcos, se seleccionan los perfiles estructurales (comerciales) que se utilizarán para dichos elementos (en caso de elementos de concreto reforzado, en este paso se definirían su peralte y ancho). Una vez dimensionados o seleccionados los perfiles utilizados para las vigas y columnas, se procede a formular un modelo refinado de los marcos momento-resistentes para hacer una estimación más refinada de su periodo fundamental de vibración. En caso de ser necesario se refina el dimensionado de estos elementos estructurales con el objetivo de que dicho periodo se aproxime de manera razonable al valor de  $T_D$ .

Una vez establecidas las dimensiones y propiedades estructurales de vigas y columnas se utiliza un modelo refinado de la edificación al que se le incorporan los dispositivos líquidos viscosos. Mientras que el amortiguamiento natural de los marcos momento-resistentes se asigna a los primeros dos modos de vibrar de la edificación a través de una matriz de amortiguamiento de Rayleigh; la capacidad de disipación de energía adicional que proporcionan los amortiguadores al modelo debe ser tal que el modo fundamental de vibración exhiba un porcentaje de amortiguamiento crítico de  $\xi_D$ . En cuanto a la rigidez axial de los dispositivos disipadores de energía, se establece conforme a las indicaciones del Capítulo Dos de esta tesis, la frecuencia de respuesta de la edificación en función de valor de  $T_D$  y el periodo dominante del terreno. En caso de que dicha frecuencia se igual o

menor que 4 Hz (lo que sucederá en la gran mayoría de los casos para edificios de mediana altura desplantados en la Zona de Lago del Distrito Federal), la rigidez axial asignada a los dispositivos será cercana a nula. En caso contrario, se hará una estimación inicial de dicha rigidez conforme a las recomendaciones del fabricante.

Se sujeta al modelo de la edificación con los dispositivos líquidos viscosos a la acción de una serie de movimientos del terreno que representan la excitación sísmica de diseño, y se evalúan las distorsiones de entrepiso y las rotaciones plásticas en las vigas y columnas de los marcos. En cuanto a las distorsiones, se revisa que éstas no excedan su umbral de diseño. En el caso de las rotaciones plásticas, se revisa que éstas no excedan un valor que comprometa la ocupación inmediata de los marcos momento-resistentes. En caso de ser necesario, se realizan los ajustes requeridos al sistema estructural en términos de la rigidez lateral de los marcos y/o la capacidad de disipación de energía de los dispositivos líquidos viscosos.

Una vez que el modelo refinado cumpla satisfactoriamente con sus requerimientos de desempeño, se refina (en caso de ser necesario) la estimación de la frecuencia de respuesta de la edificación, y se grafican para el sismo que demandó la mayor deformación lateral del sistema estructural, los ciclos histeréticos que según el modelo de análisis corresponden a los diferentes dispositivos líquidos viscosos. Esta información se envía al fabricante de los dispositivos para su diseño y construcción.

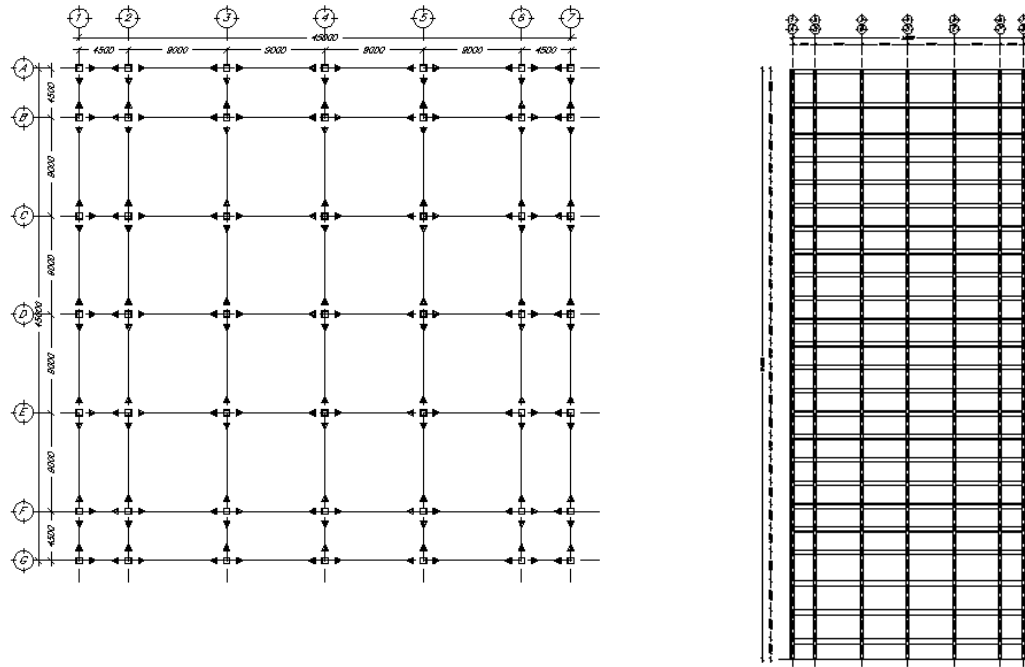
## 4. EJEMPLO DE DISEÑO

Este capítulo resume la configuración, diseño y desempeño sísmico de un edificio regular de veinticuatro pisos estructurado con base en marcos momento-resistentes metálicos y dispositivos líquidos viscosos, y diseñado conforme a la metodología discutida en el Capítulo 3. En resumen, el sistema estructural del edificio está constituido, en cada dirección de análisis, por siete marcos momento-resistentes de acero con detallado estándar. Se introducen en cada entrepiso del edificio ocho dispositivos disipadores de energía en cada dirección de análisis con una configuración simétrica en planta. La respuesta dinámica del edificio cuando se le sujeta a varios movimientos del terreno que en conjunto representan al sismo de diseño, sugieren que la metodología da lugar a un sistema estructural eficiente con un desempeño sísmico satisfactorio.

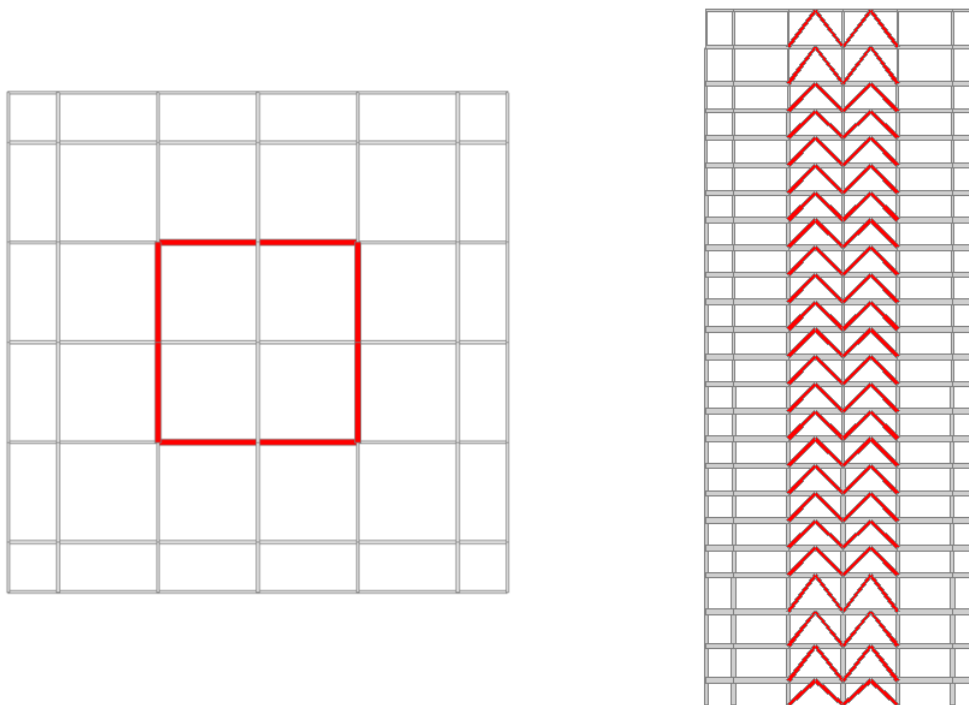
### 4.1. Edificio por diseñar

El edificio se considera ubicado en la Zona *IIIb* del Distrito Federal, la cual se ubica dentro de la Zona de Lago. Se plantea que el uso del edificio sea de oficinas, lo que hace que este se clasifique como del Grupo B. El edificio, que consta de veinticuatro niveles sobre el nivel de banqueta, exhibe una planta cuadrada con dimensiones de 45.0 m por lado. El sistema estructural consta de siete marcos en cada dirección principal de análisis. Cada marco posee cuatro crujías centrales de 9.0 m. y dos crujías en los extremos de 4.5 m. La altura total del edificio es de 114.80 m. Mientras que el primer nivel tiene altura de entrepiso de 4.0 m, el segundo y tercer nivel tienen una altura de entrepiso de 5.65 m. El cuarto nivel tiene altura de entrepiso de 6.0 m. Desde el quinto hasta el vigesimosegundo los entrepisos exhiben una altura 4.5 m. Finalmente, el vigesimotercer y último entrepisos tienen una altura de 6.5 m. La Figura 4.2 muestra la configuración estructural y geometría del edificio. Cabe señalar que el edificio y su geometría pertenecen a un edificio real.

Conforme a lo que se muestra en la Figura 4.3, los amortiguadores viscosos se montan sobre diagonales de acero con una configuración en K invertida en dos de las crujías de dos de los marcos centrales.



**Figura 4.1** Configuración en planta y elevación del sistema estructural del edificio de veinticuatro pisos.



**Figura 4.2** Ubicación de dispositivos viscosos en planta y en altura.

El sistema de piso está formado en todos los niveles por losas compuestas de láminas acanaladas de acero con una capa de compresión de 5.0 cm de concreto armado con malla electro-soldada. Las losa se conectan al sistema de vigas principales y secundarias por medio de conectores de cortante. El peralte total de la losa con su capa de compresión es de 11.5 cm. En función de sus propiedades, se considero que los sistemas de piso proporcionan un diafragma rígido a todos los niveles.

Las cargas gravitacionales máximas y de diseño que actúan en la losa se resumen en la Tabla 4.1.

**Tabla 4.1** Cargas gravitacionales de diseño

	Carga Muerta (ton/m <sup>2</sup> )	Carga Viva Máxima (ton/m <sup>2</sup> )	Carga Total (ton/m <sup>2</sup> )	Carga Total Última * (ton/m <sup>2</sup> )
<b>PB, N1, N2</b>	1.100	0.350	1.450	2.030
<b>Entrepisos</b>	0.760	0.250	1.010	1.410
<b>Azotea</b>	0.910	0.100	1.010	1.410

\* Factor de carga FC=1.4

## 4.2. Diseño del Sistema Estructural

Conforme a lo discutido en el Capítulo 3 de esta tesis, el primer paso de la metodología establece el comportamiento deseado para los diferentes sub-sistemas de la edificación. En el caso particular del edificio de veinticuatro pisos, se considera que los marcos momento-resistentes deben garantizar la ocupación inmediata de la edificación, y que el daño en los elementos no estructurales debe limitarse de tal manera que se proteja la inversión que se ha hecho en ellos.

En cuanto a la cuantificación de los umbrales de distorsión de entrepiso, se considera con base en experiencias previas que  $IDI_{MR}^{OI} = 0.01$  (Coéto 2008). En términos del sistema no estructural, se consideran muros divisorios de tabla roca que son fijados y clavados a marcos de madera, que a su vez se fijan al sistema estructural. De acuerdo a Reyes

(2000), estos elementos pueden acomodar una distorsión última de  $IDI_{NE}^{SV} = 0.008$ . Note que aunque el umbral anterior de distorsión garantiza la seguridad de vida de los ocupantes del edificio, al final de cuentas significa la pérdida total de los elementos no estructurales. Si conforme a lo planteado con anterioridad, lo que se desea es controlar el nivel de pérdidas en el sistema estructural, será necesario reducir el valor de  $IDI_{NE}$  o detallar las conexiones de los elementos no estructurales del sistema estructural para que estos puedan acomodar mayores distorsiones de entrepiso. El umbral de distorsión para ser considerado durante el diseño ( $IDI^{SEG}$ ) corresponde al menor de los dos anteriores, que para el ejemplo corresponde a 0.008.

El umbral de diseño para el desplazamiento máximo de azotea queda dado por:

$$\delta^{SEG} = \frac{IDI^{SEG} H}{COD} = \frac{(0.008)(114.8 \text{ m})}{1.2} = 0.7653 \text{ m} = 76.5 \text{ cm}$$

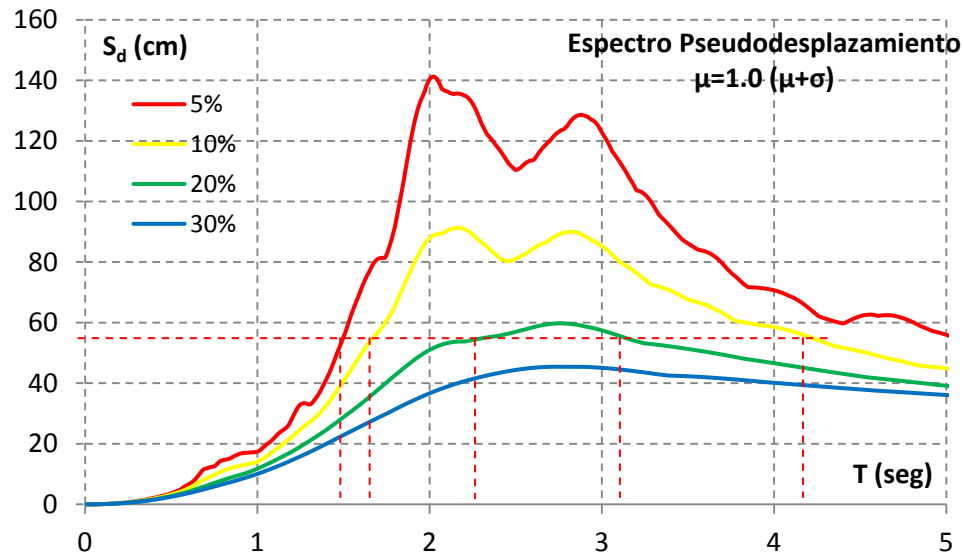
Note que el valor de  $COD$  de 1.2 se estima a partir de la Tabla 3.1 bajo la consideración de que el sistema estructural es regular en altura y que desarrollará una ductilidad cercana a uno.

El desplazamiento de azotea de la edificación queda expresado en términos de pseudo-desplazamiento como:

$$S_d^{SEG} = \frac{\delta^{SEG}}{\alpha} = \frac{76.5}{1.40} = 54.7 \text{ cm}$$

Note que el valor de  $\alpha$  de 1.4 se estima a partir de la Tabla 3.2 bajo la consideración de que el sistema estructural tiene más de veinte pisos y que en su punto de deformación lateral máxima, la configuración deformada del sistema estructural queda determinada por deformaciones globales a corte (el comportamiento de marco domina).

Una vez que se establecen los espectros elásticos de diseño para diferentes porcentajes de amortiguamiento crítico, se definen posibles combinaciones para el periodo fundamental de vibración y el valor global del porcentaje de amortiguamiento crítico. Los espectros resumidos en la Figura 4.4 corresponden a la media más una desviación estándar de los espectros individuales correspondientes a los movimientos del terreno registrados en sitios con periodo dominante de dos segundos (ver Tabla 2.1). Note en esta figura que un umbral de pseudo-desplazamiento de 54.7 cm resulta en las siguientes combinaciones de periodos y amortiguamientos: A)  $T_D = 1.5$  o 5.1 segundos para  $\xi_D = 0.05$ ; B)  $T_D = 1.7$  o 4.2 segundos para  $\xi_D = 0.10$ ; y C)  $T_D = 2.3$  o 3.2 segundos para  $\xi_D = 0.20$ .



**Figura. 4.3** Determinación de posibles combinaciones de  $T_D$  y  $\xi_D$  conforme a los espectros elásticos de diseño.

Después de considerar cuidadosamente las posibilidades para el diseño del sistema estructural, se decidió utilizar un porcentaje de amortiguamiento crítico de 15%. El espectro de diseño definitivo se obtuvo a partir de reducir el espectro de diseño correspondiente a 5% de amortiguamiento crítico a través de los factores de reducción de resistencia planteados por Arroyo y Terán (2003):

$$R_{\mu\xi} = \frac{\left(\frac{T}{T_g}\right)^\theta}{b + \left|\frac{T}{T_g} + 1\right|} \varphi + 1 \quad (19)$$

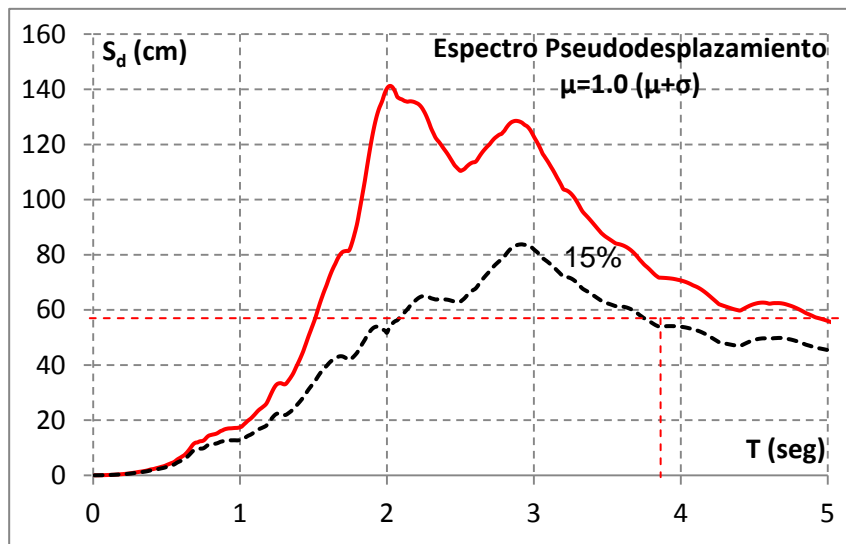
Donde  $R_{\mu\xi}$  es el factor de reducción de resistencia para un sistema con periodo  $T$ ,  $b$  un coeficiente igual a 0.175, y:

$$\varphi = 0.92\mu\xi^{0.17} + \xi - 0.6 \quad (20)$$

$$\theta = \frac{\mu^4}{2.5 + \mu^4} \quad (21)$$

Donde  $\mu$  y  $\xi$  representan, respectivamente, la ductilidad máxima desarrollada por el sistema estructural durante la excitación sísmica de diseño y su porcentaje de amortiguamiento crítico. Para el caso del edificio de veinticuatro pisos,  $\mu = 1$  y  $\xi = 0.15$ .

La Figura 4.5 muestra el espectro de diseño de desplazamientos para el edificio de veinticuatro pisos. Conforme a lo mostrado en la misma figura, las características mecánicas a nivel global para el diseño del edificio son  $T_D = 3.8$  segundos y  $\xi_D = 0.15$ .



**Figura. 4.4** Determinación de valores de  $T_D$  y  $\xi_D$  definitivos.

Conforme a lo discutido en el Capítulo 3, el valor de  $T_D$  de 3.8 segundos se utiliza para hacer el dimensionado por rigidez de las vigas y columnas de los marcos momento-resistentes. La Figura 4.5 muestra la tabla de EXCEL utilizada durante el predimensionado por rigidez. Se consideró un esfuerzo de fluencia para el acero de 3515 kg/cm<sup>2</sup>.



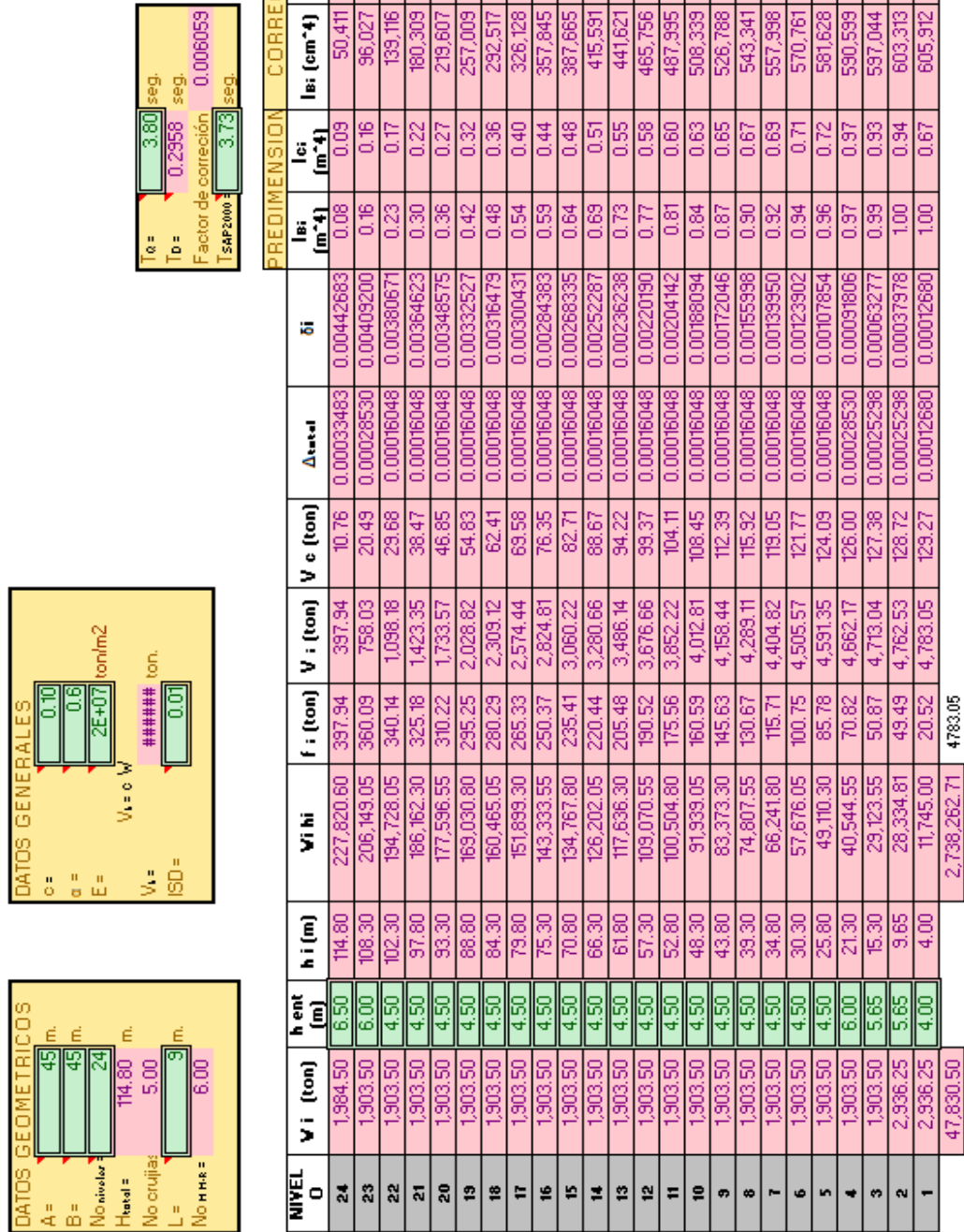
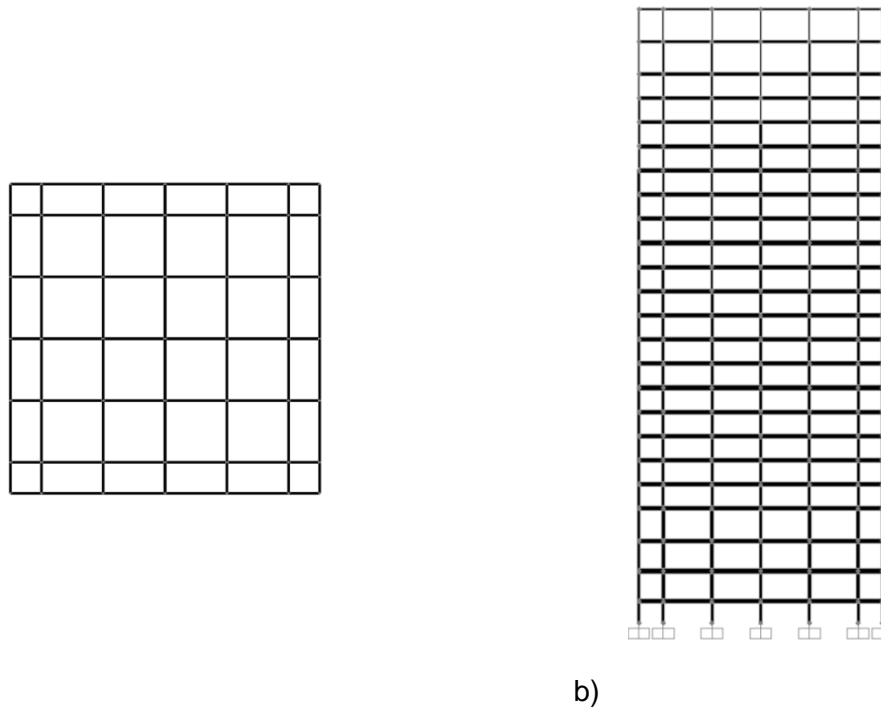


Figura. 4.5 Predimensionado basado en rigidez de vigas y columnas.

Para revisar si los momentos de inercia proporcionados a las vigas y las columnas de los marcos resultan en un periodo fundamental de vibración para el edificio cercano al valor de 3.8 segundos, se formuló un modelo de análisis para el programa SAP 2000. Mientras que la Figura 4.6 muestra algunas vistas del modelo planteado a partir de las secciones transversales propuestas en la tabla mostrada en la Figura 4.5, de la tabla arrojada por el programa de análisis se reporta un periodo fundamental de vibración para el edificio cercano a 3.7 segundos. Dado que el periodo real del edificio se encuentra muy cercano a su valor de diseño, se consideró exitoso el predimensionado por rigidez.



**Figura. 4.6** Vistas del modelo tridimensional del edificio: a) Planta, b) Elevación.

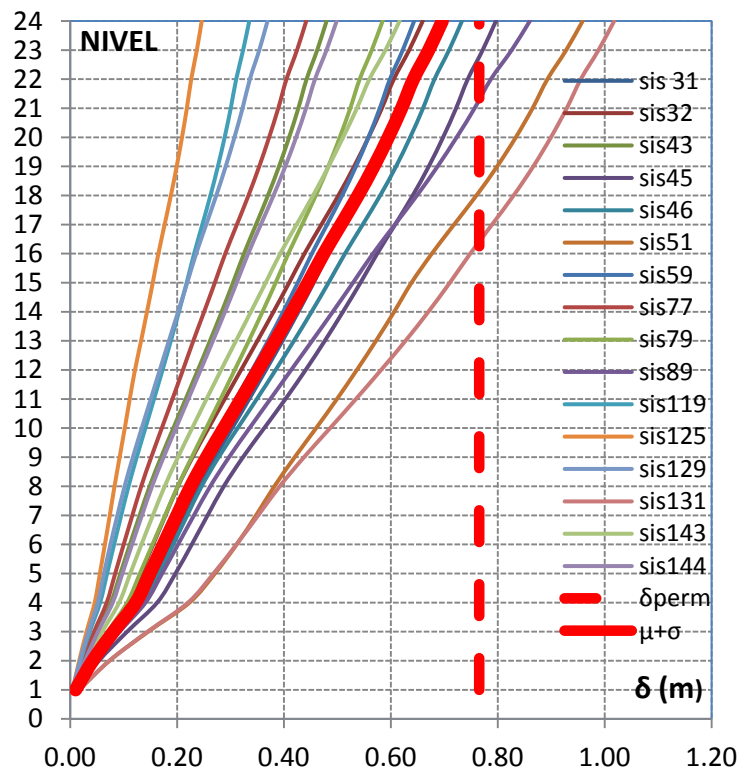
Para la revisión del desempeño sísmico del edificio, se procedió a elaborar un modelo no lineal de análisis para el programa DRAIN 2DX. Vale la pena mencionar que se utilizó el programa DRAIN 2DX como alternativa al SAP2000 con el fin de estimar las demandas de rotación plástica en los extremos de las vigas y columnas de los marcos de acero.

El modelo de análisis no lineal contempló tres marcos diferentes, uno para modelar los dos marcos perimetrales, otro para modelar los tres marcos centrales, y un tercero para modelar los dos marcos intermedios (que son los que se encuentran entre los marcos perimetrales y los centrales). A las vigas de los marcos se asignó un comportamiento elasto-plástico perfecto. En el caso de las columnas, se consideró el mismo tipo de comportamiento y la interacción carga axial-momento flexionante. Para la estimación de las propiedades estructurales de vigas y columnas se utilizaron el módulo de Young y el esfuerzo de fluencia del acero utilizado para fabricar los elementos estructurales ( $2000000 \text{ kg/cm}^2$  y  $3515 \text{ kg/cm}^2$ , respectivamente). Inicialmente, se asignó 5% de amortiguamiento crítico a los dos primeros modos de vibración de la edificación a través de una matriz de amortiguamiento de Rayleigh.

En cuanto a los amortiguadores, se les asignó en términos relativos una capacidad de disipación de energía que varió en la misma proporción en que en altura cambian las fuerzas cortantes de entrepiso utilizadas para el dimensionado de vigas y columnas. En términos absolutos, la capacidad de disipación de energía de los dispositivos líquidos viscosos fue tal que el modo fundamental de vibración del edificio exhibiera 15% de amortiguamiento crítico. En cuanto a la rigidez axial de los amortiguadores, el periodo de respuesta del edificio se considero igual a 2 segundos con base en la propuesta hecha en el Capítulo Dos de esta tesis y valores de 3.8 y 2, respectivamente, para el periodo fundamental de vibración y el periodo dominante del terreno. Con base en el valor de la frecuencia de respuesta, que es menor que 4 Hz, se asignó una rigidez axial nula a los amortiguadores. Vale la pena mencionar que después de llevar a cabo los primeros análisis dinámicos del edificio de veinticuatro pisos, hubo la necesidad de cambiar los perfiles estructurales de las columnas que soportan los dispositivos líquidos viscosos de tal manera de duplicar su área y darles así suficiente capacidad axial para acomodar los axiales inducidos en ellas por los amortiguadores.

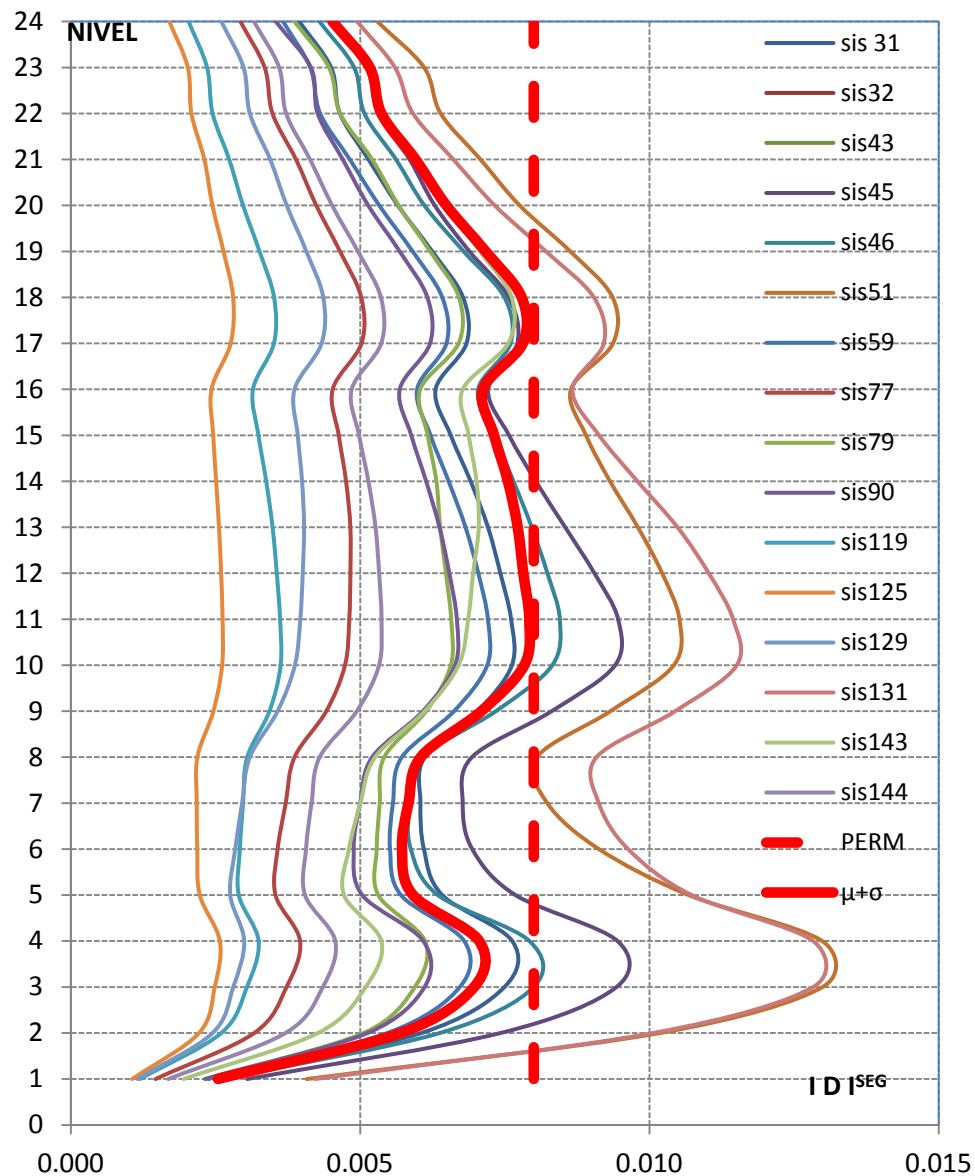
Una vez que se llegó a la versión final del sistema estructural (que exhibe columnas de soporte más robustas que las originalmente consideradas para los marcos de acero), el periodo fundamental del edificio resulta de 3.7 segundos con un porcentaje de amortiguamiento crítico para el primer modo de 15%.

Las Figuras 4.7 a 4.9 resumen las demandas sísmicas en el sistema estructural del edificio de veinticuatro pisos. En cuanto a los desplazamientos de piso, la Figura 4.7 muestra las demandas de desplazamiento en altura cuando se sujeta el edificio a los diferentes movimientos del terreno bajo consideración. Es posible notar que la media más una desviación estándar ( $\sigma$ ) del desplazamiento de azotea esta cercana a 70 cm, valor que es razonablemente menor al valor de 76.5 cm considerado como el umbral de diseño. En la figura, la línea punteada de color rojo indica el umbral de diseño, y la línea gruesa la distribución media +  $\sigma$  de desplazamiento lateral.



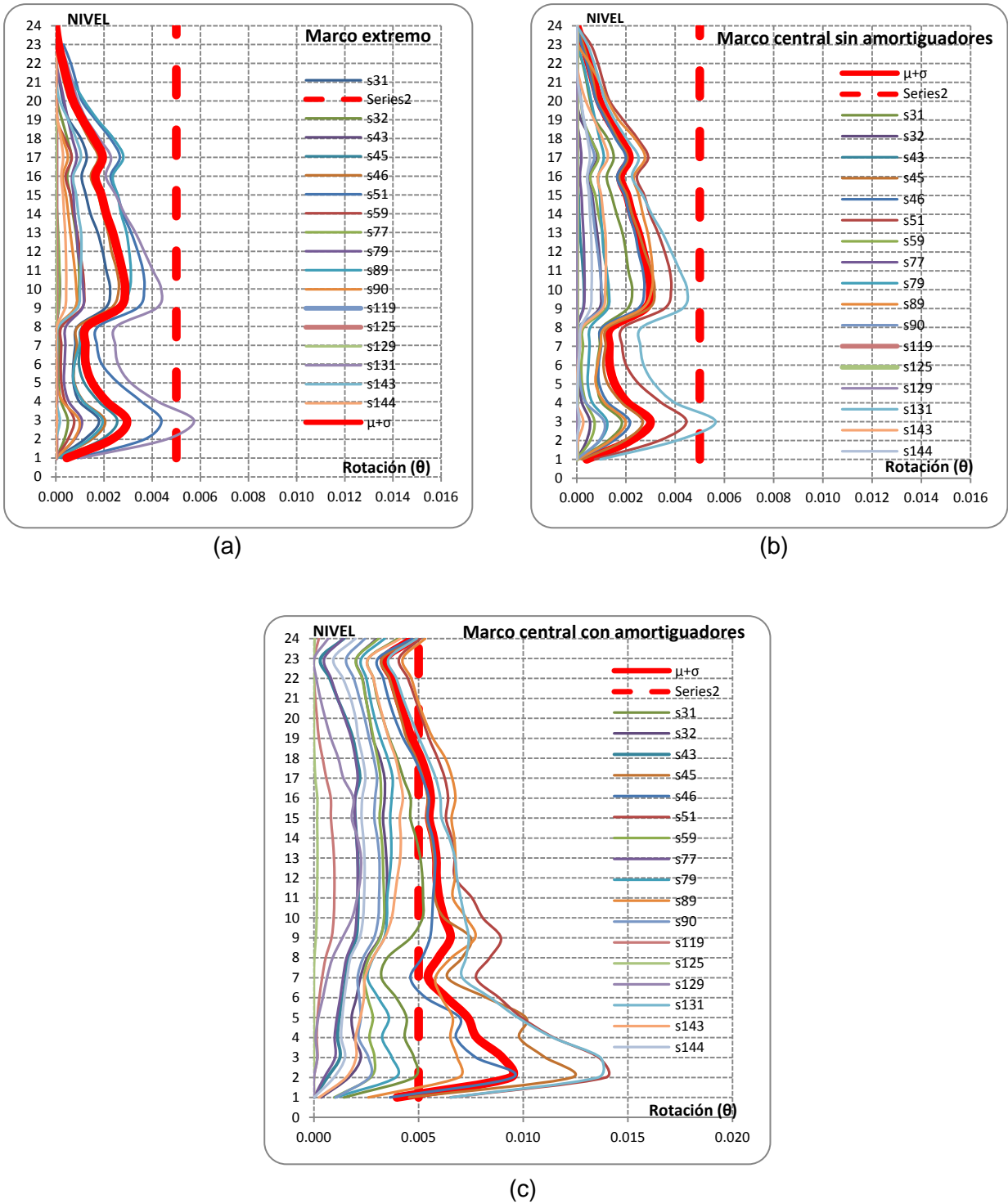
**Figura 4.7** Demandas de desplazamiento de piso para el edificio de veinticuatro pisos.

En términos de las distorsiones de entrepiso, la Figura 4.8 muestra las demandas de distorsión en altura. Es posible notar que la media más una desviación estándar ( $\sigma$ ) de la máxima de distorsión de entrepiso está muy cercana al valor de 0.008 considerado como umbral de diseño. En la figura, la línea punteada de color rojo indica el umbral de diseño, y la línea gruesa la distribución media +  $\sigma$  del desplazamiento lateral. Note que la distorsión de entrepiso exhibe un valor razonablemente uniforme a largo de toda la altura del edificio.



**Figura 4.8** Demandas de distorsión de entrepiso para el edificio de veinticuatro pisos.

La Figura 4.9 resume la media +  $\sigma$  del valor promedio de las demandas máximas de rotación plástica en los diferentes entrepisos del edificio. Bajo la consideración de que un marco de acero puede satisfacer el criterio de ocupación inmediata mientras sus rotaciones plásticas no excedan el valor de 0.005, puede concluirse que el sistema estructural del edificio es capaz de controlar adecuadamente el nivel de comportamiento no lineal en las vigas y columnas de los marcos.



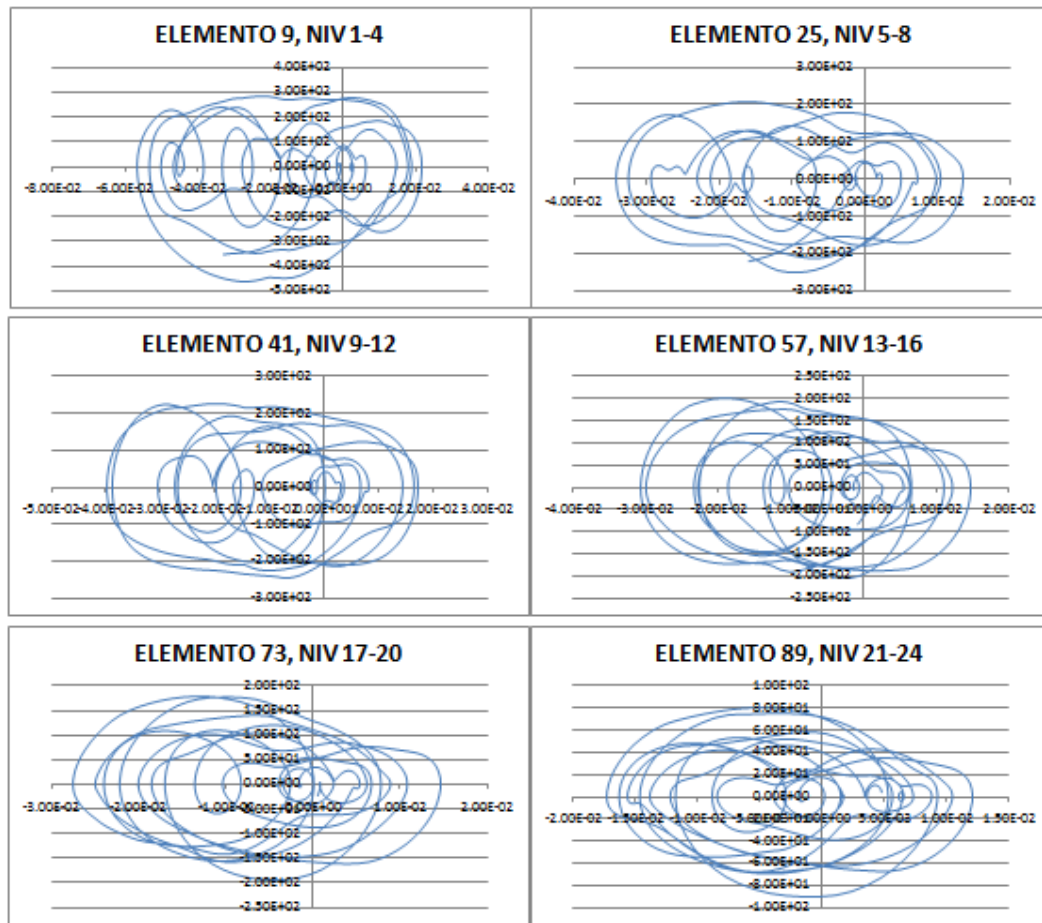
**Figura 4.9** Demandas de rotación plástica para el edificio de veinticuatro pisos: (a) Marco perimetral, (b) Marco central sin amortiguadores viscosos, y (c) Marco central con amortiguadores viscosos.

Es importante hacer notar que, conforme se muestra en la Figura 4.9c, en el caso de los marcos centrales con amortiguadores viscosos, la rotación plástica de las vigas adyacentes a las crujías que soportan a estos dispositivos exhiben rotaciones plásticas que exceden el umbral de 0.005. Estas rotaciones excesivas resultan de los axiales que los dispositivos inducen a sus columnas de soporte, y podrían aliviarse si se articularan las vigas adyacentes a dichas columnas (dichas vigas acoplan el comportamiento a cortante de los marcos con el comportamiento a flexión de los amortiguadores).

Dado que la respuesta dinámica del edificio de veinticuatro pisos satisface en lo fundamental sus condiciones de diseño, se considera exitoso el diseño preliminar del sistema estructural. Una vez logrado esto, se requiere obtener la información que el fabricante requiere para diseñar y construir los dispositivos líquidos viscosos. Por un lado, se requiere la frecuencia a la que van a trabajar los dispositivos, la cual corresponde conforme a lo discutido antes a un periodo de respuesta de dos segundos. Por el otro lado se requieren los ciclos histeréticos que deben desarrollar los dispositivos para el movimiento que genera la mayor deformación lateral en el sistema estructural. La Figura 4.10 resume dichos ciclos (note que se plantea que el tipo de dispositivo cambie cada cuatro pisos).

A partir del ejemplo desarrollado aquí, es posible concluir que el uso de marcos momento-resistentes flexibles complementados con amortiguadores viscosos resulta en una opción atractiva para concebir el sistema estructural de edificios de mediana altura ubicados en la Zona de Lago del Distrito Federal. En particular mientras que el periodo fundamental de vibración del sistema estructural del edificio de veinticuatro pisos es de 3.8 segundos, podría considerarse normal para un sistema estructural tradicional un periodo de 2.4 segundos (número de pisos entre 10). La rigidez lateral implícita en ambos periodos indica que el sistema estructural innovador requiere alrededor de un tercio de la rigidez lateral requerida por un sistema estructural tradicional.





F

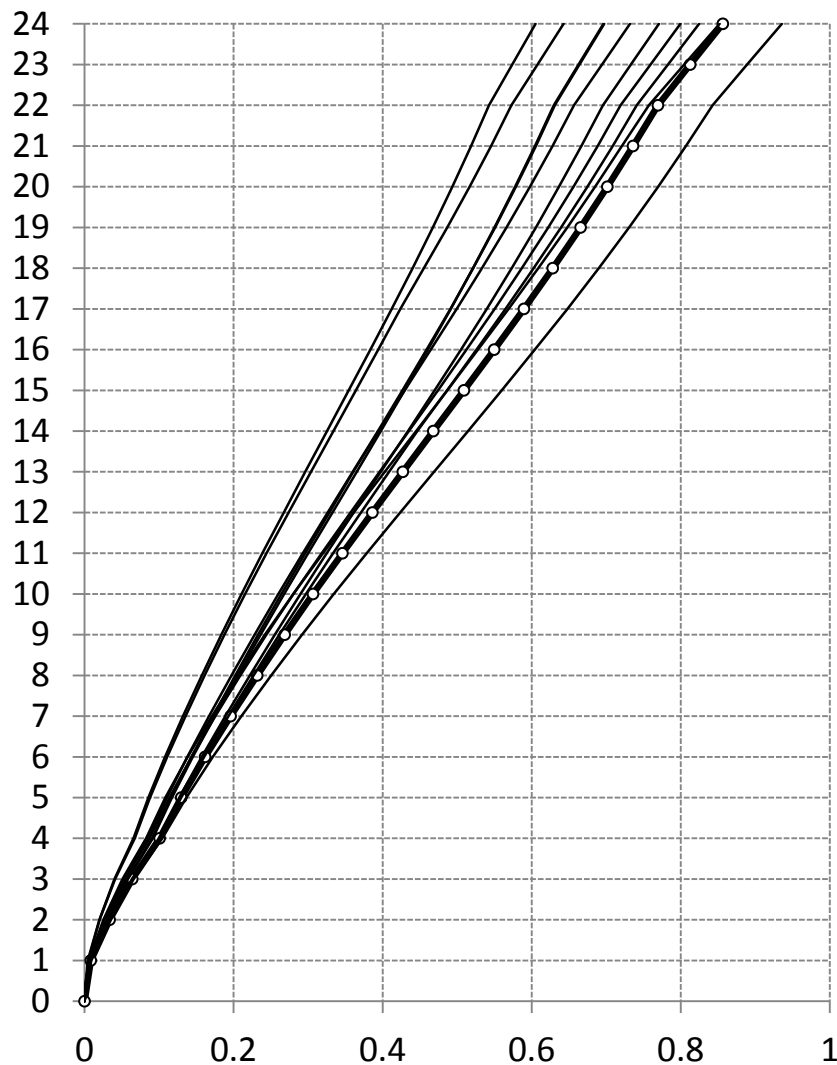
**Figura 4.10** Ciclos histeréticos que deben considerarse para el diseño de los amortiguadores viscosos.

### 4.3. Comparación de edificio Diseño original vs. Diseño con dispositivos viscosos.

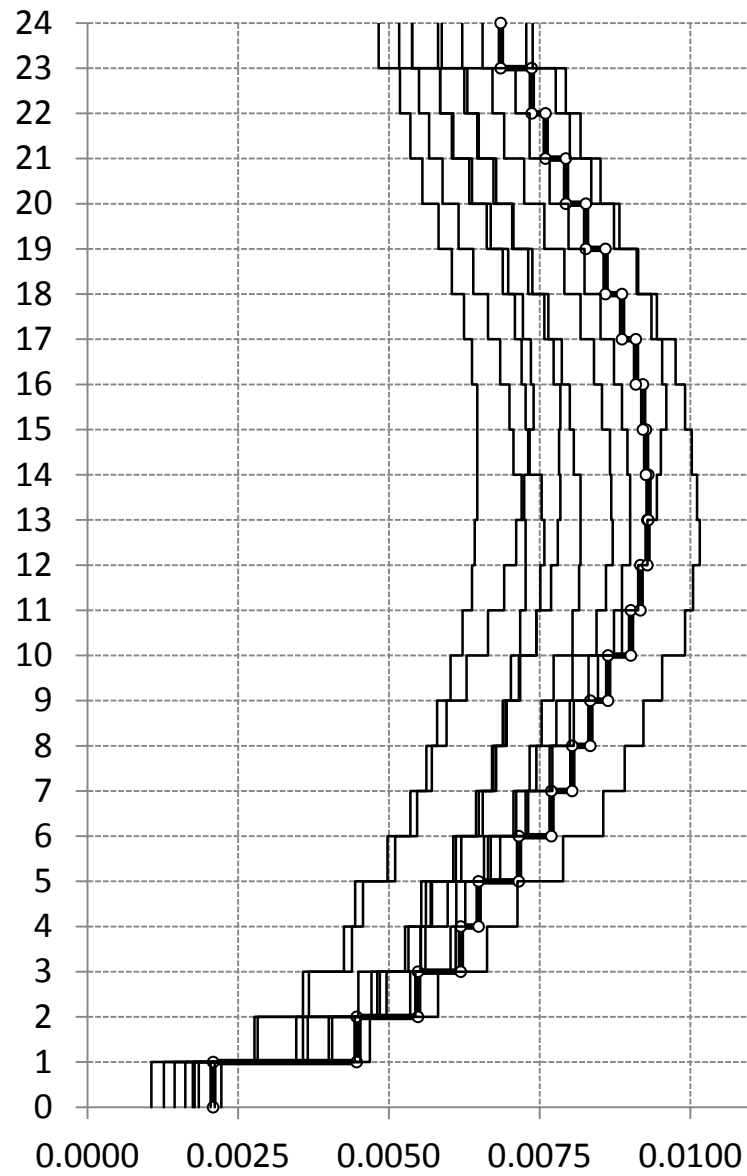
La comparativa directa que se puede hacer entre el diseño original y el diseño con los dispositivos viscosos es en los desplazamientos y distorsiones de entrepiso respectivamente. Como se puede observar en la figura 4.11 se muestran los desplazamientos del Edificio en su diseño original, el valor de la media más una desviación estándar tiene un valor de 85.23 cm. contra los 70.00 cm. que presenta el edificio con los amortiguadores viscosos, nótese que los dos valores son para el nivel de desempeño correspondiente a seguridad de vida. En la figura 4.12 se presentan las



distorsiones de entrepiso para el diseño original, se observa que las distorsiones máximas están alrededor de 0.010, mientras que para el diseño con los amortiguadores viscosos se tienen valores máximos cercanos a 0.008. Se puede concluir que tanto en desplazamiento de azotea como para las distorsiones de entrepiso el edificio se comporta mejor para el diseño con los amortiguadores viscosos.



**Figura 4.11** Demandas de desplazamiento de piso para el edificio de veinticuatro pisos en su diseño original.



**Figura 4.12** Demandas de distorsión de entepiso para el edificio de veinticuatro pisos en su diseño original.

## 5. CONCLUSIONES

Esta tesis propone una metodología de diseño relativamente simple y basada en el control del desplazamiento lateral, para el diseño de una edificación de mediana altura ubicada en la Zona de Lago del Distrito Federal. Dentro del esquema de la metodología, mientras que las dimensiones de las vigas y columnas de los marcos momento-resistentes del edificio se establecen en función del periodo fundamental de vibración para el cual debe diseñarse el sistema estructural del edificio, las propiedades de los dispositivos viscosos se establecen a partir del porcentaje de amortiguamiento viscoso que a nivel global debe exhibir el sistema estructural.

La aplicación de la metodología propuesta a un edificio de veinticuatro niveles ha dado lugar a un diseño adecuado, y a una estructura que es capaz de satisfacer razonablemente los objetivos de diseño planteados para su estado límite de seguridad.

No se estudio el efecto del comportamiento global a flexión en el desempeño y demandas sísmicas de los dispositivos viscosos. A falta de entendimiento de cómo afecta éste comportamiento, se sugiere limitar la aplicación de la metodología a edificios donde estos efectos no sean importantes. Dado que por el momento no se entiende bajo qué circunstancias estos efectos podrían ser importantes, se sugiere no utilizar la metodología en edificios de gran altura.

Algunos puntos a considerar para futuros trabajos de investigación son:

- A) Aplicación a edificios de gran altura. Se sugiere llevar a cabo una serie de estudios que establezca la pertinencia de utilizar la metodología propuesta para el diseño de edificaciones de gran altura. En particular, es importante estudiar el efecto que en el desempeño sísmico de la edificación tiene la componente de desplazamiento lateral que se origina en el comportamiento global a flexión inducido por los dispositivos viscosos. De igual importancia sería estudiar bajo estas circunstancias el comportamiento de las vigas de los marcos momento-resistentes que acoplan el comportamiento global a corte de los marcos con el comportamiento global a flexión de las crujeas que reciben a los dispositivos viscosos.

- B) Aplicación a otro tipo de suelos. Dado que el uso de la metodología propuesta se centró en edificios de mediana altura ubicados en la Zona de Lago del Distrito Federal, resulta de interés estudiar su posible aplicación para edificaciones desplantadas en otros sitios de terreno. De particular interés resulta dentro de este contexto plantear métodos simples para estimar la frecuencia de movimiento de dichas edificaciones.
- C) Confiabilidad Estructural. Resulta conveniente resolver el sistema estructural de una edificación con una propuesta innovadora basada en el uso de marcos momento-resistentes complementados con disipadores viscosos, y una propuesta tradicional que considere el uso de marcos y contravientos tradicionales. Una vez establecidas ambas propuestas, sería de gran interés estimar y comparar su confiabilidad estructural.
- D) Costos. Resulta conveniente resolver el sistema estructural de una edificación con una propuesta innovadora basada en el uso de marcos momento-resistentes complementados con disipadores viscosos, y una propuesta tradicional que considere el uso de marcos y contravientos tradicionales. Una vez establecidas ambas propuestas, sería de gran interés estimar y comparar su costo (tanto directo como proyectado hacia futuro).

## BIBLIOGRAFÍA

- Aguiar F.R., (2006) **“Dinámica de Estructuras con MATLAB”**, CEINCI – ESPE
- Aiken I.D. and Kelly J.M.(1990), **“Earthquake simulator testing and analytical studies of two energy-absorbing systems for multistory structures”**, Report No. UCB/EERC-90/03, University of California, Berkeley.
- Arroyo-Espinoza D, Terán A, (2003) **“Strength reduction factors for ductile structures with passive energy dissipating devices”**, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol.7, No. 2, pp 297-325, Imperial College Press.
- Bertero V, Anderson J, Krawinkler H, Miranda E, (1991), **“Design Guidelines for Ductility and Drift Limits”** Report No. UCB/EERC-91/15 July 1991, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California at Berkeley.
- Bertero R.D. and Bertero V.V., (1992). **“Tall Reinforced Concrete Buildings: Conceptual Earthquake-Resistant Design Methodology”**, Report No. UCB/EERC-92/16, University of California, Berkeley.
- Chopra A.K., (2003) **“Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering”**, Prentice Hall International Series. 3<sup>rd</sup> Ed.
- Coéto G, (2008), **“Control de la respuesta sísmica de edificios altos por medio de un sistema de contravientos desadheridos”**, Tesis de Maestría, Universidad Autónoma Metropolitana.
- Comité de la Base Nacional de Datos de Sismos Fuertes (2007), **“Base Mexicana de Sismos Fuertes”**, CD-ROM Vol. 2, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica.
- Constantinou M.C. and Symans M.D., (1992) **“Experimental and Analytical Investigation of Seismic Response of Structures with Supplemental Fluid Viscous Dampers”**, Report No. NCEER-92-0032, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York.
- Constantinou M.C. and Filiatrault A, (2006) **“Principles of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation”**, IUSS PRESS, Pavia - Italy.
- G.D.F. (2004), **“Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo”**, Gaceta Oficial del Distrito Federal, 6 Octubre de 2004.
- G.D.F. (2004), **“Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas”**, Gaceta Oficial del Distrito Federal, 6 Octubre de 2004.
- Gómez Soberón C, (2009) **“Notas del Curso de Dinámica Estructural”**, Universidad Autónoma Metropolitana - Azcapotzalco.

Hwang J-S., (2003) **“Seismic Design of Structures with Viscous Dampers”**, *International Training Programs for Seismic Design of Building Structures, National Science Council.*

Miranda E, (2001) **“Estimation of inelastic deformation demands os SDOF systems”**, *Journal of Structural Engineering, Vol.127, No. 9, September 2001. ASCE.*

NEHRP (1997), **“Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. FEMA 273”**, *BSSC Seismic Rehabilitation Project. Washington, D.C. October.*

Prakash V., Powell G.H., Campbell S. (1993), **“DRAIN-2DX Base program description and user guide”**, *Report UCB/SEMM-93/17, University of California at Berkley.*

Park Y.J. and Ang A.H. (1985). **“Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete”**. *Journal of Structural Engineering (ASCE); 111(ST4):740–757.*

Qi X and Moehle J.P.(1991), **“Displacement design approach for reinforced concrete structures subjected to earthquakes”** *Report No. UCB/EERC-91/02, University of California at Berkeley.*

Reyes S.C., (2000), **“El estado límite de Servicio en el diseño Sísmico de Edificios”**, *Tesis Doctoral, Universidad Nacional Autónoma de México.*

Ruíz S.E., (2002) **“Algunas Recomendaciones para el Diseño de Edificios con Disipadores de Energía”**, *Memorias, VII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, Cuernavaca, CD-ROM.*

SEAOC (1995) **“Performance based seismic engineering of buildings”**, *Vision 2000 Committee.*

SIRVE (2007), **“Información Técnica, Disipación de Energía”**, [www.sirve.cl](http://www.sirve.cl).

Taylor Devices Inc., Comunicación e-mail, [www.taylordevices.com](http://www.taylordevices.com).

Tena Colunga A, (2003) **“Disipación Pasiva de Energía en México: Un Estado del Arte”**, *VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Barquisimeto, Venezuela, Noviembre 2003.*

Tena Colunga A, (2010) **“Notas del Curso de Sistemas de control de la respuesta sísmica”**, *Universidad Autónoma Metropolitana - Azcapotzalco.*

Terán-Gilmore A. (2003), **“Diseño por Desempeño: Antecedentes, Conceptos generales y Perspectivas”** VII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, Cuernavaca, Morelos.

Terán-Gilmore, A (2004), **“On the use of spectra to establish damage control in regular frames during global predesign”**, *Earthquake Spectra, 20(3), 1-26.*

Terán-Gilmore A and Jirsa J.O., (2005) **“A Damage Model for Practical Seismic Design that Accounts for Low Cycle Fatigue”**, *Earthquake Spectra Vol.21, p.803-832, Earthquake Engineering Research Institute.*

Terán-Gilmore A and Jirsa J.O., (2005) **“Energy Demands A Damage Model for Practical Seismic Design that Accounts for Low Cycle Fatigue”**, *Earthquake Spectra Vol.21, p.803-832, Earthquake Engineering Research Institute.*

Terán-Gilmore A and, Simon R, (2008), **“Use of constant cumulative ductility spectra for performance-based design of ductile frames”** *VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Artículo VI-02.*

Terán-Gilmore A, (2009) **“Notas del Curso de Diseño Sismo Resistente”**, *Universidad Autónoma Metropolitana - Azcapotzalco.*

Trifunac M D and Brady A.G. (1975), **“A study on the duration of strong earthquake ground motion”**, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 65, No. 3, pp. 581-626.

Wada, Huang, Bertero, (2004), **“Earthquake engineering: From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering”**, *Chapter 10th, “Innovative Strategies in Earthquake Engineering”*