

01161 (12)



Universidad Nacional Autónoma de México

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO FACULTAD DE INGENIERÍA

**CASOS EN QUE LOS DISIPADORES DE
ENERGÍA CONSTITUYEN UNA MEJOR
OPCIÓN QUE LOS CONTRAVIENTOS
PARA REFORZAR EDIFICIOS**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA
(E S T R U C T U R A S)

P R E S E N T A
MARCO ANTONIO MONTIEL ORTEGA

DIRECTORA DE TESIS: DRA. SONIA E. RUÍZ GÓMEZ



MÉXICO, D.F.
CIUDAD UNIVERSITARIA, OCTUBRE DEL 2001

**ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA**

297352



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERIA

UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

RECIBÍ COPIA DE

() TRABAJO ESCRITO

(XX) TESIS

DESARROLLADO POR EL ALUMNO: MARCO ANTONIO MONTIEL
ORTEGA

PARA PRESENTAR EXAMEN:

() DE ESPECIALIZACION

(XX) DE GRADO

EN INGENIERIA: (ESTRUCTURAS) 490

FIRMA FECHA

PRESIDENTE:	DR. LUIS ESTEVA MARABOTO	<i>[Signature]</i>	29.08.01
VOCAL:	DRA. SONIA RUIZ GOMEZ	<i>[Signature]</i>	29.08.01
SECRETARIO:	DR. ORLANDO JAVIER DIAZ LOPEZ	<i>[Signature]</i>	29/08/2001
SUPLENTE:	DR. EDUARDO REINOSO ANGULO	<i>[Signature]</i>	2/sep/2001
SUPLENTE:	DR. AMADOR TERAN GILMORE	<i>[Signature]</i>	03/09/2001

APROBACION DEL TRABAJO DE TESIS POR EL DEPARTAMENTO _____

BJS*yoc

Dedicatorias

- A mis padres:

Miguel Montiel Encarnación y Ma. Elena Ortega Chávez.

**Verdadero símbolo de honradez, dignidad, sencillez
y espíritu de lucha, con respeto y cariño.....**

**Cuando estoy lejos siento su ausencia,
y añoro sus consejos, pero sé que están ahí
y que viven dentro de mí.**

**Que mis triunfos también los gozan
y disfrutan mucho, y que mis fracasos
les causan tristeza.**

**Pero dentro de mí, esta la semilla que dejaron
y que ha germinado, es la de la lucha,
la de la constancia, es la de jamás rendirme
ante los embates de la vida.**

**Pido a Dios no defraudarlos
y llevar siempre conmigo sus consejos
y sus extraordinarios ejemplos y enseñanzas.**

**Aunque cuando no los veo, siento su presencia
y eso me causa gran gozo.**

**Te doy gracias Señor,
porque aun los mantienes cerca de mí.**

Dios los guarde por toda eternidad.....

-
- A mis hermanos:

Alma Delia

Angélica Azucena

Miguel Angel

José Alfredo

Victor Manuel

Juan Pablo

Rita Rocío

César Agustín

Porque Dios nos dio la oportunidad de formar una hermosa familia.

El éxito en la vida
no es lograr
lo que se busca,
sino estar bien
con nuestra conciencia
por haber hecho
todo lo posible
para alcanzar
lo que buscamos.

Stenberg



Contenido

	Pág.
RESUMEN.....	iv
1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Planteamiento del Problema.....	2
2 GENERALIDADES DEL REFUERZO DE ESTRUCTURAS.....	4
2.1 Conceptos generales del refuerzo estructural de edificios de concreto reforzado.....	5
<i>2.1.1 Elementos de reparación y/o refuerzo.....</i>	<i>6</i>
2.1.1.1 Elementos disponibles para refuerzo.....	6
2.1.1.1.1 Muros de concreto.....	6
2.1.1.1.2 Encamisado.....	6
2.1.1.1.3 Contravientos.....	7
2.1.1.1.4 Dispositivos disipadores de energía.....	8





2.1.2	<i>Generalidades del refuerzo de estructuras</i>	9
2.1.3	<i>Generalidades para el diseño del refuerzo de estructuras con dispositivos disipadores de energía sísmica</i>	11
2.1.3.1	Sobre el diseño del conjunto estructura – sistema disipador.....	11
2.1.3.2	Sobre el diseño de los sistemas disipadores de energía.....	13
2.1.3.3	Pruebas a los disipadores de energía en laboratorio.....	13
2.1.3.4	Colocación de los disipadores.....	14
3	DESCRIPCIÓN DE LOS MARCOS EN ESTUDIO	16
3.1	Introducción	16
3.1.1	<i>Descripción del problema</i>	17
3.1.2	<i>Consideraciones para el modelado de los marcos</i>	17
3.2	Marcos sin reforzar	17
3.3	Descripción del movimiento sísmico de diseño	20
3.4	Refuerzo de los marcos en estudio	22
3.4.1	<i>Marcos reforzados con contravientos concéntricos</i>	22
3.4.1.1	Consideraciones para el refuerzo.....	22
3.4.1.2	Dimensiones y arreglo final de los contravientos.....	23
3.4.2	<i>Marcos reforzados con disipadores</i>	25
3.4.2.1	Consideraciones para el diseño.....	25
3.4.2.2	Disipador de energía tipo solera en forma de “U”.....	26
3.4.2.3	Número de disipadores instalados y arreglo final de los dispositivos.....	30
3.5	Distorsiones de entrepiso de los marcos	32
3.6	Análisis estático no lineal (“pushover”)	34
3.6.1	<i>Curvas cortante basal -vs- desplazamiento de azotea de los marcos (“push over”)</i>	36
4	RESPUESTA ESTRUCTURAL DE LOS MARCOS	40
4.1	Generalidades sobre el comportamiento dinámico de las estructuras	40
4.2	Periodo fundamental inicial y fuerza cortante demandado en la base	41
4.3	Nivel de ductilidad desarrollado por los marcos	44
4.4	Fuerzas axiales máximas en las columnas extremas de la base del edificio	46





4.5	Distorsiones máximas de entrepiso y desplazamientos totales demandados en los marcos	49
4.5.1	<i>Justificación sobre la tendencia de los desplazamientos máximos</i>	51
4.6	Rotaciones de las articulaciones plásticas acumuladas en los marcos con disipadores.....	52
5	SISTEMAS EQUIVALENTES DE UN GRADO DE LIBERTAD (SE1GDL)	54
5.1	Estudios previos sobre el uso de sistemas equivalentes.....	55
5.2	Sistemas equivalentes de 1GDL para los marcos sin reforzar.....	57
5.2.1	<i>Modelos de comportamiento histerético usados en este estudio</i>	58
5.2.1.1	Modelo bilineal.....	58
5.2.1.2	Modelo de Takeda con degradación de rigidez	60
5.2.2	<i>Comportamiento histerético y ductilidades globales demandadas por los marcos sin reforzar para los SE1GDL y los SMGDL</i>	63
5.3	Sistemas equivalentes de 1GDL para los marcos reforzados con disipadores.....	67
5.3.1	<i>Modelo representativo del SE1GDL con disipadores</i>	67
5.3.2	<i>Comportamiento histerético y ductilidades globales demandadas por los marcos con disipadores para los SE1GDL y los SMGDL</i>	69
6	CONCLUSIONES	73
7	OBSERVACIONES FINALES Y RECOMENDACIONES	78
	REFERENCIAS	79

AGRADECIMIENTOS





1

Introducción

Un diseñador estructural puede escoger entre varias formas de reparación basándose en su experiencia y juicio ingenieril, algunas de estas pueden ser: refuerzo o rigidez estructural global, modificación local de componentes, eliminación de irregularidades existentes, reducción de la masa, etc. Algunas soluciones *no convencionales* han sido recientemente agregadas a esta lista. Estas soluciones incluyen por ejemplo: *aislamiento sísmico, disipación de energía complementaria, amortiguadores de masa resonante o una combinación de ellos*. Debido a que éstas son relativamente nuevas formas de solución en la práctica ingenieril, la mayoría de los diseñadores tienen poca experiencia sobre su diseño y también poca sensibilidad sobre cuando escoger una de éstas y además que sea la mejor solución. Esta tesis ilustra algunas condiciones para las cuales la disipación complementaria de energía es una mejor alternativa que una solución basada en elementos de contravientos concéntricos.

Por supuesto, la decisión de usar dispositivos disipadores de energía sísmica u otro tipo de solución para reparación, debe basarse además del desempeño sísmico estructural de los sistemas, en los gastos económicos que ésta ocasione (instalación de elementos disipadores, mantenimiento, costos de reparación, etc). Este trabajo trata sólo con el desempeño estructural esperado.





Una variable que influye en la decisión del uso de disipadores de energía pasiva o elementos de contravientos es el tipo de dispositivo disipador a ser instalado. Alguno de estos dispositivos tienen curvas fuerza-deformación que dependen de *la velocidad y la frecuencia de la excitación*, mientras que otros dependen solamente de *su desplazamiento relativo*. Este estudio trata con los últimos, los cuales incrementan la resistencia y rigidez global de las estructuras a las cuales se añaden.

Otras variables que influyen fuertemente sobre la decisión de las estrategias de reparación empleadas son:

1. Las características espectrales de las excitaciones sísmicas esperadas.
2. Las propiedades dinámicas de los sistemas que resulten de la alternativa de reparación seleccionada, y
3. Los valores relativos de las frecuencias naturales de estos sistemas y las frecuencias dominantes de las excitaciones mencionadas anteriormente. En este trabajo se pone atención particular a este punto.

Otra contribución de esta tesis es representar aproximadamente el comportamiento de *un sistema de múltiples grados de libertad (SMGDL)* de un marco reforzado, por medio de un *sistema equivalente de un grado de libertad (SE1GDL)* compuesto por una masa y dos elementos no lineales actuando en paralelo.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Se supone que se requiere reforzar un edificio cuyas distorsiones máximas de entrepiso son mayores que las especificadas por el reglamento de construcciones vigente. Se supone también que las propiedades de resistencia de la estructura son satisfactorias.

En el capítulo 2 se comenta de manera general sobre el refuerzo estructural de edificios de concreto reforzado. Se presentan varios elementos disponibles para el refuerzo de estructuras que han sido dañadas por sismos o cuando se requiere cumplir con disposiciones de seguridad estructural de reglamentos vigentes, algunos de estos son: muros de concreto, encamisado de elementos estructurales, contravientos, disipadores de energía sísmica, etc.

En el capítulo 3 se consideran dos alternativas de refuerzo a fin de reducir las distorsiones de entrepiso que le demanda el sismo registrado en la Secretaría de Comunicaciones y Transporte el 19 de septiembre de 1985 (SCTEW-85), el cual se considera como el sismo de diseño, estos refuerzos son: 1) el uso de elementos de contravientos concéntricos y 2) la instalación de dispositivos disipadores de energía sísmica en forma de "U" en la estructura. Las consecuencias esperadas de estas soluciones sobre el comportamiento estructural de los sistemas reforzados son las siguientes:





1. El edificio reforzado con elementos de contravientos reducirá su periodo fundamental de vibración con respecto a la estructura original. El alto valor de la resistencia de fluencia de los elementos de contravientos puede dar lugar a un cortante en la base grande.
2. El edificio reforzado con disipadores reducirá su periodo fundamental, pero no tanto como el reforzado con contravientos. La resistencia de fluencia de los dispositivos disipadores, la cual es más pequeña que la de los contravientos, conducirá a un cortante en la base menor que el correspondiente a una estructura reforzada con contravientos.

Es importante evaluar el cortante y las fuerzas axiales actuando en la base del edificio. La decisión del tipo de refuerzo a ser seleccionado dependerá, entre otros factores, de la magnitud de éstas fuerzas.

En el capítulo 4 se estudia cuantitativamente el desempeño esperado de cada refuerzo mediante un análisis dinámico no lineal paso a paso ante el sismo de SCTEW-85 de tres marcos de concreto reforzado. Sus periodos fundamentales de vibración son corto, intermedio y largo, respectivamente ($T_0 = 1s, 2s$ y $3s$), comparado con el periodo dominante del movimiento sísmico del suelo de banda angosta ($T_g = 2s$). Se pone atención particular al periodo fundamental de vibración de las estructuras originales y reforzadas, al cortante en la base desarrollado en los marcos, a la demanda de ductilidad de desplazamiento global de los sistemas y a la fuerza axial máxima que se induce en la cimentación. También se analizan los desplazamientos de azotea y las distorsiones de entrepiso desarrolladas en los marcos.

En el capítulo 5 se analizan los SEIGDL de los marcos sin reforzar y de los marcos reforzados con disipadores. En este capítulo se aplica un método aproximado para obtener las propiedades de los sistemas equivalentes con disipadores. Se muestran también, las magnitudes de las demandas de ductilidad global de los SEIGDL, de las cuales se demuestra que dependen fuertemente del modelo de comportamiento estructural supuesto.





2

Generalidades del refuerzo de estructuras

Después del gran sismo del 19 de septiembre de 1985 ($M=8.1$), los primeros informes señalaban aproximadamente 1500 edificios severamente dañados; posteriormente, este número se incrementó debido a que se descubrieron daños mayores a los inicialmente observados y a que las autoridades de la ciudad dispusieron que todos los edificios catalogados como grupo "A" deberían cumplir con la reglamentación sísmica actual. El número de construcciones por rigidizarse o reforzarse ha resultado muy grande, tanto es así que aún hoy, a dieciséis años de aquellos grandes sismos, muchas construcciones están en proceso de reparación y otras esperan ser reparadas.

El año de 1985 fue un parteaguas para la ingeniería sísmica en México. A partir de este año, se cobró plena conciencia de la enorme importancia de la adecuada aplicación de esta disciplina en el diseño de toda construcción civil en zonas sísmicas. Debido a los macrosismos de este año se perdieron un gran número de vidas humanas y una cantidad enorme de los recursos materiales del país tuvieron que ser invertidos para la renovación de las zonas afectadas.

A partir de entonces, la atención se centró en gran medida, en innovar técnicas de refuerzo y a actualizar las existentes (Iglesias, et al, UAM). Varias instituciones públicas y





privadas se dieron la tarea de reforzar edificios dañados por los temblores o de reforzar edificios para que cumplieran con las nuevas disposiciones reglamentarias.

Los coeficientes sísmicos especificados en el *Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1976* (RCDF76) se aumentaron en las *Normas de Emergencia* emitidas en 1985, mismos que se conservaron en el siguiente reglamento publicado por el *Diario Oficial* en 1987. Dichos coeficientes sísmicos son los que se estipulan en el reglamento vigente (RCDF93). Por otro lado, las disposiciones referentes al coeficiente de comportamiento sísmico (Q) se volvieron más exigentes. Actualmente, la propuesta de las nuevas NTC para diseño por sismo del 2001 tienen algunas variantes con respecto de las del RCDF93. En la parte del cuerpo principal de éstas, la diferencia más notable es que se hace una subdivisión más precisa de la zona de terreno compresible, quedando ahora con las zonas IIIa, IIIb, IIIc y III d, de acuerdo a los periodos de vibración dominantes reportados en cada una de ellas. En la parte del Apéndice A se permiten reducciones por efectos de sobrerresistencia y de ductilidad (Q'); se aplica sólo para los diseños de las zonas de transición y compresible. En dicho apéndice también se permite revisar la rigidez lateral de la estructura ante una condición de servicio y otra de colapso.

Debido a los cambios en el reglamento y a los daños producidos por temblores ha sido necesario reforzar los edificios usando algunas de las alternativas de refuerzo, como son: elementos de contravientos, muros de rigidez, encamisado de elementos estructurales, etc.

Una de las técnicas de refuerzo que ha despertado gran interés es el uso de dispositivos disipadores de energía sísmica. En la cd. de México ya se han reforzado varios edificios con disipadores de energía, tales como:

- Edificio de la calle de Izazaga # 38-40.
- Edificio del Hospital de Cardiología, perteneciente al Centro Médico Siglo XXI.
- Edificio perteneciente al IMSS, en Reforma # 476 y
- Hospital 20 de noviembre del ISSSTE.
- Edificio de Conasupo

Los primeros tres fueron reforzados con disipadores tipo ADAS, el penúltimo con disipadores de fricción en sus diagonales y el último con placas rectangulares de acero a flexión.

2.1 CONCEPTOS GENERALES DEL REFUERZO ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO

Si se toma la decisión de reforzar una estructura existente, entonces dicha intervención debe ser contundente. Esto es, el proyectista no debe caer en la tentación de hacer cambios





menores para rehabilitar la estructura. Por lo general la decisión de reforzar una estructura se basa en la necesidad de que se replantee el diseño original de la misma, y el proyectista debe hacer todo lo posible por proporcionarle un sistema estructural y propiedades mecánicas que le permitan tener un comportamiento adecuado (Terán, 1997).

2.1.1 ELEMENTOS DE REPARACIÓN Y/O REFUERZO

2.1.1.1 Elementos disponibles para refuerzo

Algunos de los elementos disponibles para el refuerzo de estructuras son los siguientes:

2.1.1.1.1 Muros de concreto

Una de las técnicas más utilizadas para la rigidización y refuerzo de estructuras existentes consiste en la adición de muros de concreto.

El comportamiento de los muros de concreto depende principalmente de su relación de esbeltez. Los efectos de flexión dominan el comportamiento de muros esbeltos mientras que en muros con relación altura/ancho pequeña los efectos de cortante son muy importantes.

2.1.1.1.2 Encamisado

Existen varias opciones para el encamisado de elementos de concreto, siendo la más usual la de envolver a la sección existente con una camisa de concreto reforzada con malla electrosoldada o con acero longitudinal y transversal. Dependiendo de cómo se encamisen los elementos estructurales existentes, es posible obtener incrementos de resistencia y rigidez, y/o de capacidad de deformación (ductilidad) de la estructura.

El uso más común del encamisado se da en estructuras con marcos resistentes a momentos, encamisándose, en la mayoría de los casos, tanto las vigas como las columnas de la estructura. En estructuras basadas en losa plana el incremento de rigidez obtenido al encamisar las columnas y algunas nervaduras suele ser insuficiente, por lo que en estos casos suele recurrirse al empleo de muros de concreto o contravientos metálicos.

En caso de que los elementos existentes exhiban daño importante, es conveniente restaurarlos antes de encamisarlos. Se sugiere dimensionar y detallar la camisa siguiendo los lineamientos de diseño que se establecen en las Normas Técnicas Complementarias (NTC) de Concreto.

Debido a que la camisa incrementa la sección transversal de los elementos existentes sin modificar su dimensión longitudinal, en algunas ocasiones y sobretodo en el caso particular





del encamisado de columnas, el diseño de la camisa debe contemplar los lineamientos de diseño de elementos de gran peralte, cuyo comportamiento varía con respecto al de elementos esbeltos (Terán, 1997).

2.1.1.1.3 Contravientos

El empleo de diagonales de acero para reforzar estructuras con marcos de concreto reforzado, es una solución que se aplica comúnmente.

Con la aplicación de este sistema de refuerzo en estructuras, se pretende mejorar la *rigidez* de la construcción ante la acción de las fuerzas horizontales; así como aumentar la *resistencia* y *capacidad* de la estructura, logrando disminuir la magnitud de los efectos de flexión y cortante en los elementos de la estructura.

Ventajas y Desventajas

En muchas ocasiones, el uso de contraventeo metálico es una opción atractiva desde los puntos de vista estructural y no estructural. Dentro de las *ventajas* estructurales están las siguientes:

1. *Compatibilidad de rigideces.* Cuando se plantea un sistema de refuerzo basado en contravientos metálicos, es posible manejar un amplio rango de rigideces laterales. Este hecho lo constituye en un esquema eficiente, ya que casi siempre es posible configurar un sistema de contravientos con una rigidez lateral comparable a la de la estructura existente.
2. *Cargas en la cimentación.* En muchos casos es posible configurar al sistema de contravientos para que distribuya la carga de una manera más o menos uniforme en la cimentación existente, de manera que se evite el refuerzo de ésta última.
3. *Poco peso.* La adición de contravientos añade poca masa reactiva a la estructura.

Entre los atractivos *no estructurales*, pueden mencionarse los siguientes:

4. *Proceso constructivo limpio.* Por lo general, la incorporación de los contravientos a la estructura existente no requiere del colado de concreto fresco.
5. *Iluminación.* Los contravientos no bloquean el paso de la luz solar al interior de la estructura.

El adicionar un conjunto de contravientos a una estructura de concreto ya existente, presentan algunas *desventajas* como son:





1. Lograr una conexión, capaz de transmitir solamente las fuerzas de compresión o de tensión que se producen en las diagonales de refuerzo.
2. Evitar que, por deficiencia de la conexión, se produzcan fuerzas cortantes en las trabes o columnas que concurran al nudo.
3. Lograr que la construcción de la conexión sea fácil y económica.
4. Se pueden transmitir cargas en la cimentación que den lugar a que ésta se refuerce.

Tipos de contraventeo

Existen diferentes elementos que pueden ser utilizados para el contraventeo de una estructura. Algunos de estos trabajan tanto a tensión como a compresión, mientras que otros, a tensión exclusivamente. En el primer caso los elementos poseen una rigidez axial elevada (perfiles estructurales, tubos de acero, secciones cajón, etc.) mientras que en el segundo, poseen poca rigidez axial (cables). En general, los elementos robustos de acero pueden utilizarse en cualquier caso, mientras que los cables son más aplicables en estructuras bajas.

2.1.1.1.4 Dispositivos disipadores de energía sísmica

La mayor parte de los códigos de diseño sísmico señalan que las estructuras deben ser capaces de absorber las demandas extraordinarias que provocan los temblores, incursionando dentro del rango inelástico de sus materiales; es decir, haciendo uso de las reservas últimas de la estructura. Dicha filosofía de diseño implica que, en el caso de sismos fuertes, las estructuras admitan ciertos daños sin llegar al colapso, toda vez que la forma más común para que se disipe la energía liberada por los sismos es mediante el trabajo inelástico de sus elementos estructurales.

Las nuevas tecnologías han encontrado conveniente que la disipación de energía durante un sismo sea desarrollada por elementos independientes de la estructura, en los cuales se concentre el daño y éste sea totalmente controlable.

En México como en todo el mundo, existen pocas recomendaciones normativas sobre el diseño sísmico de edificios con disipadores. La mayoría de las normas permiten utilizar disipadores de energía con la condición de que los diseños sean aprobados por las autoridades correspondientes.

En la sección 4 (Reducción de Fuerzas Sísmicas) de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (1995) se establece:





“Cuando se adopten dispositivos especiales capaces de disipar energía por amortiguamiento o comportamiento inelástico, podrán emplearse criterios de diseño sísmico que difieran de los aquí especificados, pero congruentes con ellos, si se demuestran a satisfacción del Departamento tanto la eficacia de los dispositivos o soluciones estructurales como la validez de los valores del amortiguamiento y de Q' que se propongan.”

Para el análisis de estos edificios comúnmente se parte de un prediseño el cual se va afinando mediante iteraciones usando análisis dinámicos no lineales.

Las *ventajas* que en general ofrece un disipador de energía son:

1. Capacidad de disipación de energía.
2. Control de deformaciones en un intervalo no lineal.
3. Rigidez inicial y resistencia que puede contrarrestar deflexiones desfavorables por servicio.

El concepto básico es que la energía se disipe a través del trabajo mecánico de estos dispositivos y no por el comportamiento dúctil de los elementos de la estructura.

La función de un disipador de energía es incrementar el amortiguamiento hysterético en la estructura.

La relación básica de energía de la estructura está dada por la siguiente ecuación:

$$E_I = E_K + E_S + E_\xi + E_H$$

Donde:

- E_I = Energía sísmica de entrada.
- E_K = Energía cinética en la estructura.
- E_S = Energía de deformación elástica de la estructura.
- E_ξ = Energía de amortiguamiento viscoso.
- E_H = Energía de amortiguamiento hysterético.

El objetivo es incrementar E_H tal que para una E_I dada, la energía de deformación elástica en la estructura sea minimizada. Esto significa que la estructura experimenta deformaciones menores a aquellas que tendría si no tuviese disipadores.

2.1.2 GENERALIDADES DEL REFUERZO DE ESTRUCTURAS

El diseño sísmico de cualquier estructura es un problema muy complicado. Por esto, aquí se simplificará para facilitar la presentación.





Existen cuatro propiedades de una estructura que tienen mucha relevancia en su comportamiento ante excitaciones sísmicas. Tres de estas, su resistencia lateral, su rigidez lateral y su capacidad de deformación son características mecánicas de la estructura, mientras que la cuarta, la masa. Por tanto, el primer paso que un proyectista debe emprender como parte de un proyecto de refuerzo estructural es estimar la masa de la estructura y las características mecánicas mencionadas, así como su distribución en planta y elevación. Con estas estimaciones, el proyectista debe tratar de entender la interacción de estas propiedades con la excitación sísmica, que llevó (o tiene el potencial de llevar) a la estructura a un mal comportamiento sísmico. Parte esencial de la estimación de las tres características mecánicas mencionadas con anterioridad es la identificación del sistema estructural del edificio existente, si es que existe alguno, y el tratar de entender lo mejor posible el planteamiento estructural original de la misma.

Con este entendimiento, el proyectista debe plantear un esquema de refuerzo que permita a la estructura tener un comportamiento sísmico adecuado. Esto es, el diseñador debe contemplar cómo los elementos de refuerzo modifican la rigidez, resistencia, capacidad de deformación, y en su caso la masa reactiva de la estructura existente; y cómo estos cambios impactan la respuesta estructural. Es en este sentido que la intervención que el proyectista hace en la estructura existente durante el proyecto de refuerzo estructural debe ser contundente. En otras palabras el diseñador debe hacer lo necesario para que la modificación de estas propiedades lleven a la estructura a un comportamiento adecuado. Dentro de este contexto se da otra problemática importante, que consiste en la dificultad del proyectista por predecir o evaluar el comportamiento sísmico de la estructura reforzada. Dada esta dificultad, se requiere que el proyectista contemple planteamientos estructurales de refuerzo que sean regulares y simples.

Dentro del planteamiento del sistema de refuerzo, el diseñador debe plantearse cómo es que la estructura existente va a contribuir al desempeño de la estructura reforzada. Puede ser que la estructura existente no sea aprovechable para resistir las cargas sísmicas, en cuyo caso será deseable desconectarla totalmente del sistema estructural sismorresistente. En otras ocasiones, será deseable tratar de obtener la mayor contribución posible del sistema estructural existente. Otra consideración importante para el refuerzo de la estructura es que en muchos casos existen circunstancias ajenas a las técnicas, como cuestiones sociales, económicas y políticas, que acaban teniendo más peso en la solución planteada.

A partir de un estudio realizado en la Universidad Autónoma Metropolitana, fue posible identificar que en los proyectos de refuerzo estructural que se emprenden en la Cd. de México, por lo regular se obtienen incrementos de resistencia que oscilan entre el 50 al 100% de la resistencia de la estructura existente, e incrementos de rigidez del 100 al 400% de la rigidez original (Terán, 1997). Por lo tanto, es aconsejable que el proyectista considere durante sus proyectos de refuerzo, incrementos de resistencia y rigidez que se encuentren dentro o cerca de los rangos anteriores. Dado que la capacidad de deformación no es una





propiedad que se maneje explícitamente en la normatividad actual, no existen estadísticas al respecto.

El tipo de sistema estructural que debe plantearse para el refuerzo de una estructura existente depende de cuáles de las tres características mecánicas de la estructura (rigidez, resistencia y capacidad de deformación) deben modificarse, y de la magnitud de dichas modificaciones. Por desgracia, la capacidad de deformación de la estructura no es un parámetro que se maneje explícitamente dentro del contexto de la normatividad actual, y en este sentido, es difícil manejarla como parámetro de diseño. En general, si se requiere un aumento considerable de resistencia e incrementos moderados de rigidez (sin pérdida importante de la capacidad de deformación) se sugiere que el proyectista contemple el encamisado de la estructura existente. Para un incremento moderado de la resistencia y rigidez, se recomienda recurrir al uso de contraventeo metálico. Cuando se requiera un incremento importante de la rigidez en combinación con un incremento moderado de la resistencia, se aconseja recurrir al uso de muros de concreto. Es importante notar que el uso de contravientos y muros para el refuerzo de estructuras originalmente dúctiles suele resultar en una pérdida de la capacidad de deformación de las mismas. Cuando el problema se centre alrededor de un aumento importante de la capacidad de deformación de la estructura, se sugiere estudiar el problema con calma (Terán, 1997). Cuando se requiera de un aumento importante del amortiguamiento histerético sin recurrir a la ductilidad del marco, puede recurrirse al uso de dispositivos disipadores de energía.

2.1.3 GENERALIDADES PARA EL DISEÑO DEL REFUERZO DE ESTRUCTURAS CON DISPOSITIVOS DISIPADORES DE ENERGÍA SÍSMICA

El uso de sistemas disipadores de energía para reforzar edificios sujetos a sismos intensos es cada vez más frecuente, pero en México, como en muchos otros países con alto riesgo sísmico, no existen recomendaciones oficiales para diseño de edificios nuevos con disipadores de energía, ni para reforzar edificios existentes con dichos dispositivos (Ruiz y Alvarez, 1996). Actualmente se hacen esfuerzos orientados a conocer y proponer diferentes tipos de sistemas disipadores, a estudiar su influencia en la respuesta dinámica de los sistemas estructurales que los contienen; así como, a desarrollar criterios y métodos aplicables a la práctica del diseño, tanto para el diseño de nuevas estructuras como para el refuerzo de edificios existentes. A continuación se presentan algunas recomendaciones generales para el criterio del diseño estructural para edificios con disipadores (Ruiz, 2001).

2.1.3.1 Sobre el diseño del conjunto estructura – sistema disipador

“Cuando los disipadores se colocan en un edificio, las distorsiones de entrepiso deben ser lo más altas posibles sin que se rebase el límite máximo permitido. Esto con el fin de que los disipadores trabajen en su rango inelástico. Además, se tratará que el desplazamiento de





fluencia de los disipadores sea suficientemente pequeño en comparación con el del entrepiso, de manera que primero fluya el sistema disipador y posteriormente los elementos de la estructura principal. Se debe revisar que las distorsiones de entrepiso necesarias para que trabajen los disipadores, sean tales que la estructura no se dañe.

Se deberá cumplir que la ductilidad desarrollada tanto por el disipador como por el conjunto estructural esté dentro de límites aceptables.

Los modelos matemáticos que se utilicen para el análisis sísmico del conjunto estructura-disipadores deberán reproducir de manera confiable el comportamiento real del sistema.

Se debe asegurar que la distribución de los disipadores a lo alto del edificio sea de tal forma que no se concentren deformaciones inelásticas en un solo entrepiso o en un número reducido de entrepisos.

La distribución de disipadores en la planta de una estructura debe ser tal que no se provoquen movimientos de torsión en ésta.

Existen diversas maneras de colocar disipadores de energía en marcos estructurales. La distribución de dichos dispositivos deberá ser de tal manera que no se introduzcan a la estructura principal esfuerzos no considerados en el análisis. En el Apéndice D del trabajo de Ruiz (2001), se muestran algunas posibles formas de colocar disipadores en marcos estructurales, y en algunos casos se mencionan cuales de ellas pueden presentar ventajas sobre las restantes.

Los esfuerzos que demanda una estructura y su cimentación antes de su rehabilitación son diferentes de los que se presentan después de ésta. Se debe cuidar que la estructura sea capaz de soportar los nuevos esfuerzos que se generan en los elementos estructurales y no estructurales durante la ocurrencia de eventos sísmicos.

Se deberán realizar revisiones (preliminar y final) sobre el diseño de los disipadores y sobre las pruebas de laboratorio de los mismos. Tanto el diseño como las pruebas deben ser supervisadas por un ingeniero independiente (diferente del que hizo el diseño) con experiencia sobre el tema.

Existen diversas soluciones para rehabilitar una estructura. En algunos casos es más eficiente reforzar con disipadores de energía que con contravientos; mientras que en otros casos sucede lo contrario. Esto se ilustra mediante algunos ejemplos en el Apéndice E de Ruiz 2001. Para cualquier solución que se elija, el nivel de confiabilidad estructural deberá ser similar a la que se obtiene en estructuras convencionales diseñadas según el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal vigente."





2.1.3.2 Sobre el diseño de los sistemas disipadores de energía

“Se debe confirmar, mediante pruebas de laboratorio, que las relaciones carga –vs- deformación que se suponen en los modelos matemáticos representan adecuadamente el comportamiento real de los disipadores ante cargas cíclicas.

Los dispositivos basados en la deformación plástica del acero sólo disipan energía después de que se alcanza su límite de fluencia. Es decir, para que este tipo de dispositivos disipe energía en forma eficiente es necesario que los desplazamientos relativos entre sus extremos sean entre moderados y altos.

Se debe procurar que el área histerética encerrada dentro de la curva carga-deformación del dispositivo sea grande, cuando la estructura se someta a la acción del sismo de diseño correspondiente al estado límite de falla.

Se debe verificar que la demanda de ductilidad que desarrolla el disipador sea menor a la que se deduzca que este es capaz de desarrollar en el laboratorio.

Se debe prestar atención a que los sistemas disipadores no se sometan a esfuerzos para los que no fueron diseñados; por ejemplo, a esfuerzos axiales que pudieran cambiar su comportamiento carga - deformación. En el diseño se debe considerar que los disipadores de energía no tienen capacidad para resistir cargas gravitacionales.

Se debe prestar atención a los posibles cambios de las propiedades mecánicas de los disipadores por efecto de edad, corrosión, fatiga, humedad, temperatura y sustancias que pudieran alterar su funcionamiento.”

2.1.3.3 Pruebas a los disipadores de energía en laboratorio

“Se debe obtener el comportamiento de los disipadores ante cargas cíclicas mediante pruebas de laboratorio. Se obtendrán relaciones carga –vs- deformación que servirán para representar adecuadamente al modelo estructural.

Los prototipos que se usen en la obra deben contar con un control de calidad y fabricación similar a los prototipos que se prueben en el laboratorio.

Los disipadores se deben colocar en la estructura de forma tal que al trabajar siempre estén cargados en la misma dirección que en los ensayos.

Si se prevé que los disipadores estarán sometidos a desplazamientos significativos en dos direcciones, se deberán realizar pruebas que simulen este efecto.





Si se cuenta con resultados de pruebas de laboratorio de dispositivos similares a los que se pretende utilizar (mismo tipo de material, de fabricación, control de calidad, etc) se podrán utilizar dichos resultados para el diseño, y no será necesario realizar nuevamente las pruebas de laboratorio.

Los disipadores histeréticos que se usan en edificios generalmente presentan comportamiento elástico ante la acción del viento; sin embargo, cuando el edificio está sujeto a vientos extremadamente fuertes o a sismos moderados o fuertes, los dispositivos presentan comportamiento no lineal inelástico.

Se realizará una serie de pruebas a por lo menos dos dispositivos de tamaño natural para cada tipo de disipador. Para cada serie es deseable obtener mediante ensayos una curva de fatiga, es decir una gráfica que represente el número de ciclos de carga que es capaz de resistir el disipador sin fallar versus la amplitud del desplazamiento."

2.1.3.4 Colocación de los disipadores

"Cuando se proyecte reforzar estructuras con disipadores, el Director Responsable de Obra deberá solicitar aprobación previa de las Autoridades del D.F. para lo cual presentará el procedimiento de diseño y los resultados de las pruebas de laboratorio que se mencionan en el documento de Ruiz, (2001).

Las condiciones de apoyo y el funcionamiento de los disipadores una vez instalados en la obra deben ser similares al de los prototipos probados en el laboratorio. Los disipadores se colocarán de tal manera que no se vean sometidos a esfuerzos no considerados en las pruebas.

Los disipadores deberán colocarse en lugares accesibles para su inspección, mantenimiento y, en su caso, reemplazo.

Los disipadores deben colocarse de tal manera que en lo posible no rompan con la estética ni la funcionalidad del edificio ni creen irregularidades.

Se debe inspeccionar regularmente la obra, particularmente después de la ocurrencia de sismos fuertes y llevar un control sobre el desempeño del edificio y de los dispositivos, los cuales deberán cumplir durante su vida útil con la función para la que fueron diseñados.

Las estructuras del grupo "A" que contengan disipadores de energía deberán contar con una constancia de seguridad estructural, renovada cada tres años o después de cada sismo intenso. Para las estructuras pertenecientes al grupo "B" esta constancia deberá ser renovada cada cinco años o después de cada sismo intenso.





Se recomienda instalar disipadores que sirvan como "testigos". Este tipo de disipador tendrá una capacidad menor que todos los demás disipadores colocados en el entrepiso (Sánchez Ramírez, 1993). Se deberá colocar un disipador "testigo" en el entrepiso que demande mayor distorsión de cada grupo de entrepisos que cuente con disipadores con características mecánicas similares entre sí. La falla en alguno de los disipadores "testigo" indicará la conveniencia de cambiar los disipadores correspondientes a ese grupo de entrepisos."





Descripción de los marcos en estudio

3.1 INTRODUCCIÓN

3.1.1 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

En esta tesis se realiza un análisis dinámico no lineal de varios marcos sin refuerzo ubicados en el suelo blando de la Cd. de México, con periodos fundamentales de vibración corto, intermedio y largo comparado con el periodo dominante del sitio. Se supone que se requieren reforzar debido a que las distorsiones máximas de entrepiso son mayores que las especificadas por el reglamento de construcciones vigente. Para ello, se consideran dos alternativas diferentes de refuerzo: disipadores de energía en forma de "U" y elementos de contravientos concéntricos. Se compararan sus respuestas y se proporcionan algunas recomendaciones para determinar en qué casos es más conveniente reforzar con disipadores y en cuáles con contravientos.

Enseguida se presentan las consideraciones e hipótesis utilizadas para el modelado de los marcos usados en el estudio, las características generales de los marcos sin reforzar, sus dimensiones finales de traveses y columnas, descripción del sismo de diseño y criterios básicos para el diseño de contravientos y disipadores utilizados para el refuerzo de los marcos. Se





muestran resultados de las secciones y arreglo final de los contravientos usados y número de disipadores obtenidos, así como la revisión de las distorsiones de entrepiso y la resistencia (“pushover”) de los marcos reforzados.

Para el análisis y diseño elásticos de los marcos, se utilizó el programa RC Buildings V2.12 and RCB Enhancer V4.0 (Engineering Solution & Services Inc., 1994). y para el análisis dinámico no lineal el DRAIN 2D (Kannan y Powell, 1973).

3.1.2 CONSIDERACIONES PARA EL MODELADO DE LOS MARCOS

A continuación se describen las hipótesis y consideraciones que intervienen en el análisis y diseño para el modelado de los marcos.

- No se consideran efectos de interacción suelo-estructura, por lo que los apoyos de la estructura se consideran como empotramientos perfectos.
- Se supone que las losas son diafragmas rígidos en su plano.
- No se consideran efectos de excentricidades accidentales ni efectos bidireccionales de las fuerzas sísmicas.
- La estructura se analiza y diseña como marco plano, tomando en cuenta sólo los efectos de la carga axial en las columnas producto de los marcos transversales. Esta hipótesis resulta aceptable si se considera la simetría en planta y elevación de los marcos en estudio.
- Se realiza un análisis dinámico del tipo modal espectral para determinar las acciones sísmicas.
- Se incluyen los efectos P-Delta en el análisis estructural.

3.2 MARCOS SIN REFORZAR

Se modelaron tres marcos de 10, 20 y 33 niveles (Fig. 3.1) de concreto reforzado con un periodo fundamental T_0 de 1, 2 y 3 s respectivamente. Para uniformizar el estudio se rediseñaron los marcos estudiados por Silva, 1994; Limón, 1997 y Torres, 2000. Se eligieron estos periodos con la idea de realizar un estudio en donde se abarquen las principales zonas del espectro de respuesta del sismo registrado en la Secretaría de Comunicaciones y Transporte el 19 de septiembre de 1985 (Figura 3.2a y b).





Se diseñan para uso de oficinas clasificadas como estructuras del grupo B y se ubican en la zona de lago del Valle de México considerada como zona III tomando en cuenta las disposiciones de seguridad estructural para el Reglamento de Construcción del Distrito Federal de 1976 (RCDF76). Se usa un factor de comportamiento sísmico $Q=2$ para el diseño. En la Figura 3.1 se presentan las principales características geométricas para cada uno de los edificios, y en las Tablas 3.1 y 3.2 las secciones de las traveses y columnas.

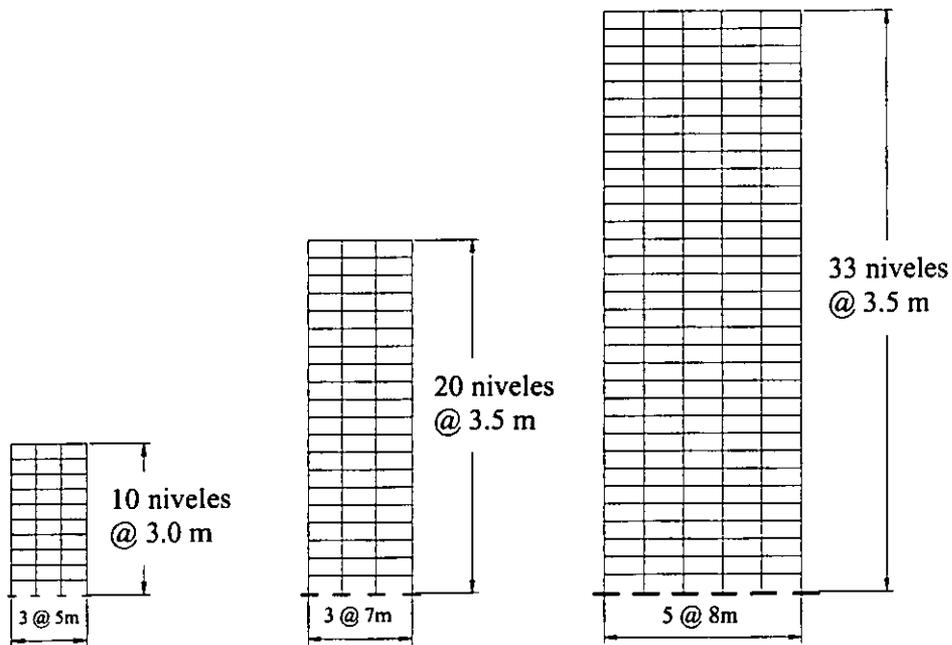


Figura 3.1. Elevación de los marcos sin reforzar (SR).





Tabla 3.1. Secciones de traves y columnas de los marcos

MARCO DE 10 NIVELES		
Nivel	Columnas (m)	Traves (m)
1 - 4	.56 x .56	.75 x .35
5 - 6	.54 x .54	
7 - 8	.50 x .50	
9 - 10	.42 x .42	

MARCO DE 20 NIVELES		
Nivel	Columnas (m)	Traves (m)
1 - 4	1.20 x 1.20	.95 x .45
5 - 8	1.10 x 1.10	
9 - 12	1.00 x 1.00	
13 - 16	.90 x .90	
17 - 20	.80 x .80	

Tabla 3.2. Secciones de traves y columnas para el marco de 33 niveles

MARCO DE 33 NIVELES	
Nivel	Columnas (m)
1 - 5	1.90 x 1.90
6 - 10	1.70 x 1.70
11 - 15	1.50 x 1.50
16 - 21	1.30 x 1.30
22 - 25	1.20 x 1.20
26 - 30	1.10 x 1.10
31 - 33	.90 x .90

Nivel	Traves (m)
1 - 12	1.00 x .90
13 - 27	1.00 x .80
28 - 33	.90 x .70





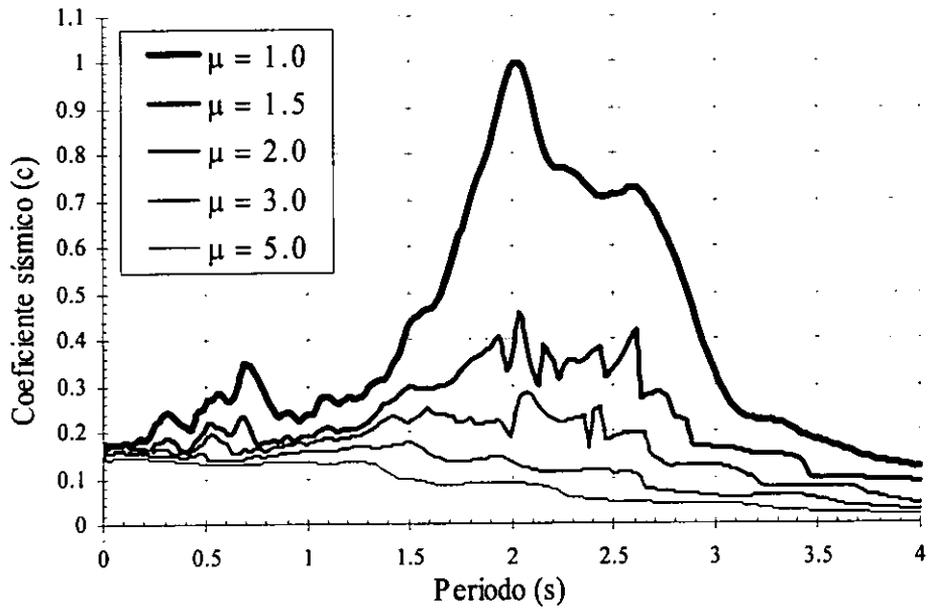
3.3 DESCRIPCIÓN DEL MOVIMIENTO SÍSMICO DE DISEÑO

La excitación que se espera en el lugar corresponde al acelerograma del movimiento registrado en la Secretaría de Comunicaciones y Transporte durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 (SCT-EW85). Se considera éste como el sismo de diseño. Como es bien conocido, este terremoto provocó un desastre para la Ciudad de México. Este registro es de banda estrecha y presenta un periodo dominante de 2 s, y su aceleración máxima es de 168 gals.

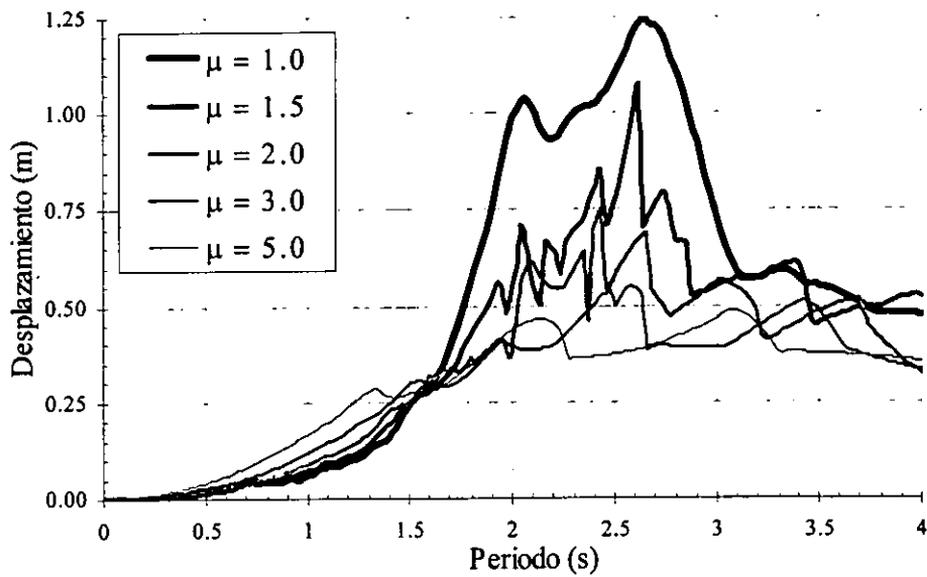
En la Figura 3.2a y b se muestran los espectros de respuesta de coeficiente sísmico (pseudoaceleración/gravedad) y desplazamientos respectivamente, para demandas de ductilidad $\mu = 1, 1.5, 2, 3$ y 5 , para una relación de amortiguamiento crítico $\xi = 5\%$.

Los tres marcos presentaron distorsiones de entrepiso mayores a las recomendadas por el Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF-1993) de $0.012H$ como se verá más adelante donde, H es la altura de entrepiso. Debido a esto, es necesario reforzar la estructura con el fin de reducir sus respuestas.





a)



b)

Figura 3.2. Espectros de diseño de coeficiente sísmico (a) y desplazamiento (b) para SCTEW-85, $\xi = 5\%$.





3.4 REFUERZO DE LOS MARCOS EN ESTUDIO

Para reducir el desplazamiento de las estructuras ante el sismo de diseño (SCTEW-85), se procedió a reforzar los marcos considerando dos alternativas de refuerzo:

- Elementos de contravientos concéntricos y
- Dispositivos disipadores de energía sísmica en forma de “U”

3.4.1 MARCOS REFORZADOS CON CONTRAVIENTOS CONCÉNTRICOS

En esta sección se presentan criterios básicos para el diseño de los contravientos y las dimensiones y arreglos finales de los contravientos usados en los marcos reforzados.

3.4.1.1 Consideraciones para el refuerzo

Cuando se diseña un sistema de contravientos, es necesario cuidar los siguientes detalles:

- 1) *Pandeo inelástico de los contravientos.* Para que el sistema de contravientos se comporte adecuadamente es necesario evitar el pandeo inelástico de los mismos. En caso contrario, el contraviento pierde significativamente su capacidad resistente, y cuando se pandea inelásticamente ante carga cíclica, introduce componentes indeseables de deformación a la conexión, lo que eleva considerablemente la probabilidad de una falla prematura de esta última.
- 2) *Carga axial de los elementos existentes.* Cuando un marco se rigidiza por medio de contravientos, en general los cortantes y momentos en las vigas y columnas del marco disminuyen considerablemente. Esta disminución se ve acompañada por un aumento en las fuerzas axiales. En la mayoría de los casos, es necesario contemplar el comportamiento axial de los elementos existentes, en particular el de las columnas, como parte fundamental del planteamiento de un sistema de refuerzo con base en el uso de contravientos. Si la carga axial no es excesiva, puede llegar a beneficiar el comportamiento sísmico de los elementos existentes. En el caso de estructuras esbeltas, dicha carga, somete a los elementos existentes a condiciones que no han sido contempladas en su diseño, por lo que se necesita reforzarlos (Sánchez, 1997).
- 3) *Colectores de cargas.* En algunos casos se requiere incorporar elementos metálicos al nivel de piso, que permiten a la estructura transmitir al sistema de contraviento la carga lateral que le corresponde.

Para el diseño a compresión se consideró lo siguiente:

- Fue conveniente diseñar los contravientos para que trabajaran exclusivamente con comportamiento elástico y a niveles de carga por debajo de aquella asociada con su pandeo.





- Conservar la estabilidad lateral de la estructura (desplazamientos).
- Revisar la resistencia de los elementos contraventados, cuyas fuerzas horizontales y verticales no deben exceder $0.85 P_y$, donde P_y es el producto del área de la sección transversal del miembro por el esfuerzo de fluencia.
- Revisar la relación de esbeltez, que para marcos contraventados no debe exceder de 300.

3.4.1.2 Dimensiones y arreglo final de los contravientos

Tomando en cuenta las consideraciones anteriores, para predimensionar los contravientos se usó el programa R.C. Buildings. Las dimensiones finales se calcularon a partir de los resultados de un análisis dinámico no lineal paso a paso de los marcos reforzados modelados en el programa DRAIN 2D ante el sismo SCTEW-85. Se consideró la degradación de rigidez de los elementos de concreto reforzado. Los contravientos fueron modelados como elemento 1 "TRUSS ELEMENT".

Después de un proceso iterativo se determinó que las secciones adecuadas de los contravientos son las que se muestran en la Tabla 3.3. El arreglo final de los contravientos es el que se presenta en la Figura 3.3.

El arreglo de los marcos reforzados (Figura 3.3) se escogió porque a partir de un estudio se observó que se presentaron las menores fuerzas axiales máximas en columnas y los menores momentos máximos de volteo, también porque requirieron menor cantidad de acero de refuerzo (Urrego, 1994).





Tabla 3.3. Dimensiones de los contravientos en los marcos reforzados

MARCO DE 10 NIVELES		
Nivel	Área (cm²)	Tipo de sección (mm x mm)
9 – 10	23.16	OR 102 x 6.3
6 – 8	28.13	OR 102 x 7.9
1 – 5	32.77	OR 102 x 9.5

MARCO DE 20 NIVELES		
Nivel	Área (cm²)	Tipo de sección (mm x mm)
19 – 20	61.81	OR 178 x 9.5
16 – 18	112.28	OR 203 x 15.8
13 – 15	118.71	OR 254 x 12.7
10 – 12	144.52	OR 305 x 12.7
7 – 9	170.32	OR 356 x 12.7
1 – 6	149.00	OR 406 x 9.5

MARCO DE 33 NIVELES		
Nivel	Área (cm²)	Tipo de sección (mm x mm)
33	0	0
31 – 32	238.31	OC 610 x 12.7
23 – 30	448.06	OC 914 x 15.88
15 – 22	729.64	OC 1067 x 22.23
1 – 14	831.16	OC 1067 x 25.4



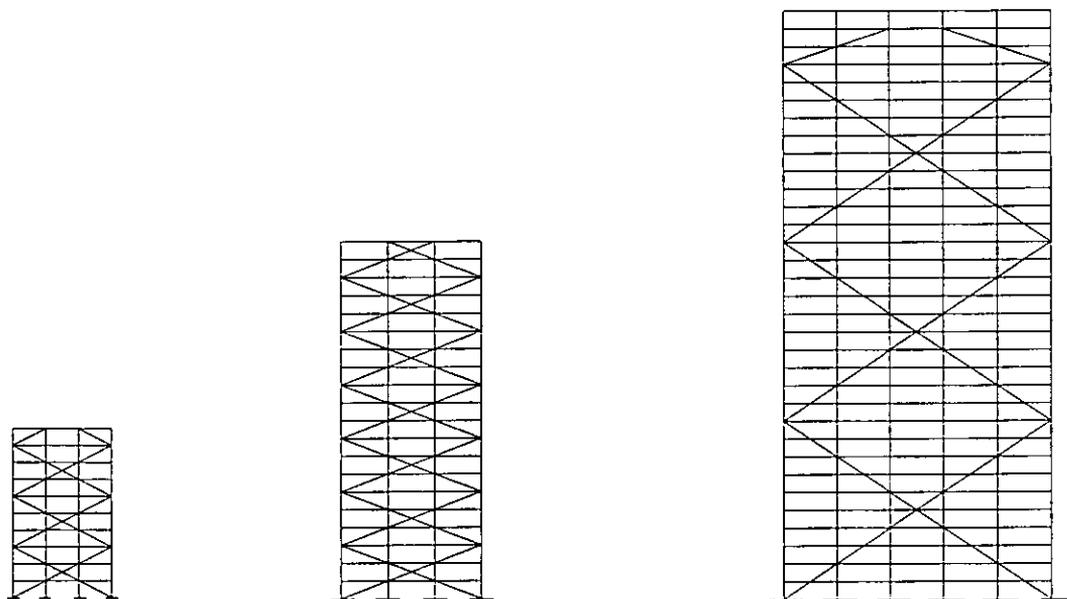


Figura 3.3. Arreglo final de los contravientos en los marcos reforzados.

3.4.2 MARCOS REFORZADOS CON DISIPADORES

En esta sección se presentan algunas consideraciones necesarias para la utilización y diseño de disipadores. Se comenta sobre el disipador tipo solera utilizado en este estudio y se muestra el número de disipadores y arreglo final de los marcos reforzados con estos dispositivos.

3.4.2.1 Consideraciones para el diseño

Para obtener un buen comportamiento de la estructura reforzada con disipadores deben al menos considerarse los siguientes puntos:

- Eficiencia de los disipadores. Demandas de ductilidad aceptables
- Demandas de ductilidad aceptables en traveses, columnas
- Desplazamientos tolerables de entrepiso
- Fuerzas que sea capaz de soportar la cimentación





- Factible en cuanto a costos totales
- Cumplir con la normatividad sísmica vigente

3.4.2.2 Disipador de energía tipo solera en forma de "U"

Para el refuerzo de los marcos con disipadores se utilizaron las propiedades dinámicas del disipador tipo solera. A continuación se describen sus características principales.

Desde 1974, en el Instituto de Ingeniería de la UNAM se ha estudiado el comportamiento de dispositivos disipadores de energía en forma de "U" (Figura 3.4), cuyo comportamiento histerético es muy estable (Aguirre y Sánchez, 1989). Este dispositivo tiene un comportamiento histerético experimental como el mostrado en la Figura 3.5. Las gráficas de las figuras se obtuvieron de experimentos en donde se monta el dispositivo en un marco de carga como el de la Figura 3.6. Este se somete a una prueba cíclica en la cual se aplica un desplazamiento controlado con un movimiento de tipo armónico (Ramírez, 1992). En las gráficas se observa que el dispositivo fluye en ambos sentidos.

Este tipo de disipador se coloca junto con una diagonal. Para no introducir flexión al sistema (diagonal-disipador), se articula esta última en sus extremos (Figura 3.7). La razón de porqué no admitir esfuerzos flexionantes en el sistema es porque estos disminuyen la capacidad para resistir fuerzas axiales y por lo tanto el disipador no trabajaría como debiera esperarse.

El sistema diagonal-disipador se puede modelar como una diagonal equivalente con la rigidez y resistencia que posea dicho sistema y permitiendo que esta diagonal fluya a compresión y a tensión. El programa de cómputo en el cual se modeló el sistema diagonal-disipador fue el DRAIN-2D (Prakash et al, 1993). Este programa tiene la opción para permitir que una diagonal fluya a tensión y a compresión o fluya a tensión y se pandee elásticamente a compresión. En este caso se eligió la primer opción.





Este dispositivo disipador de energía se puede modelar empleando los "elementos armadura" del programa mencionado, estos elementos armadura son diagonales cuya rigidez axial (EA/L) debe ser igual a la rigidez que tiene el sistema diagonal-disipador.

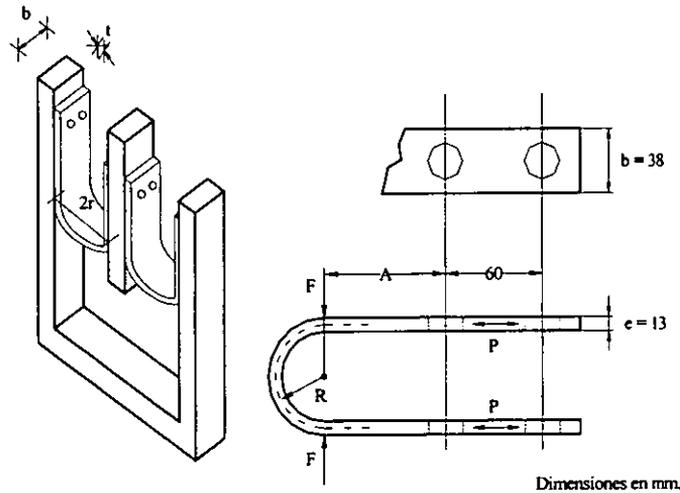


Figura 3.4. Dispositivo de soleras (Aguirre y Sánchez, 1992).

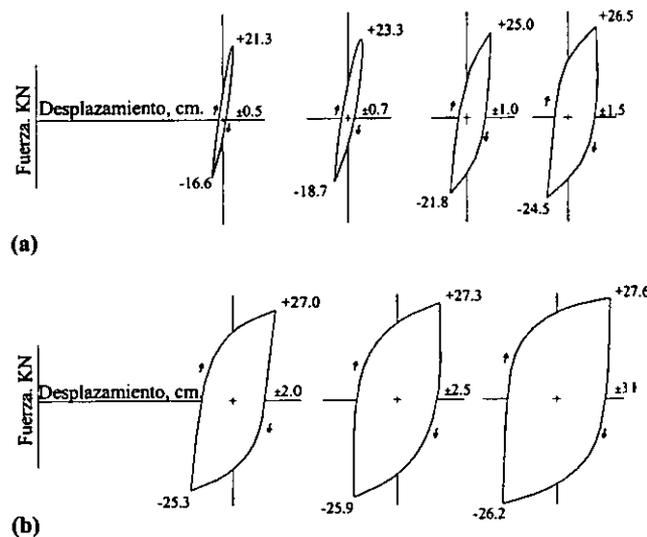


Figura 3.5. Comportamiento histerético del disipador.



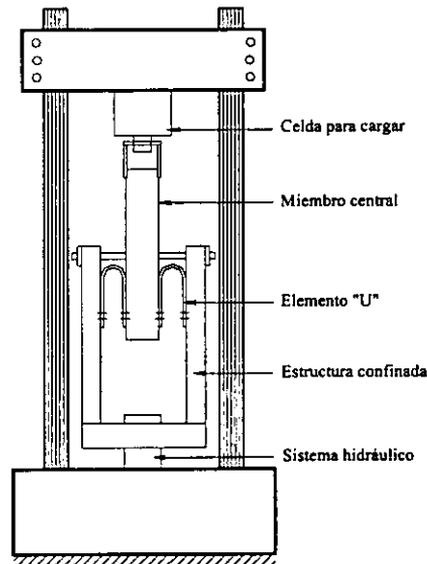


Figura 3.6. Marco de carga. Prueba del elemento "U" bajo carga cíclica.

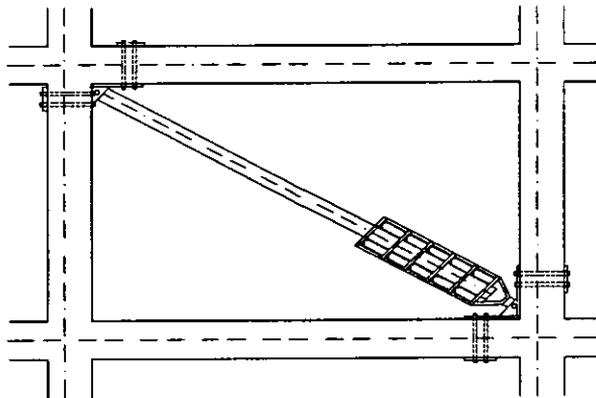


Figura 3.7. Colocación del dissipador (sistema diagonal-dissipador).

El buen comportamiento de un dissipador se debe a su capacidad de soportar cargas cíclicas de diferentes amplitudes de deformación. Ahora bien, mientras menor sea la amplitud de deformación más ciclos de carga soportará y si la deformación crece el dissipador resiste menos ciclos de carga. Lo anterior se ha verificado en pruebas de laboratorio realizadas para los dissipadores tipo "U" en el Instituto de Ingeniería UNAM (Aguirre y Sánchez, 1989).





Con el fin de estimar la influencia de la amplitud de la excitación en el comportamiento de los elementos se hicieron pruebas de fatiga a frecuencia constante de 0.50 Hz, con amplitudes de ± 0.5 , ± 1.0 , ± 2.0 , ± 2.5 cm. También se efectuaron dos pruebas para cada una de las amplitudes, empleando un juego de dos soleras "U" en cada prueba y aplicando ciclos de deformación hasta causar la falla de uno de los elementos (Aguirre y Sánchez, 1989).

En la Figura 3.8 se muestra una gráfica que relaciona la amplitud del ciclo de deformación con el número de ciclos a la falla por fatiga del material.

En esta figura se puede apreciar que el número de ciclos para alcanzar la falla de un desplazamiento de ± 2.5 cm es aproximadamente 100; mientras que, para un desplazamiento de ± 1.0 cm el número de ciclos crece notablemente hasta alcanzar un valor aproximado de 1000.

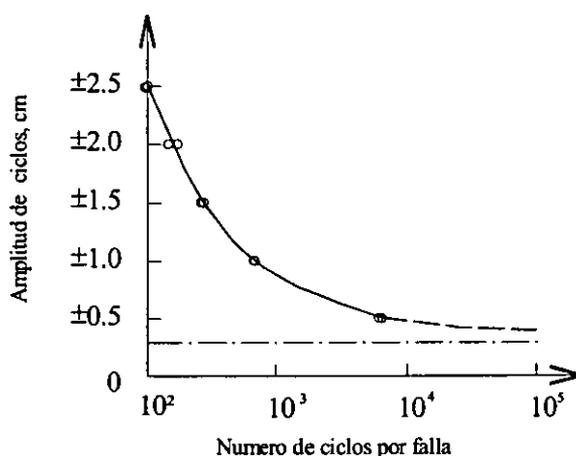


Figura 3.8. Curva de fatiga del disipador "U".

Otros resultados importantes obtenidos de los ensayos realizados en el Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. son los siguientes:

- El número de ciclos a la falla aumenta conforme se incrementa la dimensión A, indicada en la Figura 3.4. Así se puede recuperar la resistencia a la fatiga perdida por un posible aumento en el desplazamiento.
- Un cambio significativo en el período del ciclo de carga afecta muy poco la capacidad de carga y el número de ciclos a la falla.

El aspecto más importante y el que hay que subrayar es que una disminución relativamente pequeña en la deformación unitaria nominal, aumenta de manera significativa





el número de ciclos a la falla, por lo tanto, la vida del disipador depende de la deformación del mismo.

Se intuye que para que la estructura tenga un trabajo adecuado (incluyendo los disipadores), los desplazamientos relativos de entrepiso deben ser parecidos, de lo contrario los disipadores que se hallen en los entrepisos que tengan desplazamientos grandes, la resistencia a la fatiga será pequeña y entonces la disipación de energía total durante su vida útil también lo será puesto que soportará menos ciclos de carga. Esto haría que la rigidez del entrepiso al igual que la resistencia disminuyan significativamente y por tanto se concentren los daños en este tipo de entrepisos.

3.4.2.3 Número de disipadores instalados y arreglo final de los dispositivos

Tomando en cuenta los criterios anteriores, se llegó al diseño final de los marcos con disipadores, modelando el sistema diagonal-disipador en el programa DRAIN 2D, como una diagonal con área transversal y resistencia equivalentes como elemento 1 "TRUSS"; con el objetivo de que pudiera fluir tanto a tensión como a compresión. No se consideró ningún tipo de degradación, ni de rigidez ni de resistencia. Esto representa en buena medida el comportamiento real de los disipadores.

El número de dispositivos instalados fue tal que los marcos reforzados cumplieran con las distorsiones límite de entrepiso de $0.012H$ (como se verá más adelante) que marca como límite el RCDF-93 y que además las demandas de ductilidad tanto de los disipadores como del marco fuesen aceptables. Esto se obtuvo a partir de una análisis dinámico no lineal paso a paso de los marcos reforzados, proponiendo un número de disipadores y una distribución de estos a través de la altura del edificio, verificando luego que las distorsiones fueran cercanas a las límite y las demandas de ductilidades fueran las convenientes. De no ser así se repetía el proceso.

Después de un proceso iterativo se encontró que el número de disipadores adecuados instalados por entrepiso son los que se muestran en la Tabla 3.4. Los arreglos finales se presentan en la Figura 3.9.

Para el caso de los contravientos el arreglo se mantuvo en toda la altura de los marcos; sin embargo, se modificó para el caso de los disipadores, cuyas diagonales se interrumpen en el nivel 6, 14 y 22 para los marcos de 10, 20 y 33 niveles, respectivamente (Figura 3.9). Esto es debido a que las distorsiones de entrepiso son menores que $0.012H$ en los niveles superiores (Figuras 3.10, 3.11 y 3.12), por lo que no es necesario el refuerzo en dichos niveles ya que los disipadores no trabajarían en el rango inelástico.





Tabla 3.4. Número de disipadores instalados por entrepiso

MARCO DE 10 NIVELES			
Nivel	Diagonal por entrepiso	Área equiv. (cm²)	Disipadores por diagonal
7 - 10	0	0	0
4 - 6	2	3.12	2
1 - 3	2	5.46	3.5

MARCO DE 20 NIVELES			
Nivel	Diagonal por entrepiso	Área equiv. (cm²)	Disipadores por diagonal
15 - 20	0	0	0
10 - 14	2	16.8	8
7 - 9	2	46.1	22
1 - 6	2	37.7	18

MARCO DE 33 NIVELES			
Nivel	Diagonal por entrepiso	Área equiv. (cm²)	Disipadores por diagonal
23 - 33	0	0	0
19 - 22	2	93.6	40
14 - 18	2	140.4	60
8 - 13	2	93.6	40
1 - 7	2	46.8	20



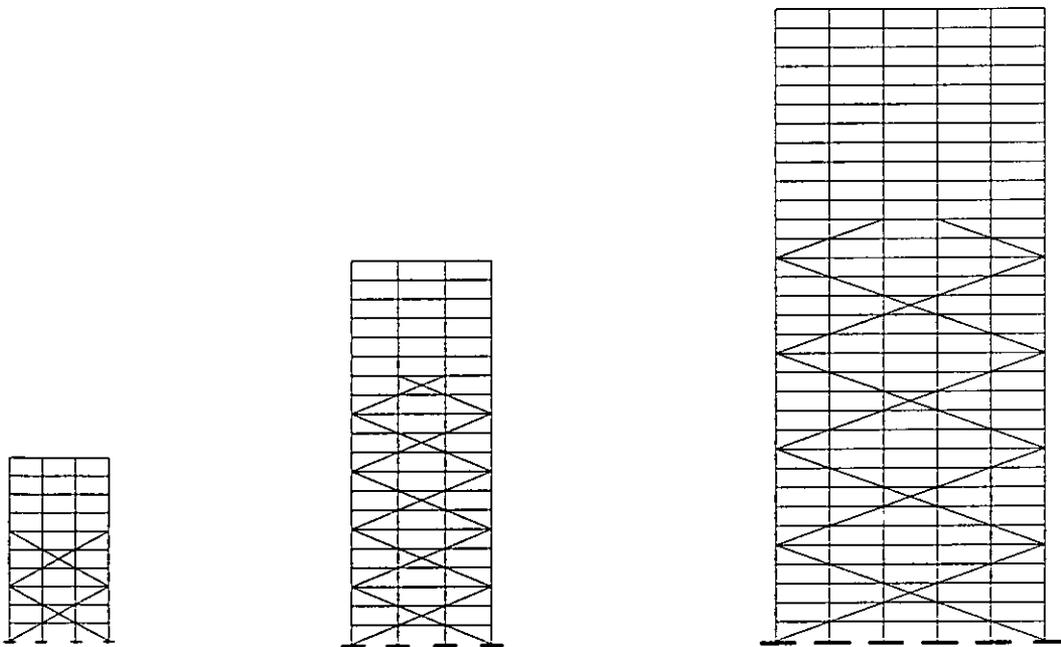


Figura 3.9. Arreglo de los disipadores en los marcos reforzados.

3.5 DISTORSIONES DE ENTREPISO DE LOS MARCOS

Una vez que se obtuvieron los refuerzos finales se comprobó que las distorsiones de entrepiso eran las adecuadas. Estas se presentan en las Figuras 3.10, 3.11 y 3.12 para los marcos de 10, 20 y 33 niveles, correspondientes a los marcos sin reforzar y reforzados, con disipadores y con contravientos. Se puede observar que para los marcos reforzados las distorsiones son menores que las distorsiones límite establecidas en el reglamento vigente ($0.012H$, H =altura de entrepiso); mientras que, en los marcos sin reforzar las distorsiones son mayores que este límite.

Para el caso de los marcos con disipadores, el refuerzo se diseñó para que las distorsiones de entrepiso fueran cercanas al límite ($0.012H$). Esto es con el propósito de que los disipadores trabajen en su intervalo inelástico; por el contrario, las distorsiones de los marcos reforzados con contravientos presenta valores mucho menores al límite. Esto se debe a que el diseño de los mismos proporcionan gran rigidez a las estructuras y porque se diseñaron para permanecer elásticos.



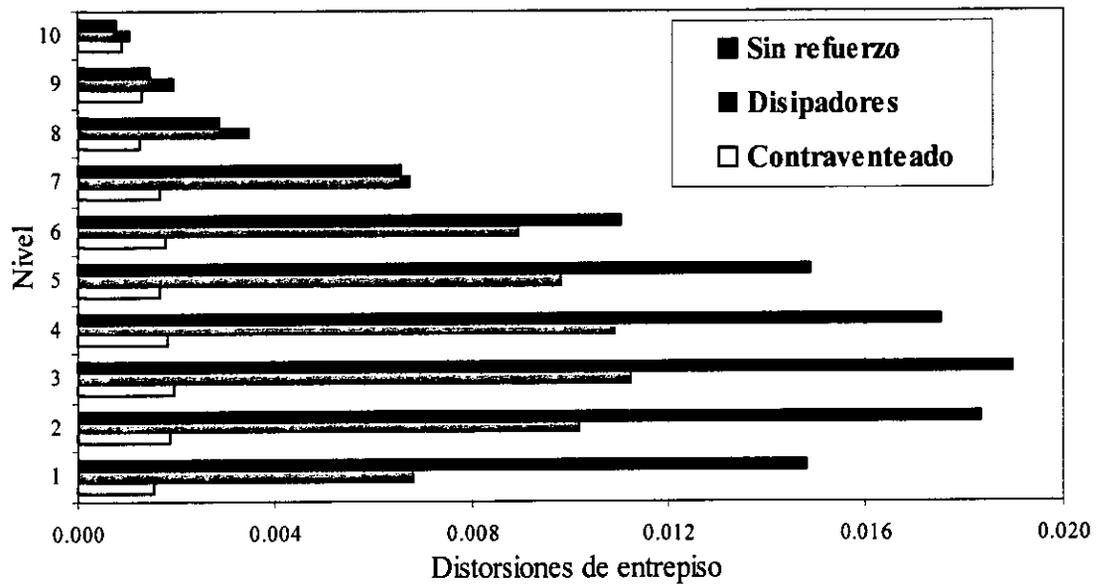


Figura 3.10. Distorsiones de entrepiso para los marcos de 10 niveles.

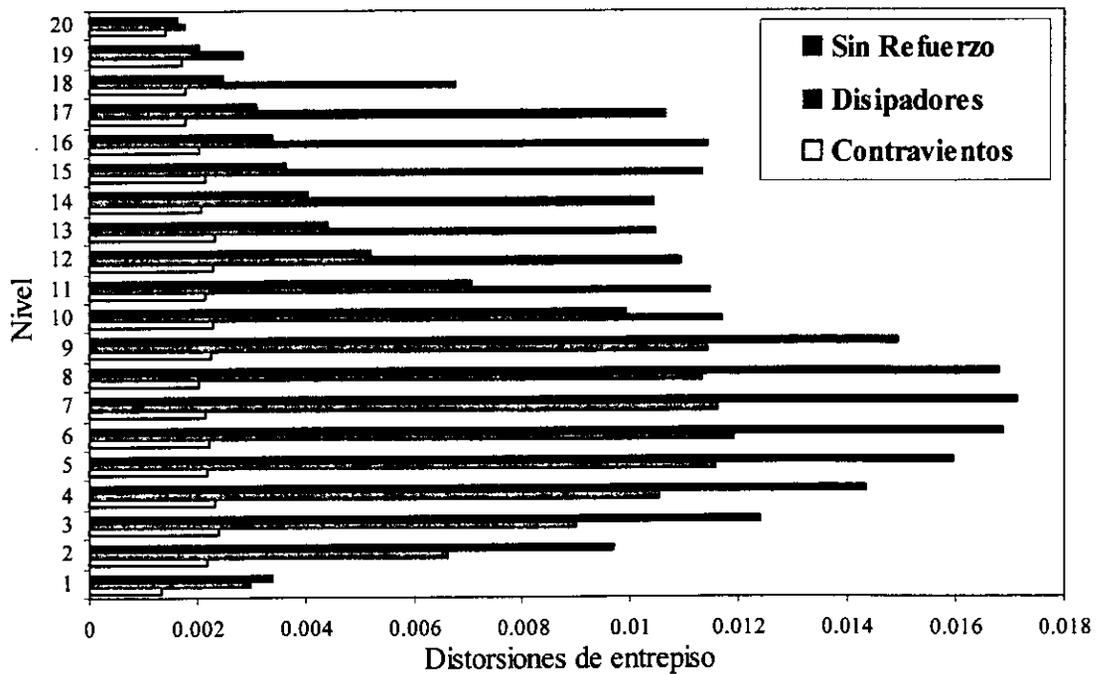


Figura 3.11. Distorsiones de entrepiso para los marcos de 20 niveles.



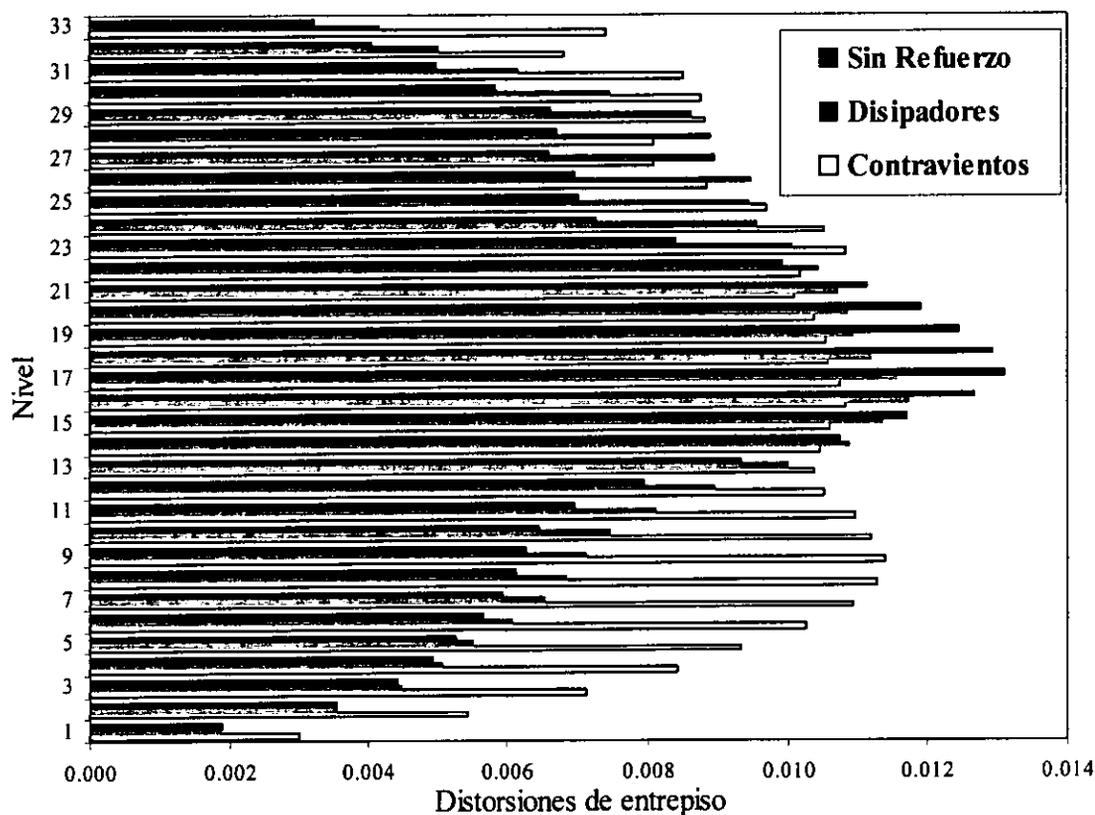


Figura 3.12. Distorsiones de entrepiso para los marcos de 33 niveles.

3.6 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (“PUSHOVER”)

Se realizaron varios análisis estáticos no lineales para conocer las resistencias de los marcos. Este procedimiento consiste en representar la estructura con un modelo analítico al cual se aplican cargas laterales en patrones predeterminados que representen aproximadamente las fuerzas relativas de inercia generadas en los lugares donde se concentran las masas. Después se “empuja” la estructura bajo ese patrón de cargas hasta niveles de un desplazamiento “objetivo” específico.

Un desplazamiento “objetivo” es un desplazamiento característico en la estructura que sirve como un estimado de los desplazamientos globales experimentados durante un sismo de diseño asociado con un nivel de desempeño especificado.





El análisis estático "pushover" está basado en la suposición de que la respuesta de la estructura puede asociarse a la respuesta de un sistema equivalente de un grado de libertad. Esto implica que la respuesta es controlada principalmente por un solo modo, y la forma de este modo permanece razonablemente constante en la historia de la respuesta. Ambas suposiciones pueden ser incorrectas, pero se ha demostrado que estas permiten obtener buenas predicciones en la máxima respuesta sísmica en estructuras de múltiples grados de libertad, en donde su respuesta es dominada por el primer modo de vibración (Saiidi and Sozen, 1981, Fajfar and Fischinger, 1988, Miranda 1991, Lawson et. al., 1994).

El análisis consiste en la aplicación de cargas gravitacionales, un patrón representativo de cargas laterales, y un análisis evento a evento en el cual el patrón de cargas se aplica en incrementos correspondientes a cambios de rigidez en cada componente de la estructura. De esta manera, el primer paso de cargas consiste en un análisis elástico de la estructura y escalando el nivel de las cargas al que corresponde la realización de la primera discontinuidad en la respuesta carga-deformación de todos los elementos (primer "evento"). Para el siguiente incremento de cargas la rigidez de ese componente en particular se modifica y se desarrolla otro análisis, con las cargas incrementadas otra vez escaladas a un nivel que corresponde a la realización de la siguiente discontinuidad en la respuesta fuerza-deformación en cualquiera de los elementos (segundo "evento"). Este proceso se continúa hasta que se detecta un comportamiento inaceptable en cualquier lugar de la estructura (ejem., pandeo de columnas, deterioro excesivo de la rigidez de un elemento importante) o hasta que el nivel del desplazamiento "objetivo" se excede.

Debe enfatizarse que el análisis es aproximado y está basado en cargas estáticas, por lo que no representa fenómenos dinámicos. Este método de análisis no puede detectar algunos modos de deformaciones que pueden ocurrir en una estructura sujeta a sismos severos. La respuesta dinámica inelástica puede diferir significativamente de las predicciones basadas en invariantes patrones estáticos de carga, particularmente si los efectos de modos superiores son importantes. Para mayor información puede verse el trabajo de Krawinkler et al, 1997.

Para el caso de las estructuras en estudio, los patrones de cargas utilizados fueron los obtenidos de una combinación modal usando el programa RC-Buildings. Para esto se utilizan los modos y frecuencias obtenidas a partir de la solución del problema generalizado de eigenvectores y eigenvalores.

Para los marcos tratados se utilizaron para la combinación modal, de acuerdo con el RCDF-93, todos los modos con periodo mayor o igual a 0.4 s ó por lo menos los tres primeros. Para calcular la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales actuando sobre la estructura se supusieron las aceleraciones espectrales del sismo de diseño.





El análisis estático no lineal "pushover" fue realizado con el programa DRAIN-2DX (Prakash et al., 1993) con incrementos en el patrón de cargas, y estas fueron normalizadas dividiendo cada carga entre el cortante basal.

3.6.1 CURVAS CORTANTE BASAL -VS- DESPLAZAMIENTO DE AZOTEA DE LOS MARCOS ("PUSHOVER")

En la Figuras 3.13, 3.14 y 3.15 se observan las curvas que relacionan el cortante basal con el desplazamiento azotea, para los marcos de 10, 20 y 33 niveles, respectivamente. Estas figuras corresponden a los marcos sin reforzar, y reforzados con disipadores y con contravientos.

A partir de estas curvas se obtuvieron el cortante de fluencia (V_y), la rigidez (K) y el desplazamiento de fluencia (δ_y) para cada uno de los marcos. Estos se muestran en Tablas 3.4.

En estas tablas se observa que la rigidez del marco con contravientos es mayor que la del marco con disipadores y mayor que la del marco sin refuerzo ($K_{cv} > K_{dis} > K_{sr}$) y que la resistencia del marco con contravientos es mayor que la del marco con disipadores y mayor que la del marco sin refuerzo ($R_{cv} > R_{dis} > R_{sr}$). El desplazamiento de fluencia para el marco con disipadores es menor que para el marco sin refuerzo ($\delta_{y_{dis}} < \delta_{y_{sr}}$). Esto es debido a que el marco con disipadores se diseña para que su fluencia sea menor, para que desarrolle una mayor ductilidad y a su vez, presente una mayor disipación de energía.

Para obtener las propiedades mencionadas anteriormente se representaron las curvas como modelos bilineales equivalentes como el mostrado en la Figura 3.16.



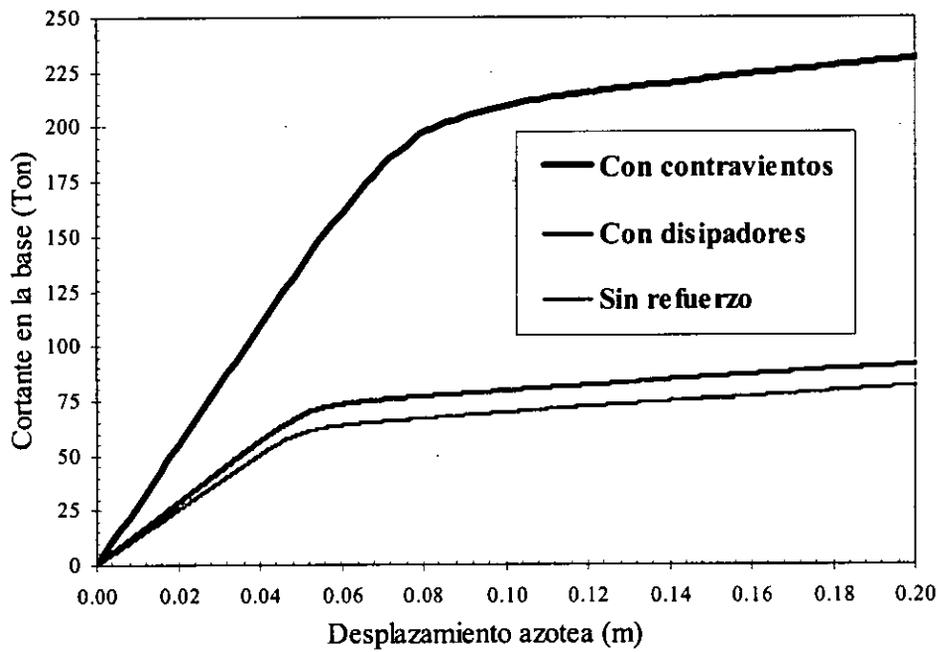


Figura 3.13. Curvas cortante basal – desplazamiento de azotea para los marcos de 10 niveles.

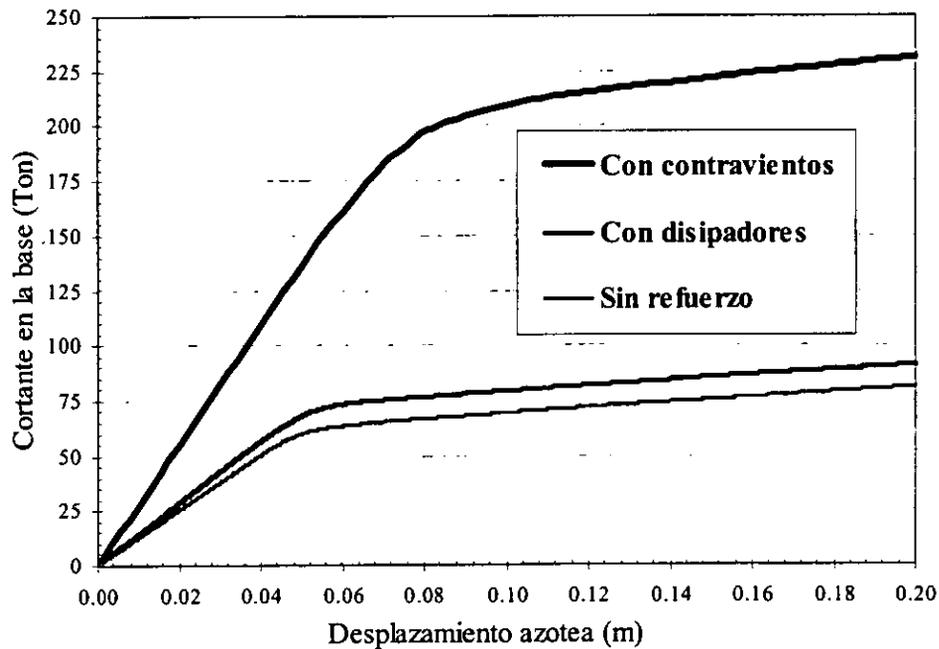


Figura 3.14. Curvas cortante basal – desplazamiento de azotea para los marcos de 20 niveles.



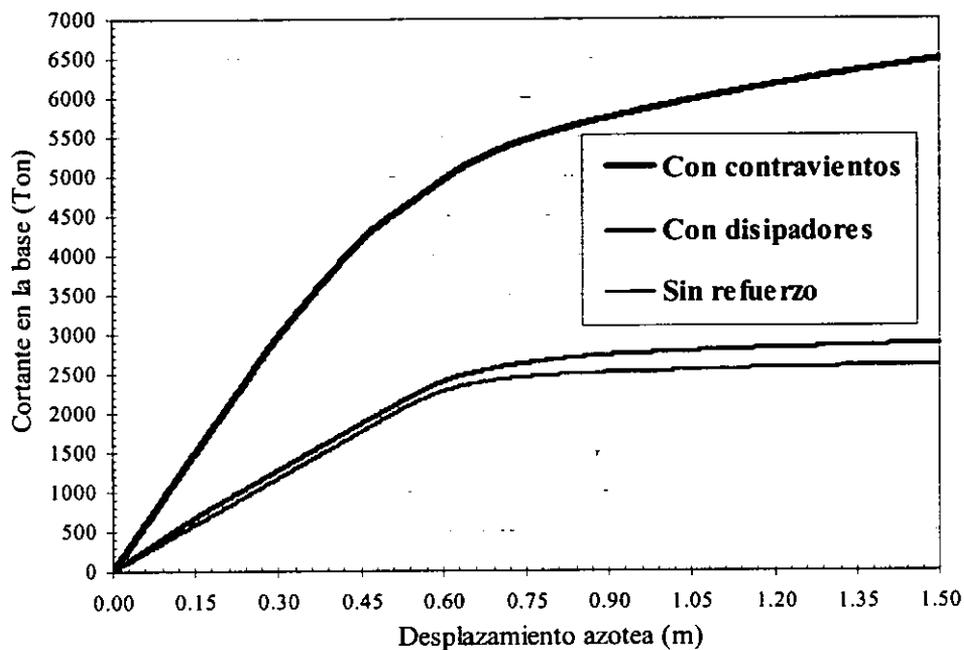


Figura 3.15. Curvas cortante basal – desplazamiento de azotea para los marcos de 33 niveles.

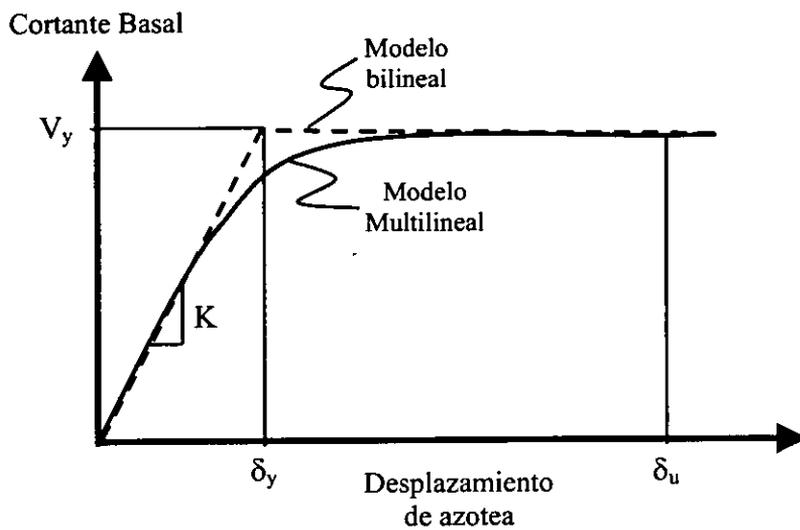


Figura 3.16. Modelo bilineal equivalente.





Tabla 3.4. Cortante de fluencia, desplazamiento de fluencia y rigidez de los marcos

MARCO DE 10 NIVELES	Vy (Ton)	δy (m)	K (Ton/m)
Sin refuerzo	74	0.06	1233.33
Con Disipadores	78	0.056	1392.90
Con Contravientos	211	0.078	2705.13
MARCO DE 20 NIVELES	Vy (Ton)	δy (m)	K (Ton/m)
Sin refuerzo	330	0.24	1375.00
Con Disipadores	408	0.22	1854.50
Con Contravientos	780	0.22	3545.45
MARCO DE 33 NIVELES	Vy (Ton)	δy (m)	K (Ton/m)
Sin refuerzo	2480	0.64	3875.00
Con Disipadores	2650	0.60	4416.67
Con Contravientos	5250	0.52	10096.15





4

Respuesta estructural de los marcos

Una vez determinadas las secciones de los contravientos y número de disipadores adecuados para el refuerzo de los marcos se procedió a estudiar las respuestas de los marcos mediante un análisis dinámico no lineal paso a paso (usando el programa DRAIN 2D) ante el sismo de diseño SCTEW-85.

En este capítulo se presentan algunos criterios básicos que influyen en la respuesta dinámica de las estructuras, se obtiene el periodo fundamental inicial para cada marco, se hace una comparación entre los cortantes demandados en la base de las estructuras y las fuerzas axiales que se inducen en la cimenación. Se obtienen las demandas de ductilidad de los marcos. Se analizan las tendencias de los desplazamientos de los marcos reforzados y se obtienen las rotaciones de las articulaciones plásticas desarrolladas por los marcos con disipadores. En función de estas respuestas se elige la mejor alternativa de refuerzo.

4.1 GENERALIDADES SOBRE EL COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE LAS ESTRUCTURAS

Durante la ocurrencia de un sismo de gran magnitud las estructuras presentan un comportamiento dinámico no lineal. Este comportamiento representa una pérdida de rigidez y resistencia durante el intervalo de tiempo que dura el evento. Lo anterior se refleja





físicamente mediante la aparición de daños que pueden ser irreparables o, en el peor de los casos, llevar al colapso a las estructuras. En los casos de reparación o refuerzo es recomendable utilizar alguna alternativa como muros de concreto, encamisado de elementos estructurales, contravientos, disipadores de energía, etc.

El comportamiento de las construcciones reforzadas depende de diversos factores. Entre ellos:

- Las características dinámicas del suelo donde se ubican
- Las fuerzas inducidas a la cimentación
- El nivel de ductilidad que sean capaces de desarrollar sin sufrir daños considerables
- Sus características mecánicas: resistencia C_y , rigidez K , amortiguamiento ξ
- Ductilidad última μ_u , comportamiento histerético
- El cambio del periodo fundamental de vibración (T_0), etc.

Este último punto es de gran interés, ya que se ha observado que la influencia en la disminución del periodo debido al refuerzo puede afectar considerablemente la respuesta de la estructura, por lo que el refuerzo en algunas ocasiones puede ser contraproducente. Por un lado, la rigidización es necesaria para cumplir con los desplazamientos máximos admitidos para la estructura, pero por otro lado, puede crear una situación inconveniente al acercar el periodo de vibración de la construcción al del suelo e incrementar las fuerzas sísmicas actuantes sobre la estructura y el número de ciclos.

Otras condiciones que pueden propiciar fallas en una estructura sometida a un sismo, son las siguientes:

- Masa excesiva y resistencia insuficiente
- Rigidez insuficiente
- Amortiguamiento escaso

Y otras no tan aparentes, pero que incrementan localmente las fuerzas sísmicas son:

- Distribución inadecuada de la rigidez de la estructura (torsiones excesivas, demandas locales excesivas de ductilidad).
- Colindancias peligrosas, etc.

4.2 PERIODO FUNDAMENTAL INICIAL Y FUERZA CORTANTE DEMANDADO EN LA BASE

A continuación se analizan las respuestas de los marcos. Se inicia con el análisis del cortante en la base (V_b) que le demanda el sismo de diseño SCTEW-85 a cada uno de los nueve marcos (sin reforzar y reforzados) mostrados en las Figuras 3.1, 3.3 y 3.9.





Cada V_b máximo se normaliza con respecto al peso W correspondiente a cada marco, dando lugar al coeficiente sísmico $C_s = V_b/W$. Se calcula también mediante un análisis dinámico modal el periodo fundamental (T_0) de cada marco. Los valores T_0 y C_s correspondientes a los nueve marcos se muestran en la Tabla 4.1, y se representan gráficamente en la Figura 4.1.

Tabla 4.1. Periodo fundamental de vibración y coeficiente sísmico de los nueve marcos

	MARCO DE 10 NIVELES			MARCO DE 20 NIVELES			MARCO DE 33 NIVELES		
	SR	DIS	CV	SR	DIS	CV	SR	DIS	CV
T_0 (s)	1.0	0.94	0.68	2.0	1.68	1.25	3.0	2.78	1.83
C_s	0.17	0.185	0.28	0.113	0.14	0.20	0.13	0.131	0.30

SR = Marco sin refuerzo, DIS = Marco con disipadores, CV = Marco con contravientos.

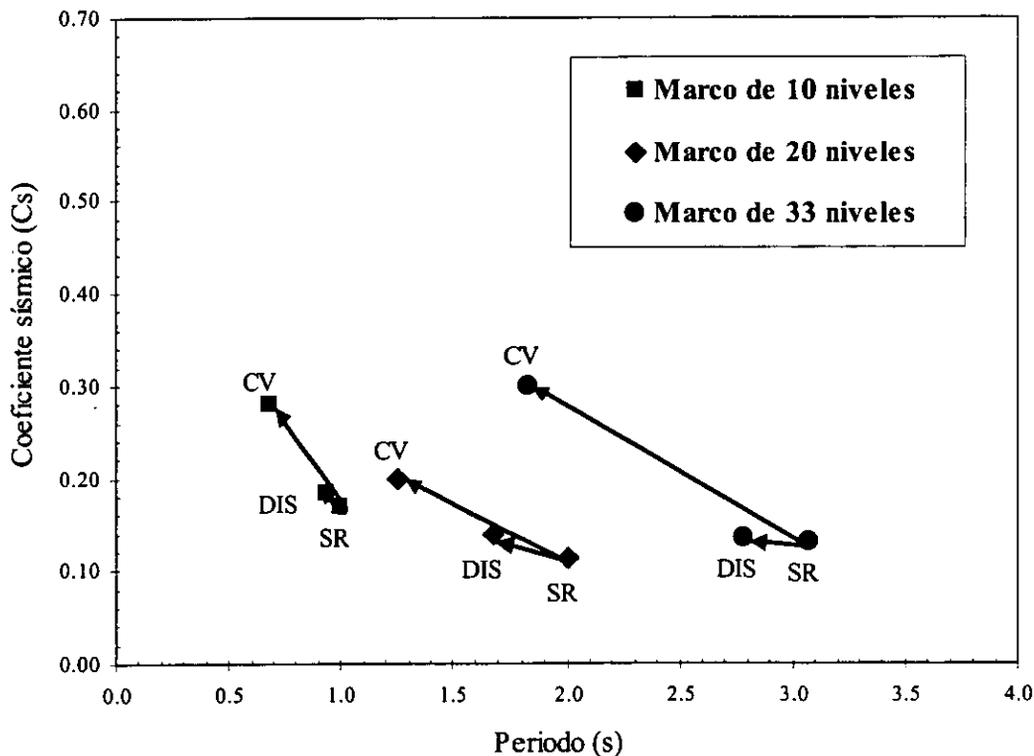


Figura 4.1. Representación gráfica de los valores presentados en la Tabla 4.1.





Las flechas en la Figura 4.1 indican el incremento en el coeficiente sísmico (C_s) y la reducción en el periodo fundamental de vibración (T_0) que los marcos sufrieron después de reforzarse. Se observa en todos los casos que el marco reforzado con contravientos (CV) desarrolló un C_s superior a los marcos con disipadores (DIS), y que la demanda de fuerza basal de estos últimos es mayor que la correspondiente a los marcos sin refuerzo. La relación de los valores C_s para los diferentes casos se muestran en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2. Relación del coeficiente sísmico desarrollado en los marcos

RELACIÓN ENTRE C's	MARCO DE 10 NIVELES	MARCO DE 20 NIVELES	MARCO DE 33 NIVELES
CV/SR	1.65	1.77	2.31
DIS/SR	1.09	1.24	1.015
CV/DIS	1.51	1.43	2.28

La cuarta columna de la Tabla 4.2 muestra que la fuerza cortante en la base del marco de 33 niveles reforzado con contravientos es 2.31 veces mayor que la correspondiente al marco sin refuerzo ($CV/SR = 2.31$).

No obstante, el cortante en la base del mismo marco pero reforzado con disipadores es un poco mayor al marco sin refuerzo ($DIS/SR = 1.015$). Esto quiere decir que la fuerza cortante en la base del marco reforzado con contravientos es 2.28 veces más alto que la solución basada en disipadores ($CV/DIS = 2.28$). Para los casos de los marcos de 10 y 20 niveles se aplica un razonamiento similar. Se puede observar que para estos casos las correspondientes relaciones CV/DIS son más pequeñas que 2.28 (ver Tabla 4.2).

En función de lo anterior se puede concluir que usar disipadores en vez de contravientos es *más eficiente* para el marco de 33 niveles que para los otros marcos. El segundo lugar corresponde al marco de 10 niveles.

Se hace ver que los periodos elásticos fundamentales de vibración de los marcos de 10 y 33 niveles sin reforzar ($T_0 = 1s$ y $3s$) están localizados en la partes finales de las ramas descendentes del espectro de aceleraciones (ver Figura 4.2a y c).





4.3 NIVEL DE DUCTILIDAD DESARROLLADO POR LOS MARCOS

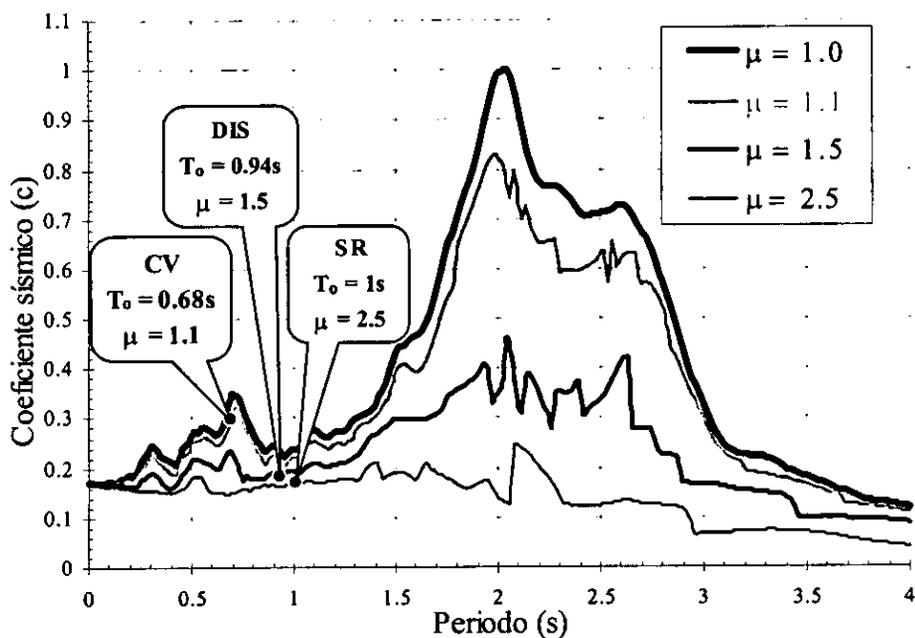
En las Figuras 4.2a, b y c se ubican los periodos fundamentales de vibración (T_0) en los espectros no lineales de respuesta para SCTEW-85 y se indica el nivel de ductilidad desarrollado por cada uno de los marcos sin refuerzo y reforzados de 10, 20 y 33 niveles, respectivamente. Los puntos representados en estas figuras corresponden a los valores T_0 y C_s de la Tabla 4.1.

En estas figuras se puede observar que para los tres casos el marco reforzado con contravientos fue el que desarrolló menor ductilidad ($\mu = 1.1$, $\mu = 1.5$ y $\mu = 1.6$, para el marco de 10, 20 y 33 niveles, respectivamente), esto es consecuencia del criterio de diseño elástico empleado para los contravientos.

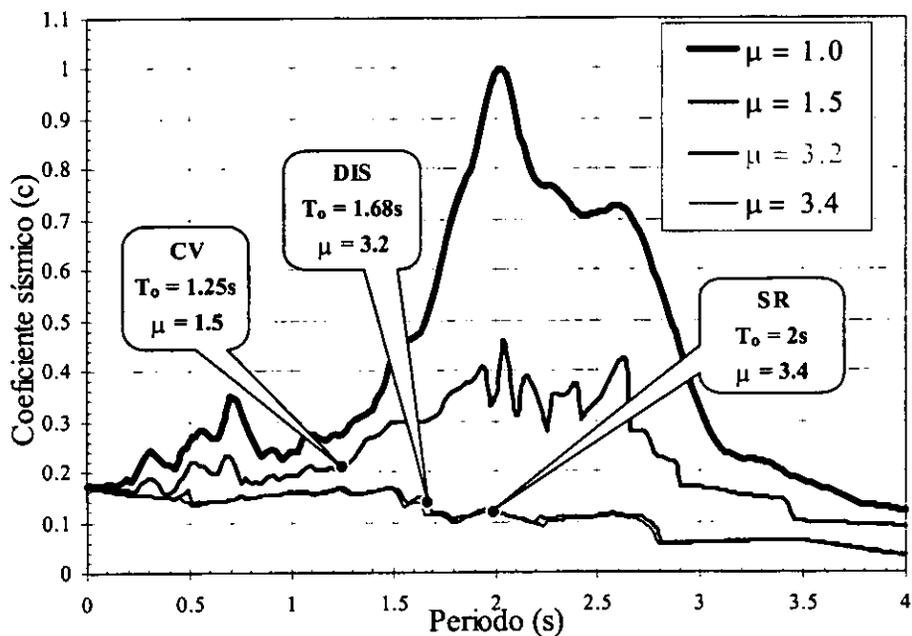
La ductilidad desarrollada por los edificios de 10 y 20 niveles con disipadores ($\mu = 1.5$ y $\mu = 3.2$ respectivamente) es menor que la del marco sin refuerzo ($\mu = 2.5$ y $\mu = 3.4$, respectivamente); por el contrario, la ductilidad desarrollada por el marco de 33 con disipadores ($\mu = 2.3$) es mayor que para el marco sin refuerzo ($\mu = 2.0$). Cabe mencionar que estas diferencias son prácticamente insignificantes en forma gráfica en los espectros de las Figuras 4.2a, b y c.

En la Figura 4.2c se puede observar que el marco de 33 con disipadores, el cual fue la mejor alternativa de refuerzo, el C_s que le demanda el sismo es considerablemente menor que el correspondiente al marco con contraviento. Es conveniente notar y comparar visualmente en las Figuras 4.2a, b y c que la ubicación del periodo en los espectros y la ductilidad desarrollada influye considerablemente en la respuesta de la estructura y en consecuencia en la determinación hecha anteriormente sobre las mejores opciones de refuerzo.



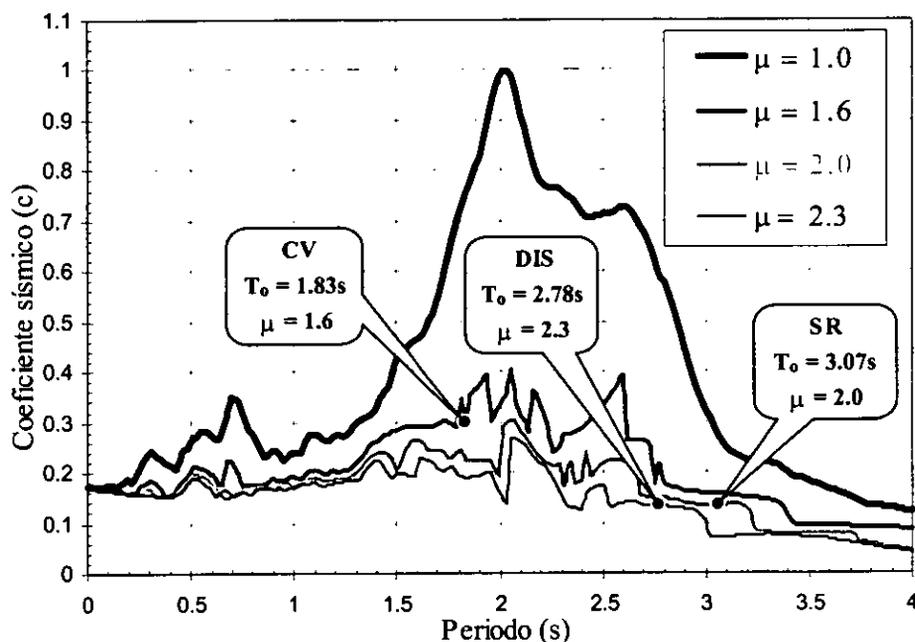


a) Para los marcos de 10 niveles



b) Para los marcos de 20 niveles





c) Para los marcos de 33 niveles

Figura 4.2. Ubicación de los periodos en los espectros de respuesta no lineales de coeficientes sísmicos para SCTEW85 ($\xi = 5\%$).

4.4 FUERZAS AXIALES MÁXIMAS EN LAS COLUMNAS EXTREMAS DE LA BASE DEL EDIFICIO.

En la Tabla 4.3 se presentan las fuerzas axiales máximas a compresión y tensión que se presentan en las columnas del extremo izquierdo y derecho en la base del edificio para los marcos sin reforzar y reforzados con disipadores y contravientos de 10, 20 y 33 niveles, respectivamente.

En esta tabla se puede observar que para todos los casos la fuerza axial a compresión como a tensión de los marcos sin reforzar es menor que la de los marcos con disipadores y ésta a su vez, es menor que la de los marcos con contravientos ($F_{SR} < F_{DIS} < F_{CV}$).





Tabla 4.3. Fuerzas axiales máximas en las columnas del extremo izquierdo y derecho en la base del edificio

MARCO DE 10 NIVELES						
COLUMNA EN LA BASE	SR (Ton)		DIS (Ton)		CV (Ton)	
	C	T	C	T	C	T
extremo izquierdo	171.77	18.69	176.52	24.49	268.24	96.67
extremo derecho	172.16	18.40	178.81	21.78	277.68	86.39
C = Compresión			T = Tensión			
MARCO DE 20 NIVELES						
COLUMNA EN LA BASE	SR (Ton)		DIS (Ton)		CV (Ton)	
	C	T	C	T	C	T
extremo izquierdo	930.97	290.59	1085.48	476.27	1263.11	647.17
extremo derecho	919.32	314.15	1072.04	490.78	1365.25	542.09
C = Compresión			T = Tensión			
MARCO DE 33 NIVELES						
COLUMNA EN LA BASE	SR (Ton)		DIS (Ton)		CV (Ton)	
	C	T	C	T	C	T
extremo izquierdo	5436.85	2688.85	6122.36	2658.26	15748.99	13209.26
extremo derecho	5544.34	2650.45	5586.22	3384.99	15857.89	13062.57
C = Compresión			T = Tensión			





En la Tabla 4.4 se presentan las relaciones entre las fuerzas axiales máximas a compresión y a tensión de la Tabla 4.3.

En la penúltima columna de la Tabla 4.4 se muestra que la fuerza axial a compresión (C) de la columna del extremo izquierdo en la base del marco de 33 niveles reforzado con disipadores es 1.13 veces mayor que la correponsiente al marco sin refuerzo ($DIS/SR = 1.13$).

No obstante, la fuerza axial a compresión para el marco reforzado con contravientos es 2.90 veces mayor al marco sin refuerzo ($CV/SR = 2.90$). Esto indica que la fuerza axial a compresión que se presenta en el marco con contravientos es 2.57 veces más grande que la correspondiente al marco con disipadores ($CV/DIS = 2.57$). Un razonamiento similar puede ser aplicado para los casos de 10 y 20 niveles para la fuerza axial tanto a compresión como a tensión para las columnas del extremo izquierdo y derecho de la base de los marcos.

Se puede observar que para la columna del extremo izquierdo las relaciones $CV/DIS = 1.16$ y 1.52 para el marco de 20 y 10 niveles son más pequeñas que 2.57. Las mismas tendencias se observa para la fuerza axial máxima a tensión (ver Tabla 4.4). Para el caso de las columnas del extremo derecho de la base de los marcos las tendencias son muy similares.

Lo anterior refuerzo el hecho de que usar disipadores en vez de contravientos es *más eficiente* para el marco de 33 niveles, ya que, el marco con contravientos presenta una carga axial muy alta en comparación con los marcos de 10 y 20 niveles. El segundo lugar se presenta para el marco de 10 niveles y el tercero para el de 20 niveles tal como se presentaba para el cortante en la base (V_b). Estas tendencias también son esperadas debido al criterio de diseño empleado para los contravientos para que permanecieran elásticos. Tal como se usa en la práctica ingenieril.

La gran fuerza axial que inducen los contravientos a las columnas y por ende a la cimentación, requiere revisar la resistencia de la cimentación y de las columnas.





Tabla 4.4. Relación de las fuerzas máximas axiales en la base del edificio

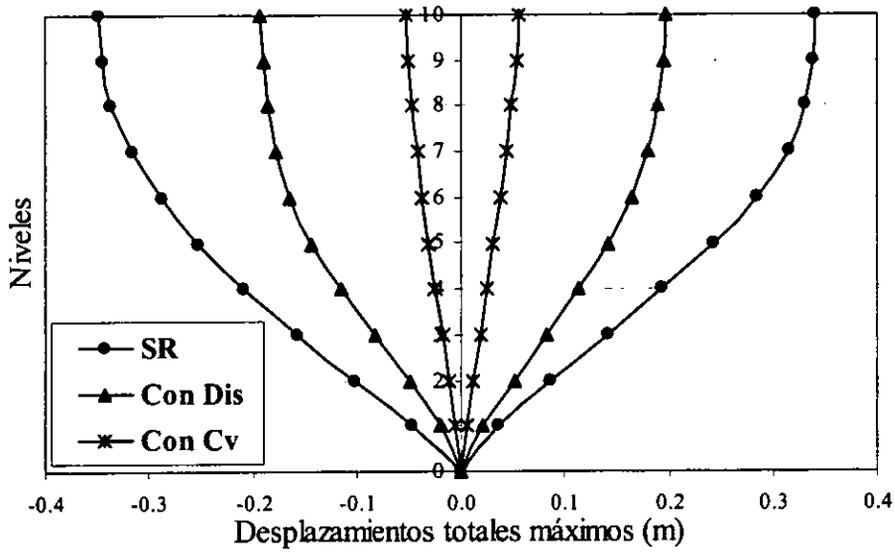
COLUMNA DEL EXTREMO IZQUIERDO DE LA BASE DEL EDIFICIO						
	MARCO DE 10 NIVELES		MARCO DE 20 NIVELES		MARCO DE 33 NIVELES	
RELACIÓN ENTRE F's	C	T	C	T	C	T
DIS/SR	1.03	1.31	1.17	1.64	1.13	0.99
CV/SR	1.56	5.17	1.36	2.23	2.90	4.91
CV/DIS	1.52	3.94	1.16	1.36	2.57	4.96
COLUMNA DEL EXTREMO DERECHO DE LA BASE DEL EDIFICIO						
	MARCO DE 10 NIVELES		MARCO DE 20 NIVELES		MARCO DE 33 NIVELES	
RELACIÓN ENTRE F's	C	T	C	T	C	T
DIS/SR	1.04	1.18	1.17	1.56	1.01	1.28
CV/SR	1.61	4.70	1.49	1.72	2.86	4.93
CV/DIS	1.55	3.97	1.27	1.10	2.84	3.86

4.5 DISTORSIONES MÁXIMAS DE ENTREPISO Y DESPLAZAMIENTOS TOTALES DEMANDADOS EN LOS MARCOS

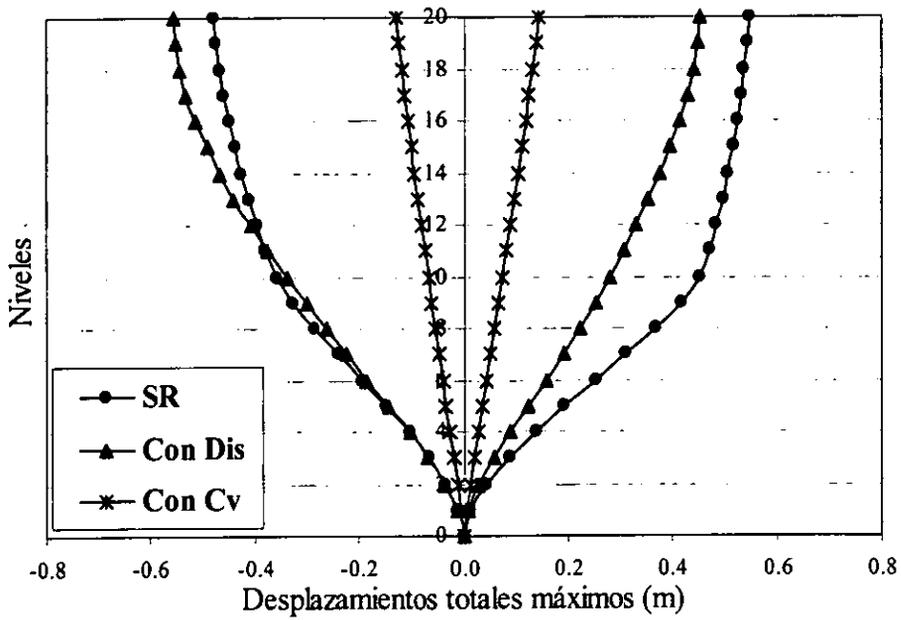
En esta sección se analizan las distorsiones máximas de entrepiso y los desplazamientos totales (con respecto a la base del edificio) desarrollados en los marcos.

Los resultados muestran que las distorsiones máximas y los desplazamientos para los marcos de 10 y 20 niveles reforzados con disipadores *son mayores* que los correspondientes a los marcos reforzados con contravientos; sin embargo, lo opuesto ocurre para el marco de 33 niveles. Esto se puede verificar en las Figuras 4.3a, b y c, las cuales muestran el desplazamiento total máximo correspondiente a los marcos de 10, 20 y 33 niveles.



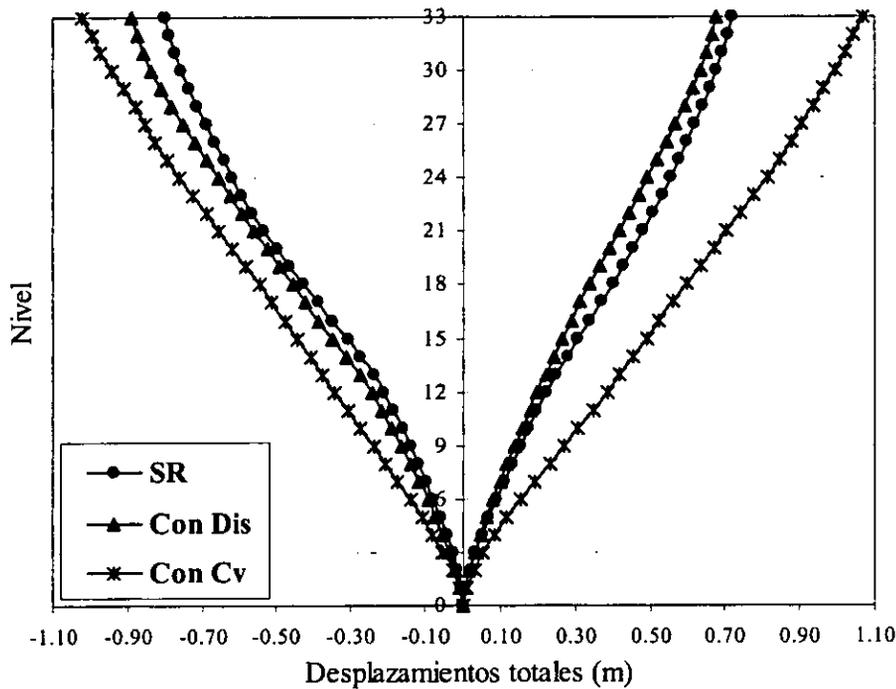


a) Marco de 10 niveles



b) Marco de 20 niveles





c) Marco de 33 niveles

Figura 4.3. Desplazamientos máximos de los marcos sin reforzar (SR), y de los marcos reforzados con contravientos (Cv), y reforzados con disipadores (Dis).

4.5.1 JUSTIFICACIÓN SOBRE LA TENDENCIA DE LOS DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS

Una explicación cualitativa de las tendencias mencionadas en el inciso anterior (y mostradas en las Figuras 4.3a, b y c) puede ser dada por medio de los espectros de desplazamientos no lineales de diseño. Para un intervalo de periodos de vibración dados ($0.0 < T < 1.6s$ aproximadamente) en los espectros de desplazamientos de la Figura 3.2b, los desplazamientos máximos de los sistemas con demandas de ductilidad altas (μ) son mayores que los sistemas que desarrollan demandas de ductilidad pequeñas. Sin embargo, lo opuesto ocurre en sistemas con periodo de vibración largo ($T > 1.6s$).

Esto puede visualizarse por medio del siguiente ejemplo (ver Figura 3.2b): el desplazamiento máximo de un sistema reforzado con periodo de vibración $T_0 = 1.9s$ y





demanda de ductilidad baja ($\mu = 1.5$) es mayor que para un sistema con un periodo de vibración $T_0 = 2.8s$ y demanda de ductilidad alta ($\mu = 3$).

El párrafo anterior trata de explicar porqué los desplazamientos del marco de 33 niveles reforzado con disipadores son *más pequeños* que los del marco reforzado con contravientos (ver Figura 4.3c). Consecuentemente, esto refuerza la idea mencionada anteriormente, referente a que el uso de disipadores en vez de contravientos es *más eficiente* para el marco de 33 niveles que para los demás marcos.

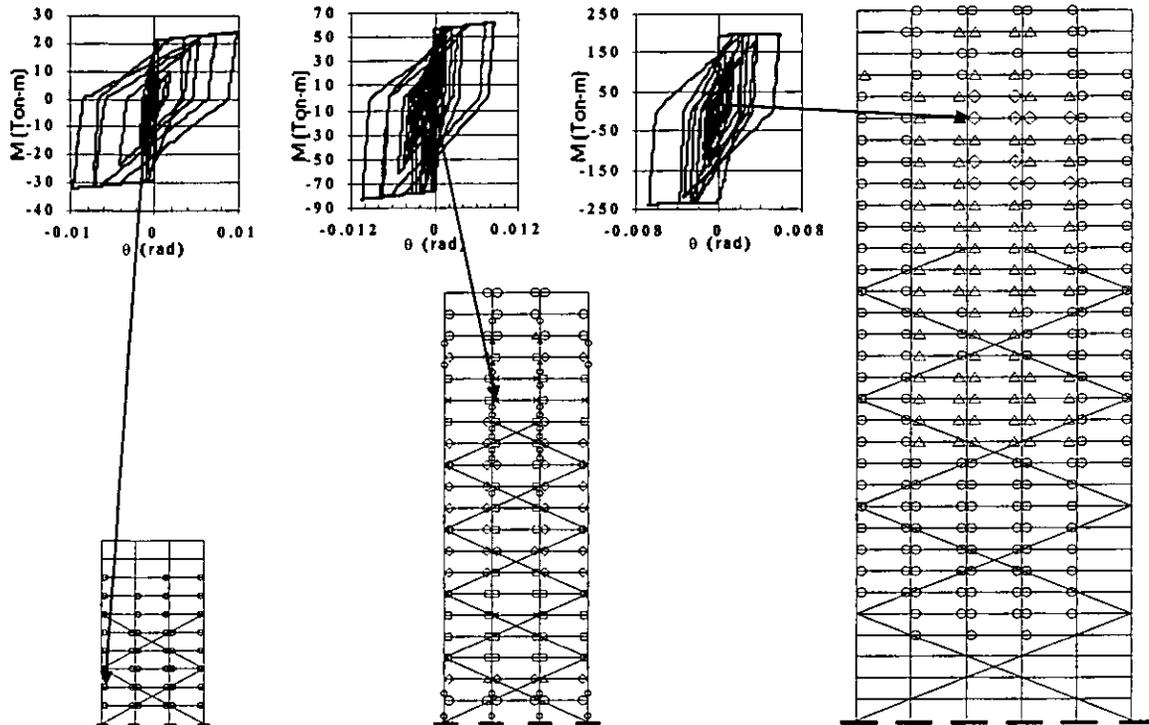
4.6 ROTACIONES DE LAS ARTICULACIONES PLÁSTICAS ACUMULADAS EN LOS MARCOS CON DISIPADORES

En la Figura 4.4 se muestran las rotaciones más críticas de las articulaciones plásticas acumuladas (θ_{acum}) que se forman en los tres marcos con disipadores. También se muestran las curvas de histéresis momento vs rotación plástica correspondientes a dichas secciones críticas de los marcos.

En la figura se puede observar que las rotaciones de las articulaciones en trabes y columnas mayores se presentaron en el marco de 20 niveles, y las menores en los marcos de 10 y 33 niveles. Cabe mencionar que el marco de 20 niveles con disipadores fue el que presentó mayor ductilidad ($\mu = 3.2$, Fig. 4.2b) y justo arriba donde se cortan las diagonales de los disipadores se presentan las mayores rotaciones de las articulaciones plásticas, por lo que sería recomendable reforzar más arriba (Fig. 4.4). Para el caso de los marcos reforzados con contravientos éstos se comportan elásticamente por lo que no presentan rotaciones de las articulaciones plásticas.

Se verificó que los elementos estructurales de los marcos reforzados fueran capaces de resistir las rotaciones demandas (ver Silva, 1994; Limón, 1997 y Torres, 2000).





$0.000 < \theta_{acum} \leq 0.017$	O
$0.017 < \theta_{acum} \leq 0.034$	Δ
$0.034 < \theta_{acum} \leq 0.051$	◇
$0.051 < \theta_{acum} \leq 0.068$	□
$0.068 < \theta_{acum} \leq 0.085$	X

Figura 4.4. Rotaciones de las articulaciones plásticas acumuladas en los marcos con disipadores.





Sistemas equivalentes de un grado de libertad (SE1GDL)

En las próximas secciones de este capítulo se analizan parámetros de respuesta (demandas de ductilidad global, desplazamientos de los marcos, degradación de rigidez, etc) de los *sistemas equivalentes de un grado de libertad* (SE1GDL) de los marcos que se han venido tratando en esta tesis.

Primeramente se estudia el comportamiento histerético y las demandas de ductilidad global correspondientes a los marcos sin refuerzo. Después, se simplifican y se analizan los modelos estructurales de los marcos con disipadores.

Se realiza un análisis dinámico no lineal paso a paso con el programa DRAIN 2D de estructuras bidimensionales basado en el análisis de las historias en el tiempo usando los SE1GDL, el cual trata de representar el comportamiento global de un *sistema de múltiples grados de libertad* (SMGDL).





5.1 ESTUDIOS PREVIOS SOBRE EL USO DE SISTEMAS EQUIVALENTES

La solución analítica de un análisis dinámico no lineal es posible solamente para estructuras relativamente simples, cuando la variación carga-tiempo y la relación fuerza-desplazamiento son funciones matemáticas convenientes. Por estas razones es prudente, al menos para propósitos de diseño práctico, adoptar métodos aproximados, los cuales permitan rapidez en los análisis de una estructura compleja con una aproximación aceptable. Estos métodos usualmente requieren que se idealicen en algún grado tanto la estructura como las cargas. Una manera de simplificar el problema es representar los sistemas de múltiples grados de libertad (SMGDL) mediante sistemas equivalentes de un grado de libertad (SE1GDL).

El concepto de sistemas equivalentes no es nuevo. Se han propuesto varias metodologías en la literatura (Saiidi y Sozen, 1979; Miranda, 1991; Qi y Moehle, 1991; Bonacci, 1994; Collins, Wen y Foutch, 1995, etc.).

Qi y Moehle (1991) desarrollaron un estudio analítico de las características de la respuesta del desplazamiento inelástico de SE1GDL. Estos sistemas fueron sometidos a excitaciones sísmicas para lograr (mediante formas prácticas) estimar los valores máximos del desplazamiento de sistemas de varios grados de libertad mediante SE1GDL. El método para estimar el desplazamiento inelástico de SMGDL a partir de SE1GDL se extendió para estimar la distorsión máxima de entrepiso que un edificio puede experimentar ante la acción de un sismo.

Para llevar a cabo esta representación se realizaron algunas suposiciones necesarias para definir la masa, la resistencia y la rigidez equivalente.

Los sistemas elásticos de varios grados de libertad se convierten fácilmente a SE1GDL por medio de las propiedades de ortogonalidad de los modos. Sin embargo, si se presenta la respuesta inelástica es necesario hacer una aproximación más general.

Qi y Moehle proponen que para convertir un SMGDL a un SE1GDL se suponga una forma del vector, que se usa como vector constante $\{\phi\}$ el cual corresponde a la deflexión que ocurre aproximadamente al 1 % del desplazamiento en el nivel de azotea dividido entre la altura total de la estructura (Δ_{azotea}/H). Este vector de forma corresponde a la deflexión bajo la acción de cargas laterales estáticamente aplicadas y gradualmente distribuidas en forma de triángulo inverso. La forma del vector se normaliza con respecto al nivel de azotea del marco.

Una vez que se aplican las cargas laterales estáticas, se obtiene una curva carga-desplazamiento. Con el propósito de idealizar esta curva, es necesario definir dos puntos. Estos corresponden al punto de fluencia y al estado de resistencia última. El estado de resistencia última se define como el desplazamiento máximo y la resistencia correspondiente





que se espera desarrolle la estructura. Se recomienda que el punto de fluencia se determine encontrando el punto de intersección de una línea tangente a la porción inicial de la curva carga-desplazamiento, con la línea tangente de la curva carga-desplazamiento a aproximadamente 1 % de la distorsión global. Esto se hace para que pueda modelarse el periodo elástico del sistema. Este punto de fluencia debe definir una fuerza de fluencia tal, que el área debajo de la curva bilineal idealizada y la curva calculada (obtenida directamente del análisis estático no lineal) tengan áreas iguales. Esto significa que se preserva la capacidad de absorción de energía.

La fuerza equivalente de fluencia se define como el producto punto del vector de forma y el vector de cargas que causa la fluencia de la estructura.

Para mostrar la validez de los modelos de los SE1GDL, los autores hicieron varios análisis de la respuesta en el tiempo ante excitaciones sísmicas de éstos y sus correspondientes SMGDL. Los resultados obtenidos en el cálculo de desplazamiento de los SE1GDL se asemejan con una exactitud razonable a las respuestas de desplazamiento obtenidas en el nivel de azotea de marcos de varios grados de libertad analizados en dicho estudio.

Existen varias ventajas si se usa el modelo equivalente de un grado de libertad. Primera, la derivación del sistema equivalente puede expresarse matemáticamente de una manera consistente. Segunda, el periodo del sistema equivalente se aproxima al periodo fundamental elástico de la estructura de varios grados de libertad en exactamente la misma forma que lo hace el método de Rayleigh modificado. Tercera, el SE1GDL reproduce los desplazamientos del SMGDL en el nivel de azotea (este punto es más conveniente que ningún otro punto de la estructura).

En un estudio más reciente **Collins, Wen y Foutch (1995)** proponen una metodología aproximada de análisis. Ésta se deriva de metodología propuesta por Qi y Moehle mencionada en los párrafos anteriores. Esta metodología usa los resultados de un análisis estático no lineal llamado "push-over" (del empujón) para desarrollar modelos de SE1GDL equivalentes de una estructura de varios grados de libertad.

El objetivo del análisis estático no lineal es el de permitir llevar a cabo una evaluación aproximada de las demandas de deformación en elementos críticos, hacer notar características indeseables tales como discontinuidades en la resistencia, la rigidez y sobrecargas en elementos potencialmente frágiles, localizar regiones donde se tengan grandes demandas de deformación que requieren un detallado adecuado, además de proporcionar estabilidad global del sistema estructural. El diagrama fuerza estática-deformación que se obtiene del análisis "push-over", proporciona un método conveniente (aunque aproximado) de visualizar el problema inelástico. Se reconoce que este tipo de análisis ayudan a proporcionar una idea de la calidad sismoresistente que posee la estructura.





5.2 SISTEMAS EQUIVALENTES DE 1GDL PARA LOS MARCOS SIN REFORZAR

En este estudio se obtuvieron las propiedades del SE1GDL de los tres marcos sin reforzar de acuerdo con el método propuesto por Collins, et al (1995).

El SE1GDL de un marco es comúnmente modelado por su masa (M^*), rigidez lateral elástica (K^*), resistencia lateral (R^*), y un factor de escala (P^*) aplicado al movimiento del suelo (Figura 5.1).

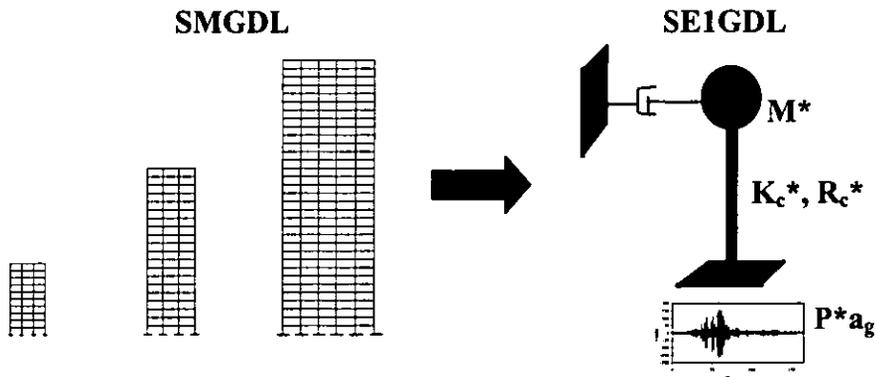


Figura 5.1. Modelo que representa el SE1GDL de cada uno de los marcos sin reforzar.

Su formulación implica las siguientes definiciones:

$$M_c^* = \{ \Psi_2^T \} [M] \{ \Psi_1 \} \quad (5.1)$$

$$K_c^* = K \{ \Psi_2^T \} \{ f \} \quad (5.2)$$

$$P_c^* = \{ \Psi_2^T \} [M] \{ I \} / M^* \quad (5.3)$$

donde:

[M] es la matriz de masa, K es la rigidez lateral obtenido de la curva del push over de cada marco, {I} es un vector unitario, y $\{ \Psi_1 \}$ representa el perfil de desplazamiento lateral, el cual es normalizado de tal forma que su componente correspondiente al desplazamiento de azotea sea unitario. Este vector se escoge a partir de los resultados de un análisis "push-over" usando una distribución de fuerzas {f}. El vector {f} se normaliza tal que el cortante en la base sea unitario. La resistencia de fluencia R_{cy}^* y la relación de post- a pre-fluencia se obtiene del análisis "push over". En este trabajo se supuso que el vector $\{ \Psi_2 \}$ sea unitario $\{ \Psi_2 \} = \{ 1 \}$, esto implica que el producto de los vectores de la ecuación 5.2 $\{ \Psi_2^T \} \{ f \}$ sea





igual a la unidad, lo que permite obtener que $K_c^* = K$, y con ello asumir que el cortante que se presentará en la base del SMGDL sea igual al cortante en el SE1GDL ($V_b = KD$).

La distribución de fuerzas laterales $\{f\}$ usado para los marcos obedece al perfil obtenido de una análisis dinámico modal de los marcos, bajo el espectro del sismo de diseño. Los marcos fueron sujetos a unas fuerzas de empuje $\{f\}$ hasta una distorsión global similar a la obtenida de un análisis paso a paso.

Adicionalmente, algunos autores han señalado que es conveniente tomar en cuenta la degradación de las propiedades mecánicas de los elementos bajo excitación de carga cíclica (Gupta y Krawinkler 1998; Ruiz y Badillo, 2001).

5.2.1 MODELOS DE COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO USADOS EN ESTE ESTUDIO

Para el análisis dinámico de los marcos en estudio y de sus SE1GDL se supusieron dos de los modelos de comportamiento no lineal más usados para modelar elementos de concreto reforzado: el bilineal y el modelo de Takeda con degradación de rigidez. A continuación se describen cada uno de estos.

5.2.1.1 Modelo bilineal

El modelo bilineal conjuntamente con el elastoplástico son unos de los modelos más simples para comportamiento histerético no lineal de los elementos de concreto reforzado.

El modelo de histéresis bilineal (Figura 5.2), es similar al modelo elastoplástico excepto por el hecho de que se le asigna a la rigidez después de la fluencia una pendiente positiva para simular las características de endurecimiento por deformación del acero en el concreto reforzado.

El comportamiento histerético de los dos modelos anteriores está dado por las siguientes reglas:

- La Figura 5.2 nos representa un ciclo de histéresis del comportamiento del elemento, donde:

V_y = cortante de fluencia

D_y = deformación de fluencia

K_1 = pendiente elástica inicial

K_2 = pendiente después de la fluencia





D_3 , D_4 , D_5 , y D_6 son variables. Se relacionan D_3 con D_4 y D_5 con D_6 .

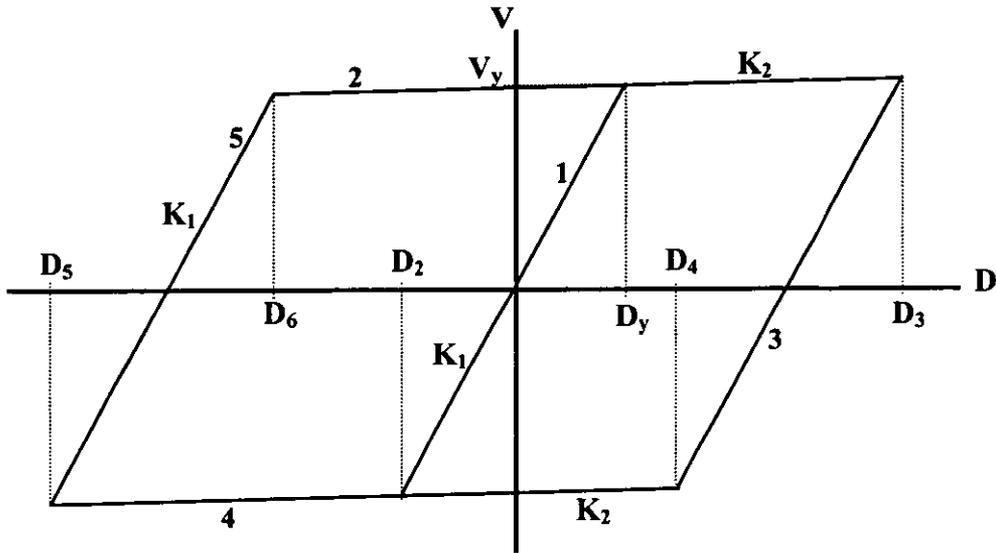


Figura 5.2. Modelo bilineal.

Tomando a D_n como la deformación predicha, el comportamiento del elemento se puede resumir en las siguientes tres reglas (Figura 5.2):

Denominando a D_y ó D_3 ó D_6 como D_{\max} y a D_2 ó D_4 ó D_5 como D_{\min} .

1) El elemento está en la condición de la rama 1, 3 ó 5

Si $D_n > D_{\max}$, cambia a la rama 2

Si $D_n < D_{\min}$, cambia a la rama 4

2) El elemento está en la condición de la rama 2

Si ocurre una descarga, se cambia a la rama 1, 3 ó 5 y se determina:

$$D_{\max} = D_n$$

$$D_{\min} = D_n - 2D_y$$

3) El elemento está en la condición de la rama 4

Si ocurre una descarga, se cambia a la rama 1, 3 ó 5 y se determina:





$$D_{\max} = D_n + 2D_y$$

$$D_{\min} = D_n$$

5.2.1.2 Modelo de Takeda con degradación de rigidez

Powell (1975) propone un modelo de comportamiento histerético de vigas de concreto reforzado basado en el modelo de Takeda (1970). Las extensiones hechas al modelo se muestran en las Figuras 5.3, 5.4, 5.5 y 5.6. Estas incluyen:

- 1) Una reducción de la rigidez a la descarga por una cantidad que depende de la máxima rotación previa.
- 2) La incorporación de una rigidez en la recarga variable, la cual es mayor que la del modelo de Takeda original y también depende de la historia de las rotaciones del extremo del elemento.

La rigidez a la descarga, K_d , depende de la rotación máxima y es controlada por el parámetro α , el cual sirve para localizar el "punto de recobre" (R_{rec}), como se muestra en la Figura 5.3. Este parámetro siempre es positivo y toma valores típicos entre 0 y 0.4. Sin importar cual es el valor de α , la pendiente de descarga siempre será mayor que la pendiente de recarga en el otro sentido, pues de otra manera se producirían ciclos de histéresis con un área negativa.

La rigidez a la recarga, K_i , también depende de la rotación máxima y es gobernada por el parámetro β (Figura 5.4). Este parámetro siempre es positivo y toma valores entre 0 y 0.6.



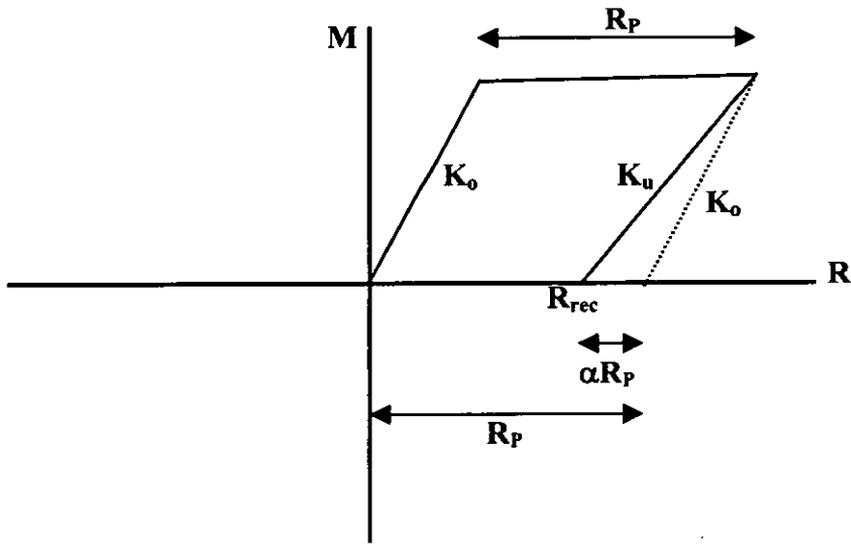


Figura 5.3. Rigidez en la descarga.

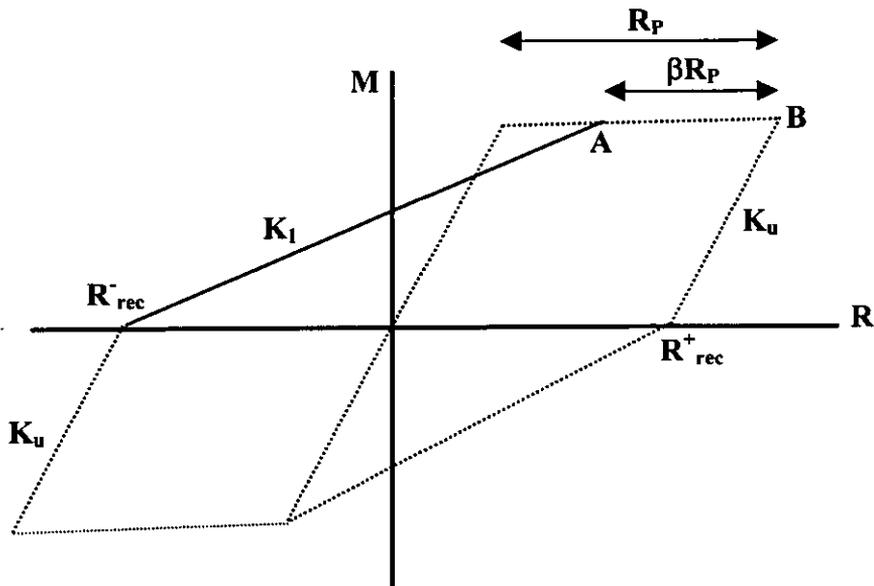


Figura 5.4. Rigidez en la recarga.

Las relaciones para amplitudes pequeñas se suponen similares a las del modelo de Takeda, pero se formulan reglas adicionales para el cálculo de la rigidez a la recarga. De acuerdo con





la Figura 5.5, el punto de inversión del signo de la carga, R_{rev} , cae dentro del punto de recobre positivo, R_{rec}^+ , debido a que la excursión inelástica no alcanza el punto máximo previo, β^+ . En esta situación, no es probable que la pendiente de recarga negativa se dirija al punto A^- , el cual sería el punto de recarga definido en términos del parámetro β y el punto máximo previo B^- . Si se supusiera la trayectoria de la recarga hacia el punto A^- , la pendiente de la recarga tendería a ser excesivamente alta y podría llegar a ser negativa si el punto R_{rev} cayera a la izquierda de A^- . Para evitar esto, se supone que la trayectoria a la recarga se dirige a un punto X que cae entre los puntos A y B , en un lugar que depende de la localización de R_{rev} entre R_{rec}^- y R_{rec}^+ (Powell, 1975). La relación específica, en este caso para la recarga negativa, es:

$$\frac{AX}{AB} = \left[\frac{R_{rec}^+ - R_{rev}}{R_{rec}^+ - R_{rec}^-} \right]^N$$

con una relación similar para la recarga positiva. Para $N=1$, X estará posicionado entre A y B en igual proporción como R_{rev} esta entre R_{rec}^+ y R_{rec}^- . Para $N>1$, X estará más cargando hacia el punto A y para $N<1$ hacia el punto B . Si β es igual a cero, la recarga será siempre hacia el punto B .

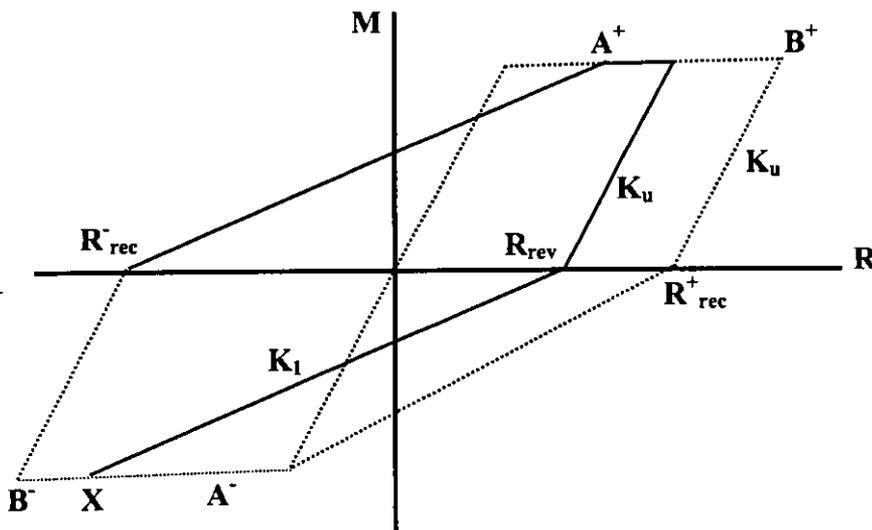


Figura 5.5. Recarga después de un ciclo de fluencia incompleto.

En la Figura 5.6 se muestra una serie de ciclos para amplitudes pequeñas. El comportamiento es idéntico al del modelo de Takeda excepto que la rigidez a la recarga,





desde el punto C a la línea AB, está basada en la posición del punto de inversión de signo de la carga más reciente.

Algunas de las características de este modelo, sobre todo las asociadas con las oscilaciones de amplitudes pequeñas, se han seleccionado basándose en el juicio ingenieril para evitar patrones de comportamiento inconsistentes o ilógicos. Esto se debe a la falta de datos de pruebas experimentales que apoyen al modelo.

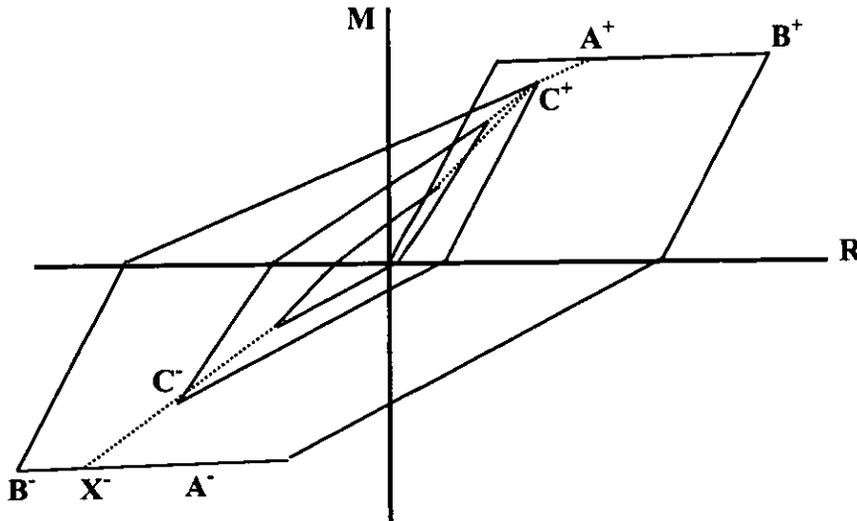


Figura 5.6. Comportamiento en amplitudes pequeñas.

5.2.2 COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO Y DUCTILIDADES GLOBALES DEMANDADAS POR LOS MARCOS SIN REFORZAR PARA LOS SE1GDL Y LOS SISTEMAS DE MÚLTIPLES GRADOS DE LIBERTAD (SMGDL)

En esta sección se obtienen las curvas de histéresis cortante en la base vs desplazamiento de azotea de los marcos sin reforzar y de sus SE1GDL suponiendo que el comportamiento sigue los modelos bilineal y de Takeda con degradación de rigidez. A partir de estas curvas se obtuvieron las demandas de ductilidad global.

Las Figuras 5.7a y b, 5.8a y b, 5.9a y b ilustran las curvas de histéresis cortante en la base vs desplazamiento de azotea de los marcos de 10, 20 y 33 niveles sin reforzar y las de sus SE1GDL. Las Figuras 5.7a, 5.8a y 5.9a corresponden a las respuestas de ambos sistemas (SMGDL y SE1GDL) suponiendo comportamiento bilineal, y las Figuras 5.7b, 5.8b y 5.9b corresponden al modelo de Takeda con degradación de rigidez. De estas figuras se observa claramente que las demandas de ductilidad de los SE1GDL (μ_{SE1GDL}) son mayores que las





asociadas con sus modelos de SMGDL correspondientes (μ_{SMGDL}). Discrepancias similares han sido observadas por Krawinkler y Nassar (1992).

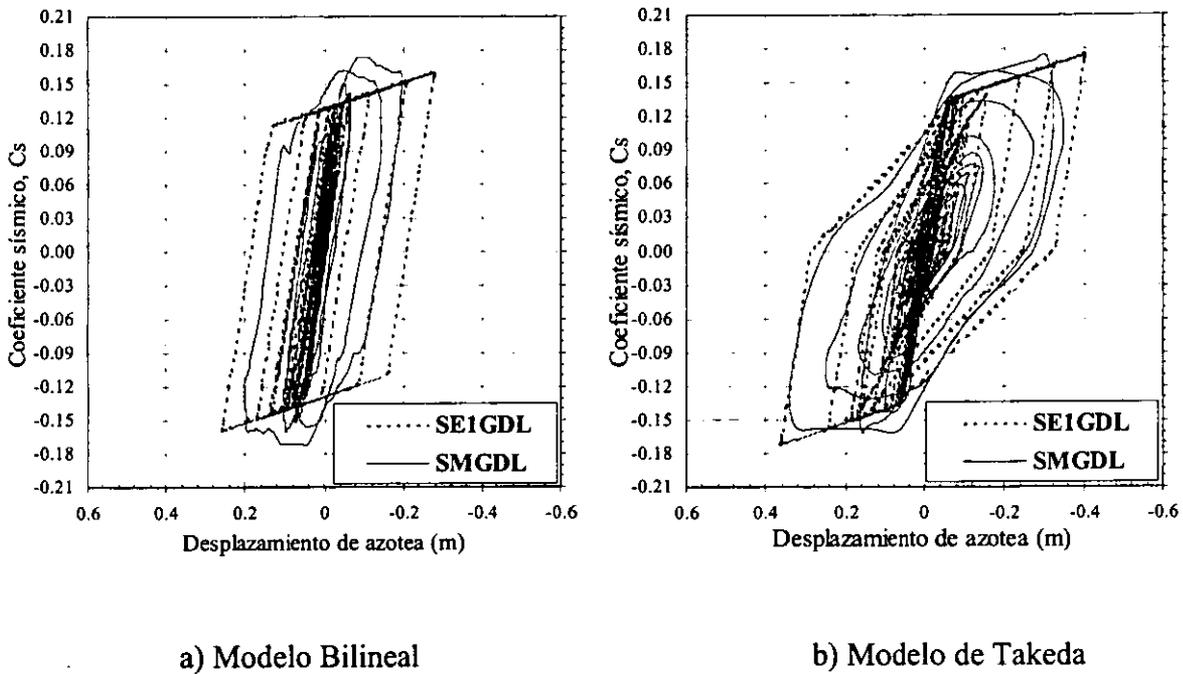
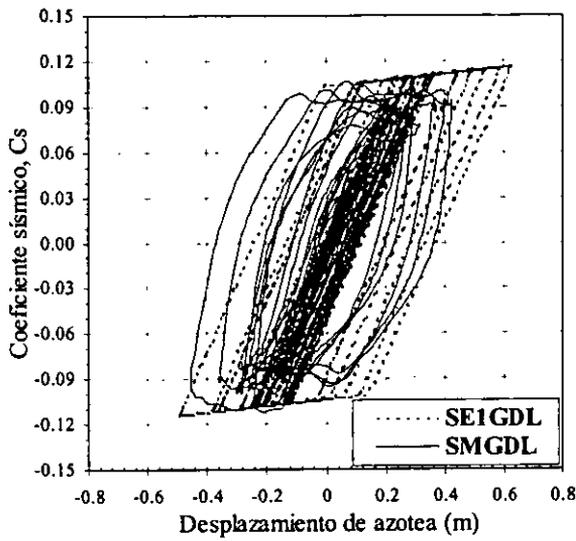


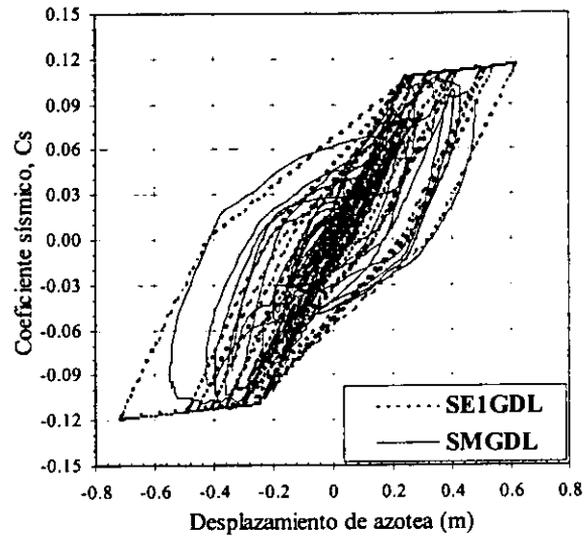
Figura 5.7. Curvas de histéresis correspondientes al marco de 10 niveles.

Las Figuras 5.7 a 5.9 muestran que los modelos de los SE1GDL bilineal y de Takeda de 10 y de 20 niveles siguen aproximadamente el comportamiento de los sistemas de SMGDL; sin embargo, se puede observar que los de 33 niveles no son capaces de representar con suficiente aproximación el comportamiento estructural. Esto se debe a que en esta estructura los modos superiores de vibración son significativos y que para obtener el SE1GDL no se considera la participación de modos superiores de vibración.



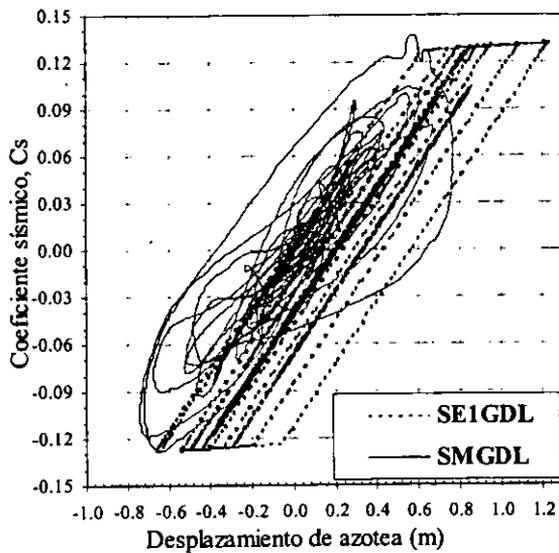


a) Modelo Bilineal

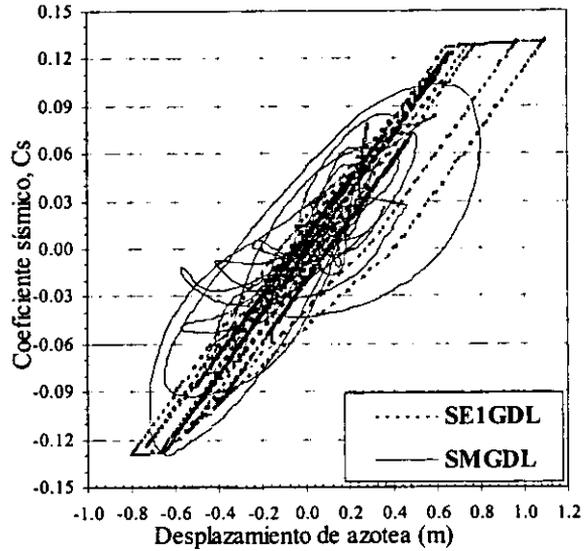


b) Modelo de Takeda

Figura 5.8. Curvas de histéresis correspondientes al marco de 20 niveles.



a) Modelo Bilineal



b) Modelo de Takeda

Figura 5.9. Curvas de histéresis correspondientes al marco de 33 niveles.





Para el SE1GDL del marco de 10 niveles, en la Figura 5.7 se puede observar que usar un modelo de comportamiento bilineal o de Takeda afecta un poco la respuesta máxima, ya que, el desplazamiento máxima para el modelo bilineal es aproximadamente 0.3 metros, mientras que con el de Takeda es aproximadamente 0.4 m.

Para el SE1GDL del marco de 20 niveles de la Figura 5.8, se observan las mismas discrepancias de un modelo a otro. El desplazamiento máxima con el bilineal es de 0.64 y para el modelo de Takeda es de aproximadamente 0.7 m. Para estos dos casos el desplazamiento máximo se presenta cuando se asume el comportamiento de Takeda con degradación de rigidez. Los periodos fundamentales de vibración son $T_0 = 1.07$ s y 2.12 s para el SE1GDL del marco de 10 y 20 niveles respectivamente.

En el caso del marco de 33 niveles (Figura 5.9) el desplazamiento máximo se presenta en el modelo bilineal (aprox. 1.24 m.), mientras que para el de Takeda 1.08 m. Estas diferencias son mayores de un modelo a otro que en los dos casos anteriores. El periodo es $T_0 = 3.14$ s para el SE1GDL del marco de 33 niveles. De lo anterior se puede predecir que la respuesta máxima dependerá además del modelo de comportamiento no lineal asumido, del periodo fundamenta de vibración del sistema.

La Figura 5.10 muestra las relaciones de las demandas de ductilidad obtenidas de los sistemas SE1GDL y SMGDL (μ_{SE1GDL}/μ_{SMGDL}) para ambos modelos de comportamiento estructural (bilineal y Takeda) correspondiente a los periodos fundamentales de vibración $T_0 = 1$ s, 2s y 3s asociados a los marcos sin refuerzo de SMGDL. Se hace notar que para los SE1GDL los periodos fundamentales son 1.07, 2.12 y 3.14 s, los cuales difieren de los periodos originales de los marcos de SMGDL. En la Figura 5.10 se observa que las relaciones μ_{SE1GDL}/μ_{SMGDL} asociadas a los modelos bilineales son mayores que las correspondientes a los modelos de Takeda.



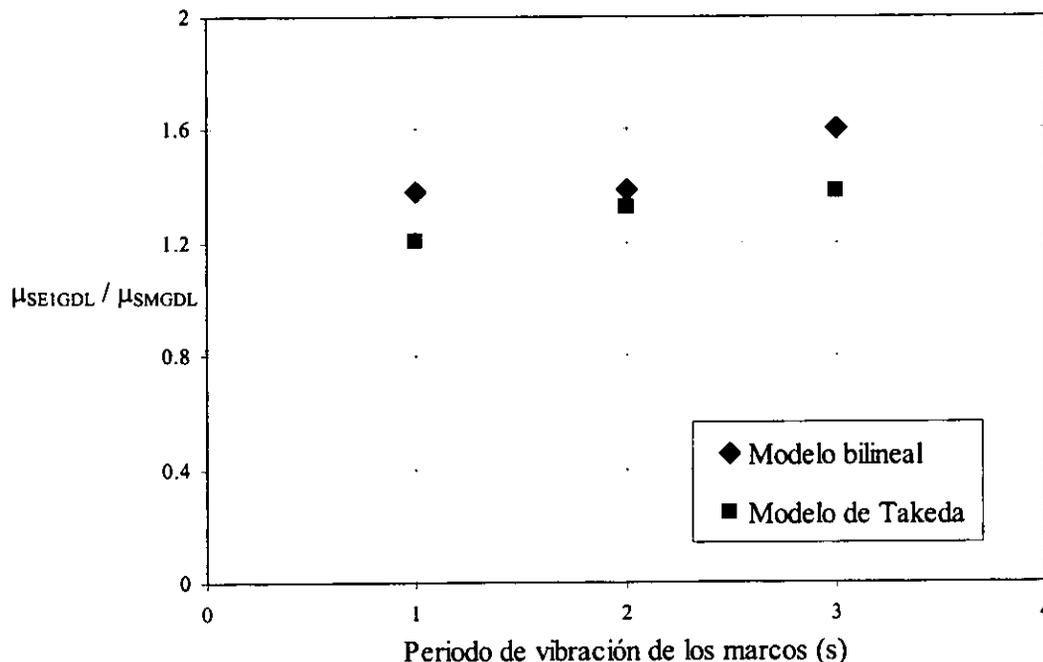


Figura 5.10. Relación de las demandas de ductilidad correspondientes a SE1GDL y SMGDL de los marcos sin reforzar.

5.3 SISTEMAS EQUIVALENTES DE UN GRADO DE LIBERTAD PARA LOS MARCOS REFORZADOS CON DISIPADORES

En la literatura se han propuesto algunos métodos para encontrar SE1GDL; sin embargo, la mayoría de ellos no tratan explícitamente con sistemas reforzados con disipadores. En esta tesis se aplica una aproximación previamente propuesta por Badillo, Silva y Ruiz (1998) para estimar las propiedades de SE1GDL con dispositivos disipadores.

5.3.1 MODELO REPRESENTATIVO DEL SE1GDL CON DISIPADORES

En la Figura 5.11 se representa un SE1GDL con disipadores. El sistema incluye dos elementos no lineales actuando en paralelo. Uno representa el marco de concreto y el otro el sistema disipador. En esta figura, M^* representa la masa equivalente del marco reforzado con disipadores, K la rigidez y R la resistencia del sistema, F indica fuerza y δ representa el desplazamiento. Los subíndices c y d están asociados al marco de concreto (marco sin





refuerzo) y al disipador, respectivamente. La aceleración del suelo a_g , la cual se multiplica por el factor de escala P^* , se indica en la base del sistema.

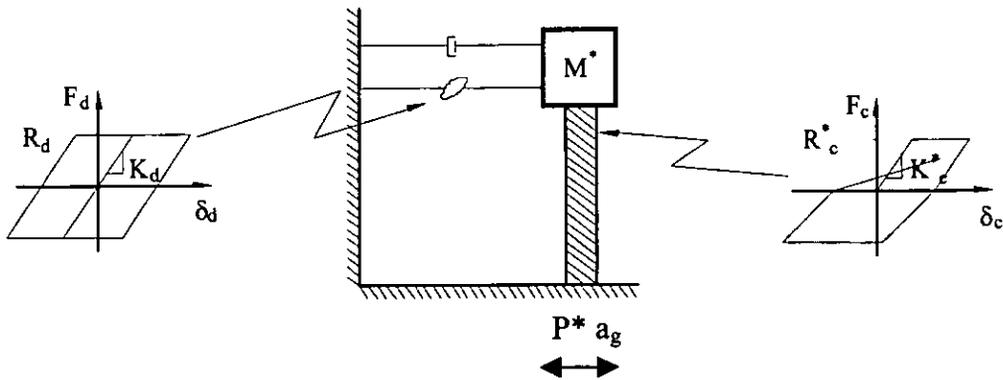


Figura 5.11. Modelo que representa el SE1GDL más el disipador.

Para estimar las propiedades del SE1GDL con disipadores se aplican los siguientes pasos:

- La masa M^* y el factor de escala del movimiento P^* , correspondientes al SE1GDL se obtienen con las expresiones 5.1 y 5.3 dadas anteriormente (Collins et al 1995). Sin embargo, en este caso el vector $\{\Psi_1\}$ se obtiene a partir del marco reforzado con disipadores. Nótese que este vector es diferente del asociado al marco sin refuerzo.
- Los valores K_c^* y R_c^* correspondientes al marco sin refuerzo son conocidos, ya que corresponden a la estructura original.
- La rigidez total ($K_t = K_c^* + K_d$) y la resistencia total ($R_t = R_c^* + R_d$) del sistema equivalente se estiman por medio de un análisis push over del marco de MGDL con disipadores.
- La rigidez y la resistencia de los disipadores se evalúan como sigue: $K_d = K_t - K_c^*$ y $R_d = R_t - R_c^*$. La relación de rigidez de post- a pre-fluencia del marco principal no necesariamente es igual a la de los disipadores.





- e) Los parámetros asociados con la degradación del modelo histerético de los elementos de concreto del SE1GDL se toman igual a los del marco sin refuerzo.

5.3.2 COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO Y DUCTILIDADES GLOBALES DEMANDADAS POR LOS MARCOS CON DISIPADORES PARA LOS SE1GDL Y LOS SMGDL

La metodología descrita anteriormente se aplicó a los tres marcos reforzados con disipadores. En las Figuras 5.12a, 5.13a y 5.14a se muestran las curvas de histéresis de los SE1GDL correspondientes a los marcos de 10, 20 y 33 niveles con disipadores. La rigidez y la resistencia total se componen por la contribución del marco de concreto (Figuras 5.12b, 5.13b y 5.14b), más las correspondientes al sistema disipador (Figuras 5.12c, 5.13c y 5.14c). Obsérvese que el modelo histerético correspondiente a los disipadores se representa mediante un modelo bilineal sin degradación; sin embargo, el de la estructura de concreto se representa mediante un modelo de Takeda con degradación de rigidez. En este caso los siguientes parámetros del modelo de Takeda (Kannan y Powell, 1973) reprodujeron razonablemente bien el comportamiento estructural: $\alpha = 0.071$, $\beta = 0.9$ y $n = 1.2$.

En la Tabla 5.1 se presentan los valores del desplazamiento de fluencia (D_y), la rigidez (K) y el cortante de fluencia (V_y) del marco de concreto y de los disipadores obtenidos a partir del SE1GDL para los marcos de 10, 20 y 33 niveles. En ésta tabla se puede observar que el desplazamiento de fluencia, la rigidez y la resistencia de fluencia del sistema disipador son menores que el de la estructura de concreto. Por lo que se espera que el sistema disipador empiece a tener un comportamiento no lineal mucho antes que el marco de concreto.





Tabla 5.1. Desplazamiento de fluencia, valor de rigidez y cortante de fluencia de los SE1GDL con disipadores

Componentes del SE1GDL	MARCO DE 10 NIVELES			MARCO DE 20 NIVELES			MARCO DE 33 NIVELES		
	D _y (m)	K (Ton/m)	V _y (Ton)	D _y (m)	K (Ton/m)	V _y (Ton)	D _y (m)	K (Ton/m)	V _y (Ton)
Estructura de concreto	0.060	1237	74	0.24	1375	330	0.64	3873	2479
Sistema disipador	0.055	181	10	0.16	481	77	0.21	657	138

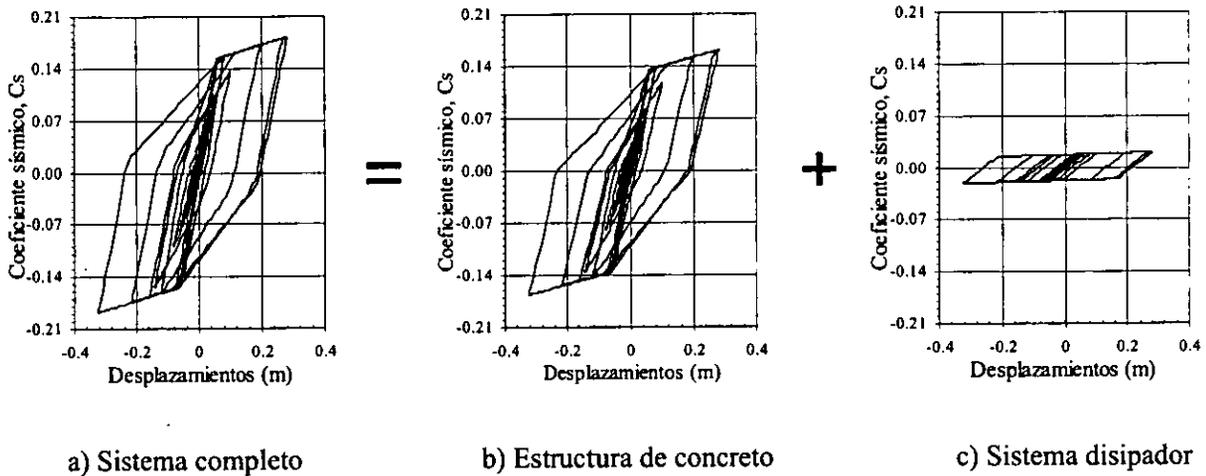


Figura 5.12. Curvas de histéresis de los sistemas equivalente SE1GDL correspondientes al marco de 10 niveles reforzado con disipadores.



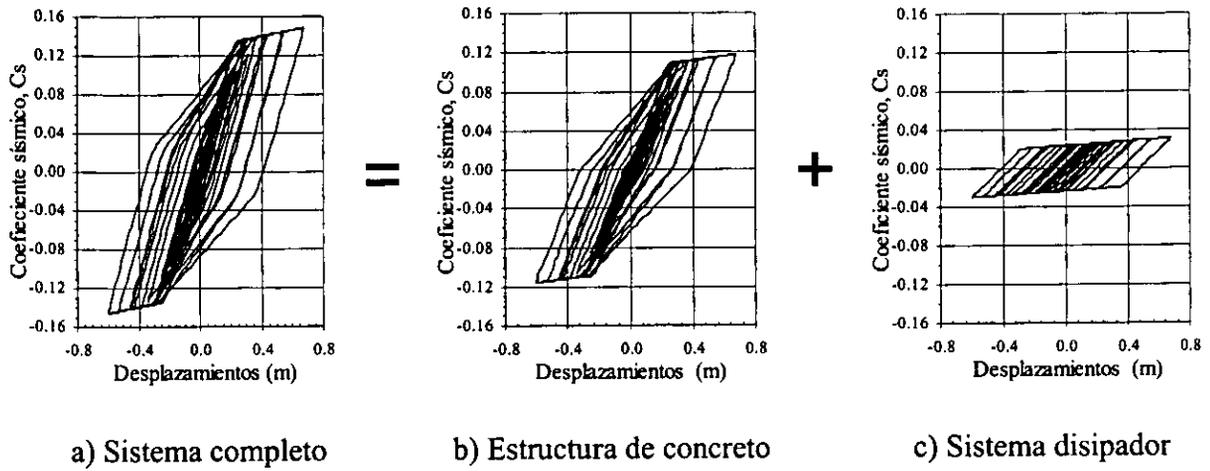


Figura 5.13. Curvas de histéresis de los SEIGDL correspondientes al marco de 20 niveles reforzado con disipadores.

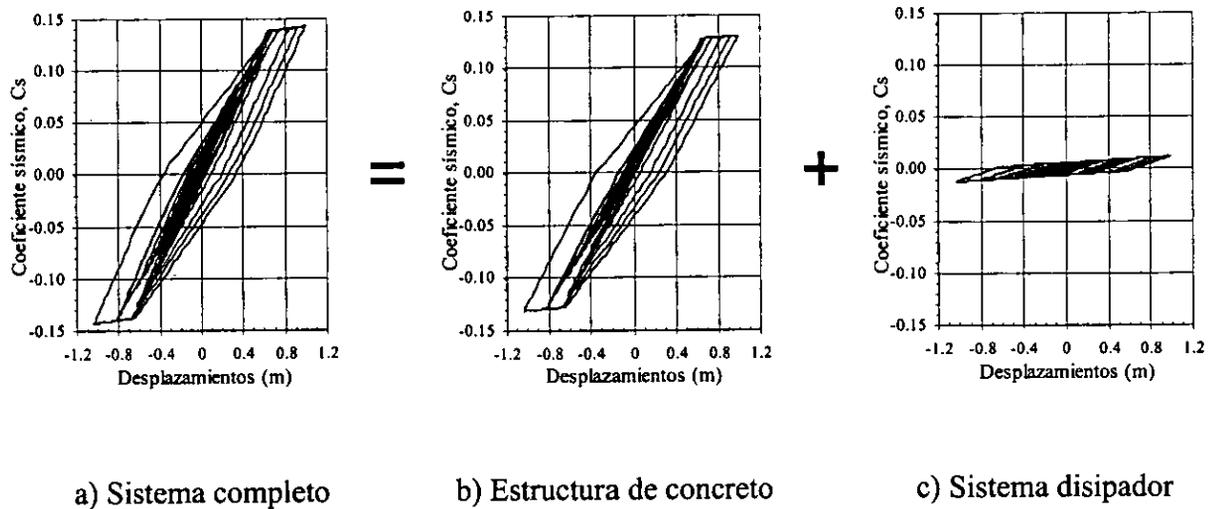


Figura 5.14. Curvas de histéresis de los SEIGDL correspondientes al marco de 33 niveles reforzado con disipadores.





También se calcularon las demandas de ductilidad global (μ) para las estructuras con disipadores para los SMGDL así como para sus correspondientes SEIGDL con disipadores. Las relaciones μ_{SEIGDL}/μ_{SMGDL} fueron mayores a la unidad (similarmente a los marcos sin refuerzo). Para estos casos las relaciones resultaron iguales a 1.54, 1.22 y 1.18 para los marcos de 10, 20 y 33 niveles, respectivamente.

En la Tabla 5.2 se indican las contribuciones de cada uno de los componentes del sistema equivalente (estructura de concreto más el sistema disipador) para los coeficientes sísmicos (C_s) y las rigideces totales (K). De aquí se deduce que las relaciones de las rigideces del sistema disipador con respecto a las de la estructura de concreto son iguales a $K_d/K_c^* = 0.146, 0.34$ y 0.17 , mientras las relaciones de resistencias son: $R_d/R_c^* = 0.125, 0.25$ y 0.09 , para los marcos de 10, 20 y 33 niveles, respectivamente.

En la Tabla 5.2 también se muestra la ductilidad de desplazamiento global (μ_{SEIGDL}) demandada en cada uno de los componentes del sistema equivalente. Las demandas de ductilidad en el sistema disipador *son mayores* que en las estructuras de concreto. Si se deseara calcular las demandas de ductilidad global asociadas con los SMGDL (μ_{SMGDL}), los valores μ_{SEIGDL} que aparecen en la Tabla 5.2 para el sistema completo deberían dividirse por las relaciones previamente mencionadas $\mu_{SEIGDL}/\mu_{MGDL} = 1.54, 1.22$ y 1.18 , para los marcos de 10, 20 y 33 niveles, respectivamente.

Tabla 5.2. Coeficientes sísmicos, valores de rigideces y demandas de ductilidad global para cada uno de los componentes del SEIGDL

SEIGDL	MARCO DE 10 NIVELES			MARCO DE 20 NIVELES			MARCO DE 33 NIVELES		
	C_s	K (Ton/m)	μ_{SEIGDL}	C_s	K (Ton/m)	μ_{SEIGDL}	C_s	K (Ton/m)	μ_{SEIGDL}
Estructura de concreto	0.16	1237	5.39	0.12	1375	2.82	0.13	3873	1.62
Sistema disipador	0.02	181	5.88	0.03	481	4.23	0.012	657	4.94
Sistema completo	0.18	1418	5.45	0.15	1856	3.09	0.142	4530	1.80





6

Conclusiones

Existen varias opciones para el refuerzo de estructuras que han sido dañadas por sismo o cuando se requiere cumplir con disposiciones de seguridad estructural de reglamentos vigentes, algunos de estos son: muros de concreto, encamisado de elementos estructurales, contravientos, disipadores de energía sísmica, etc. No es tan simple decidir qué solución utilizar; dependerá de muchos factores que son función de: las ventajas y desventajas del tipo de refuerzo a usar, características dinámicas de la estructura y del suelo donde se considere ubicada, de los costos del material y de los dispositivos a emplear, de las fuerzas que se inducen a la cimentación debidas al refuerzo, ya que se tendrá que determinar si se refuerza o no la cimentación influyendo en los costos totales, funcionalidad, requisitos arquitectónicos, etc.

En este trabajo sólomente se trató con el desempeño estructural esperado de los marcos en estudio.





En esta tesis, se han comparado las respuestas estructurales de tres marcos de 10, 20 y 33 niveles. Se consideraron dos alternativas de refuerzo a fin de reducir las distorsiones de entrepiso que le demanda el sismo registrado en la Secretaría de Comunicaciones y Transporte el 19 de septiembre de 1985 (SCTEW-85); utilizado éste, como el sismo de diseño. Estos refuerzos son:

- Disipadores tipo solera en forma de "U" y
- Contravientos concéntricos

La selección de la mejor alternativa de refuerzo estuvo en función de la comparación de la fuerza cortante en la base del edificio (V_b) que le demanda el sismo, las fuerzas axiales máximas en las columnas extremas de la base del edificio que se inducen en la cimentación, las distorsiones máximas de entrepiso, los desplazamientos máximos totales demandados en los marcos y de las rotaciones de las articulaciones plásticas acumuladas en los marcos con disipadores.

- En función de la comparación de las respuestas anteriores se pudo concluir que usar disipadores en vez de contravientos es *más eficiente* para el marco de 33 niveles que para los otros marcos. El segundo lugar correspondió para el marco de 10 niveles y tercero para el marco de 20 niveles.
- Es conveniente hacer notar que, el criterio de diseño empleado para que los contravientos tuvieran un comportamiento elástico (tal como se acostumbra diseñarlos en la mayoría de los despachos de ingeniería estructural) comparado con el criterio de diseño de los disipadores para que trabajaran en su rango inelástico, influyó considerablemente en el periodo fundamental de vibración (T_0) y la ductilidad desarrollada (μ) por los marcos (ver Figs. 4.2a, b y c); lo que motivó a una respuesta estructural del cortante en la base (V_b) y carga axial máxima en las columnas ($F_{axial\ max}$)





de los marcos con contravientos *mayor* que la de los disipadores y en consecuencia en la determinación hecha sobre la mejor alternativa de refuerzo.

Aunque, es conveniente comentar que, usar contravientos en edificios altos induce una gran fuerza axial a las columnas, por tanto a la cimentación y a un momento de volteo alto; por lo que, seguramente se requeriría el refuerzo de algunas columnas y de la cimentación. Además, no siempre se disminuyen los desplazamientos del edificio con la gran rigidez que se esperaba aportaran los contravientos, ver por ejemplo la Fig. 4.3c.

- Algunas de las variables que influyen fuertemente sobre la decisión de las estrategias de reparación a emplear son:
 1. Las características espectrales de las excitaciones sísmicas esperadas.
 2. Las propiedades dinámicas de los sistemas que resulten de la alternativa de reparación seleccionada, y
 3. Los valores relativos de las frecuencias naturales de estos sistemas y las frecuencias dominantes de las excitaciones mencionadas anteriormente. En este trabajo se puso atención particular a este punto.
- En función de las conclusiones anteriores se puede inferir que, el uso de dispositivos disipadores de energía como solución de refuerzo *es más eficiente* que el uso de contravientos para estructuras que tienen periodos fundamentales de vibración largo que para sistemas de periodo corto.
- Es conveniente recalcar que la mejor alternativa de refuerzo en ocasiones es inducida por el criterio de diseño empleado para el refuerzo.





La tesis se complementa con el capítulo 5 en donde se analizan: el comportamiento histerético, los desplazamientos máximos y las demandas de ductilidad global de los *Sistemas Equivalentes de un Grado de Libertad* (SE1GDL) de los marcos sin reforzar y de los marcos reforzados con disipadores, los cuales tratan de representar el comportamiento global de los *Sistemas de Múltiples Grados de Libertad* (SMGDL).

En este estudio se obtuvieron las propiedades del SE1GDL de los marcos sin reforzar de acuerdo con el método propuesto por Collins, et al (1995).

Para el análisis dinámico de los marcos en estudio y de sus SE1GDL se supusieron dos de los modelos de comportamiento no lineal más usados para modelar elementos de concreto reforzado: el bilineal y el modelo de Takeda con degradación de rigidez.

- Para cada una de las estructuras sin reforzar analizadas, la demanda de ductilidad de desplazamiento global en el SE1GDL (μ_{SE1GDL}) fue mayor que la calculada a partir de sus respectivos SMGDL (μ_{SMGDL}). La relación μ_{SE1GDL}/μ_{SMGDL} fue mayor a la unidad, dependiendo de las curvas de histéresis supuestas para el análisis de ambos sistemas (SE1GDL y SMGDL). En este estudio se encontró una relación mayor para estructuras cuyo comportamiento estructural se representa por medio de modelos bilineales que aquellas representadas por medio del modelo de Takeda (ver Figura 5.10).
- En el marco de 10 y 20 niveles sin reforzar el mayor desplazamiento se presentó cuando se uso el modelo de Takeda con degradación; mientras que, para el marco de 33 niveles se presentó para el modelo bilineal (ver Figs. 5.7, 5.8 y 5.9); por lo que, se puede inferir que el desplazamiento máxima depende también del periodo fundamental de vibración del sistema y del periodo dominante del sismo.





Una aproximación previamente propuesta por Badillo, Silva y Ruiz (1998) se aplicó exitosamente para obtener las propiedades del SE1GDL con dispositivos disipadores de energía. La aproximación se aplicó a los tres marcos reforzados con disipadores.

El modelo hysterético correspondiente a los disipadores se representó mediante un modelo bilineal sin degradación; sin embargo, el de la estructura de concreto se representa mediante un modelo de Takeda con degradación de rigidez.

- Para los tres casos aquí analizados (marcos de 10, 20 y 33 niveles con disipadores), la relación entre la demanda de ductilidad de desplazamiento global del SE1GDL y la correspondiente al SMGDL reforzado con disipadores, (μ_{SE1GDL}/μ_{SMGDL}) es mayor que la unidad (similaramente a los marcos sin refuerzo).
- De las contribuciones de cada uno de los componentes del sistema equivalente (estructura de concreto más el sistema disipador) para los coeficientes sísmicos (C_s) y las rigideces totales (K), se dedujeron que las relaciones de las rigideces del sistema disipador con respecto a las de la estructura de concreto fueron iguales a $K_d/K_c^* = 0.146$, 0.34 y 0.17 , mientras las relaciones de resistencias fueron: $R_d/R_c^* = 0.125$, 0.25 y 0.09 , para los marcos de 10, 20 y 33 niveles, respectivamente. En estas relaciones se puede observar la poca contribución del sistema disipador a la rigidez y resistencia del sistema completo. Esto es consecuencia del criterio de diseño empleado para el refuerzo con disipadores; en donde, se colocó el número mínimo de dispositivos necesarios para cumplir con las distorsiones límite de entrepiso del reglamento vigente y en consecuencia para que estos trabajaran en su rango inelástico.





OBSERVACIONES FINALES Y RECOMENDACIONES

Algunas observaciones y recomendaciones pueden ser las siguientes:

- La mejor alternativa de refuerzo dependerá de diversos factores y no solamente de las respuestas estructurales obtenidas en esta tesis. Además que, el tipo de refuerzo a utilizar difícilmente se puede generalizar para ciertas estructuras o para algún rango de periodos fundamentales de vibración. En particular, esto es fuertemente dependiente, entre otros factores, de: las características de futuros sismos en el sitio, el periodo fundamental de vibración de los marcos a ser reforzados, la capacidad de carga del suelo en el sitio, la capacidad de deformación de la estructura existente, el tipo de dispositivo disipador de energía a ser usado, los parámetros de respuesta o criterios usados para juzgar que es "más conveniente", etc. De hecho, uno de los factores más importantes para la mayoría de los dueños es el costo, por lo que, sería recomendable hacer un estudio al respecto.





- Algunos de los parámetros de respuestas que permiten un mejor conocimiento sobre el posible desempeño de la estructura en futuros sismos son: las cargas axiales transmitidas a la cimentación y las distorsiones de entrepiso. El primer parámetro controlará la necesidad del refuerzo o modificación de la cimentación existente, lo cual es frecuentemente costoso, difícil y consume mucho tiempo. Usualmente el ingeniero estructurista tratará de minimizar la cantidad de trabajo a hacer en la cimentación. En función de esto, sería recomendable hacer estudios para saber que pasa con la cimentación al reforzar las estructuras. El segundo parámetro de respuesta es bien correlacionado con el daño estructural.

- Dada la configuración del refuerzo, se prevé que las diagonales se concentren dentro de la fachada del edificio, ya que, en el exterior de la fachada frecuentemente no es posible debido a las restricciones arquitectónicas o a las altas concentraciones de las fuerzas axiales en estos lugares. En muchos casos es más conveniente distribuir la resistencia y rigidez lateral para evitar estas concentraciones. Además, concentraciones de resistencia y rigidez en pocos lugares habitualmente requieren la adición de elementos colectores a través de la estructura. Deberán ser discutidos estos y muchos otros aspectos, que son condiciones muy relevantes en la decisión del arreglo de diferentes esquemas de refuerzo.

- Es conveniente señalar que muchas de las observaciones hechas en la tesis pueden ser inferidas de una forma más práctica en los espectros de respuesta no lineales, sin la necesidad de realizar análisis dinámicos no lineales en el tiempo para los edificios.

- Es importante señalar que lo más recomendable sería analizar estructuras reales a ser forzadas, para que las observaciones y comentarios que del estudio resulten, sean más realistas.





- Es importante definir con anterioridad criterios claros de análisis y diseño para proponer los contravientos y disipadores; ya que, como se comenta en las conclusiones, pueden inducir a una mala elección del refuerzo y a un mal desempeño estructural.
- Para propósitos prácticos, las rotaciones de las articulaciones plásticas no son las más convenientes. Sería más significativo obtener demandas de ductilidad rotacional máxima para estimar un índice de daño.
- En ciertas ocasiones se podría recurrir a reforzar estructuras con disipadores, aunque estos en realidad no trabajen o no sean necesarios, por lo que, se recomienda acudir a un ingeniero conocedor del tema.
- Los Sistemas Equivalentes de un Grado de Libertad (SE1GDL), han sido tradicionalmente usados desde hace muchos años para análisis preliminares o estimaciones a groso modo del comportamiento dinámico de las estructuras. Lo propuesto en esta tesis sólo trata de hacer una aplicación de estos métodos a los marcos estudiados.
- Como se está suponiendo empotramiento perfecto en la base de las estructuras en el análisis de los edificios, es necesario considerar la interacción suelo-estructura para obtener una respuesta más cercana a la realidad.





Referencias

- Aguirre, M. y Sánchez, A. R., 1989, "Pruebas de elementos disipadores de energía sísmica", revista construcción y tecnología, *IMCYC*, Vol 1, No. 10., México D.F., pp 178.
- Aguirre, M. y Sánchez, R., 1992, Structural seismic damper, *J. of Structural Engineering*, ASCE, 118 (5), 1158-1171.
- Arnal Simón, L. y Betancourt Suárez, M., 1994, "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Ilustrado y comentado, Editorial Trillas S.A. de C.V.
- Badillo, H., Silva, F., y Ruiz, S. E., 1998, "Sistemas de un grado de libertad equivalentes a marcos estructurales con disipadores de energía", *XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Monterrey, N.L., México, pp 376 - 385.
- Collins, K. R., Wen, Y. K., y Foutch D. A., 1995, Investigation of alternative seismic design procedures for standard buildings, *Structural Research Series Report No. 600*, Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Illinois.
- Engineering Solutions and Services, Inc., 1994, "RC Buildings, Interactive Graphical Environment for 3D Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings, versión 4, Manual de Usuario".
- Fajfar, P. y Fischinger, M., 1988, "N2 - A Method for Non-Linear Seismic Analysis of Regular Structures". Proceedings, 9th WCEE, Tokyo-Kyoto, Japan., Vol. 5.





- Gupta, A. y Krawinkler, H., 1998, Effect of stiffness degradation on deformation demands for SDOF and MDOF structures, *Proceedings of the 6th National Conference on Earthquake Engineering*, Seattle, WA.
- Iglesias, et al, "Manual de reparación", UAM.
- Kannan A. y Powell G. 1973, General purpose computer program for inelastic dynamic response of plane structures. *Report No. UCB/EERC 73-6*. University of California-Berkeley, Earthquake Engineering Research Center.
- Krawinkler, H. y Nassar A. A., 1992, "Seismic design based on ductility and cumulative damage demands and capacities", *Workshop on Nonlinear Seismic Analysis of Reinforced Concrete Buildings*, Slovenia, Yugoslavia.
- Krawinkler, H. y G. D. P. K. Seneviratna, 1997, "Pros and Cons of Pushover Analysis for Seismic Performance Evaluation". *Engineering Structures*, vol. 19.
- Lawson, R. S., Vance, V. y Krawinkler, H., 1994, "Nonlinear Static Push-Over Analysis - Why, When and How". *Proceedings, 5th U.S. Conference in Earthquake Engineering*, Vol.1, Chicago.
- Limón, L. A., 1997, "Análisis y diseño de marcos estructurales con disipadores de energía sísmica y con contravientos", *Trabajo de tesis presentado en la Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura, IPN*, para obtener el Título de Maestro en Ciencias con especialidad en estructuras.
- Martínez Romero, E., 1994, "La Disipación Pasiva de Energía y su Aplicación a las Estructuras", *Revista Ingeniería Civil, Organó Oficial del Colegio de Ingenieros Civiles de México A.C.*, junio de 1994.
- Miranda, E., 1991, "Seismic evaluation and upgrading of existing buildings", *Ph.D. Thesis*, University of California, Berkeley, 482 pp.
- "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", 1996, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, 27 de febrero de 1996, México D.F.
- "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas", 1995, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, 27 de febrero de 1995, México D.F.
- "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", 1995, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, 27 de febrero de 1995, México D.F.
- "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", 2001, versión en revisión, México D.F.
- Powell, G. H., 1975, "Supplement to computer program DRAIN-2D", *Earthquake Engineering Research Center*, University of California, Berkeley.
- Prakash, V., Powell, G. H., y Campbell, S., 1993, "Drain-2DX Base Program Description and User Guide", *Department of Civil Engineering, Universidad de California en Berkeley, C.A.*
- Qi, X. y Moehle, J. P., 1991, Displacement design approach for reinforced concrete structures subjected to earthquakes, *Report No. UCB/EERC-91/02*, University of California-Berkeley.





- Ramírez, O., 1992, "Respuesta experimental inelástica de una estructura metálica provista de elementos disipadores de energía", *Trabajo de tesis presentado en la Universidad Nacional Autónoma de México*, para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (estructuras).
- Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, 1993, *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, Cd. de México.
- "Reglamento de Construcciones del Distrito Federal", 2001, versión en revisión, México D.F.
- Ruiz, S. E., 2001, "Recomendaciones preliminares para el diseño del refuerzo de edificios con disipadores", *Reporte para el Gobierno del D.F.*, enero 2001.
- Ruiz S. E. y Alvarez, J. L. (1995), "Panorámica sobre la reglamentación de edificios con dispositivos reductores de la respuesta sísmica", *Riesgo sísmico y Reglamentación de diseño, IV Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica*, Oaxaca, Oax. 109-126.
- Ruiz, S. E. y Badillo, H., "Performanced-based design approach for seismic rehabilitation of buildings with displacement-dependent dissipators", *Earthquake Spectra*, Vol. 17, No. 3, agosto 2001.
- Saiidi, M. y Sozen, M. A., 1979, "Simple and complex models for nonlinear seismic response of reinforced concrete structures". University of Illinois at Urbana Champaign, Structural Research Series Report Núm. 465.
- Saiidi, M. y Sozen, M. A., 1981. "Simple Nonlinear Seismic Analysis of R/C Structures". *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 107, No. ST5.
- Sánchez Martínez, J. L., 1997, "Reparación de estructuras dañadas por sismo", *Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C.*, Curso refuerzo de estructuras sometidas a sismo, Aplicaciones prácticas, 8 de septiembre de 1997, México D.F.
- Sánchez Martínez, J. L., 1997, "Restauración del Hospital 20 de Noviembre de la Ciudad de México", *Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C.*, Curso refuerzo de estructuras sometidas a sismo, Aplicaciones Prácticas, 8 de septiembre de 1997, México D.F.
- Sánchez Ramírez, A. R., 1993, "Alternativas para instalar dispositivos disipadores de energía sísmica en edificios", Proyecto elaborado para la DGAPA, Proy. No. 2528, septiembre 1993.
- Silva González, F. L., 1993, "Criterios para diseño sísmico de estructuras con dispositivos disipadores de energía", Trabajo de tesis presentado en la Universidad Nacional Autónoma de México, para obtener el título de Ingeniero Civil.
- Takeda T., Sozen, M. A. y Nielsen N. N., 1970, "Reinforced concrete response to simulated earthquake", *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 96, No. ST12, pp 2557-2573.
- Terán Gilmore, A., 1997, "Refuerzo Estructural de Edificios de Concreto", *Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C.*, *Curso Refuerzo de Estructuras Sometidas a Sismo*, Aplicaciones Prácticas, 8 de septiembre de 1997, México D.F.





Título IV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, 1977, "Requisitos de Seguridad y Servicio para las Estructuras", *Serie No. 400 del Instituto de Ingeniería de la UNAM*, julio de 1977.

Torres Pérez-Negrón M. A., 2000, "Criterio de diseño para el refuerzo de edificios con disipadores de energía histeréticos", Trabajo de tesis presentado en la ENEP "Acatlán", UNAM, para obtener el Título de Ingeniero Civil.

Urrego, O., 1994, "Elección del mejor arreglo de disipadores en un marco estructural plano", *Trabajo de tesis presentado en la Universidad Nacional Autónoma de México*, para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (Estructuras).



Agradecimientos

A DIOS:

“ A veces he creído que puedo lograr mis objetivos con mis propias fuerzas, pero como transcurre el tiempo me dio cuenta que el mejor motor es la parte espiritual “

- **A LA DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM.**

Las mejores oportunidades de una buena preparación sin duda alguna, están en la UNAM, solo que en muchas ocasiones no queremos verlas. Gracias por esta excelente oportunidad de formarme dentro de sus aulas, por sus destacados profesores e instalaciones.

- **A LA COORDINACIÓN DE MECÁNICA APLICADA DEL INSTITUTO DE INGENIERÍA.**

El equipo y material que me facilitó hacer esta tesis se las debo a las instalaciones del Instituto, en especial a la coordinación de mecánica de aplicada con el apoyo incondicional de su secretaria Magui. Gracias por ser amigos antes que compañeros de un trabajo.

- **A la Dra. Sonia E. Ruiz Gómez.**

Gracias por formarme, por su valiosa amistad antes que profesional y por ser muy humana. Creo que siempre será un recuerdo grato el trabajar con usted.

- **A los del cubículo 213, del Instituto de Ingeniería.**

En este mundo nada es coincidencia, por lo que todos los que somos compañeros becarios siempre recordaremos estos hermosos momentos de trabajo duro y constante. El compartir estos momentos me ha permitido conocer gente tan capaz, entusiasta y muy profesional, como el cual no puedo dejar de nombrar a Francisco L Silva, que sin duda alguna, los que hemos tenido la oportunidad de conocerlo es un ejemplo a seguir. Gracias por tu apoyo.

Esta tesis se realizó con el apoyo del proyecto **DGAPA-UNAM IN111998**.

**Creo que la vida me ha enseñado,
Entre muchas cosas,
Que para cada problema
Hay una solución,
Por lo tanto no hay problemas
Sino retos.**
