

01161



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

---

---

**POSGRADO DE INGENIERÍA**

**ANÁLISIS DE UN EDIFICIO DE CINCO NIVELES A BASE  
DE MARCOS DE CONCRETO REFORZADO PARA  
ASEGURAR EL MECANISMO PLÁSTICO  
COLUMNA FUERTE -VIGA DÉBIL**

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE

**MAESTRO EN INGENIERÍA  
(ESTRUCTURAS)**

PRESENTA:

**CLAUDIA PALACIOS VILLALVA**

DIRECTOR: DR.SERGIO M. ALCO CER MARTÍNEZ DE CASTRO

MÉXICO, D. F.

2005

m 3418 46



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

## RESUMEN

Este estudio presenta el análisis y diseño de un edificio regular de cinco niveles estructurado a base de marcos de concreto. Se realizó un análisis dinámico modal espectral bajo los requerimientos establecidos en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (2004).

A partir del diseño obtenido, se seleccionó uno de los marcos para someterlo a análisis dinámicos no lineales bajo la influencia de cuatro sismos intensos: El Centro 1940, México 1985, Northridge 1994 y Kobe 1995.

Se utilizaron dos modelos de comportamiento histerético; Takeda modificado y elastoplástico perfecto. Adicionalmente se analizó y evaluó el comportamiento de la estructura considerando el confinamiento de los elementos estructurales y sin considerar confinamiento.

El análisis se enfocó, principalmente, a determinar las relaciones mínimas de resistencias a flexión columna-viga (factor  $R_{FS}$ ), de manera que se promoviera un mecanismo de colapso columna fuerte-viga débil, evitando la falla lateral de entrepiso. Las relaciones mínimas del factor  $R_{FS}$  se obtuvieron rediseñando los nudos de la estructura hasta encontrar aquella configuración que evitara el mecanismo de colapso en todos los entrepisos.

El presente trabajo pretende contribuir en la comprensión del desempeño esperado en estructuras en las cuales se desea promover el mecanismo plástico de colapso columna fuerte-viga débil.

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo recepcional.

NOMBRE: Claudia Palacios

J. Jalva

FECHA: 8/ Mayo 20105

FIRMA: [Firma]

---

---

<b>ÍNDICE</b>	<b>PÁGINA</b>
<b>1. INTRODUCCIÓN</b>	<b>001</b>
1.1 Objetivo y Alcance	003
<b>2. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL (RCDF-2004)</b>	<b>004</b>
2.1 Diseño por Capacidad.	006
2.2 Análisis de las Fuerzas de Diseño Sísmico.	008
2.3 Marcos Dúctiles.	009
<b>3. DEFINICIÓN DE LA ESTRUCTURA ANALIZADA</b>	<b>011</b>
3.1 Descripción de la estructura	011
3.2 Análisis Estructural	013
3.3 Diseño Estructural	019
<b>4. ANÁLISIS NO LINEAL</b>	<b>029</b>
4.1 Consideraciones para los análisis no lineales	030
4.2 Modelos de Histéresis	035
4.3 Longitud equivalente de la articulación plástica ( $L_p$ )	037
4.4 Consideraciones en los materiales para el análisis sin confinamiento	038
4.5 Consideraciones en los materiales para el análisis con confinamiento	038
<b>5. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA SIN CONSIDERAR LOS EFECTOS DE CONFINAMIENTO</b>	<b>041</b>
5.1 Descripción de la metodología de análisis	041
5.2 Registros sísmicos	043
5.3 Calibración del modelo	048
5.4 Propiedades mecánicas de las secciones	050
<b>6. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE CONFINAMIENTO</b>	<b>055</b>
6.1 Descripción de la metodología de análisis	055
6.2 Registros sísmicos	056
6.3 Calibración del modelo	056
6.4 Propiedades mecánicas de las secciones	056

---

**ÍNDICE**

	<b>PÁGINA</b>
<b>7. PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS</b>	<b>058</b>
7.1 Comparación entre el modelo de Histéresis de Takeda Modificado y Elastoplástico Perfecto	058
7.2 RFS Mínimos Necesarios para Evitar el Mecanismo de Falla	061
7.3 Entrepisos de Ocurrencia del Mecanismo de Falla	072
7.4 Comparación de Resultados	075
<b>8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	<b>081</b>
<b>REFERENCIAS</b>	<b>083</b>
<b>APÉNDICE A</b>	<b>086</b>
Comparación de Desplazamientos y Distorsiones en un Análisis Elástico con los Programas de Cómputo ETABS Y RUAUMOKO	
<b>APÉNDICE B</b>	<b>091</b>
Respuestas Máximas de Desplazamiento para los Modelos de Histéresis Takeda Modificado Y Elastoplástico Perfecto	
<b>APÉNDICE C</b>	<b>096</b>
Respuestas de Desplazamiento Y Distorsiones de Entrepiso, en un Instante de la Fase Intensa, para los Modelos de Histéresis Takeda Modificado Y Elastoplástico Perfecto	
<b>APÉNDICE D</b>	<b>105</b>
Respuestas de Cortante en un Instante de la Fase Intensa, para los Modelos De Histéresis Takeda Modificado Y Elastoplástico Perfecto	

---

## 1. INTRODUCCIÓN

El interés por comprender el comportamiento de diversas estructuras cuando éstas son sometidas a movimientos sísmicos de gran intensidad, ha ido en aumento en las últimas décadas, especialmente por los enormes daños económicos y humanos observados en eventos ocurridos en años recientes.

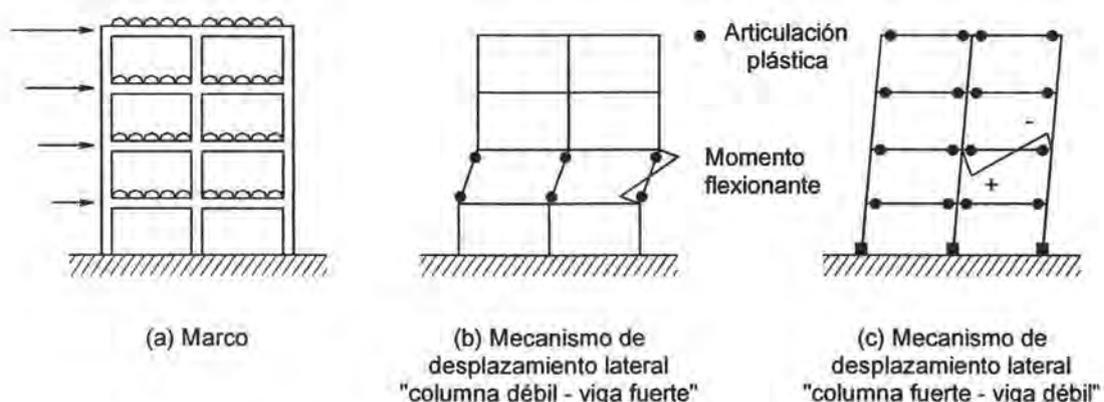
En particular, se ha observado que algunas estructuras diseñadas con base en marcos de concreto reforzado no presentan un desempeño eficiente cuando el comportamiento entra dentro de intervalos inelásticos. El objetivo que se persigue con estudios recientes es producir un mecanismo de marco dúctil, disipador de energía, a través de la formación de articulaciones plásticas, asegurando cierta capacidad de resistencia y una probabilidad de falla baja ante carga lateral.

El comportamiento que se desea confiere en gran parte al desempeño tanto de vigas y columnas que forman el sistema. Se requiere que los elementos disipadores muestren gran capacidad de ductilidad proporcionando cierta reserva de resistencia suficiente para garantizar la seguridad de los ocupantes.

En la Figura 1.1 se muestran los mecanismos posibles que pueden formarse cuando la estructura presenta una respuesta inelástica debido a la fluencia por flexión. El primero (Figura 1.1b) ocurre cuando la fluencia tiene lugar en las columnas antes que en las vigas, lo cual puede ocasionar una falla por desplazamiento lateral en columnas, debido a la gran demanda de ductilidad de curvatura en las articulaciones plásticas del nivel crítico. A este tipo de mecanismo se le conoce como "columna débil - viga fuerte". El segundo tipo de comportamiento (Figura 1.1c) corresponde a la fluencia en las vigas antes que las columnas, en donde pueden desarrollarse mecanismos de desplazamiento lateral en vigas, obteniendo demandas de ductilidad de curvatura menores que en el primer caso, tanto en las vigas como en las bases de las columnas. Este tipo de mecanismo es denominado como "columna fuerte - viga débil" y se prefiere sobre el primero, debido a las siguientes razones:

- La ductilidad de curvatura puede proporcionarse con mayor facilidad en las vigas ya que no soportan cargas axiales.
- El daño ocasionado en el extremo de una viga que ha fluido es reparable con cierta facilidad recuperando su resistencia.
- Los ciclos de histéresis de una viga que está fluyendo son estables y pueden disipar gran cantidad de energía.
- El número de articulaciones que se pueden formar en los extremos de vigas en una estructura es grande y es posible planear la formación simultánea de articulaciones plásticas para formar un cierto mecanismo de fluencia que provoque una deflexión moderada, permitiendo disipar gran cantidad de energía.
- Las columnas generalmente están sometidas a niveles altos de carga axial, lo cual dificulta desarrollar ductilidad de curvatura importante.
- Los daños ocasionados en columnas son de mayor importancia que aquellos ocasionados en vigas ya que la fluencia de estos elementos puede provocar una falla por cortante de entrepiso.

Para cumplir con el objetivo, las relaciones de resistencia a flexión de vigas y columnas tienen un papel importante en la respuesta sísmica de un edificio sometido ante cualquier carga dinámica intensa.



**Fig. 1.1** Marco y Mecanismos de desplazamiento lateral

Los criterios actuales para alcanzar el mecanismo de colapso columna fuerte - viga débil establecen un valor mínimo de resistencia a flexión de las columnas para reducir la posibilidad de fluencia de estos elementos. Dicha resistencia deberá satisfacer en cada nudo la siguiente relación:

$$\sum M_e \geq R_{FS} \sum M_g \dots\dots(1.1)$$

Donde:

$\sum M_e$  = Suma de momentos, al centro del nudo, correspondiente a la resistencia de diseño a flexión de las columnas que llegan a la junta.

$\sum M_g$  = Suma de momentos, al centro del nudo, correspondiente a la resistencia de diseño a flexión de las vigas que llegan a la junta.

$R_{FS}$  = Factor que en general amplifica las resistencias de las vigas.

El valor de  $R_{FS}$  puede variar dependiendo del reglamento. En la tabla 1.1 se muestran los valores mínimos para dicho factor en diversos códigos, los cuales pretenden reducir la probabilidad de fluencia en columnas.

**Tabla 1.1** Factores  $R_{FS}$  para distintos Reglamentos

Reglamento	$R_{FS}$
Estados Unidos (ACI)	1.2
Estados Unidos (UBC)	1.2
Nueva Zelanda (NZS)	1.3-1.9
Canadá (CAN)	1.1
México (RCDF)	1.5

El valor  $R_{FS}$  actualmente recomendado por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-04) fue definido a partir de una investigación realizada por Loera y Romero (1992), donde se analizaron algunos aspectos relacionados con momentos de volteo en tres edificios esbeltos de 17 niveles empleando un factor  $R_{FS}=1.5$ , obteniéndose mecanismos de colapso columna fuerte – viga débil. Sin embargo, en esa investigación no se estudió propiamente el valor de dicho factor aunque la recomendación se extendió para cualquier estructura a base de marcos de concreto con comportamiento dúctil.

En este trabajo se presenta el análisis de una estructura de cinco niveles en la cual se busca diseñar vigas y bases de columnas que puedan desarrollar un mecanismo lo suficientemente dúctil para disipar niveles altos de energía, con valores mínimos de  $R_{FS}$ , necesarios para evitar la falla lateral de entrepiso.

Esta investigación complementa trabajos previos, Castro (2005) y Solís (2003), donde se evalúan el factor  $R_{FS}$  mínimo para edificios de mediana y gran altura al ser evaluados ante cuatro sismos de distintas magnitudes y características dinámicas.

Para evaluar los valores  $R_{FS}$  mínimos necesarios se desarrollaron una serie de pruebas modificando las relaciones de resistencia para cada registro sísmico.

### **1.1 Objetivo y Alcance**

El propósito de esta investigación es obtener y evaluar analíticamente la respuesta sísmica de un edificio de cinco niveles basado en marcos de concreto reforzado, a través de varias razones de resistencia, con el fin de encontrar los valores mínimos de  $R_{FS}$  para evitar la falla lateral de entrepiso.

Se busca revisar los criterios de diseño actualmente vigentes respecto a la formación de mecanismos dúctiles, evaluando en particular el comportamiento de tipo columna fuerte - viga débil.

Los análisis que se realizaron corresponden a análisis no lineales bidimensionales, utilizando cuatro sismos significativos ocurridos en diversas zonas. Los registros sísmicos corresponden a aquellos obtenidos durante los eventos de El Centro 1940, México 1985, Kobe 1995 y Northridge 1994.

Se analiza y compara la influencia de las relaciones de resistencia columna - viga, a partir de los modelos de histéresis elastoplástico perfecto y de Takeda modificado, así como la intensidad de los movimientos sísmicos.

A pesar de que no todos los eventos sísmicos utilizados corresponden a una zona de suelo blando, se emplean con el fin de comparar los resultados con estudios anteriores (Saiidii, 1982 y Priestley, 1977); en donde fueron empleados algunos de estos registros y evaluadas las respuestas de especímenes, utilizando los mismos modelos histeréticos. Por otro lado se trata de evidenciar el tipo de comportamiento que tendría la estructura al someterse a aceleraciones superiores a las registradas en la zona de suelo blando de la ciudad de México. Aunque era posible generar registros sintéticos, queda fuera del alcance de este trabajo.

## 2. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL (RCDF-2004)

La filosofía de diseño del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF), al igual que algunos códigos de otros países, establecen normas que obligan a la estructura a comportarse dentro de rangos elásticos. Sin embargo, también brindan la posibilidad de diseñar para fuerzas sísmicas fuertemente reducidas. Considerando el amortiguamiento inelástico que puede proporcionar la estructura a través del cumplimiento de estrictos requisitos de detallado y dimensionamiento de los elementos estructurales y sus conexiones. De esta forma, la estructura será capaz de desarrollar mecanismos de deformación inelástica que permitan disipar la energía que pueda introducir un sismo de excepcional intensidad sin que se presente el colapso.

Se busca que la estructura posea una rigidez adecuada para limitar sus desplazamientos laterales. Para proporcionarle características dinámicas que eviten amplificaciones excesivas de la vibración, la disipación de energía se logra mediante la formación de articulaciones plásticas, a partir de contar con gran capacidad de deformación o ductilidad. El procedimiento de diseño en marcos dúctiles indican como deseable un enfoque de comportamiento Columna Fuerte – Viga Débil, (Park y Paulay, 1992). El criterio que sigue el Reglamento para desarrollar un mecanismo de colapso Columna Fuerte- Viga Débil establece una relación de resistencia nudo a nudo. Para reducir la posibilidad de fluencia en columnas, el procedimiento consiste en garantizar que la suma de las resistencias a flexión de las columnas en un nudo satisface la siguiente ecuación:

$$\sum M_c \geq R_{FS} \sum M_g \dots\dots(1.1)$$

Donde:

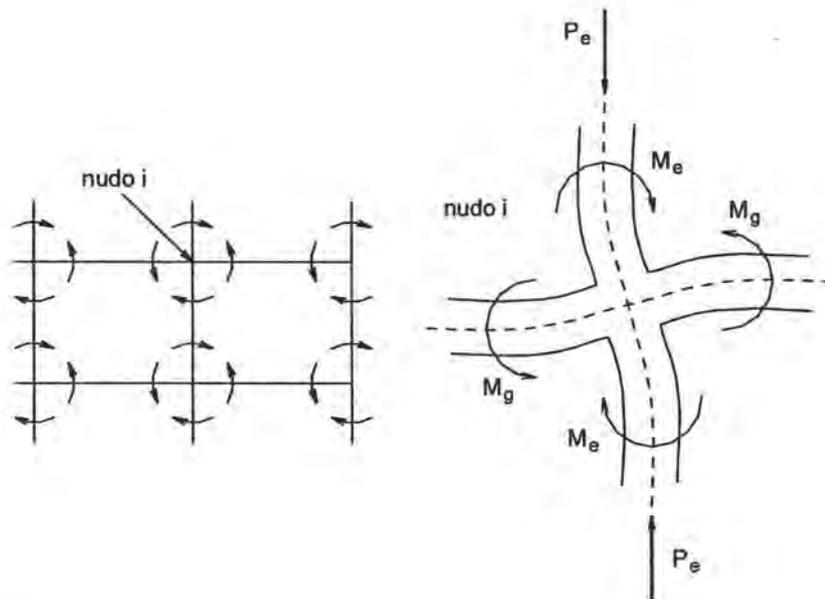
$\sum M_c$  Es la suma de los momentos flexionantes que deben ser capaces de resistir los extremos de las columnas (positivo y negativo) que llegan a dicho nudo.

$\sum M_g$  Es la suma de los momentos flexionantes resistentes (negativo de un lado y positivo del otro) de los extremos de las vigas que llegan a un nudo.

$R_{FS}$  Es el factor que en general amplifica las resistencias de las vigas.

Las sumas anteriores deben realizarse de modo que los momentos de las columnas se opongan a los de las vigas (Figura 2.1). En los dos casos, los momentos flexionantes son calculados con factor de resistencia igual a 1. La condición debe cumplirse para los dos sentidos en que puede actuar el sismo y no será necesario cumplir con la ecuación 1.1 en los nudos de azotea.

Según lo establece el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, el factor  $R_{FS}$  es igual a 1.5; sin embargo, no se considera la contribución de la losa en la resistencia a flexión negativa de las vigas.



$P_e$ : Carga axial actuante en la columna.

$M_g^-$  – Resistencia de la viga a flexión negativa.

$M_g^+$  – Resistencia de la viga a flexión positiva.

$M_e^-$  – Resistencia de la columna a flexión negativa.

$M_e^+$  – Resistencia de la columna a flexión positiva.

La condición a cumplirse en cada nudo es:

$$\sum M_e \geq R_{FS} \sum M_g$$

siendo:

$$\sum M_{e \text{ nudo } i} = (M_{e^+} + M_{e^-})$$

$$\sum M_{g \text{ nudo } i} = (M_{g^+} + M_{g^-})$$

**Figura 2.1** Interpretación del factor  $R_{FS}$ .

## 2.1 Diseño por Capacidad

Al igual que algunos otros reglamentos del mundo, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal ha adoptado ciertos principios del diseño por capacidad. El "diseño por capacidad" fue utilizado inicialmente en Nueva Zelanda hacia los años setenta. En este procedimiento se asegura que se desarrolle el mecanismo más apropiado de deformación inelástica ante un sismo severo.

En el diseño por capacidad, diferentes elementos del sistema primario de resistencia de fuerzas laterales son escogidos, apropiadamente diseñados y detallados. De tal manera que durante un sismo severo pueda desarrollarse un mecanismo dúctil con capacidad de disipación de energía inelástica. Las regiones críticas de los miembros, denominadas articulaciones plásticas, son detalladas para desarrollar flexiones inelásticas. Adicionalmente se proporciona una reserva de resistencia suficiente para desarrollar grandes deformaciones. Además de garantizar que la probabilidad de que fluyan las columnas u ocurra una falla por cortante o adherencia sea baja. Los criterios de diseño actualmente vigentes no son específicos respecto al nivel de ductilidad que debe disponerse en las secciones críticas. Aunque los análisis no lineales han dado el orden de las deformaciones inelásticas, no se ha llegado a conclusiones generales debido a numerosas variables involucradas en este tipo de comportamiento (Paulay y Priestley, 1992).

Cuando se emplea este procedimiento, las zonas con gran posibilidad de formación de articulaciones plásticas se diseñan para tener resistencias a flexión confiables. Dichas regiones son detalladas para asegurar que las demandas de ductilidad esperadas sean soportadas adecuadamente. Esto se logra con un espaciamiento reducido y un anclaje adecuado del refuerzo transversal. Aquellos modos indeseables de deformación inelástica, como los originados por cortante o adherencia, dentro de los miembros que contienen articulaciones plásticas, se inhiben asegurando que las resistencias de estos modos exceden la capacidad de las articulaciones plásticas al considerar que éstas desarrollan sobrerresistencia.

Las características que distinguen al procedimiento de diseño por capacidad son las siguientes (Paulay y Priestley, 1992) :

- a) Las zonas potenciales de articulaciones plásticas deben definirse con precisión y diseñarse para tener resistencias confiables. Estas regiones son detalladas para asegurar que las demandas de ductilidad estimadas no sean mayores a las que puedan proporcionar los elementos.
- b) Se elige un mecanismo plástico de disipación de energía adecuado, de manera que la ductilidad de desplazamiento necesaria pueda desarrollarse con las mínimas demandas de rotación en las articulaciones plásticas.
- c) Las zonas potencialmente frágiles o aquellos elementos no diseñados para disipar energía son protegidos asegurando que su resistencia excede las demandas originadas por la sobrerresistencia presentada en las articulaciones plásticas. Es decir, estas zonas son diseñadas para permanecer elásticas independientemente de la de la intensidad del sismo o la magnitud de las deformaciones que pudieran ocurrir.

Las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, adopta ciertos principios del diseño por capacidad, en su capítulo correspondiente al diseño de marcos dúctiles de concreto.

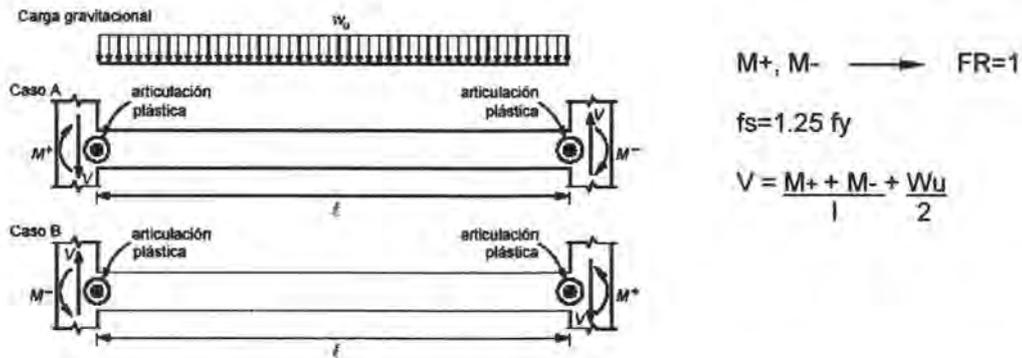


Figura 2.2 Cortantes de diseño para elementos a flexión de marcos dúctiles.

Por ejemplo, se establece que la fuerza cortante de diseño deberá determinarse a partir del equilibrio del miembro entre las caras de los apoyos, suponiendo que en los extremos actúan momentos del mismo sentido valuados con las propiedades del elemento en esas secciones, sin factores de reducción y con el esfuerzo en el acero de tensión igual a  $1.25 f_y$ , y que a lo largo del miembro actúan las cargas verticales multiplicadas por el factor de carga (Figura 2.2). Esta disposición pretende considerar algunos de los efectos de sobrerresistencia tratando de evitar la falla frágil por cortante en las vigas antes de que se formen las articulaciones plásticas en los extremos del elemento.

Es importante aclarar que aún cuando el reglamento adopta ciertas disposiciones de este criterio, son disposiciones aisladas y que no cumplen estrictamente con la filosofía de diseño por capacidad. Al igual que otros reglamentos como el ACI, UBC y CAN se intenta incorporar tímidamente los principios relacionados con la sobrerresistencia, principios que están dispuestos en el procedimiento de diseño por capacidad.

En el caso del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal quedan todavía varias disposiciones por concretar. Por ejemplo no se ha establecido restricción alguna a las cuantías acero máximas por tensión para las trabes de concreto reforzado, fijando únicamente como límite el 75 % de la cuantía que garantice la falla balanceada. Se destaca ampliamente el efecto de la participación de las losas en la capacidad resistente de las trabes y la variación de los momentos resistentes en columnas asociados directamente con el nivel de carga axial.

De acuerdo con estas observaciones, se debería tener en cuenta la contribución de cierta porción de la losa a la resistencia a flexión de las trabes, para la evaluación del momento resistente negativo. Deben estudiarse las posibles fuentes de sobrerresistencia asociadas a la capacidad a cortante de los elementos, ya que pueden presentarse fallas frágiles por cortante, asociadas a una rápida degradación de la resistencia, antes de

alcanzarse la falla dúctil por flexión. Es decir, se pueden llegar a formar mecanismos de colapso que involucren articulaciones plásticas en columnas en vez de trabes.

Resulta un tanto aceptable que el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, al igual que otros reglamentos, no hayan incorporado con precisión algunos efectos de sobrerresistencia en el diseño; debido a la dificultad que representa cuantificarlos.

A pesar que algunos códigos, como el neozelandés, recomiendan un ancho efectivo para considerar la contribución del refuerzo longitudinal de la losa a la resistencia a momento negativo de la viga, no se ha llegado a conclusiones generales con propósitos de diseño. El grado de participación de las barras de la losa depende de la magnitud de las deformaciones inelásticas que el sismo imponga, entre más grandes sean las rotaciones en las articulaciones plásticas adyacentes a las caras de las columnas, más barras de la losa alejadas de la columna contribuyen en la resistencia a momento.

## **2.2 Análisis de las Fuerzas de Diseño Sísmico**

Los criterios de diseño difieren para los distintos códigos vigentes. Algunos exigen requisitos muy estrictos de ductilidad para todas las estructuras en zonas sísmicas; otros permiten elegir entre dos opciones: una es cumplir con requisitos estrictos de ductilidad para así diseñar para fuerzas sísmicas fuertemente reducidas, teniendo en cuenta el amortiguamiento inelástico que puede proporcionar la estructura, otra es observar requisitos mucho menos severos de ductilidad, pero diseñar para fuerzas mucho mayores. El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal sigue la filosofía de permitir ambas opciones, sobretodo para las estructuras de concreto. Es posible dar a una estructura una seguridad adecuada contra el colapso, con una resistencia elevada aunque no se cuente con mucha ductilidad, o con una resistencia mucho menor siempre y cuando se proporcione amplia capacidad de deformación inelástica (ductilidad).

El Reglamento de Construcciones especifica un espectro de diseño de referencia para el diseño de estructuras que no pueden tener deformaciones inelásticas significativas, pero permite que dichas fuerzas se reduzcan por un factor de comportamiento sísmico  $Q$ , que depende del tipo de estructura en función de su capacidad de disipación de energía inelástica o de su ductilidad. Con las fuerzas reducidas se analiza un modelo lineal de la estructura y se revisa que no rebasen estados límite de resistencia de sus secciones.

De acuerdo en las disposiciones establecidas en el Reglamento, para evitar daños no estructurales ante sismos moderados, requiere que se mantengan los desplazamientos laterales de entrepiso dentro de los límites admisibles. Los desplazamientos que se utilizan son los calculados para el sismo de diseño, sin embargo dichos desplazamientos se comparan con desplazamientos admisibles muy superiores a los que ocasionan el daño no estructural.

### 2.3 Marcos Dúctiles

El capítulo de marcos dúctiles en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, está basado esencialmente en las disposiciones establecidas en el American Concrete Institute (ACI-318) y en algunos criterios neozelandeses.

Se entiende por marco dúctil una estructura monolítica formada por vigas y columnas que bajo la acción de un sismo intenso es capaz de soportar una serie de ciclos de comportamiento inelástico, sin reducir significativamente su capacidad de carga. El objetivo se logra si la estructura posee una rigidez adecuada para limitar sus desplazamientos y si el marco es capaz de formar un mecanismo de falla en el que las zonas que funcionan como articulaciones plásticas poseen una considerable capacidad de giro ante acciones repetidas.

Los requisitos que establece el capítulo de marcos dúctiles del reglamento están encaminados principalmente a lograr, que el comportamiento inelástico esté regido por el giro inelástico por flexión. Las zonas que son consideradas como articulaciones plásticas deberán cumplir con requisitos estrictos de detalle y de refuerzo, de manera que se obtengan modos de falla dúctiles. Particularmente se pretende alcanzar un mecanismo de falla columna fuerte – viga débil.

El obtener un comportamiento aceptablemente estable bajo cargas cíclicas, como las que imponen los sismos, se propicia manteniendo bajos los esfuerzos cortantes en los elementos de marco.

Con el propósito de asegurar un mecanismo de colapso por flexión, se deben seguir ciertas reglas en cuanto a las resistencias relativas de los distintos elementos de manera que se favorezcan modos de falla dúctiles.

Los requisitos para miembros de marcos dúctiles a flexión (vigas), especifican entre los más importantes tener refuerzo longitudinal tanto en el lecho inferior como superior, además de cumplir con una área mínima de refuerzo la cual deberá ser superior a dos barras del no. 4 o bien cumplir con el acero mínimo especificado. El momento resistente positivo en la unión con un nudo no será menor que la mitad del momento negativo que se suministre en esa sección. Se limitan los paquetes, en el acero longitudinal, a dos barras por paquete como máximo y se especifican los refuerzos transversales mínimos por confinamiento mientras los requisitos para fuerza cortante son más severos con la finalidad de evitar posibles fallas por corte.

Los requisitos para miembros de marcos dúctiles a flexocompresión, especifican que el refuerzo longitudinal en columnas debe proporcionar la resistencia en flexocompresión necesaria para que las secciones de los extremos de las columnas permanezcan en su intervalo de comportamiento lineal, mientras que se forman articulaciones plásticas en los extremos de las vigas. Para ello se pide que se revise que las columnas sean capaces de resistir un momento superior en 50 por ciento al que le corresponde por equilibrio en cada nudo cuando se forman articulaciones plásticas en los extremos de las vigas que concurren a dicho nudo (Figura 2.1).

Todas las recomendaciones van encaminadas a asegurar que se evite la falla por cortante en el nudo, o una falla por adherencia o anclaje del refuerzo longitudinal.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal permite omitir la revisión de la capacidad en flexocompresión de las columnas para el mecanismo de falla con articulaciones plásticas en los extremos de las vigas y diseñar con los diagramas de fuerzas internas determinadas de un análisis elástico, si se emplea un factor de resistencia inferior (0.6 en lugar de 0.8). Con este factor de seguridad adicional en las columnas, se supone que se puede garantizar la formación del mecanismo de falla de columnas fuertes – vigas débiles; sin embargo, se recomienda seguir el primer procedimiento, ya que el factor de seguridad adicional prescrito puede ser insuficiente para lograr el propósito deseado.

De acuerdo en el criterio general adoptado por el Reglamento del Distrito Federal y las Normas Técnicas para el Diseño por Sismo, a los edificios formados por marcos dúctiles les corresponde un factor de comportamiento sísmico  $Q$  igual a 3 ó 4.

### 3. DEFINICIÓN DE LA ESTRUCTURA ANALIZADA

El edificio de estudio se propuso con la finalidad de comprender mejor el desempeño esperado de estructuras a base de marcos de concreto sujetos a movimientos sísmicos intensos. Los criterios de análisis son comparables con los establecidos en los estudios realizados por Solís (2003) y Castro (2005), en donde se analizaron estructuras relativamente altas. El edificio de análisis de este trabajo trata de evidenciar la respuesta de una estructura de baja altura y conjuntar los resultados a las conclusiones hechas en los trabajos mencionados.

#### 3.1 Descripción de la estructura

La estructura que se analizó en este trabajo corresponde a un edificio de concreto reforzado de cinco niveles. El edificio se diseñó conforme al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF), cumpliendo con los requerimientos establecidos en su versión 2004.

La estructura tiene una planta rectangular tipo en los cinco niveles con dimensiones de 18 x 24 m. Cuenta con tres claros de 6 m en dirección X (longitudinal) y dos claros de 7 m en dirección Y (transversal). Su estructuración está basada en marcos de concreto reforzado en las dos direcciones, únicamente en la dirección Y se tienen vigas secundarias. La Figura 3.1 muestra una vista tridimensional de la estructura.

El edificio está desplantado a partir del nivel del terreno. La altura del entrepiso de planta baja es de 4.20 m y en los niveles superiores de 3.10 m. Las columnas que forman el sistema son cuadradas y van disminuyendo en sección hasta el nivel de azotea.

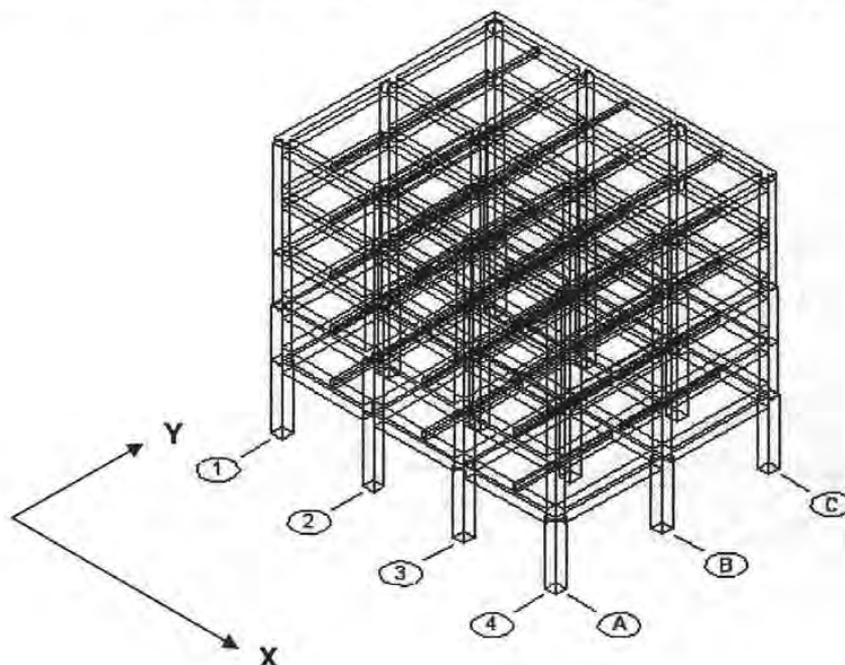
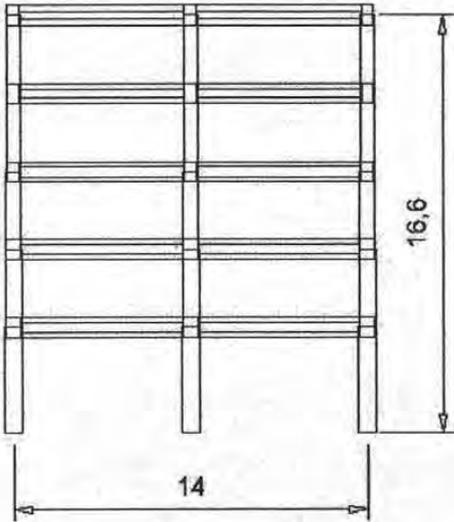
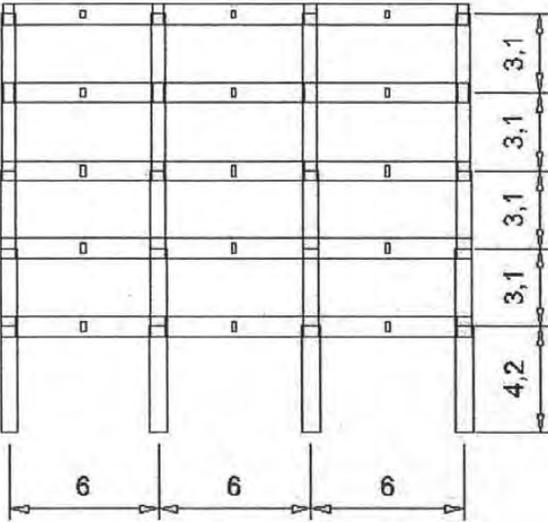
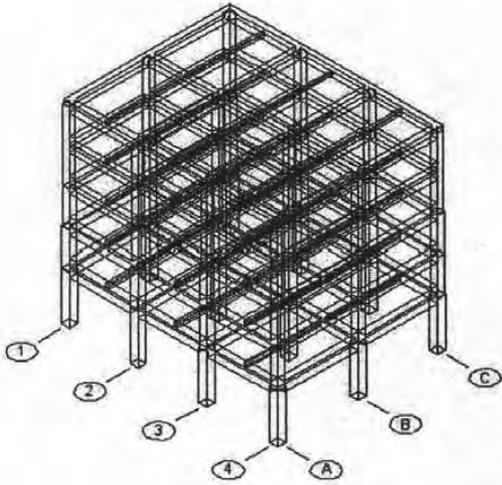
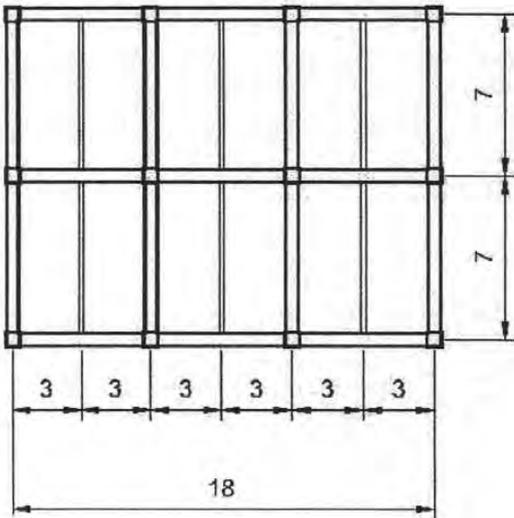


Figura 3.1 Edificio de estudio



Dimensiones en metros

Figura 3.2 Edificio (vistas múltiples)

Las secciones de vigas y columnas se presentan más adelante. Sin embargo, el tipo de estructuración propuesto cumple con los requerimientos geométricos deseables de configuración estructural en el diseño sísmico (Bazan y Meli, 2002).

El análisis del edificio se basó en las características que se muestran en la tabla 3.1.

**Tabla 3.1** Características de análisis del edificio

Uso del Edificio.	Oficinas
Niveles	5
Altura total	16.60 m
Estructura	Grupo B (Subgrupo B1)
$\gamma$ perm	$\leq 0.012$
Q	3
Diseño	RCDF – 2001
Zona	III b

Debido a que esta investigación trata un estudio analítico y no una estructura real, se consideraron las propiedades de los materiales más comúnmente empleados para el diseño. Las características de los materiales se mencionan en la tabla 3.2, mientras los modelos de comportamiento tanto para el acero como para el concreto se presentan en el capítulo 4.

**Tabla 3.2** Propiedades de los materiales

Material	Propiedades
Concreto	Clase 1: $E = 221,359 \text{ kg/cm}^2$ $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
Acero	$E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

### 3.2 Análisis Estructural

Se llevó a cabo un análisis dinámico modal espectral utilizando como herramienta el programa de cómputo ETABS (Habibullah, 1991). Como diseño preliminar de las secciones se empleó el método del portal (Flores, 1950). Las secciones finales de vigas y columnas se determinaron considerando la resistencia requerida para soportar la carga lateral aplicada y la rigidez necesaria para evitar excesivas deformaciones laterales.

En esta investigación se supuso que las columnas tenían el refuerzo necesario para proveer la resistencia deseada. Las dimensiones de las columnas, sin embargo, se ajustaron de tal manera que se redujera la posibilidad de tener cantidades de acero superiores al acero balanceado para valores de  $R_{FS}$  relativamente grandes. Esta condición toma en cuenta que en cada uno de los análisis realizados únicamente se modificara el parámetro de resistencia y no la rigidez, manteniendo las secciones de vigas

y columnas constante para todas las relaciones columna - viga consideradas, de acuerdo con lo recomendado por Dooley y Bracci (2001).

Las cargas vivas y muertas utilizadas en el análisis se presentan en la tabla 3.3, conforme lo marcado por el Reglamento (RCDF,2004).

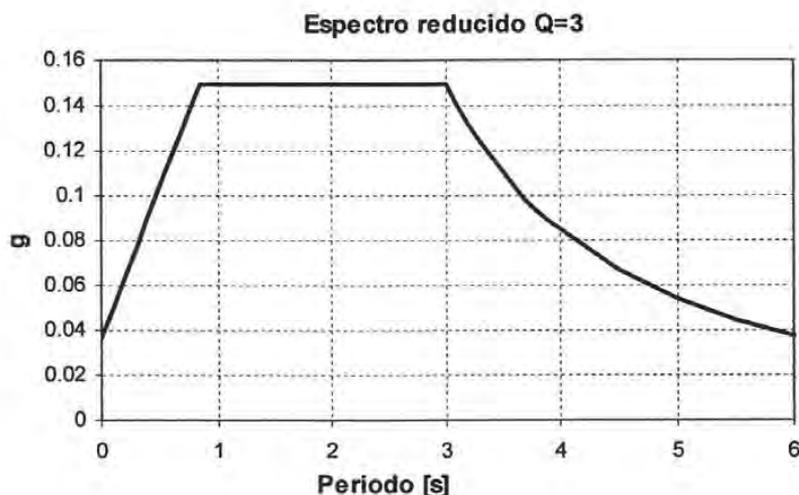
**Tabla 3.3** Cargas vivas y muerta utilizadas

TIPO DE CARGA	$\omega$ (media) [t/m <sup>2</sup> ]	$\omega_a$ (instantánea) [t/m <sup>2</sup> ]	$\omega_m$ (máxima) [t/m <sup>2</sup> ]
Carga Viva Azotea	0.015	0.07	0.1
Carga Viva en Nivel Típico	0.1	0.18	0.25

El espectro de diseño considerado para la obtención de las fuerzas sísmicas de diseño fue el del RCDF-2004 para Zona III b, cuyas características se muestran en la tabla 3.4 y su representación gráfica se muestra en la Figura 3.3.

**Tabla 3.4** Espectro de diseño

ESPECTRO RCDF-93 ZONA III GRUPO A						
C	T <sub>a</sub>	T <sub>b</sub>	R	Q	Reducción Irregularidad	Q'
0.45	0.85	3.0	2	3	No hay	3



**Figura 3.3** Representación gráfica del espectro de diseño reducido para un factor de comportamiento sísmico Q=3

Las cargas consideradas para el nivel de azotea se muestran en la tabla 3.5 y las cargas consideradas para el nivel típico se presentan en la tabla 3.6.

**Tabla 3.5** Cargas para nivel de azotea

<b>Cargas Nivel 5</b>	Peso Vol. [kg/ m <sup>3</sup> ]	Carga [kg/ m <sup>2</sup> ]
<b>Concepto</b>		
Losa 10 cm	2400	240
Carga adicional RCDF	(RCDF)	40
Relleno tezontle 11 cm	1250	137.5
Mortero (cal y arena) 3 cm	1500	45
Impermeabilizante	(Asignado)	20
Enladrillado 1.5 cm	1500	22.5
Mortero 1.5 cm	1500	22.5
Plafón y ductos	(Asignado)	20
	<b>Total =</b>	547.5
	<b>[t/ m<sup>2</sup>] =</b>	0.5475

**Tabla 3.6** Cargas para nivel típico

<b>Niveles 1 - 4</b>	Peso Vol. [kg/ m <sup>3</sup> ]	Carga [kg/ m <sup>2</sup> ]
<b>Concepto</b>		
Losa 10 cm	2400	240
Firme 5 cm	2200	110
Carga adicional RCDF	(RCDF)	40
Plafón y ductos	(Asignado)	20
Cancelería y Vidrios	(Asignado)	20
Paredes Divisorias	(Asignado)	100
	<b>Total =</b>	530
	<b>[t/ m<sup>2</sup>] =</b>	0.53

Los pesos propios de los elementos estructurales (vigas principales, vigas secundarias y columnas) no se incluyeron ya que son considerados por el programa de cómputo para el análisis, tomando en cuenta un peso volumétrico del concreto armado de 2400 kg/ m<sup>3</sup>.

La distribución de la carga se hizo a través de la determinación de áreas tributarias, por cuyas dimensiones no se aplicó reducción de carga. Las áreas tributarias tienen una relación largo/ancho mayor que 2.0, la longitud de los tableros en dirección longitudinal fue superior a la longitud en dirección transversal, por lo cual la distribución se realizó en las vigas principales de los ejes 1, 2, 3 y 4, y en las vigas secundarias según la disposición de los elementos en la Figura 3.2.

El sistema de piso se consideró como un diafragma rígido. Aunque no se modeló la losa, se asignó un diafragma a cada nivel de tal manera que se asegurara la condición de piso rígido.

Se consideraron las bases de las columnas de primer nivel como empotradas, simulando la restricción de la cimentación.

Para obtener los centros de torsión se realizaron dos análisis dinámicos modales espectrales en traslación pura para cada dirección, posteriormente se obtuvieron las fuerzas cortantes de entrepiso, las fuerzas sísmicas de piso, así como la fuerza cortante de cada elemento estructural resistente.

Finalmente se calculó el centro de torsión ( $x_T$ ,  $y_T$ ) como:

$$X_{T \text{ piso}} = \frac{\sum V_y x_i}{\sum V_y}$$

$$Y_{T \text{ piso}} = \frac{\sum V_x y_i}{\sum V_x}$$

Una vez determinados los centros de torsión, se evaluaron las excentricidades naturales y de diseño como lo establece el reglamento:

$$e_{\text{sentrepiso}} = X_{CM \text{ piso}} - X_{T \text{ piso}}$$

$$E_{1 \text{ entrepiso}} = 1.5 e_s + 0.1b$$

$$E_{2 \text{ entrepiso}} = e_s - 0.1b$$

Con las excentricidades obtenidas se calcularon los centros de masa modificados. Por ejemplo para la coordenada en x sería como se muestra a continuación:

$$x_{CM1}^* = X_{T \text{ piso}} - E_1$$

$$x_{CM2}^* = X_{T \text{ piso}} - E_2$$

Debido a la regularidad de la estructura, la excentricidad natural resultó nula, por lo cual la excentricidad de diseño que se utilizó fue la accidental crítica.

De los diferentes modelos generados se seleccionó aquel que mostraba las condiciones más desfavorables para el sistema.

El periodo fundamental de la estructura se muestra en la tabla 3.7.

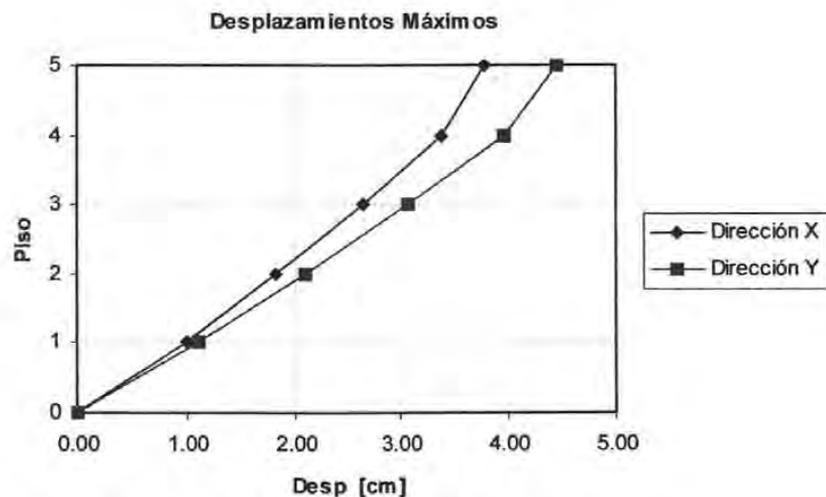
**Tabla 3.7** Periodo Fundamental de la estructura

Dirección	Periodo [s]
X	0.58
Y	0.59

Se hizo una revisión por cortante basal y se verificó que los desplazamientos horizontales relativos entre la altura de entrepiso (distorsiones de entrepiso) no excedieran los límites permisibles por el Reglamento. Los desplazamientos máximos por nivel se muestran en la tabla 3.8. y Figura 3.4, mientras las relaciones de desplazamiento lateral relativo máximo o distorsiones de entrepiso en la tabla 3.9 y Figura 3.5

**Tabla 3.8** Desplazamientos máximos reales de la estructura

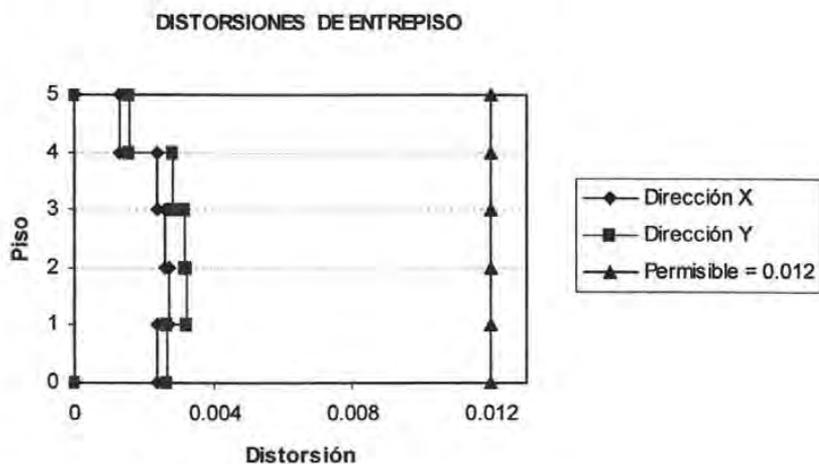
Desplazamientos Máximos		
Nivel	Dirección X Desp [cm]	Dirección Y Desp [cm]
5	3.77	4.45
4	3.37	3.95
3	2.64	3.07
2	1.83	2.09
1	1.00	1.11



**Figura 3.4** Desplazamientos reales máximos en ambas direcciones

**Tabla 3.9** Distorsiones de entrepiso

Distorsiones		
Nivel	Dirección X $\Delta_i/h_i$	Dirección Y $\Delta_i/h_i$
5	0.00130	0.00159
4	0.00234	0.00284
3	0.00261	0.00317
2	0.00267	0.00318
1	0.00239	0.00263

**Figura 3.5** Distorsiones máximas de entrepiso

Se observa que las distorsiones se encuentran por debajo de valor  $\gamma$  perm = 0.012 en todos los casos, cumpliendo el requisito de reglamento.

En la tabla 3.10 se presentan las 13 combinaciones de carga utilizadas.

**Tabla 3.10** Combinaciones de carga

Combinación	FACTORES DE CARGA				
	CM	CV MAX	CV INST	SISMO X	SISMO Y
1	1.4	1.4	0	0	0
2	1.1	0	1.1	1.1	0.333
3	1.1	0	1.1	-1.1	0.333
4	1.1	0	1.1	1.1	-0.333
5	1.1	0	1.1	-1.1	-0.333
6	1.1	0	1.1	0.333	1.1
7	1.1	0	1.1	0.333	-1.1
8	1.1	0	1.1	-0.333	1.1
9	1.1	0	1.1	-0.333	-1.1
10	0	0	0	1.1	0
11	0	0	0	-1.1	0
12	0	0	0	0	1.1
13	0	0	0	0	-1.1

### 3.3 Diseño Estructural

El diseño estructural estuvo enfocado principalmente a cumplir con los requisitos descritos en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, en su capítulo correspondiente a estructuras a base de marcos de concreto reforzado con comportamiento dúctil.

En el diseño estructural se revisó el cumplimiento de los requisitos geométricos tanto en vigas como en columnas. Se suministró acero longitudinal en vigas por un lado proporcionando el acero necesario por flexión para soportar los elementos mecánicos últimos obtenidos a partir del análisis, así como suministrar las cantidades mínimas necesarias en vigas y columnas a fin de evitar que dicho refuerzo fluya en compresión a causa del flujo plástico.

De los elementos mecánicos obtenidos con el programa ETABS se seleccionaron las tercias críticas para el diseño. Se diseñó para una de las condiciones y se revisó con las otras dos. Se consideraron las relaciones de resistencias mínimas a flexión para los elementos de marco, de acuerdo en la ecuación 1.1.

Se dispusieron los estribos, en las regiones potenciales de ocurrencia de articulación plástica, despreciando la contribución del concreto en la resistencia a fuerza cortante. Se supuso que la contribución del concreto al esfuerzo cortante es nulo en zonas de articulaciones plásticas de vigas, de ahí que el refuerzo transversal sea el requerido para tomar toda la demanda de cortante. Para la determinación de la fuerza cortante de diseño se supuso que en los extremos actúan momentos del mismo sentido calculados con las propiedades del elemento en esas secciones sin factores de reducción y con el esfuerzo del acero de tensión igual a  $1.25 f_y$ .

La fuerza cortante de diseño para columnas se calculó del equilibrio del elemento en su altura libre, suponiendo que en sus extremos actúan momentos del mismo sentido, numéricamente iguales a los momentos resistentes de esas secciones sin factor de resistencia, considerando una resistencia a la tensión de las varillas longitudinales igual a  $1.25 f_y$  y calculado con la carga axial de diseño que conduce al mayor momento resistente. Se despreció la contribución del concreto.

Los elementos a compresión se diseñaron de manera que no fallaran por fuerza cortante, antes de que se formaran las articulaciones plásticas en sus extremos. Las resistencias de estos elementos se redujeron afectándolas por un factor de  $F_R$ , las cuales se compararon con las fuerzas internas de diseño obtenidas del análisis.

En la determinación de las resistencias de las secciones se consideró la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto como uniforme con un valor  $f'_c$  igual a  $0.85 f^*_c$  hasta una profundidad de la zona de compresión igual a  $\beta_1 c$ , donde  $c$  es la profundidad del eje neutro medida desde la fibra extrema en compresión, y  $\beta_1$  toma el valor de 0.85 para concretos con  $f^*_c$  menor que  $280 \text{ kg/cm}^2$ .

En el diseño se consideró la curva esfuerzo deformación del acero del tipo elastoplástico, es decir, el material se conserva elástico hasta un valor de esfuerzo de fluencia,  $f_y$ , el cual tiene asociado una deformación de fluencia  $\epsilon_y$ , y para valores mayores a  $\epsilon_y$  el esfuerzo del acero es igual a  $f_y$ .

En el diseño de las secciones sujetas a flexocompresión (columnas), las resistencias se obtuvieron a partir de los diagramas de interacción momento flexionante - carga axial para la combinación más desfavorable. Además, se incluyeron los efectos de esbeltez de las secciones. Finalmente, una vez determinadas las secciones y los armados de columnas, las resistencias se revisaron por medio de la ecuación de Bresler (GDF, 2004).

Los criterios empleados para el diseño tanto de vigas como de columnas corresponden a las especificaciones establecidas en las Normas Técnicas Complementarias para dimensionamiento y detallado de los elementos estructurales.

Las dimensiones de vigas y columnas se presentan en la tabla 3.11; las secciones transversales de columnas son cuadradas y las vigas rectangulares, en todos los niveles.

**Tabla 3.11** Secciones de vigas y columnas por nivel

NIVEL	COLUMNA	VIGA PRINCIPAL	VIGA SECUNDARIA
1	70 x 70	60 x 80	30 x 40
2	65 x 65	60 x 80	30 x 40
3	60 x 60	50 x 80	30 x 40
4	55 x 55	45 x 80	30 x 40
5	55 x 55	45 x 80	30 x 40

Las fuerzas sísmicas, así como las fuerzas cortantes totales se muestran en la tabla 3.12.

**Tabla 3.12** Cortantes y fuerzas sísmicas

Nivel	Cortante		Fuerza Sísmica	
	Dirección X [t]	Dirección Y [t]	Dirección X [t]	Dirección Y [t]
5	46.32	46.84	46.32	46.84
4	92.48	93.91	46.16	47.07
3	129.92	131.42	37.44	37.51
2	158.36	157.01	28.44	25.59
1	174.36	168.07	16	11.06

Para ilustrar las magnitudes de los elementos mecánicos últimos de las columnas y vigas, se muestran los valores de momentos, carga axial y cortante para el marco B del edificio, éstos son los que resultan de la combinación de carga más crítica. Las figuras 3.6 a 3.9 muestran los elementos mecánicos de dicho marco.



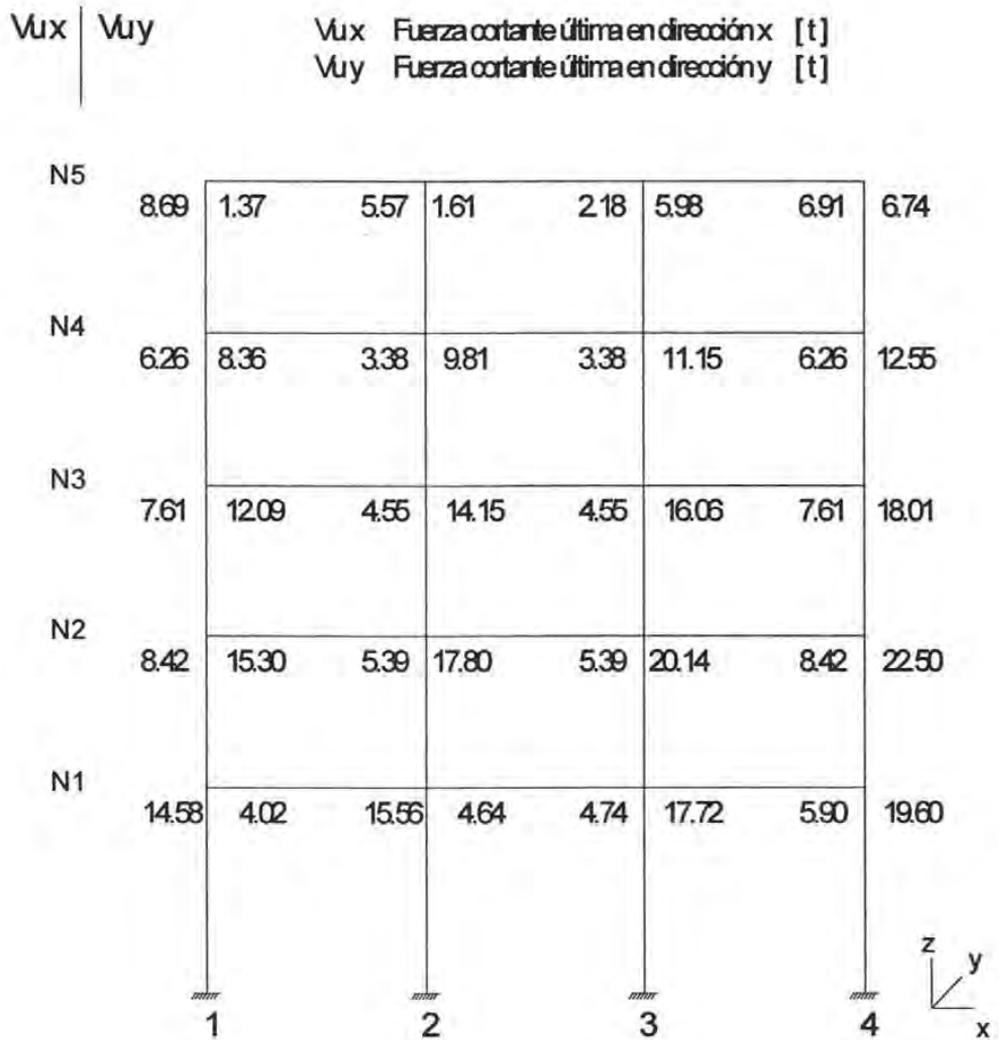
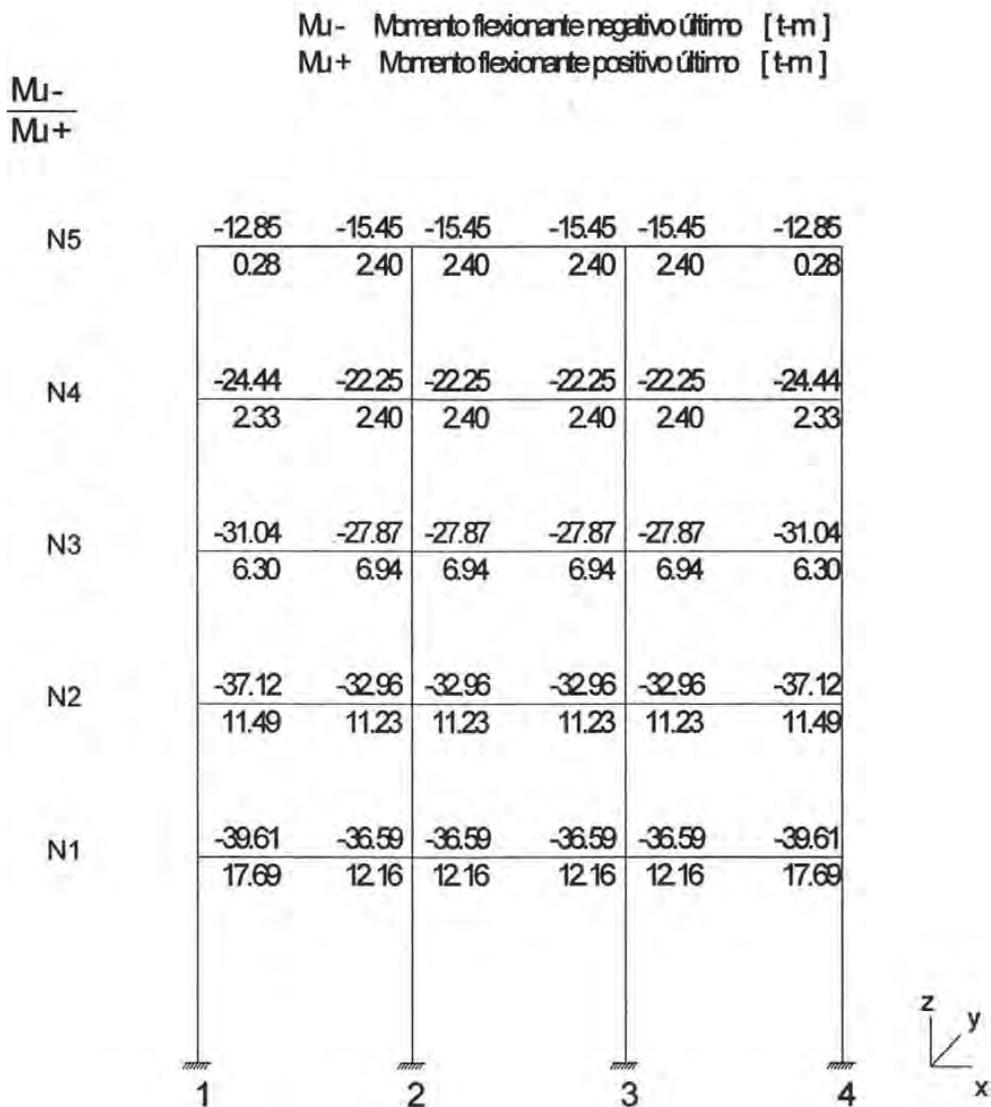


Figura 3.7 Fuerzas cortantes últimas en columnas del marco B



**Figura 3.8** Momentos flexionantes y cargas axiales últimas en vigas del marco B

$V_u$                        $V_u$    Fuerza cortante última [t]

	1	2	3	4		
N5	13.29	14.04	13.67	13.67	14.04	13.29
N4	16.24	15.00	15.62	15.62	15.00	16.24
N3	18.60	18.04	17.57	17.57	18.04	13.29
N2	21.21	20.58	19.96	19.96	20.58	21.21
N1	22.21	22.68	20.89	20.89	22.68	22.21

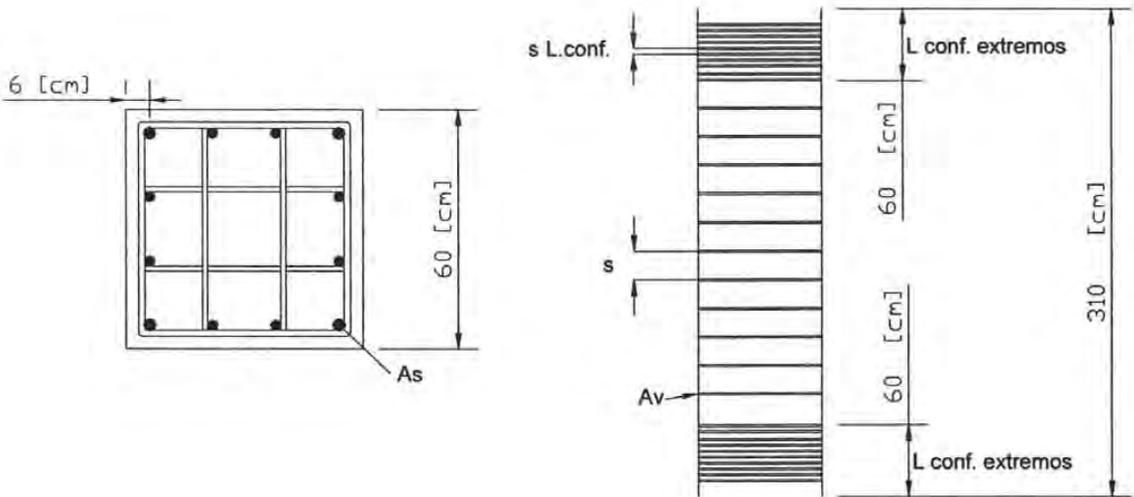
$z$   
 $y$   
 $x$

**Figura 3.9** Fuerzas cortantes últimas en vigas del marco B

Los armados de las columnas del edificio se muestran en la tabla 3.13, todos los marcos de la estructura tienen los mismos armados y secciones transversales, las columnas de extremo corresponden a las pertenecientes a los ejes 1 y 4 y las de centro a los ejes 2 y 3 (Figura 3.2).

**Tabla 3.13** Armados de columnas del marco eje B

Columna	Nivel	As flexión (Varillas)	As flexión [cm <sup>2</sup> ]	Dimensiones [cm x cm]	Av [cm <sup>2</sup> ]	L <sub>conf extremos</sub> [cm]	s L <sub>conf</sub> [cm]	s [cm]
Extremo	1	12 # 8	60.8	70 x 70	4 ramas #4	70	10	15
Centro	1	20 # 6	57	70 x 70	4 ramas #4	70	10	15
TODAS	2	4 # 8 + 8 # 6	43.08	65 x 65	4 ramas #4	65	10	15
TODAS	3	8 # 8	40.56	60 x 60	4 ramas #4	60	10	15
Extremo	4	12 # 6	34.2	55 x 55	4 ramas #4	60	10	15
Centro	4	8 # 8	40.56	55 x 55	4 ramas #4	60	10	15
TODAS	5	4 # 8 + 4 # 6	31.68	55 x 55	4 ramas #4	60	7.5	15



**Figura 3.10** Interpretación de la tabla 3.13

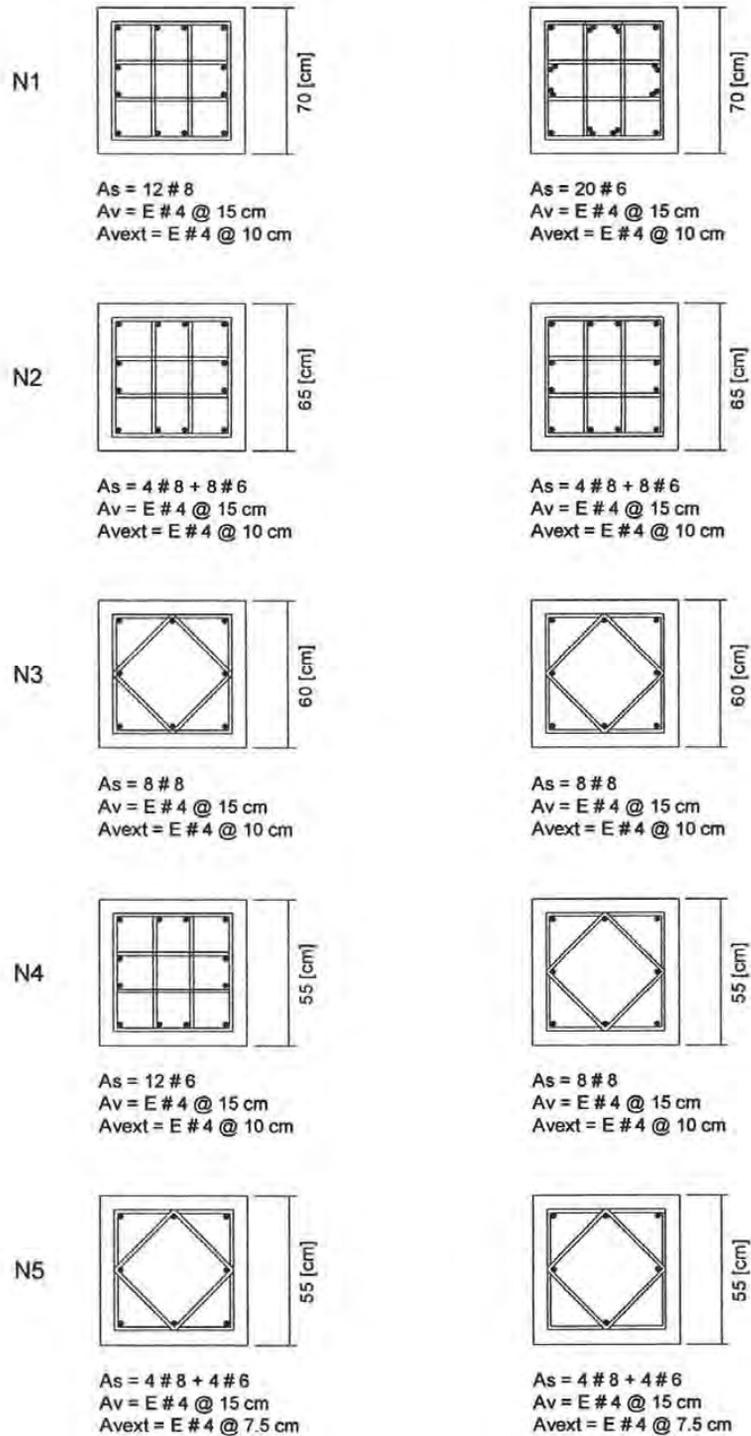


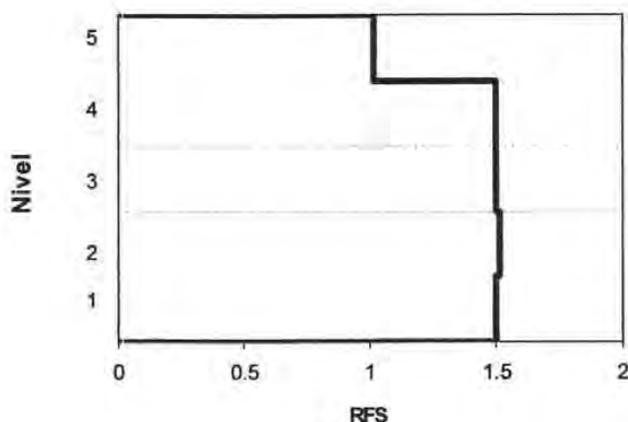
Figura 3.11 Secciones transversales de columnas

La disposición de los armados en vigas se muestra en la tabla 3.14 y Figura 3.13. El acero de flexión tanto en el lecho superior como en el lecho inferior corresponde a la disposición del armado justo en el nudo. El armado de la viga extremo corresponde a los ejes 1 y 4 mientras el armado de la viga centro corresponde a los ejes 2 y 3, según la Figura 3.2 y 3.13 del marco B.

**Tabla 3.14** Armados de vigas del marco eje B

Viga (eje)	Nivel	Dimensiones [cm x cm]	As flexión Lecho Superior	As flexión [cm <sup>2</sup> ]	As flexión Lecho Inferior	As flexión [cm <sup>2</sup> ]	Av [cm <sup>2</sup> ]	s [cm]
Extremo	1	60 X 80	14 # 8	70.98	9#6+2#8	35.79	4 ramas # 3	12
Centro	1	60 X 80	5# 8+8#6	48.15	5#6+2#8	24.39	4 ramas # 3	12
Extremo	2	60 X 80	10 # 8	50.70	4#6+3#8	26.61	4 ramas # 3	15
Centro	2	60 X 80	5 # 8+ 4 #6	36.75	5#6+1#8	19.32	4 ramas # 3	15
Extremo	3	50 X 80	5 # 6+5 # 8	39.6	7#6	19.95	4 ramas # 3	18
Centro	3	50 X 80	5#6+3#8	29.46	4#6+2#5	15.36	4 ramas # 3	18
Extremo	4	45 X 80	5#6+3#8	29.46	4#6+2#5	15.36	4 ramas # 3	18
Centro	4	45 X 80	8#6	22.8	4#6	11.4	4 ramas # 3	18
Extremo	5	45 X 80	4#6+1#4	12.64	4#6	11.4	4 ramas # 3	18
Centro	5	45 X 80	4#6	11.4	4#6	11.4	4 ramas # 3	18

Los valores de  $R_{FS}$  a los cuales se ajustó el diseño en cada nudo, Figura 3.12, en promedio corresponde a lo dispuesto en las normas. Para el marco B, el  $R_{FS}$  fue igual a 1.5 excepto para el nivel de azotea donde este factor fue ligeramente menor. Sin embargo, está dentro de lo permitido en las Normas Técnicas Complementarias para el Distrito Federal.



**Figura 3.12**  $R_{FS}$  de diseño del marco B

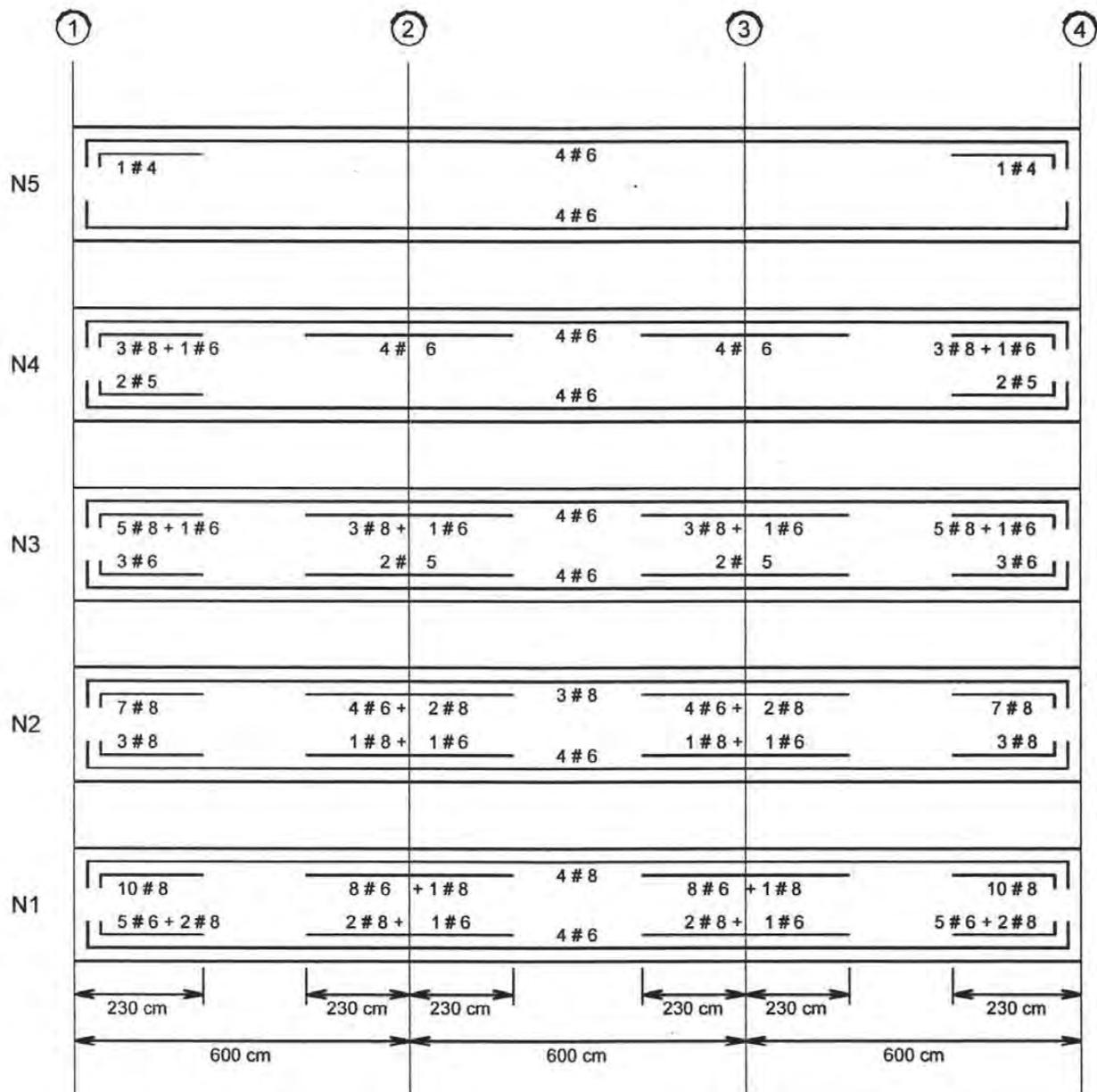


Figura 3.12 Armado de vigas marco B

#### 4. ANÁLISIS NO LINEAL

El análisis de las estructuras había estado basado en el comportamiento lineal de los materiales que las conformaban. Se supuso un comportamiento lineal considerando que los elementos no sufrían degradación alguna comportándose siempre, en la curva esfuerzo deformación, dentro de la rama elástica. Hoy en día se sabe que esto no ocurre esencialmente así, especialmente cuando la estructura es sometida a movimientos sísmicos de gran intensidad. Cuando esto sucede, la estructura sufre diversos cambios en las características dinámicas y de resistencia de los materiales. Se ha observado en estudios de laboratorio y campo que, por ejemplo, una estructura puede manifestar cambios en sus frecuencias inclusive dentro de un mismo evento sísmico; también se ha evidenciado que ésta puede pasar de tener ciertas características de frecuencia y amortiguamiento a poseer características muy distintas después de haber sido afectada por un sismo intenso. Dichos cambios son asociados ya sea a reacomodo de los elementos estructurales o bien a un efecto no lineal, por ejemplo, una degradación de rigidez del sistema, o inclusive el cambio en el amortiguamiento de la estructura. Este es un fenómeno que no sólo ocurre durante un evento intenso sino una característica de las estructuras en la que sufren degradación aún con el paso del tiempo.

Los reglamentos hasta hace poco habían hecho de lado considerar en el análisis los efectos no lineales al recomendar factores de seguridad o fuerzas sísmicas altos, lo cual aleja a las estructuras de presentar el comportamiento de sus materiales dentro de las zonas inelásticas.

Los modelos y análisis inelásticos utilizados actualmente es una manera de considerar lo más apegado a la realidad el comportamiento de las estructuras. Varios experimentos a escala y tamaño real han mostrado que las deformaciones no lineales están asociadas con una degradación de rigidez y una reducción de la capacidad de disipación de energía de los elementos (Kreger, 1978 y Popov, 1980).

A través de considerar el análisis inelástico es posible determinar la demanda de ductilidad de los elementos y de la estructura. La ductilidad disponible en secciones de concreto reforzado depende primordialmente de la cantidad de acero en tensión y compresión, del acero transversal para el confinamiento del concreto, de las resistencias del acero y concreto y de la magnitud de la carga axial.

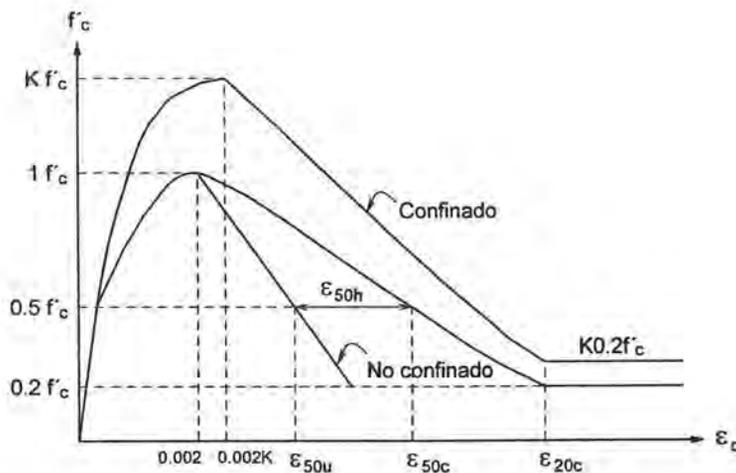
Actualmente los reglamentos no son explícitos en cuanto al nivel de ductilidad que las secciones deben ser capaces de desarrollar; sin embargo, hacen algunas recomendaciones en el detallado con el fin de asegurar una ductilidad adecuada.

Los análisis no lineales que aquí se presentan fueron modelados con la ayuda del programa de cómputo RUAUMOKO (Carr, 2000), desarrollado en la Universidad de Canterbury en Nueva Zelanda. El programa está diseñado para realizar análisis dinámicos no lineales incluyendo varios modelos de comportamiento en los elementos. Aunque es posible considerar modelos tridimensionales, en este trabajo únicamente se realizó un modelo dinámico no lineal bidimensional, obteniendo la respuesta paso a paso de uno de los marcos longitudinales.

#### 4.1 Consideraciones para los Análisis No Lineales

Se presentan a continuación las consideraciones e hipótesis para el modelado y análisis de la estructura.

- Como se mencionó anteriormente, los análisis inelásticos modelados con el programa Ruaumoko únicamente consideraron el eje central longitudinal de la estructura, marco B (Figura 3.1), lo que implica que la estructura fue idealizada como un marco plano.
- Las propiedades mecánicas utilizadas fueron: resistencia a compresión del concreto  $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$ , módulo de elasticidad del concreto  $E_c=221,359 \text{ kg/cm}^2$  y para el acero de refuerzo un esfuerzo especificado de fluencia de  $4200 \text{ kg/cm}^2$ .
- Para el cálculo de las resistencias de los elementos de concreto reforzado se utilizó el procedimiento del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (pero sin factores de reducción de resistencia), el cual considera un bloque rectangular de esfuerzos en el concreto y el modelo elastoplástico para el comportamiento del acero de refuerzo. Para este último se aplicó un factor de 1.25 al esfuerzo de fluencia del acero ( $f_y$ ) tomando en cuenta la dispersión de las resistencias en la fluencia. Es decir, se considera que la resistencia real del acero es por lo menos igual a 1.25 veces su esfuerzo real de fluencia.
- El momento de inercia de las columnas se calculó a partir de las secciones brutas (sin agrietamiento inicial). Para el caso de vigas sólo se consideró la sección rectangular, sin tomar en cuenta la participación del patín de compresión de la losa; se considera que el momento de inercia de la sección rectangular bruta equivale a considerar el efecto del agrietamiento en la rigidez de las vigas de sección T (Solís, 2003).
- En un primer modelo no se consideró el efecto de confinamiento de las secciones de concreto reforzado. En un segundo modelo se consideró el efecto de confinamiento.
- El efecto de confinamiento fue utilizado en los primeros modelos, únicamente para determinar la capacidad de deformación de los elementos. Se eligió el modelo de comportamiento de Kent y Park modificado (Scott, 1982) para el concreto confinado y para el acero de refuerzo se utilizó el modelo de Rodríguez y Botero (1994), los dos modelos se muestran en las Figuras 4.1 y 4.2.
- Todos los miembros del marco se consideraron como elementos lineales, representados por su eje centroidal.
- La masa se consideró como concentrada en los nudos de cada nivel del marco, de acuerdo a un análisis de cargas gravitacionales.



$$f_c = K f'_c \left( \frac{2\varepsilon_c}{0.002K} - \left( \frac{\varepsilon_c}{0.002K} \right)^2 \right), \varepsilon_c < 0.002K$$

$$K = 1 + \rho_s \frac{f_{yh}}{f'_c}$$

$$f_c = K f'_c (1 - z_m (\varepsilon_c - 0.002K)) \geq 0.2 K f'_c, \varepsilon_c \geq 0.002K$$

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + 0.29 f'_c}{14.23 f'_c - 1000}$$

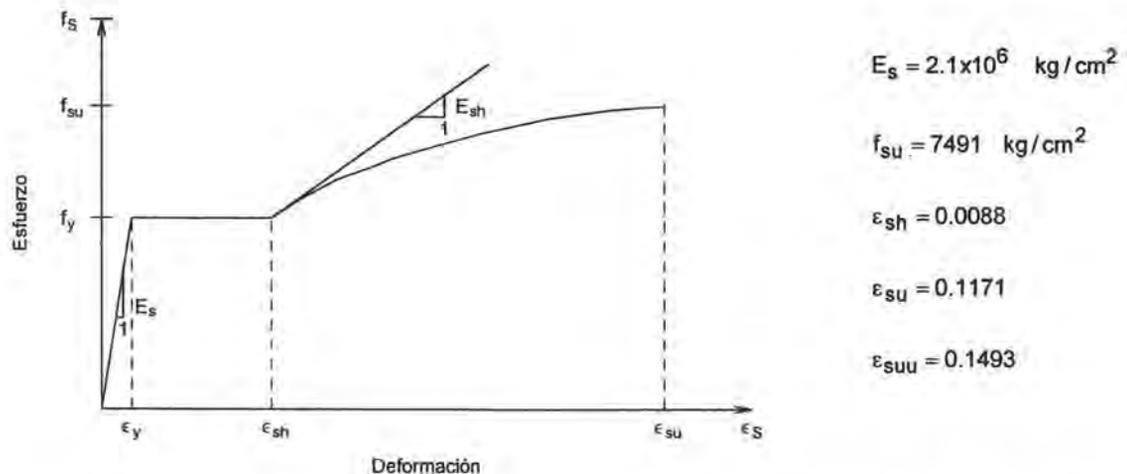
$$\varepsilon_{50h} = \frac{3}{4} + \rho_s \sqrt{\frac{h'}{s_h}}$$

$$z_m = \frac{0.5}{\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - 0.002k}$$

Siendo

- $\rho_s$  La relación de volumen de acero de refuerzo transversal y volumen de concreto confinado
- $h'$  El ancho del núcleo confinado
- $s_h$  Separación de estribos
- $f_{yh}$  Esfuerzo de fluencia de los estribos en  $[kg/cm^2]$
- $f'_c$  Esfuerzo a compresión del concreto en  $[kg/cm^2]$

**Figura 4.1** Modelo para concreto confinado Kent y Park modificado (1982)



**Figura 4.2** Curva esfuerzo deformación del acero de refuerzo, Rodríguez y Botero (1996)

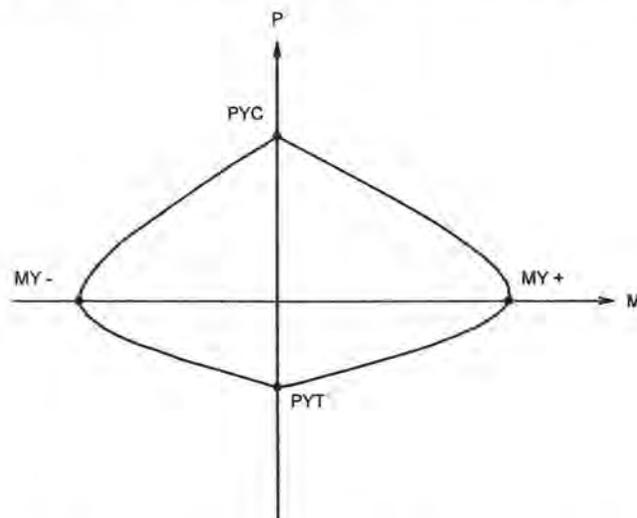
- Los modelos incluyen la longitud de la zona rígida en ambos extremos del elemento, siendo éste igual a la mitad del peralte efectivo del miembro al que se une.
- Se acoplaron los grados de libertad horizontales en cada nivel para considerar un diafragma de piso rígido.
- Las deformaciones axiales fueron ignoradas.
- Se modeló la estructura con un valor de amortiguamiento crítico constante de 8 %, considerando para todos los modos el modelo de amortiguamiento de Rayleigh.
- La estructura se consideró con base empotrada (sin interacción suelo – estructura). Debido a que no fue el objetivo de esta tesis considerar este efecto, se recomienda hacerlo para estudios futuros.
- El análisis inelástico paso a paso se realizó integrando la ecuación de equilibrio dinámico a través del método de la aceleración constante de Newmark.

- El comportamiento inelástico viga – columna se modeló como un componente de Giberson (Otani, 1974), Figura 4.3, donde la plasticidad se tiene concentrada en los nudos, con una posible articulación plástica en cada uno de los extremos del elemento elástico central. Este modelo tiene la ventaja con respecto a un modelo de plasticidad distribuida de resolver el problema no lineal sin un alto grado de complejidad obteniendo resultados aceptables (Quinta, 2000).

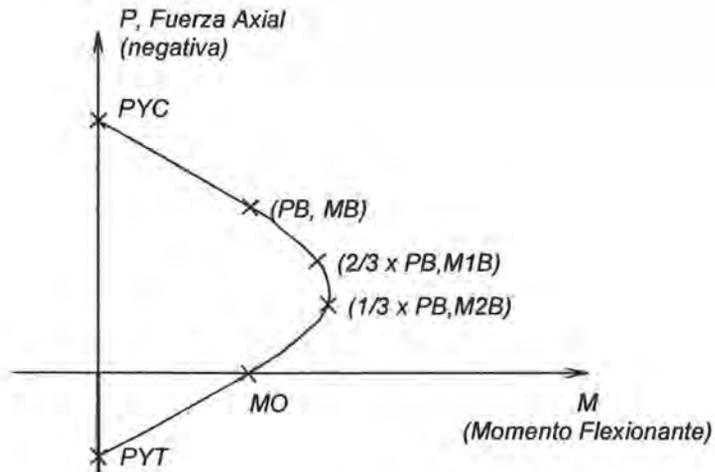


**Figura 4.3** Modelo viga de un componente de Giberson

- Para obtener los parámetros de resistencia de los elementos se consideró, para vigas el elemento viga y para el modelado de las columnas el elemento viga-columna. El elemento viga-columna difiere del elemento viga en que la carga axial en el miembro afecta el momento de fluencia en cada extremo del elemento: lo anterior se considera a través de un diagrama de interacción momento flexionante carga axial (Figuras 4.4 y 4.5).
- En las zonas donde podían ocurrir articulaciones plásticas por flexión se modelaron utilizando el modelo de Takeda modificado (Otani, 1974); para fines de comparación se repitieron los análisis y se supuso un modelo Elastoplástico Perfecto; los modelos mencionados se tratarán a detalle más adelante.



**Figura 4.4** Diagrama de interacción para modelar la resistencia en vigas "Elemento Viga"



**Figura 4.5** Diagrama de interacción para modelar la resistencia de columnas "elemento viga-columna"

- Se consideró que las zonas donde se suponen concentradas las rotaciones inelásticas de la articulación plástica se encuentran delimitadas, en cada extremo de la sección, por la longitud equivalente de la articulación plástica  $L_p$ .
- El parámetro  $L_p$  se consideró en los análisis inelásticos como  $L_p=0.5 d$  (siendo  $d$  el peralte efectivo del elemento), los detalles sobre este parámetro se incluyen en un apartado posterior.

## 4.2 Modelos de Histéresis

Los elementos que conforman un sistema estructural pueden estar sometidos a movimientos sísmicos que les provoquen una gran cantidad de ciclos de carga y descarga, los cuales a la vez pueden producir esfuerzos y deformaciones inelásticas.

Los efectos inelásticos están asociados con una degradación de la rigidez y reducción de la capacidad de disipación de energía de los elementos estructurales en sus juntas. Los efectos de degradación de rigidez asociados con la carga y descarga tienen consecuencias sustanciales en la amplitud, forma de las ondas y contenidos de frecuencias en la historia de los desplazamientos.

Actualmente existen algunos modelos de comportamiento histerético que intentan modelar el comportamiento no lineal de las estructuras sometidas a cargas cíclicas. Sin embargo, la mayoría de ellos presenta limitaciones en la correlación de los resultados o bien, son vistos como muy complicados para su aplicación.

Los modelos histeréticos varían desde simples, pero irreales (modelo elastoplástico y bilineal) hasta muy complicados pero reales (modelo de Takeda).

La práctica actual se ha visto muy inclinada a utilizar el modelo elastoplástico y el bilineal simple a pesar de la poca correlación entre el comportamiento histerético basado en esos modelos y los resultados experimentales, argumentando la complejidad de los modelos más precisos y los costos en su uso.

Uno de los modelos más aceptados y complejo es el modelo de Takeda. Este modelo fue desarrollado con base en numerosos experimentos, encontrando una exitosa simulación del comportamiento estático y dinámico en las juntas de concreto, ajustándose muy satisfactoriamente a lo medido en numerosos experimentos (Otani, 1974). Aunque el modelo de Takeda es muy complicado, es utilizado como base para evaluar los otros modelos y para explicar la influencia de diversas características utilizadas en modelos más sencillos.

Tanto el modelo de Takeda como el modelo elastoplástico son representativos de los modelos de histéresis de flexión. Se emplean en elementos viga y columna y en su comportamiento no se considera el estrechamiento de los lazos de histéresis.

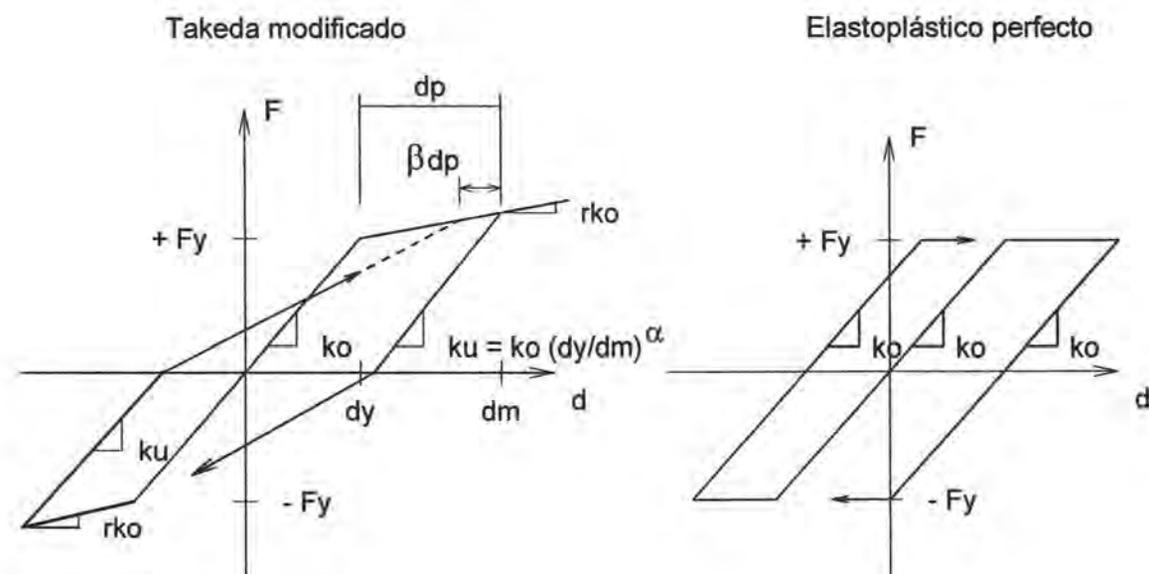
El modelo de Takeda opera en una curva trilineal primaria representando los estados sin agrietamiento, agrietado y la post-fluencia, su comportamiento está definido por siete condiciones de carga y descarga (Takeda, 1970). Estas condiciones determinan la rigidez del elemento a partir de dos puntos críticos los cuales corresponden al agrietamiento del concreto y la fluencia del acero de refuerzo longitudinal. Sus principales premisas consideran que la rigidez se modifica con la historia de esfuerzos y que existe disipación de energía aún en esfuerzos reversibles de pequeña amplitud.

En el modelo elastoplástico la curva fuerza deformación primaria está representada por una porción elástica la cual representa el comportamiento de la sección agrietada; cuando la sección sobrepasa el estado de fluencia la rigidez es nula; cuando se presenta la carga regresiva no se considera ninguna reducción en la rigidez, el modelo no permite ningún tipo de disipación histerética de energía además de considerar que se presentan

deformaciones pequeñas. Aunque el modelo tiene bastantes deficiencias, ha sido empleado en el análisis de muchos modelos debido a su simplicidad.

El modelo de Takeda modificado se basa en el modelo de Takeda y toma en consideración las características relacionadas a la fluencia y el endurecimiento por deformación del acero de refuerzo, el agrietamiento del concreto, el estrechamiento de los lazos de histéresis y la degradación de rigidez debido a la carga cíclica (Otani, 1974).

Los análisis realizados en este trabajo consideran, en las zonas de articulación plástica, el modelo de Takeda modificado y para fines de comparación el modelo elastoplástico (Figura 4.5).



**Figura 4.5** Modelos de histéresis empleados en el análisis

### 4.3 Longitud Equivalente de la Articulación Plástica ( $L_p$ )

La longitud equivalente de la articulación plástica a cada lado de la sección crítica, es la zona donde se supone concentradas las rotaciones inelásticas de la articulación plástica. Las articulaciones plásticas deben ser claramente definidas debido a los requerimientos de detallado especiales en las regiones inelásticas de los elementos de marco sujetos a sismos severos.

Se puede idealizar la distribución de la de la curvatura en el momento último en regiones elásticas e inelásticas. Cuando en las zonas de articulación se presentan grietas de tensión diagonal, la región de curvatura inelástica se extiende sobre una longitud del elemento y esta región es al menos aquella en que el momento flexionante excede el momento de fluencia de la sección.  $L_p$  es la longitud equivalente de la articulación plástica donde se considera constante la curvatura plástica. Actualmente, los valores propuestos de la longitud equivalente de la articulación plástica ( $L_p$ ) se han basado en evidencias experimentales.

En los análisis inelásticos aquí realizados se consideró el valor de  $L_p=0.5d$  (siendo  $d$  el peralte efectivo de la sección), el cual es una buena aproximación de la expresión propuesta por Paulay y Priestley (1992) a partir de resultados experimentales (Ecuación 4.1) y con comparaciones hechas por Ávila y Meli (1987) entre  $L_p=0.5d$  y  $L_p=1d$  a partir del cálculo de demandas de ductilidad local.

$$L_p=0.08l+0.15db F_y$$

(Ecuación 4.1)

Siendo:

- $l$  Longitud total del elemento
- $db$  Diámetro de la barra de refuerzo longitudinal
- $F_y$  Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

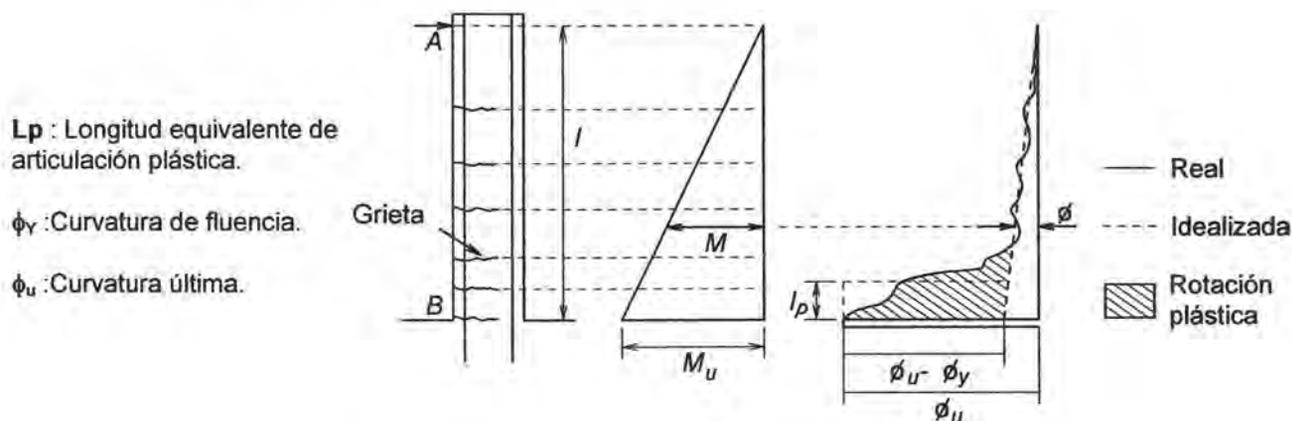


Figura 4.6 Longitud equivalente de la articulación plástica

#### 4.4 Consideraciones en los Materiales para el Análisis Sin Confinamiento

Las características consideradas en el análisis sin confinamiento están basadas en los experimentos en columnas propuestos por Hognestad en 1951, donde la porción ascendente de la curva esfuerzo-deformación está representada por una parábola de segundo grado. La deformación en el esfuerzo máximo se supuso como  $\epsilon_0 = 0.002$  lo cual es aceptado para concreto no confinado, mientras se consideró una deformación última del concreto sin confinar de  $\epsilon_u = 0.003$ .

En los modelos que se realizó el análisis inelástico sin considerar confinamiento, se revisaron los elementos con el modelo de Kent y Park modificado para concreto confinado (Figura 4.1), únicamente para garantizar que se contara con la capacidad de deformación necesaria de los elementos.

#### 4.5 Consideraciones en los Materiales para el Análisis Con Confinamiento

Los modelos inelásticos paso a paso para el análisis con confinamiento, tomaron en cuenta la curva esfuerzo deformación propuesta por Mander *et al*, (1988-a).

El modelo de Mander considera la influencia del confinamiento definiendo un esfuerzo de confinamiento lateral efectivo, el cual es dependiente de la configuración del acero de refuerzo transversal y longitudinal de la sección. Propone un balance de energía para predecir la deformación por compresión en el acero longitudinal, correspondiente a la primera fractura del acero transversal, relacionando la capacidad de energía por deformación del refuerzo transversal y la energía almacenada en el concreto como resultado del confinamiento. Con este concepto la ductilidad adicional disponible cuando el miembro está confinado se debe a la energía almacenada en el refuerzo transversal. La Figura 4.7 muestra el área bajo la curva representando el total de energía de deformación por unidad de volumen requerido para hacer fallar el concreto.

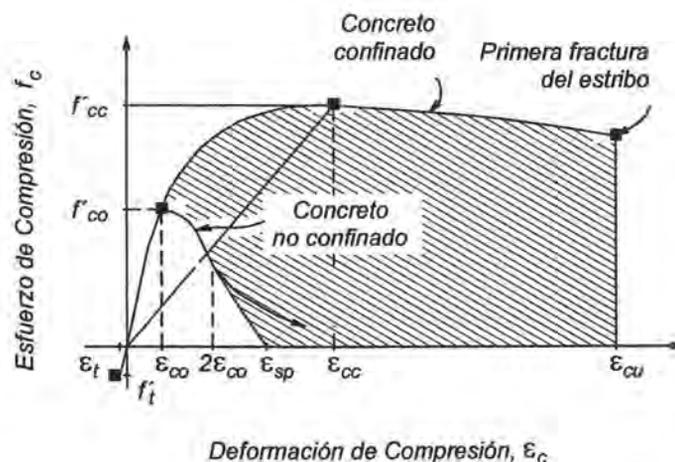
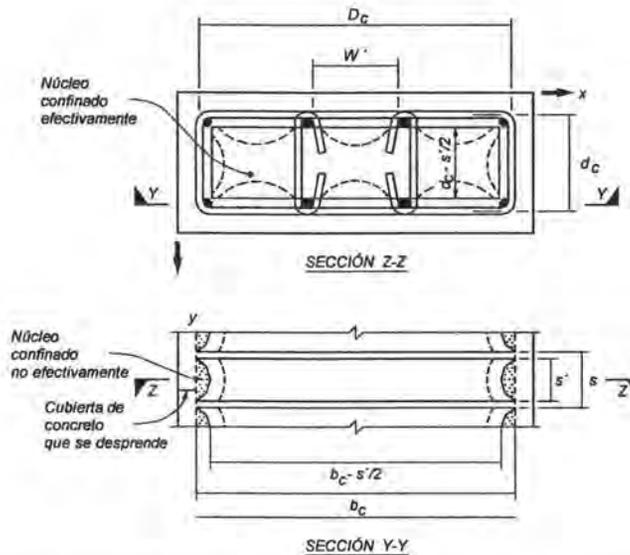


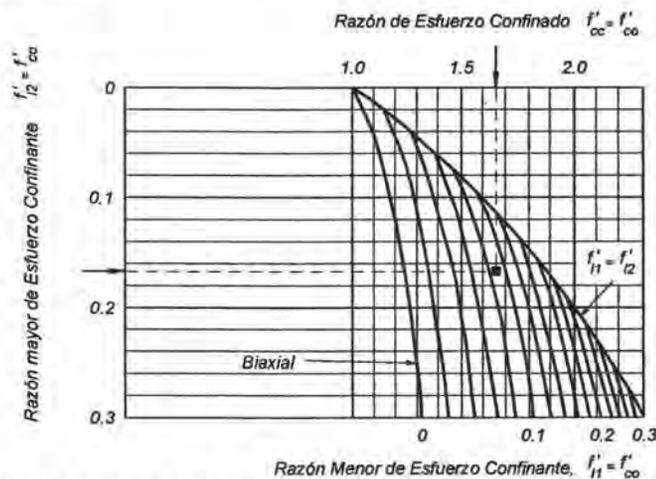
Figura 4.7 Modelo esfuerzo deformación de Mander para concreto confinado

Para el confinamiento en secciones rectangulares se supuso la acción de arco que actúa en parábolas de segundo grado con una pendiente inicial de 45°. El área efectiva confinada de concreto a nivel de estribo se encuentra restando el área de las parábolas que contienen el concreto confinado de manera inefectiva (Figura 4.8). Cada uno de los parámetros que intervienen en el modelo son definidos a detalle por Mander *et al*, (1988-a).



**Figura 4.8** Resistencias para secciones rectangulares de concreto confinado

El factor de confinamiento que define el esfuerzo máximo del concreto confinado queda definido a partir del criterio de superficie de falla multiaxial. La solución general de éste criterio de falla se establece en términos de los dos esfuerzos de confinamiento lateral, obtenidos a partir de las ecuaciones del modelo de Mander, la Figura 4.9 presenta la solución a dicho criterio.



**Figura 4.9** Determinación del factor de confinamiento para secciones rectangulares de concreto reforzado

Para el acero de refuerzo se tomó el modelo de Rodríguez y Botero (1996), el cual proviene de un análisis estadístico de las propiedades mecánicas de los aceros de refuerzo que se obtienen actualmente en el mercado mexicano. El modelo establece tres zonas importantes: una zona elástica, una zona de fluencia y una zona de endurecimiento por deformación. Los parámetros, así como la interpretación gráfica del modelo se muestran en la Figura 4.2.

## 5. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA SIN CONSIDERAR LOS EFECTOS DE CONFINAMIENTO

Ha sido evidente en investigaciones previas, que las relaciones de resistencia a flexión columna – viga, toman gran importancia en el comportamiento de estructuras de marcos de concreto, sometidos a sismos intensos. En las recomendaciones de diseño de marcos dúctiles, se da un particular énfasis en la resistencia de la junta columna viga y en los requerimientos de detalle, enfocando todas las especificaciones a promover el mecanismo de falla columna fuerte – viga débil.

El análisis que aquí se presenta se enfocó principalmente en determinar los valores mínimos entre las relaciones de resistencia a flexión de columnas y vigas en los nudos, que forman el marco, al evaluar el parámetro  $R_{FS}$  (descrito en el capítulo 2).

El marco original fue analizado para diferentes razones de resistencia, modificando esta propiedad hasta obtener la razón de resistencia, mínima necesaria columna – viga en cada junta, que evitara un mecanismo de falla por cortante. Para cada uno de los análisis las razones de resistencia fueron las mismas en todos los pisos.

### 5.1 Descripción de la Metodología de Análisis

El parámetro  $R_{FS}$ , factor que mide la relación de resistencias a flexión de columnas y vigas en un nudo, se modificó paulatinamente en cada uno de los modelos analizados. El propósito fue obtener los valores mínimos necesario para evitar el mecanismo de falla de la estructura; entendiéndose como “falla” la formación de todas las articulaciones plásticas de los extremos de las columnas en un mismo entrepiso.

Cada una de las iteraciones fueron evaluadas utilizando los modelos de histéresis de Takeda modificado y elastoplástico perfecto.

Se construyeron en total 32 modelos del edificio previamente descrito, utilizando un modelo en 2 dimensiones, apoyando el análisis numérico en el programa de cómputo RUAUMOKO. Las relaciones de resistencia evaluadas tanto para el análisis con confinamiento y sin confinamiento corresponden a las relaciones de  $R_{FS}$ : 0.6, 0.8, 1.0, 1.2, 1.5, 1.7, 2 y 2.5. Todos los modelos fueron evaluados bajo la influencia de cuatro registros sísmicos (sección 5.2).

Primeramente el edificio se diseñó conforme al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (2004) y a partir de ese modelo original ( $R_{FS}=1.5$ ), las relaciones de resistencia a flexión se fueron variaron hasta obtener los valores de  $R_{FS}$  mínimos que llevaron a la estructura a presentar un mecanismo de falla columna fuerte –viga débil .

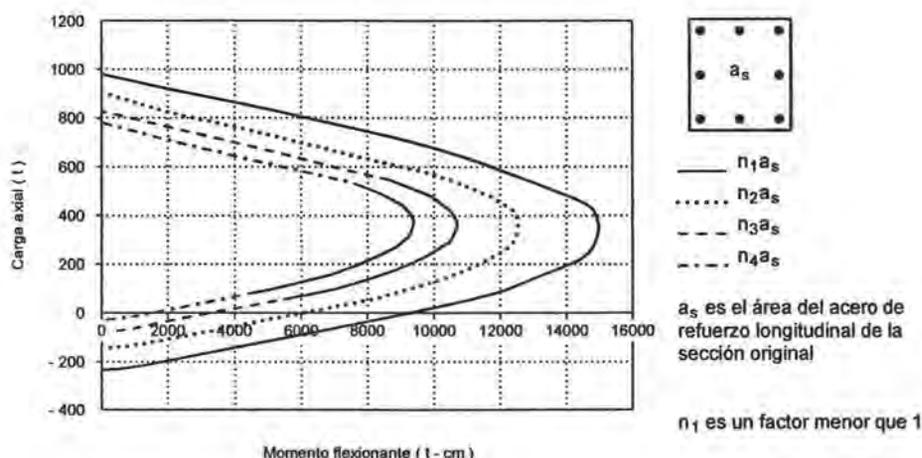
En todos los análisis la sección gruesa de columnas y vigas se mantuvo constante. La variación de la razón de resistencia columna - viga se llevó a cabo únicamente modificando la cantidad de acero longitudinal en columnas (Figura 5.1), manteniendo la cantidad de acero longitudinal en vigas constante. La manera de obtener las resistencias de vigas y columnas se mencionan en el apartado 5.4.

Cabe destacar que el factor  $R_{FS}$  puede modificarse:

1. Manteniendo las secciones constantes y modificando el acero de refuerzo en columnas y vigas.
2. Manteniendo las secciones constantes y modificando el acero de refuerzo únicamente en vigas.
3. Manteniendo las secciones constantes y modificando el acero de refuerzo únicamente en columnas.
4. Modificando las secciones transversales de vigas o columnas.
5. Modificando las secciones transversales de vigas y columnas.

La metodología que se seleccionó, trata de seguir la recomendación hecha por Dooley y Bracci (2001), en donde se encontró que en términos de comportamiento sísmico incrementar el  $R_{FS}$  únicamente aumentando la cantidad de refuerzo longitudinal en columnas, lo que implica incrementar la resistencia, es más efectivo que incrementar el tamaño de columnas o vigas, es decir se obtiene un mayor incremento en la capacidad del sistema. Por otro lado se vio una ventaja al modificar únicamente la resistencia en columnas, ya que el número de elementos a evaluar era menor.

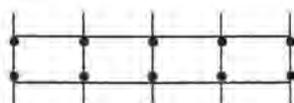
Cualquiera de los procedimientos mencionados anteriormente es aplicable, finalmente lo que se busca es mantener las relaciones de resistencia, siempre y cuando se provea de la resistencia mínima necesaria que evite el colapso.



**Figura 5.1** Variación de la resistencia respecto a la sección original.

La manera para determinar el  $R_{FS}$  mínimo consistió en identificar la relación de resistencia a flexión columna – viga, para la cual se evitara un mecanismo de falla lateral de entrepiso al presentarse cualquiera de los dos escenarios siguientes:

1. Que se generen todas articulaciones plásticas en las columnas de uno o más niveles (figura 5.2).



- Articulación plástica en columna

**Figura 5.2** Mecanismo de falla de entrepiso.

2. Que se presentara el mecanismo de casi colapso, que se refiere al estado del marco en el cual se han formado todas las articulaciones plásticas en los extremos de las columnas de un nivel, menos una (Solís,2003), Figura 5.3.



- Articulación plástica en columna

**Figura 5.3** Mecanismos de casi colapso

## 5.2 Registros Sísmicos

Con el fin de evaluar varios estados de falla se utilizaron para cada uno de los modelos, 4 registros sísmicos representativos.

Se tomó en consideración uno de los sismos característicos de la ciudad de México, México 1985, también utilizado por Romero y Loera (1992) para justificar posteriormente el valor de  $R_{FS}=1.5$  (actualmente recomendado por el RCDF-04). Adicionalmente se incluyeron tres registros: El Centro 1940, Northridge 1994 y Kobe 1995, cada uno con diferentes intensidades y contenidos de frecuencias. Aunque estos tres últimos registros pertenecen a diferentes tipos de suelo fueron empleados por lo descrito en el punto 1.1.

La tabla 5.1 muestra las características de los eventos mencionados y las figuras 5.5 a 5.10, muestra la respuesta espectral característica para el conjunto de acelerogramas.

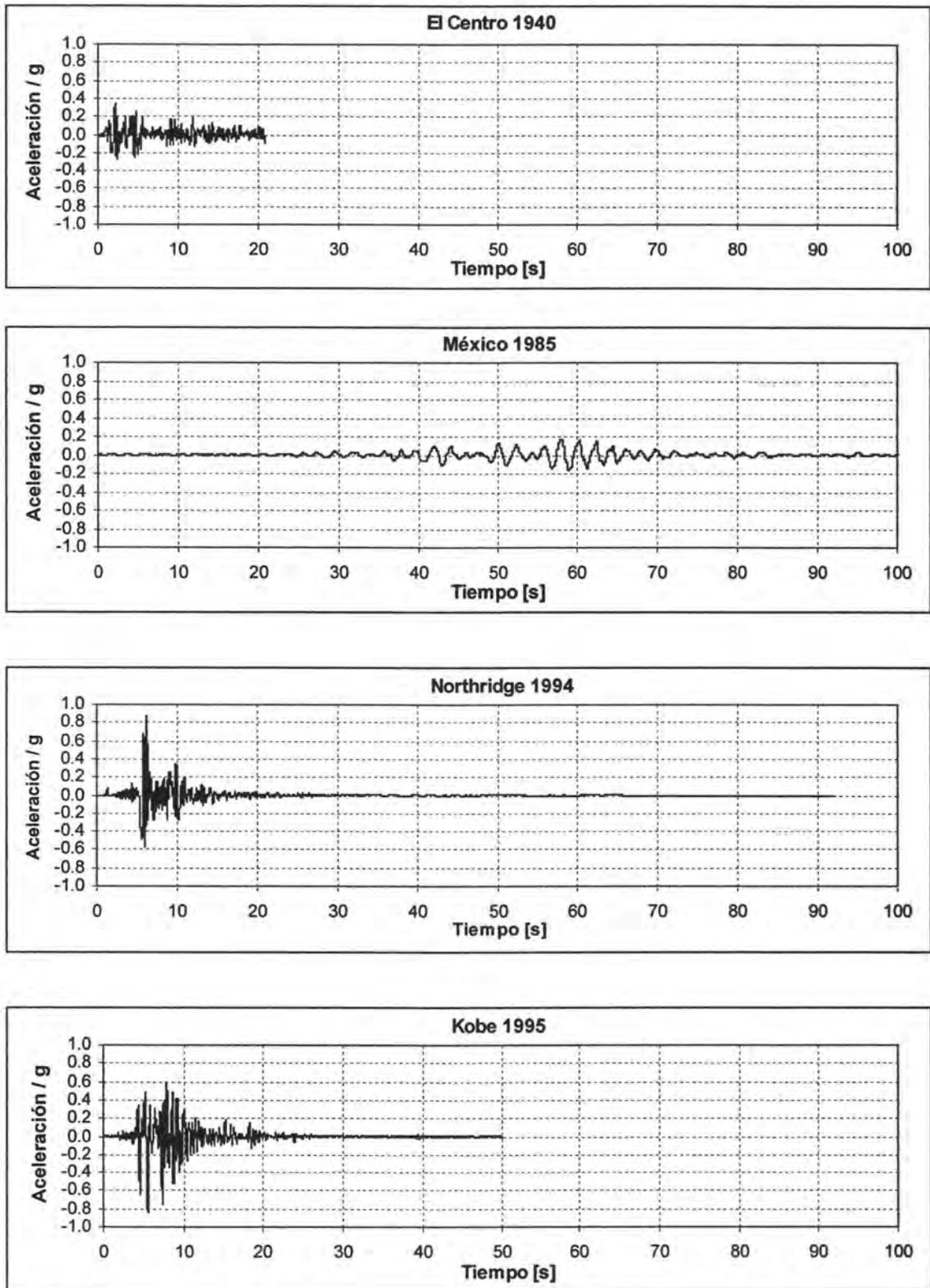


Figura 5.4 Registros sísmicos de aceleración

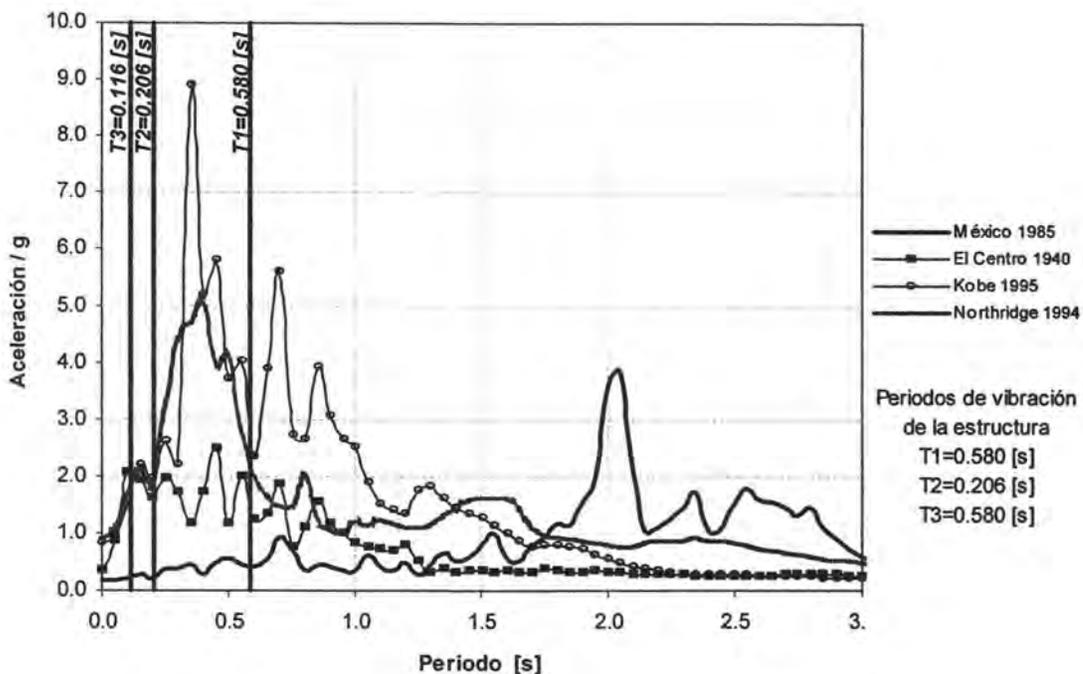


Figura 5.5 Espectros elásticos de aceleración absoluta

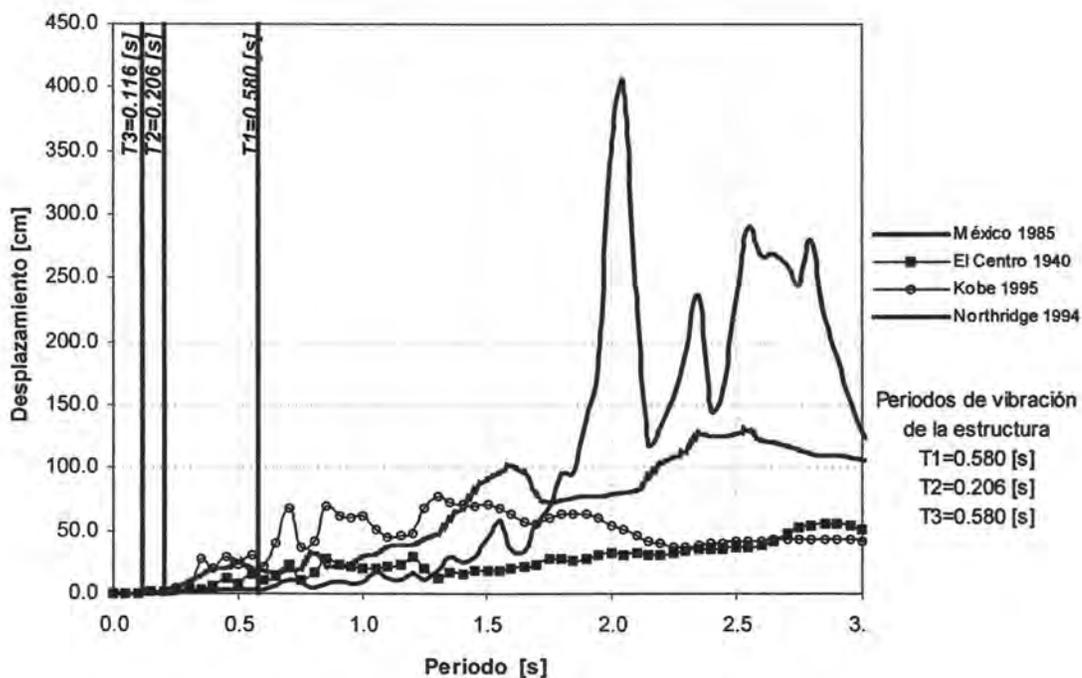


Figura 5.6 Espectros elásticos de desplazamiento

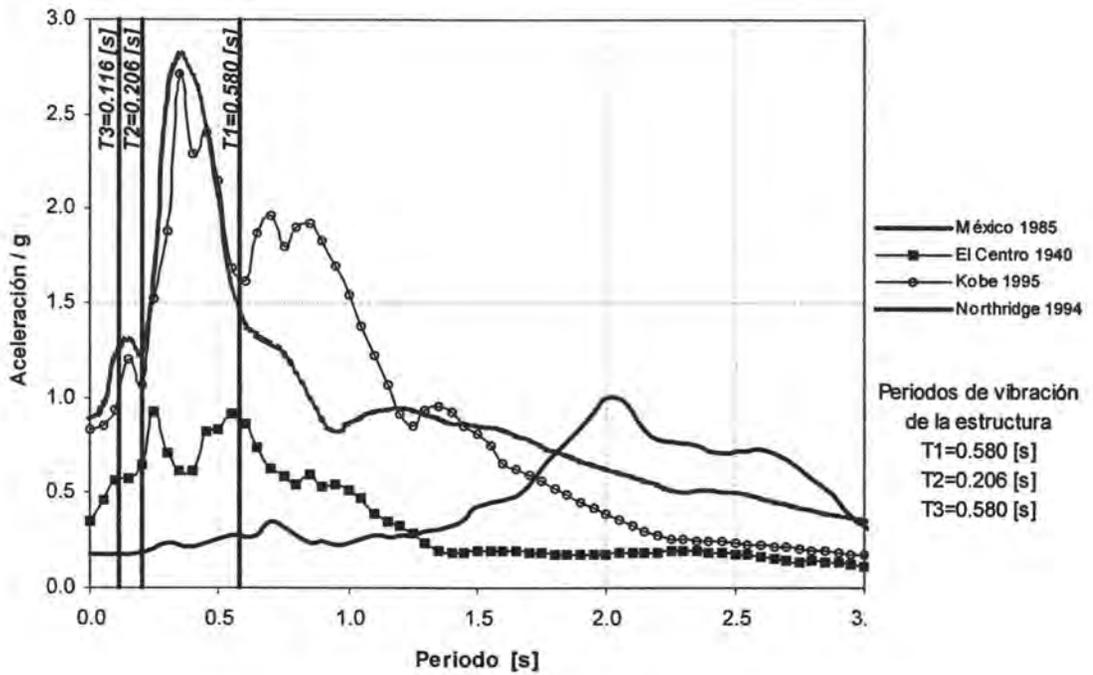


Figura 5.7 Espectros elásticos de aceleración absoluta  $\zeta=5\%$

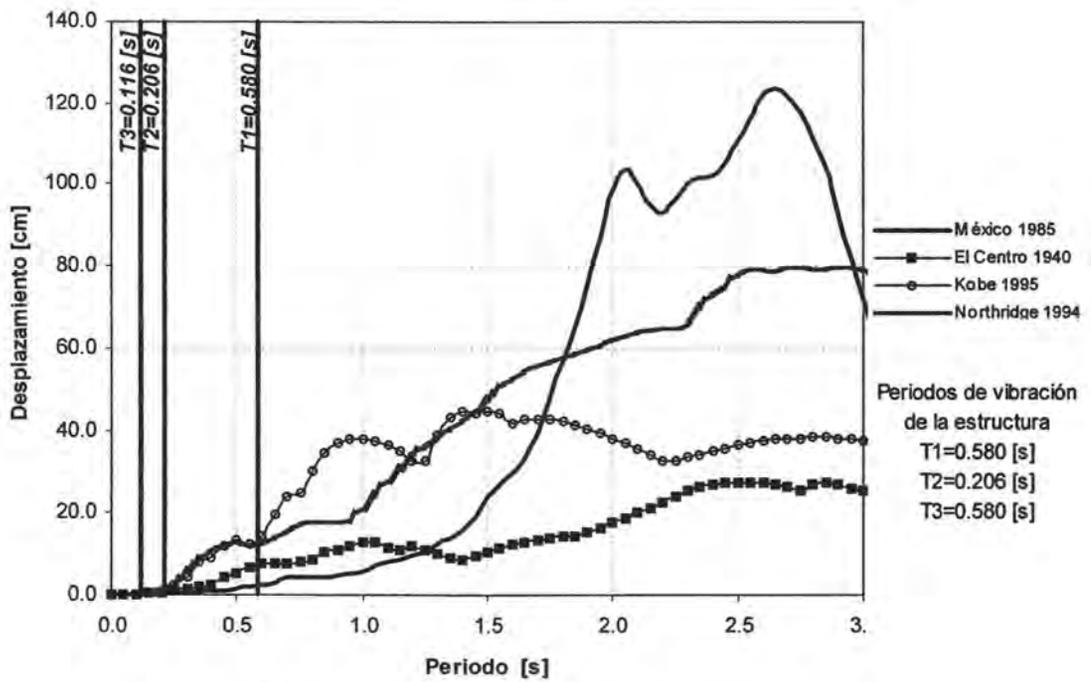


Figura 5.8 Espectros elásticos de desplazamiento  $\zeta=5\%$

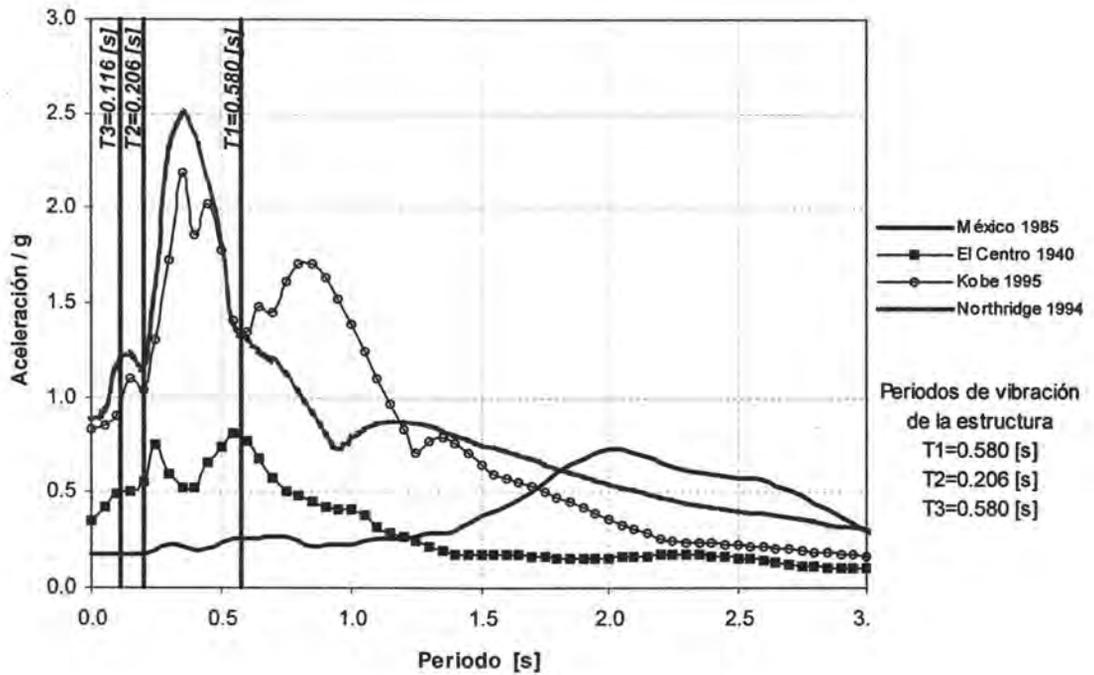


Figura 5.9 Espectros elásticos de aceleración absoluta  $\zeta=8\%$

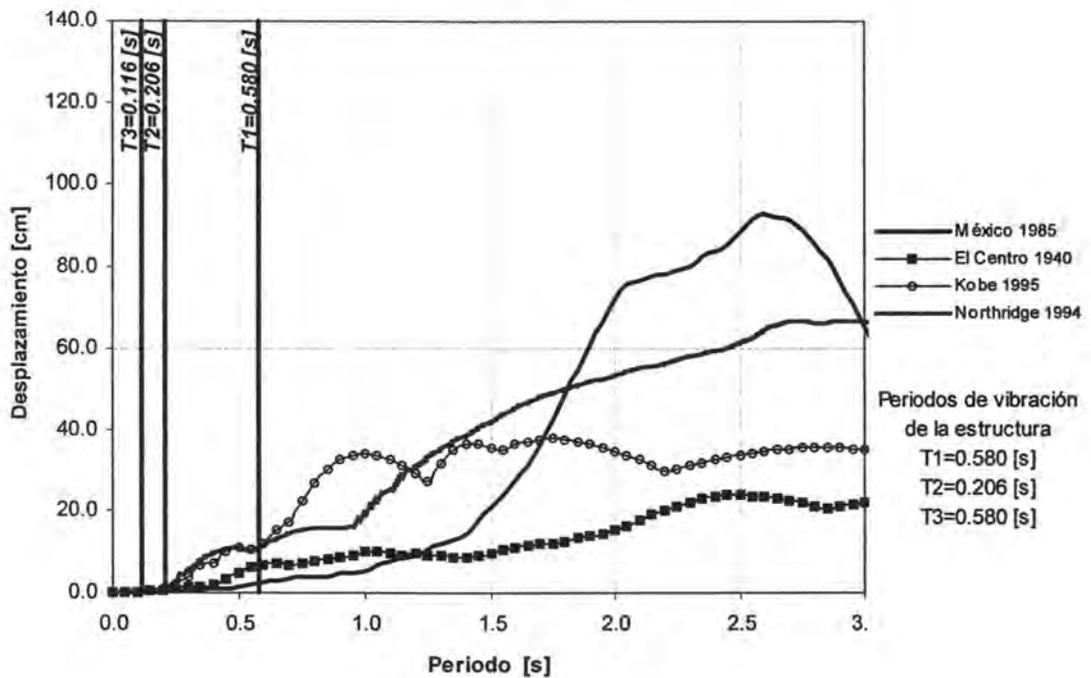


Figura 5.10 Espectros elásticos de desplazamiento  $\zeta=8\%$

Tabla 5.1 Características de los sismos

Evento	Fecha	Magnitud Ms	Aceleración Máxima Espectral (g)*	Desplazamiento Máximo Espectral (m)	Periodo Dominante del sismo (s)
El Centro (1940)	18/05/1940	7.1	0.91	0.27	0.56
México (1985)	19/09/1985	8.1	1.00	1.24	2.00
Northridge (1994)	17/01/1994	6.7	2.76	0.80	0.38
Kobe (1995)	17/01/1995	7.2	2.44	0.45	0.38

\*g : se refiere a la aceleración de la gravedad,  $981 \text{ cm/s}^2$

### 5.3 Calibración del Modelo

Con el propósito de confirmar que los modelos elaborados para analizarse en el programa RUAUMOKO proporcionaran resultados confiables, además de considerar que lo que se estaba analizando era sólo una parte del edificio en un análisis bidimensional, se propusieron dos tipos de calibración de los modelos. La primera se realizó en el programa ETABS, analizando un modelo de marco plano equivalente donde se representarían todas las características dinámicas del modelo tridimensional, así como sus características de masa y rigidez del mismo marco en la estructura original. Se verificó que los elementos mecánicos y las acciones de marco correspondieran entre un modelo y otro. La segunda calibración es una comparación entre los modelos bidimensionales obtenidos con el programa ETABS y RUAUMOKO para un análisis dinámico elástico, donde se compararon las características en cuanto a modos de vibrar, desplazamientos y elementos mecánicos.

Las tablas 5.2 a 5.4 muestran una comparación entre los dos modelos de marco elásticos analizados. Únicamente se presentan los resultados obtenidos para el sismo de México 1985. Las tablas de los sismos El Centro 1940, Northridge 1994 y Kobe 1995 aparecen en el Apéndice A. Se puede observar la concordancia entre ambos análisis, lo cual da validez a los resultados. En todos los casos la relación entre los valores obtenidos con el programa RUAUMOKO y ETABS es aproximadamente igual a uno.

Tabla 5.2 Periodos de los primeros modos de vibrar

Modo	ETABS T [s]	Ruaumoko T [s]
1	0.581	0.546
2	0.207	0.193
3	0.116	0.105
4	0.083	0.071

Tabla 5.3 Desplazamientos positivos y distorsiones para el evento sísmico México 1985

Sismo México 1985. Máximo Desplazamiento Positivo.						
Nivel	RUAUMOKO			ETABS		
	Desp x [cm]	Dx relativo [cm]	Distorsión	Desp x [cm]	Dx relativo [cm]	Distorsión
1	0.723	0.723	0.00172	0.797	0.797	0.00190
2	1.278	0.555	0.00179	1.418	0.621	0.00200
3	1.770	0.492	0.00159	1.992	0.574	0.00185
4	2.181	0.411	0.00133	2.482	0.490	0.00158
5	2.407	0.226	0.00073	2.746	0.264	0.00085

Tabla 5.4 Desplazamientos negativos y distorsiones para el evento sísmico México 1985

Sismo México 1985. Máximo Desplazamiento Negativo.						
Nivel	RUAUMOKO			ETABS		
	Desp x [cm]	Dx relativo [cm]	Distorsión	Desp x [cm]	Dx relativo [cm]	Distorsión
1	-0.521	-0.521	0.00124	-0.560	-0.560	0.00133
2	-0.910	-0.388	0.00125	-0.983	-0.423	0.00136
3	-1.242	-0.333	0.00107	-1.360	-0.377	0.00122
4	-1.512	-0.270	0.00087	-1.675	-0.315	0.00102
5	-1.658	-0.146	0.00047	-1.842	-0.167	0.00054

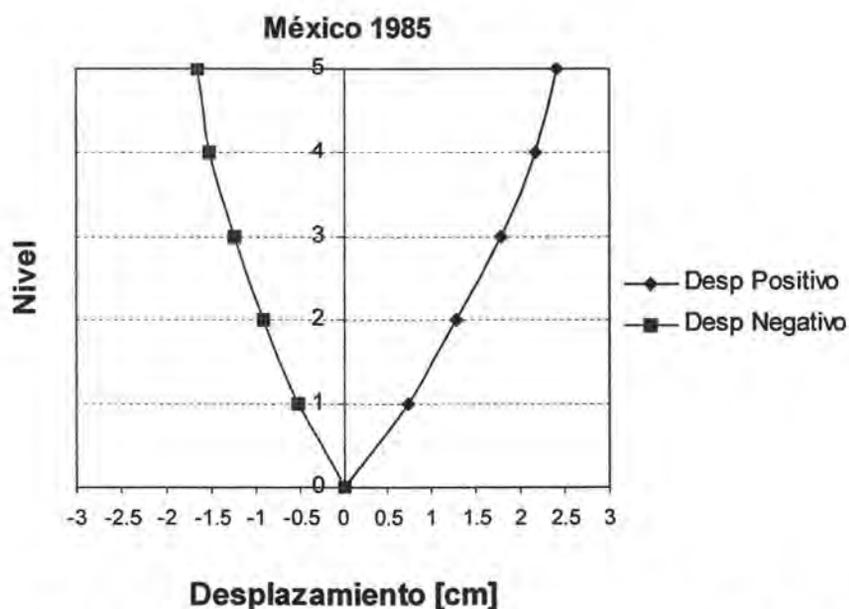


Figura 5.11 Desplazamientos máximos para el evento México 1985

## 5.4 Propiedades mecánicas de las secciones

Para determinar el factor  $R_{FS}$ , la resistencia de la viga se tomó como la resistencia nominal a flexión de la sección rectangular sin considerar la contribución de la losa; es decir, se ignoró el refuerzo de la losa para momento negativo y la contribución del patín de compresión para momento positivo.

Al considerar el factor  $R_{FS}$ , como la relación de resistencias entre columnas y vigas, la resistencia de los elementos se consideró como la resistencia nominal de los elementos, es decir, se hizo la revisión por capacidad sin considerar factores de reducción de resistencia.

El programa Ruaumoko permite modelar las estructuras con varios tipos de elementos. En los análisis inelásticos las vigas se modelaron como elementos viga - columna. La forma de determinar los parámetros para definir cada uno de estos elementos se presenta en las Figuras 5.13 y 5.14. Los diagramas de interacción son claros en la determinación de cada uno de los parámetros. Para los análisis que aquí se presentan, los diagramas de interacción de las secciones se obtuvieron con el programa de cómputo Biax (Wallace, 1991). La Figura 5.12 muestra un ejemplo de los diagramas de interacción obtenidos con dicho programa para una sección cuadrada de 60 cm y un arreglo de 12 barras del número 6 distribuidas uniformemente.

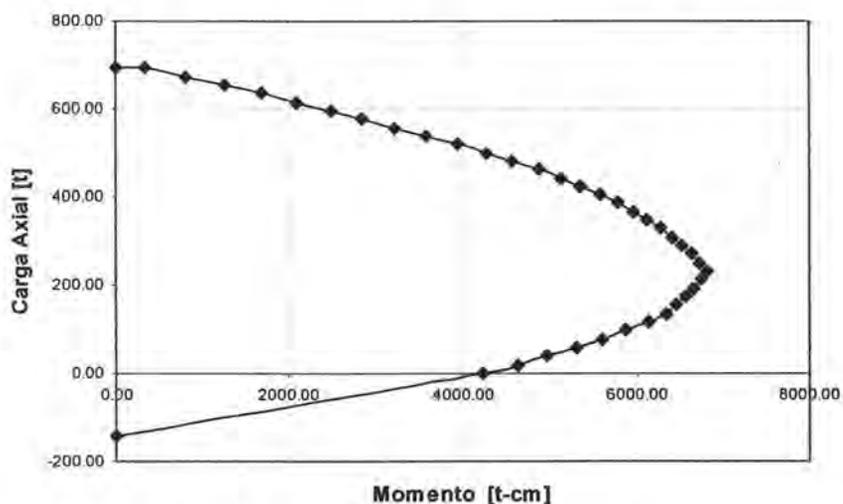
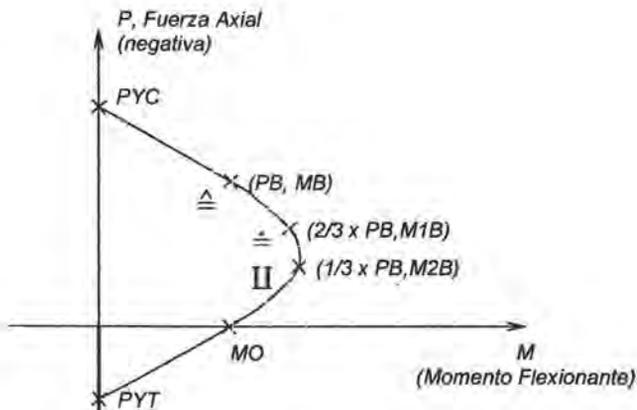
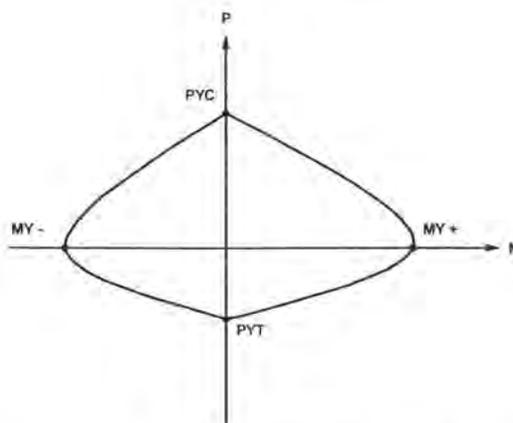


Figura 5.12 Diagrama de interacción obtenido con el programa Biax

Para el caso de columnas, no se consideró el incremento de la carga axial debido a sismo en 70%, como lo recomiendan las normas, ya que de acuerdo con Luna (1999), se requiere de un mayor número de investigaciones para generalizar y tener mayor certeza respecto al factor propuesto.



**Figura 5.13** Diagrama de interacción para modelar la resistencia en columnas "elemento viga - columna"



**Figura 5.14.** Diagrama de interacción para modelar la resistencia de vigas "elemento viga"

donde :

**MY+:** Momento resistente positivo, que considera el acero del lecho inferior de la viga.

**MY-:** Momento resistente negativo, que considera que el acero del lecho superior de la viga.

**PYC:** Resistencia de la sección si se somete únicamente a fuerzas de compresión, despreciando los efectos de esbeltez que provocaría el pandeo del elemento.

**PYT:** Resistencia de la sección si se sometiera únicamente a fuerzas de tensión.

**A, B y C** Puntos que definen el diagrama de interacción del elemento viga - columna, debido a que el nivel de carga axial en el miembro afecta el momento de fluencia de cada extremo del elemento.

Hay que recordar que la forma de variar las relaciones de resistencia consideraron las características de las vigas como constantes, los parámetros empleados se muestran en la tabla 5.5.

**Tabla 5.5** Valores del diagrama de interacción de las vigas del marco

Viga	Nivel	PYT [t]	PYC [t]	M+ Extremo Inicial [t-cm]	M- Extremo Inicial [t-cm]	M+ Extremo Final [t-cm]	M- Extremo Final [t-cm]
Eje A-B	1	447.80	-1181.79	11337.80	-20667.70	7873.39	-14786.90
Eje B-C	1	300.38	-1047.65	7873.39	-14786.90	7873.39	-14786.90
Eje C-D	1	447.80	-1181.79	7873.39	-14786.90	11337.80	-20667.70
Eje A-B	2	325.33	-1070.22	8760.72	-15606.20	6407.13	-11667.20
Eje B-C	2	231.84	-958.57	6407.13	-11667.20	6407.13	-11667.20
Eje C-D	2	325.33	-1070.22	6407.13	-11667.20	8760.72	-15606.20
Eje A-B	3	250.11	-872.82	6665.03	-12204.80	5352.82	-9143.63
Eje B-C	3	184.59	-791.25	5352.82	-9143.63	5352.82	-9143.63
Eje C-D	3	250.11	-872.82	5352.82	-9143.63	6665.03	-12204.80
Eje A-B	4	171.61	-716.90	4126.41	-9157.19	4118.83	-7390.73
Eje B-C	4	143.64	-692.22	4118.83	-7390.73	4118.83	-7390.73
Eje C-D	4	171.61	-716.90	4118.83	-7390.73	4126.41	-9157.19
Eje A-B	5	101.09	-654.44	4135.29	-4536.09	4147.44	-4147.44
Eje B-C	5	95.76	-649.71	4147.44	-4147.44	4147.44	-4147.44
Eje C-D	5	101.09	-654.44	4147.44	-4147.44	4135.29	-4536.09

En los modelos se verificó que las curvaturas demandadas fueran menores que las admisibles. Para ello se determinaron las relaciones momento-curvatura de las secciones. En las Figuras 5.15 a 5.18 se muestran algunos ejemplos de los diagramas momento curvatura evaluados. En todos los casos la capacidad de rotación de los elementos fue suficiente para permitir la formación del mecanismo.

Para determinar las capacidades de las secciones se consideraron cualquiera de los siguientes modos de falla (Park y Paulay, 1999):

1. La ruptura del acero transversal, la cual para el caso de compresión pura, está asociada a la deformación máxima del concreto,  $\epsilon_{cu}$ , que se evalúa como:

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + 0.9\rho_s \frac{f_{yh}}{3060} \dots\dots\dots(5.1)$$

En la ecuación  $f_{yh}$  es el esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal (en  $\text{kg/cm}^2$ ).

2. La ruptura del acero de refuerzo a tensión  $\epsilon_{su}$ .
3. La curvatura máxima que ocurre cuando la curva momento curvatura presenta una caída del 20% con respecto al valor del momento máximo alcanzado.
4. El pandeo del acero de refuerzo longitudinal a compresión.

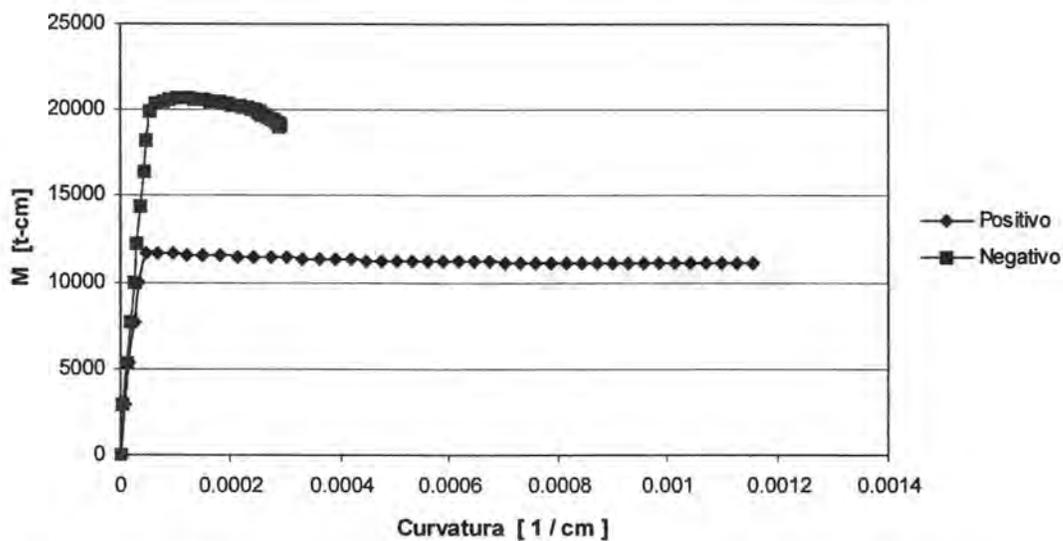


Figura 5.15 Diagrama momento curvatura viga de primer nivel crujía exterior

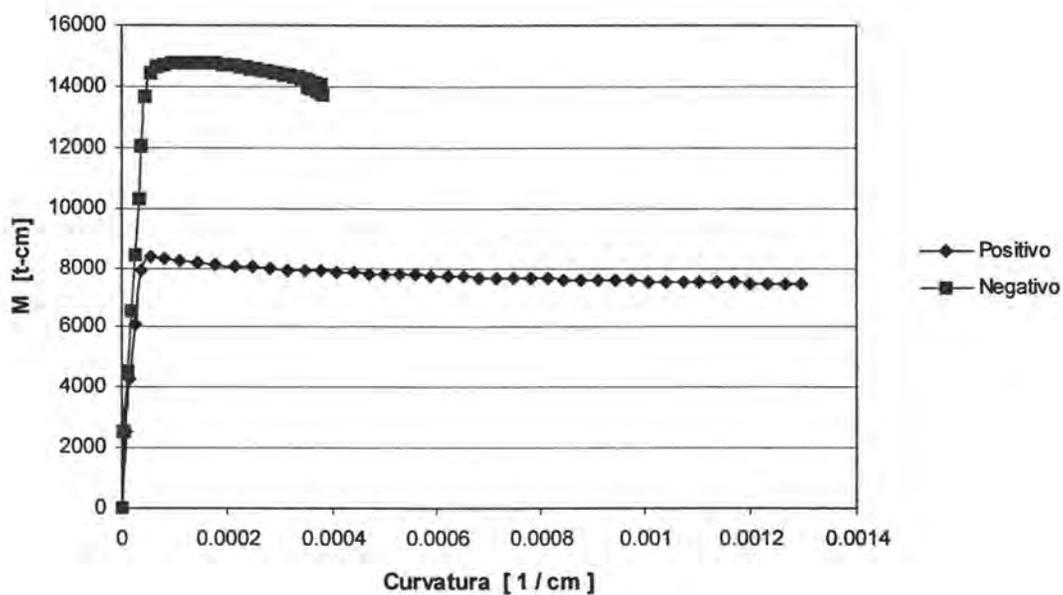


Figura 5.16 Diagrama momento curvatura viga de primer nivel crujía central

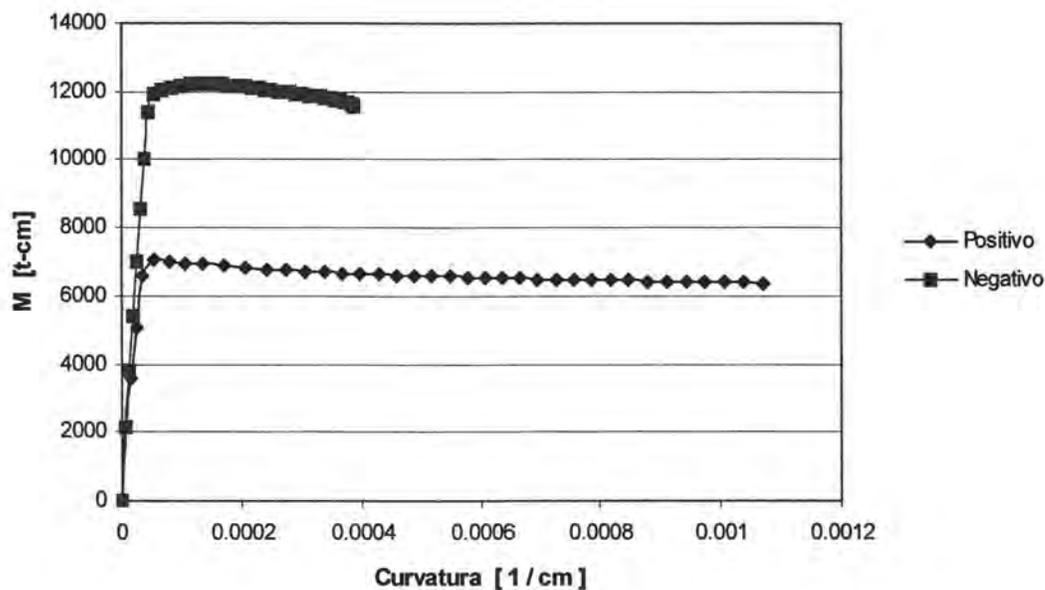


Figura 5.17 Diagrama momento curvatura viga de tercer nivel crujía exterior

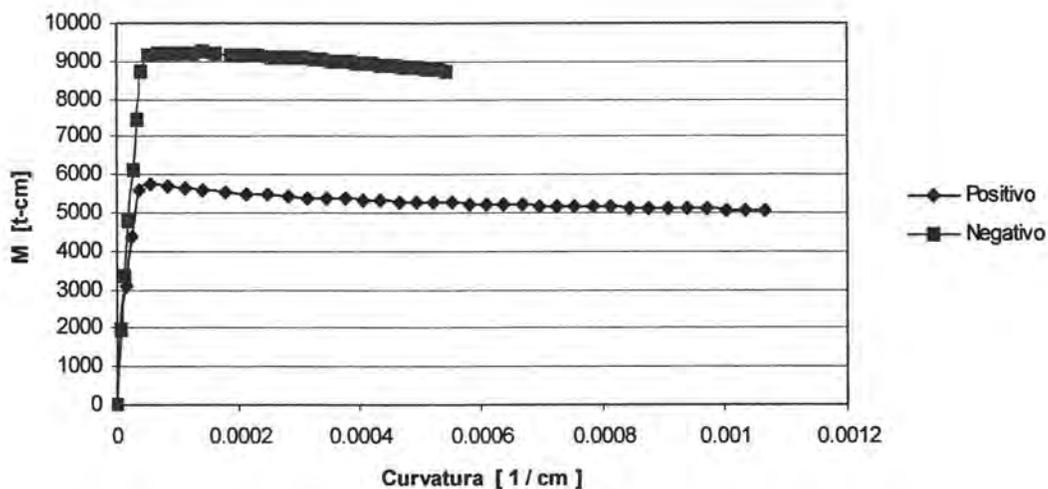


Figura 5.18 Diagrama momento curvatura viga de tercer nivel crujía central

## 6. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE CONFINAMIENTO

Los análisis fueron similares a los mencionados en el capítulo 5. Sin embargo, se toma en cuenta el efecto que ocasiona la disposición del acero transversal en los elementos. Hay que recordar que el acero transversal tiene tres funciones fundamentales en el concreto confinado: a) confinar el concreto a compresión, b) prevenir el pandeo prematuro de las barras longitudinales de refuerzo que actúan a compresión y c) actuar como refuerzo para evitar la falla por cortante. En general el esfuerzo de fluencia del acero de confinamiento excede al esfuerzo de fluencia de diseño, sobretodo cuando se presentan esfuerzos que alcanzan el endurecimiento por deformación.

El confinamiento produce un incremento en la resistencia a compresión del concreto, por encima del valor considerado para el concreto no confinado, teniendo como resultado un incremento en la resistencia a flexión de los elementos.

El incremento en la resistencia a flexión debido al confinamiento del concreto y al endurecimiento por deformación en el acero es ignorado actualmente en la mayoría de los reglamentos de otros países, pudiéndose tomar en cuenta en el diseño de secciones sujetas a flexión y carga axial. El incremento debido al confinamiento del concreto podría reducir el área de refuerzo longitudinal en columnas si la carga axial de compresión es considerable. El incremento debería incluirse en el cálculo de las fuerzas cortantes de diseño correspondientes al desarrollo de articulaciones plásticas en columnas, de tal forma que se utilizaría la mayor fuerza probable (Watson, 1994).

En esta investigación se incluyeron los efectos de confinamiento en el análisis de la estructura al considerar, el modelo de confinamiento de Mander para el concreto confinado (descrito en la sección 4.5) y para el acero de refuerzo transversal, el modelo de comportamiento de Rodríguez y Botero (1994).

### 6.1 Descripción de la metodología de análisis

En general, el procedimiento de análisis en los modelos que consideran el confinamiento de las secciones fue el mismo que se utilizó para los modelos sin confinamiento. La estructura se analizó para los valores de  $R_{FS}$ : 0.6, 0.8, 1, 1.2, 1.5, 1.7, 2, 2.5. Cada uno de los análisis fue evaluado para los modelos de histéresis de Takeda modificado y elastoplástico perfecto.

Además de los análisis inelásticos realizados en el programa de cómputo Ruaumoko, con el fin de comparar los resultados, se evaluaron los modelos en el programa de análisis no lineal Seismo-Struct (2003). Este programa emplea un modelo de fibras para la integración de la respuesta no lineal de las fibras individuales en cada sección. El modelo de comportamiento para el concreto confinado también fue evaluado para el modelo esfuerzo deformación de Mander y las zonas de articulación plástica con el modelo de histéresis de Takeda modificado.

## 6.2 Registros Sísmicos

Los registros sísmicos con los cuales se evaluó la respuesta inelástica del edificio, al considerar los efectos de confinamiento, corresponden a los mismos sismos empleados en el análisis sin confinamiento, es decir: El Centro 1940, México 1985, Northridge 1994 y Kobe 1995. Se pretende comparar los resultados al evaluar la estructura bajo las mismas condiciones.

## 6.3 Calibración del Modelo

Se revisó que los modelos bidimensionales tuvieran las mismas características dinámicas al comparar los modelos en Etabs, Ruaumoko y Seismo-Struct, en el capítulo de resultados se muestran las comparaciones entre los desplazamientos. La tabla 6.1 presenta una comparación de los periodos de la estructura en los modelos empleados con los tres programas de cómputo.

Tabla 6.1 Periodos de los primeros modos de vibrar

Modo	ETABS T [s]	Ruaumoko T [s]	Seismo-Struct T [s]
1	0.58	0.55	0.60
2	0.21	0.19	0.22

## 6.4 Propiedades Mecánicas de las Secciones

En los análisis realizados con el programa Ruaumoko, para el análisis con confinamiento, las propiedades mecánicas se obtuvieron de manera similar a lo descrito en la sección 5.4 y haciendo las consideraciones de la sección 4.5. Las Figuras 6.1 y 6.2 ejemplifican las diferencias en resistencia de dos columnas de marco con diferente  $R_{FS}$ . Se puede observar el incremento de la capacidad de la sección al considerar el confinamiento.

Para los análisis realizados con el programa Seismo-Struct no fue necesario determinar los diagramas de interacción de los elementos del sistema, debido a que el programa evalúa, a partir de la configuración del armado de los elementos, los diagramas de interacción para vigas y columnas. Los parámetros que deben incluirse son el área de acero y posición en cada elemento, así como los factores de confinamiento para el modelo de Mander. La tabla 6.2 presenta los factores de confinamiento para el concreto empleados en el modelo con  $R_{FS}=1.5$  en las columnas.

Tabla 6.2 Factores de confinamiento en columnas para el modelo de Mander con un RFS=1.5

Nivel	Columna	$f_{cc} / f_c$
1	Exterior	1.63
	Interior	1.63
2	Exterior	1.68
	Interior	1.68
3	Exterior	1.70
	Interior	1.70
4	Exterior	1.75
	Interior	1.75
5	Exterior	1.68
	Interior	1.7

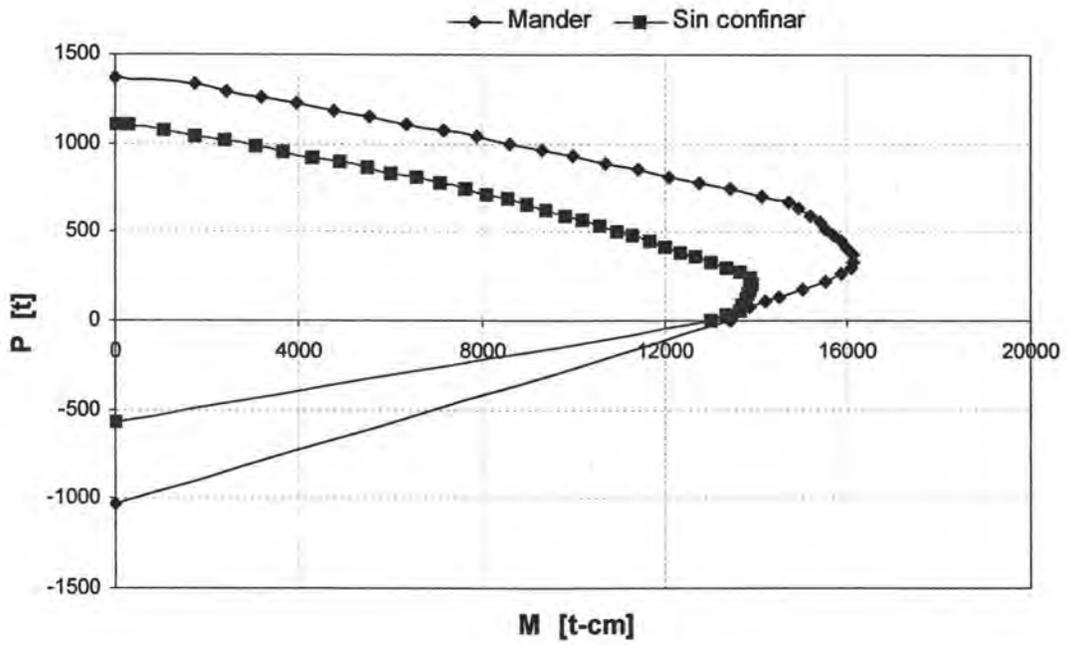


Figura 6.1 Diagrama de interacción de la columna del nivel 3 centro para un  $R_{FS}=1.7$

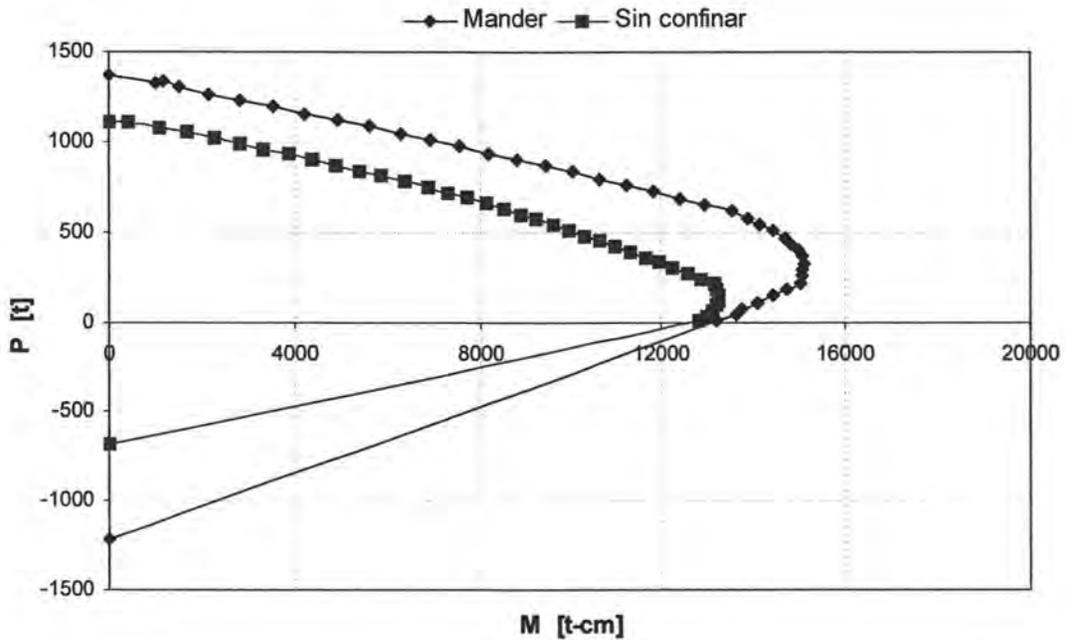


Figura 6.2 Diagrama de interacción de la columna del nivel 4 centro para un  $R_{FS}=2$

## 7. PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

Los resultados que aquí se presentan tratan de evidenciar la influencia que sufre la estructura al ser analizada con los modelos de histéresis Takeda modificado y elastoplástico perfecto; a partir de la metodología de análisis y consideraciones mencionadas en los capítulos 4 a 6. En todos los análisis se buscaron las relaciones mínimas de resistencia columna a viga ( $R_{FS}$  mínimos) de manera que la estructura estuviera a punto de presentar una falla por columna débil – viga fuerte, pero se evitara el mecanismo de colapso. Adicionalmente se mencionan los efectos observados al someter la estructura a los sismos de El centro 1940, México 1985, Northridge 1994 y Kobe 1995.

Los resultados de este apartado muestran las respuestas de desplazamiento, distorsiones y cortantes presentadas en la estructura, a partir de las cuales se hacen algunas observaciones.

### 7.1 Comparación entre el Modelo de Histéresis de Takeda Modificado y Elastoplástico Perfecto

En las Tablas y figuras del Apéndice B, se muestran los valores máximos de desplazamientos para la estructura diseñada originalmente ( $R_{FS}=1.5$ ), se dan los valores máximos en sentido positivo (Desp +) y negativo (Desp -) para los modelos de histéresis analizados. Los valores que se presentan en estas tablas corresponden a los valores máximos observados, es decir, no se relacionan al mismo instante de tiempo para cada uno de los modelos de histéresis. Sin embargo, todos los datos pertenecen a la fase intensa del movimiento sísmico.

En general, en ambos modelos las respuestas de desplazamientos, distorsiones y cortantes fueron mayores para el modelo de Takeda modificado que para el modelo elastoplástico perfecto. La razón de este comportamiento es que la estructura, al ser analizada con el modelo de Takeda se hace más flexible, debido a que Takeda considera la degradación de rigidez de los elementos.

Aunque para los desplazamientos, algunas de las respuestas estuvieron dominadas por la respuesta del modelo elastoplástico perfecto, la diferencia entre los dos modelos fue mínima. En las figuras 7.1 y B.1 se muestra la respuesta de desplazamiento en la estructura sometida al sismo El Centro 1940 con un  $R_{FS}=1.5$ . Se observa que el desplazamiento positivo está dominado por el modelo elastoplástico perfecto con una diferencia promedio 30 % mayor; mientras que la respuesta de desplazamiento negativo está dominada por el modelo de Takeda modificado, con una diferencia promedio 175% mayor. Al analizar la respuesta en los otros sismos, se establece que en todos los modelos la respuesta fue dominada por el modelo de Takeda modificado y en caso contrario se obtuvo una diferencia mínima entre los dos modelos.

Para hacer una comparación entre los valores máximos y la respuesta instantánea más desfavorable se pueden observar las tablas y figuras C.1 a C.8, donde se dan los valores de desplazamiento y distorsión en un instante de la fase intensa. Los desplazamientos no corresponden necesariamente a los valores máximos, debido a que para cada caso de histéresis el instante de la respuesta más desfavorable varía. A partir de estas gráficas se puede observar la variación entre las respuestas de desplazamiento y distorsión para los dos modelos de histéresis. El modelo que dominó la respuesta se conservó de igual forma que las respuestas del Apéndice B.

**Tabla 7.1** Desplazamientos de la estructura original con el sismo El Centro 1940

Nivel	Takeda Desp + [cm]	Elastoplástico Desp + [cm]	Takeda Desp - [cm]	Elastoplástico Desp - [cm]
0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	0.95	0.85	-1.95	-0.73
2	1.97	2.03	-3.63	-1.25
3	2.95	3.53	-5.10	-1.77
4	3.65	5.30	-6.11	-2.22
5	3.98	7.84	-6.57	-2.47

**Figura 7.1** Desplazamientos de la estructura original con el sismo El Centro 1940

El Apéndice D presenta los valores de cortante para el diseño original, para los cuatro sismos analizados con los dos modelos de histéresis. En cada modelo se presenta la respuesta más desfavorable lo cual implica que no necesariamente coinciden para el mismo tiempo del movimiento sísmico.

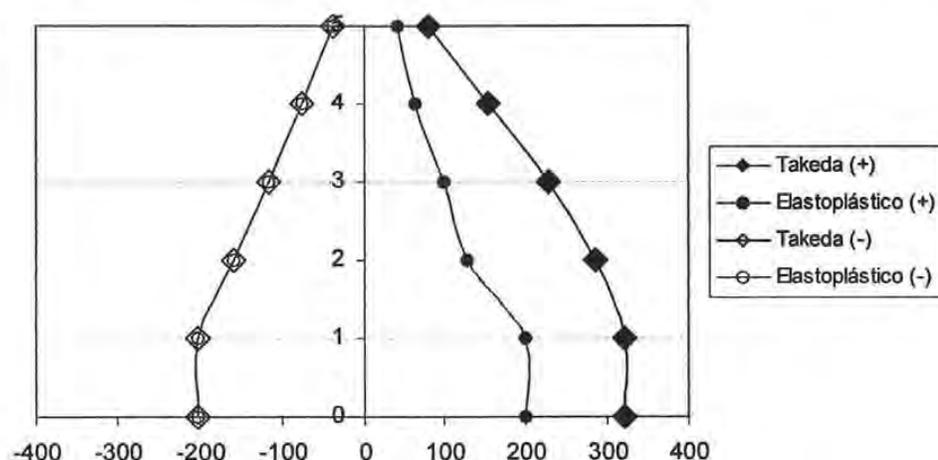
Cuando se comparan los valores de cortante entre los modelos Takeda modificado y elastoplástico perfecto se observa la misma tendencia que en el caso de los desplazamientos, la respuesta con el modelo de Takeda es mayor que con el modelo Elastoplástico.

La mayor diferencia en la respuesta de cortante se encontró para el sismo de Kobe 1995, con una diferencia 30 veces mayor al considerar el modelo de Takeda contra el modelo elastoplástico. La menor diferencia entre los modelos de histéresis se tuvo para el sismo de México 1985 al obtener la misma respuesta en cortante y desplazamiento.

Los valores de cortante positivo y negativo se obtuvieron para uno de los instantes más desfavorables de cada modelo, lo cual no implica que sea necesariamente el máximo de cada nivel, aunque sí corresponde a la respuesta más desfavorable de la estructura (Figura 7.2).

**Tabla 7.2** Cortantes máximos con el sismo de El Centro 1940

Nivel	Takeda V+ [t]	Elastoplástico V+ [t]	Takeda V- [t]	Elastoplástico V- [t]	V+ Tak/EP	V- Tak/EP
1	320.47	200.03	-200.86	-200.86	1.60	1.00
2	286.18	127.79	-159.60	-159.60	2.24	1.00
3	228.89	99.85	-116.50	-116.50	2.29	1.00
4	154.65	63.20	-75.91	-75.91	2.45	1.00
5	79.51	42.04	-36.22	-36.22	1.89	1.00



**Figura 7.2** Cortantes máximos con el sismo de El centro 1940

## 7.2 RFS Mínimos Necesarios para Evitar el Mecanismo de Falla

Las tablas 7.3 y 7.4 muestran los valores mínimos de  $R_{FS}$  para cada sismo, diseño y modelo de histéresis, los valores se obtuvieron modificando la resistencia a flexión de los elementos hasta obtener los valores mínimos que evitaran la falla por desplazamiento lateral de manera que se provocara un mecanismo de colapso columna fuerte – viga débil. En cada análisis, el  $R_{FS}$  es el mismo para todos los pisos.

**Tabla 7.3** RFS mínimo necesario para que la estructura no falle sin considerar los efectos de confinamiento

Evento	Elastoplástico	Takeda Modificado
El Centro 1940	1.7	1.2
México 1985	0.8	0.8
Northridge 1994	2.0	1.2
Kobe 1995	2.5	1.2

**Tabla 7.4** RFS mínimo necesario para que la estructura no falle al considerar los efectos de confinamiento

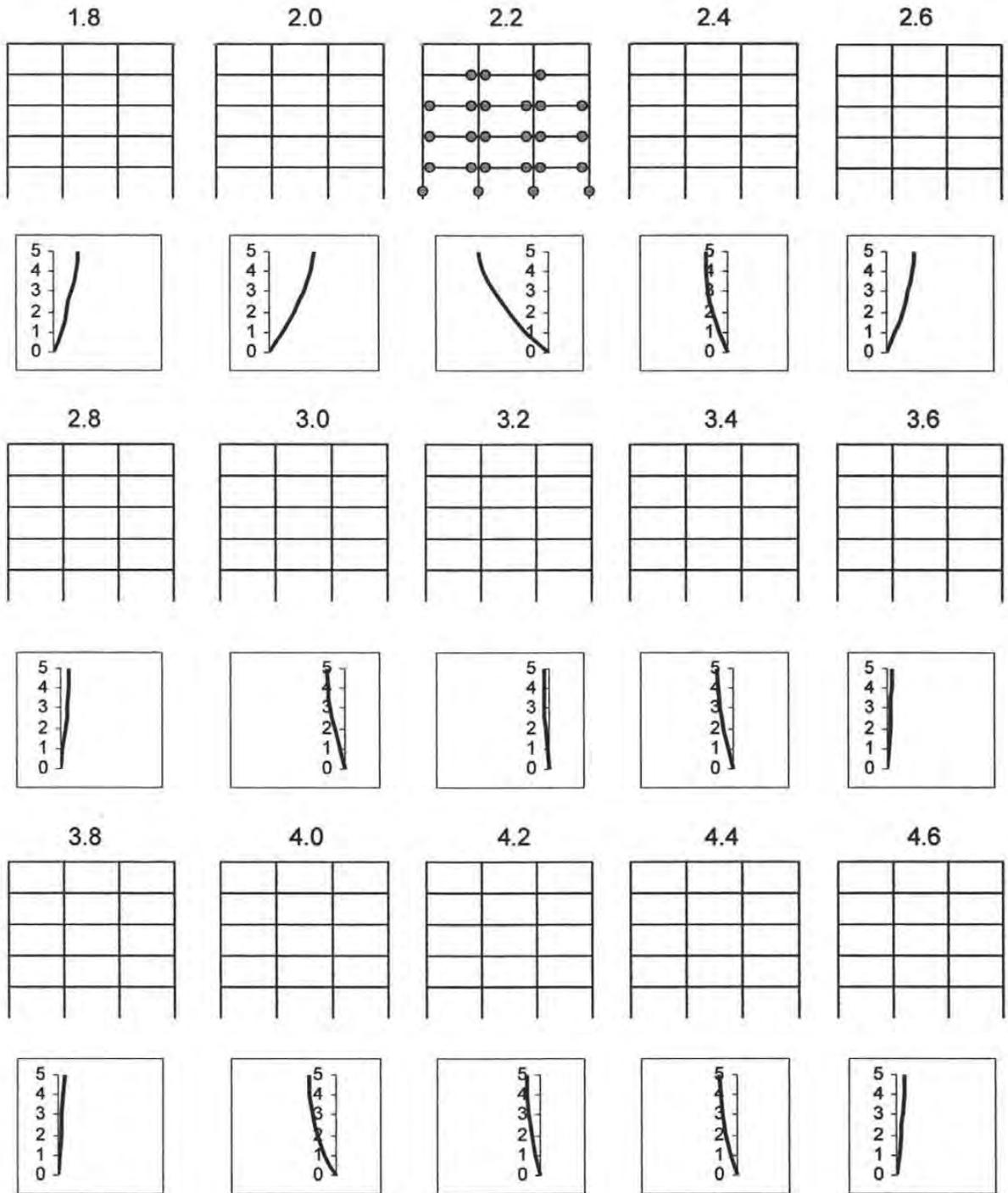
Evento	Elastoplástico	Takeda Modificado (Seismo-Struct)	Takeda Modificado (Ruaumoko)
El Centro 1940	1.7	1.2	1.2
México 1985	0.8	1.0	0.8
Northridge 1994	2.0	1.2	1.2
Kobe 1995	2.0	1.2	1.2

De manera general puede observarse que para los dos diseños, sin considerar confinamiento y considerando los efectos de confinamiento, los resultados son prácticamente los mismos, entonces se puede determinar que en este estudio el nivel de confinamiento no favorece la reducción del valor mínimo  $R_{FS}$ .

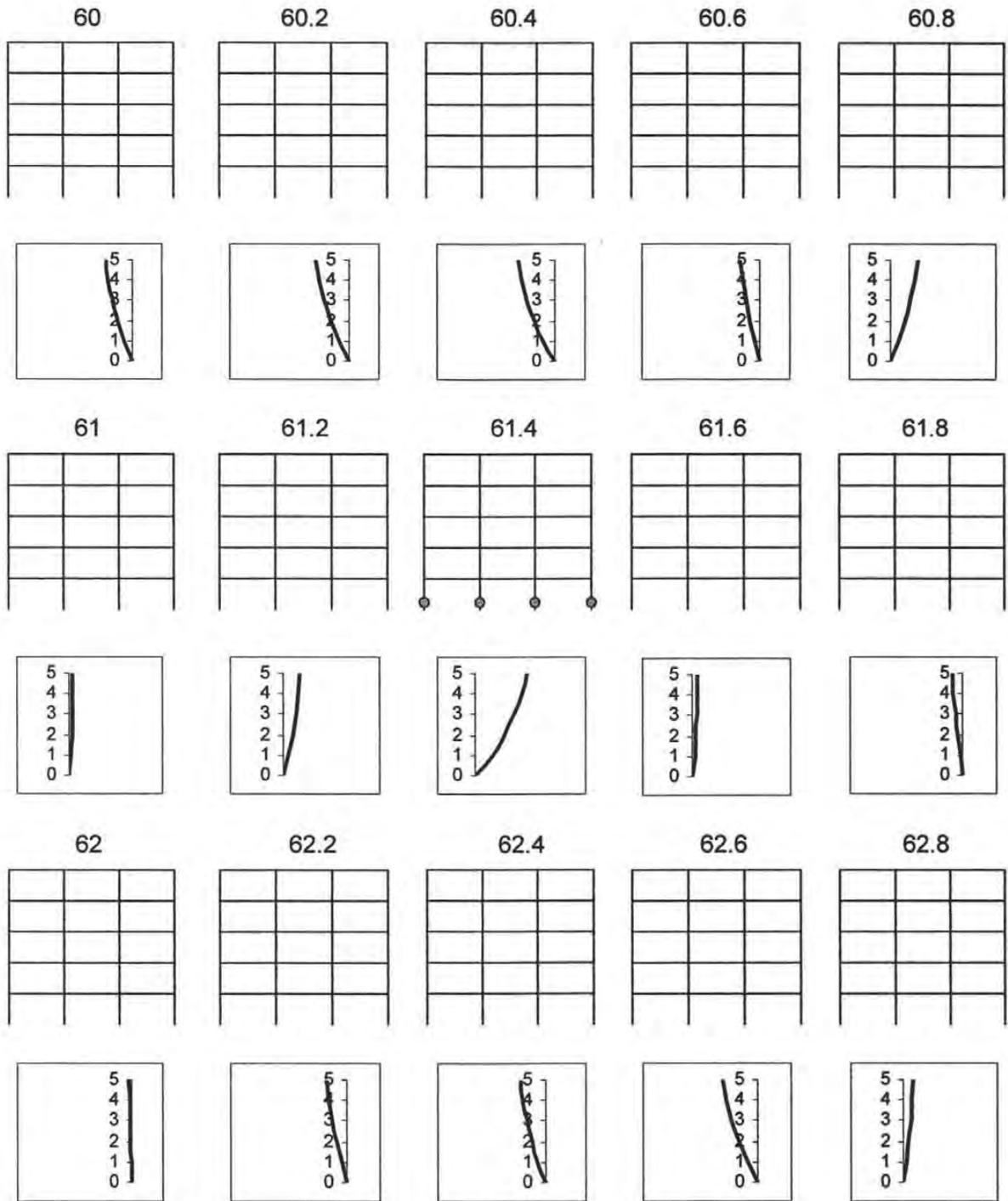
Los valores  $R_{FS}$  mayores se obtuvieron para el modelo Elastoplástico, sobretodo en los sismos de Kobe y Northridge, presentándose una variación importante con respecto al modelo de Takeda.

En general, a medida que la razón de resistencia columna – viga se incrementa, la formación de articulaciones plásticas en los primeros niveles decrece mientras que éstas se distribuyen de manera más uniforme a lo largo del edificio.

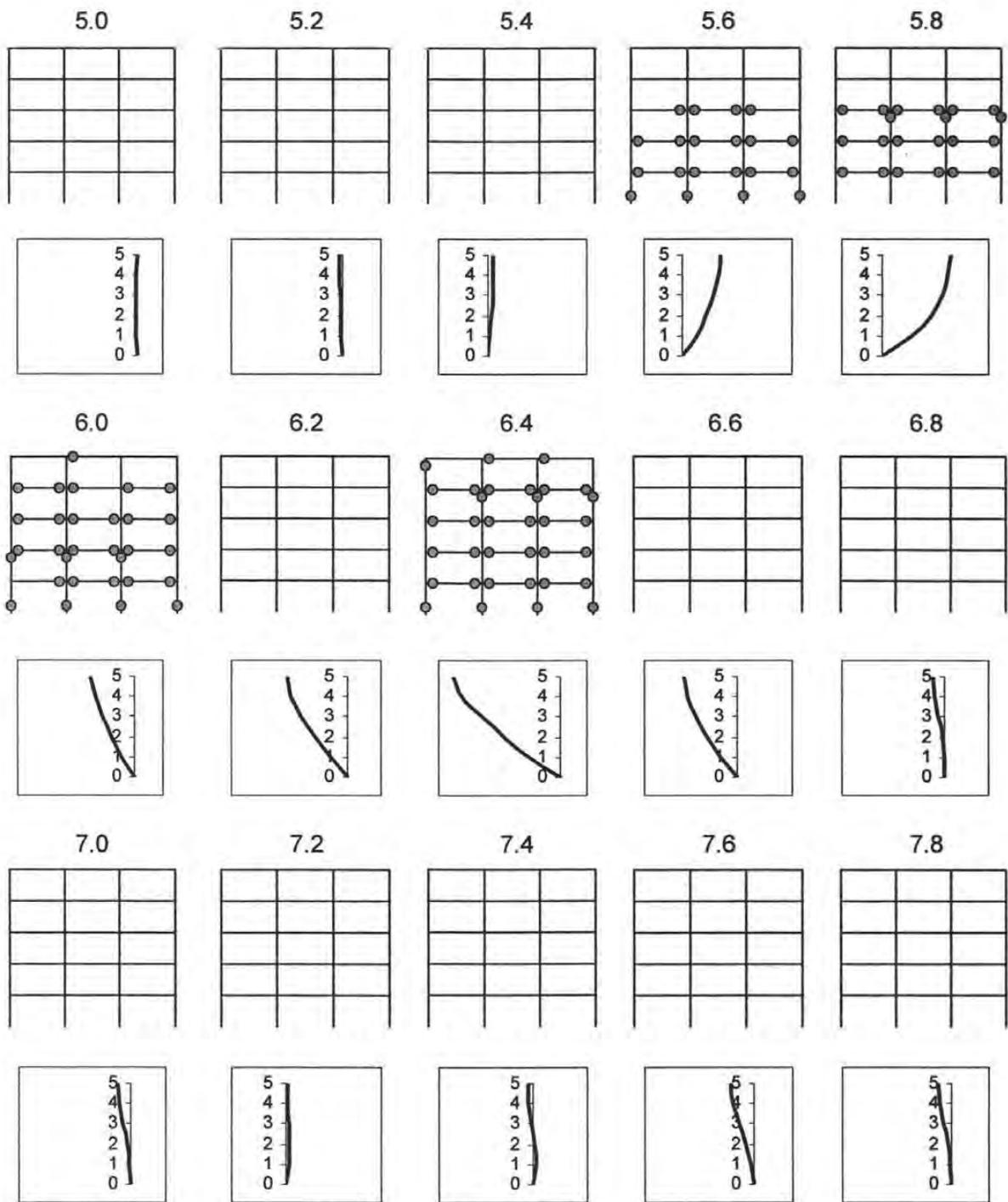
Las historias de articulaciones plásticas y deformadas para el instante en el cual se presentaron los desplazamientos más desfavorables en los modelos de histéresis Takeda modificado y elastoplástico perfecto, sin considerar confinamiento, se muestran en las figuras 7.3 a 7.10. Las historias de articulaciones corresponden a los  $R_{FS}$  mínimos necesarios para que no ocurra la falla; los valores están asociados a los datos presentados en las tablas 7.3 y 7.4.



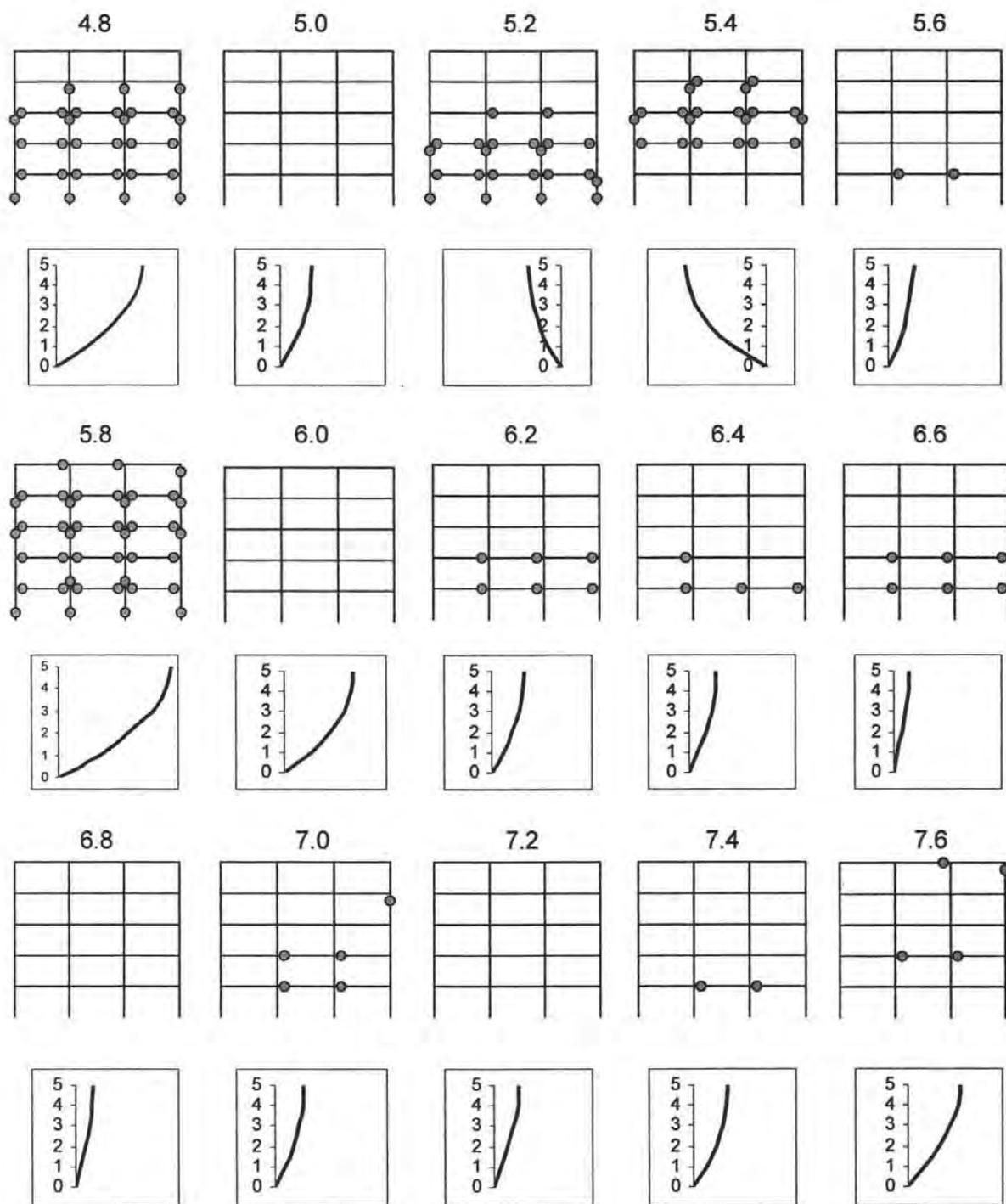
**Figura 7.3** Historia de articulaciones y deformadas  $R_{FS}=1.2$ , sismo de El Centro 1940, modelo de Takeda modificado sin considerar confinamiento



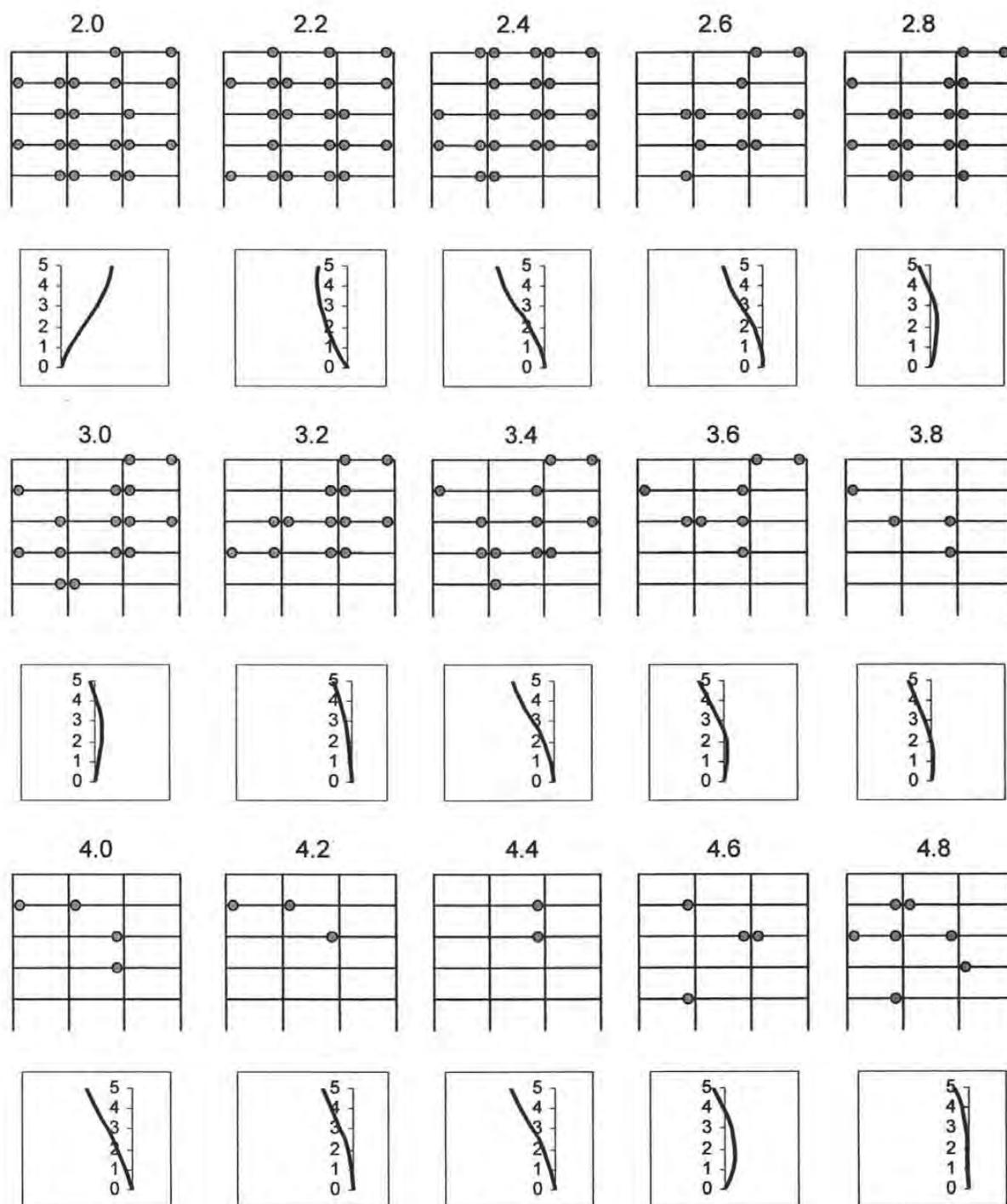
**Figura 7.4** Historia de articulaciones y deformadas  $R_{FS}=0.8$ , sismo de México 1985, modelo de Takeda modificado sin considerar confinamiento



**Figura 7.5** Historia de articulaciones y deformadas  $R_{FS}=1.2$ , sismo de Northridge, modelo de Takeda modificado sin considerar confinamiento



**Figura 7.6** Historia de articulaciones y deformadas  $R_{FS}=1.2$ , sismo de Kobe 1995, modelo de Takeda modificado sin considerar confinamiento



**Figura 7.7** Historia de articulaciones y deformadas  $R_{FS}=1.7$ , sismo de El Centro 1940, modelo Elastoplástico modificado sin considerar confinamiento

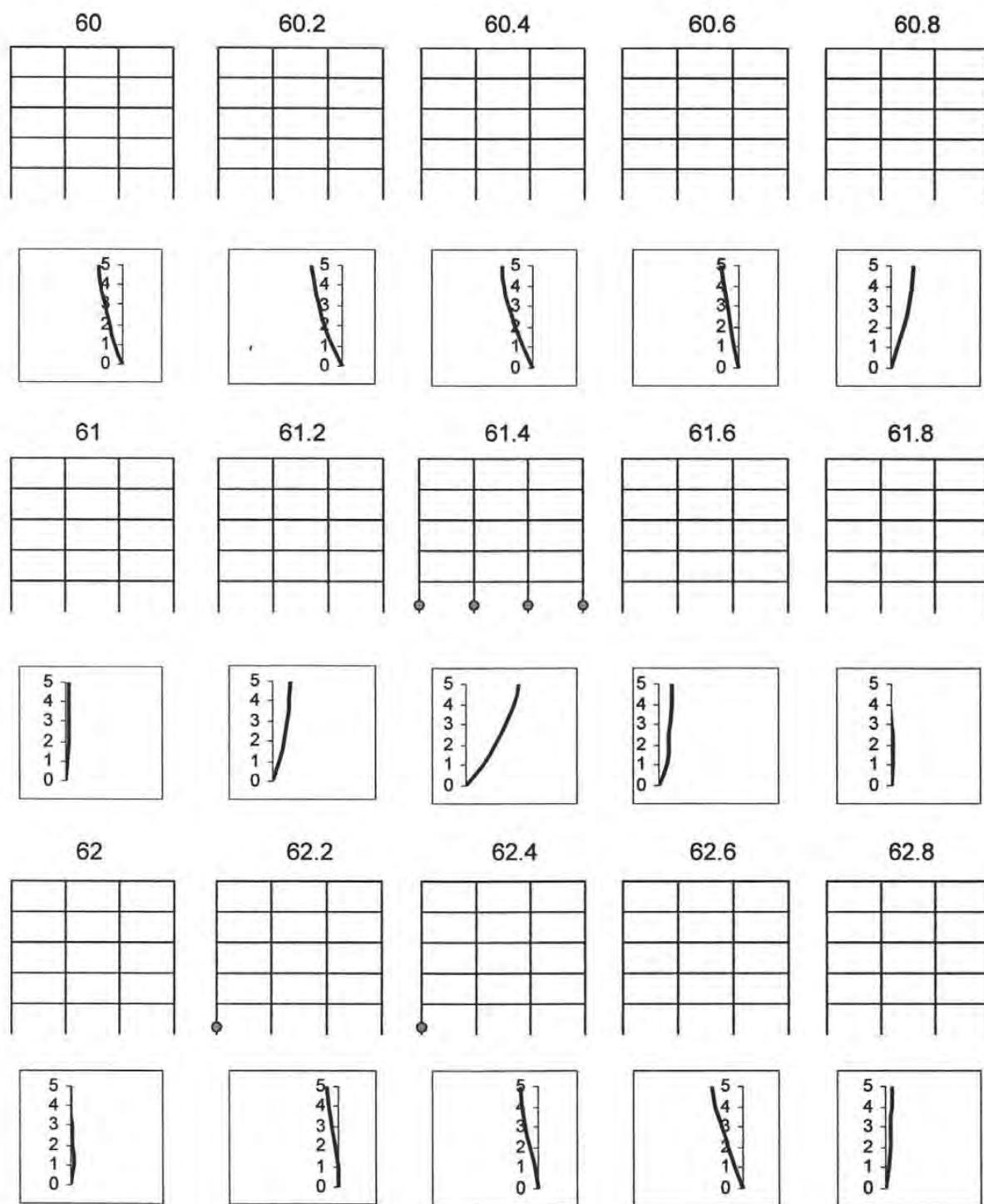
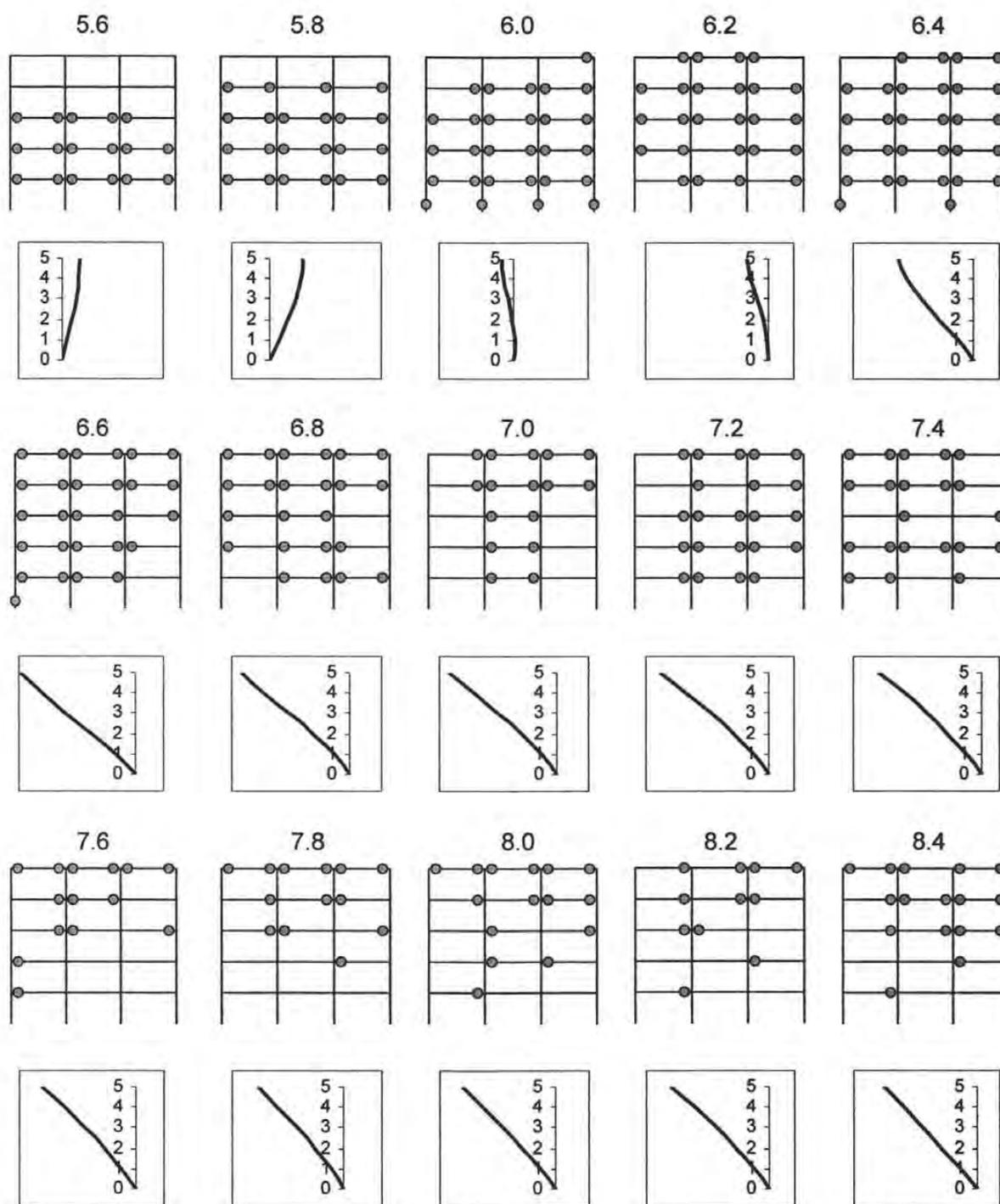
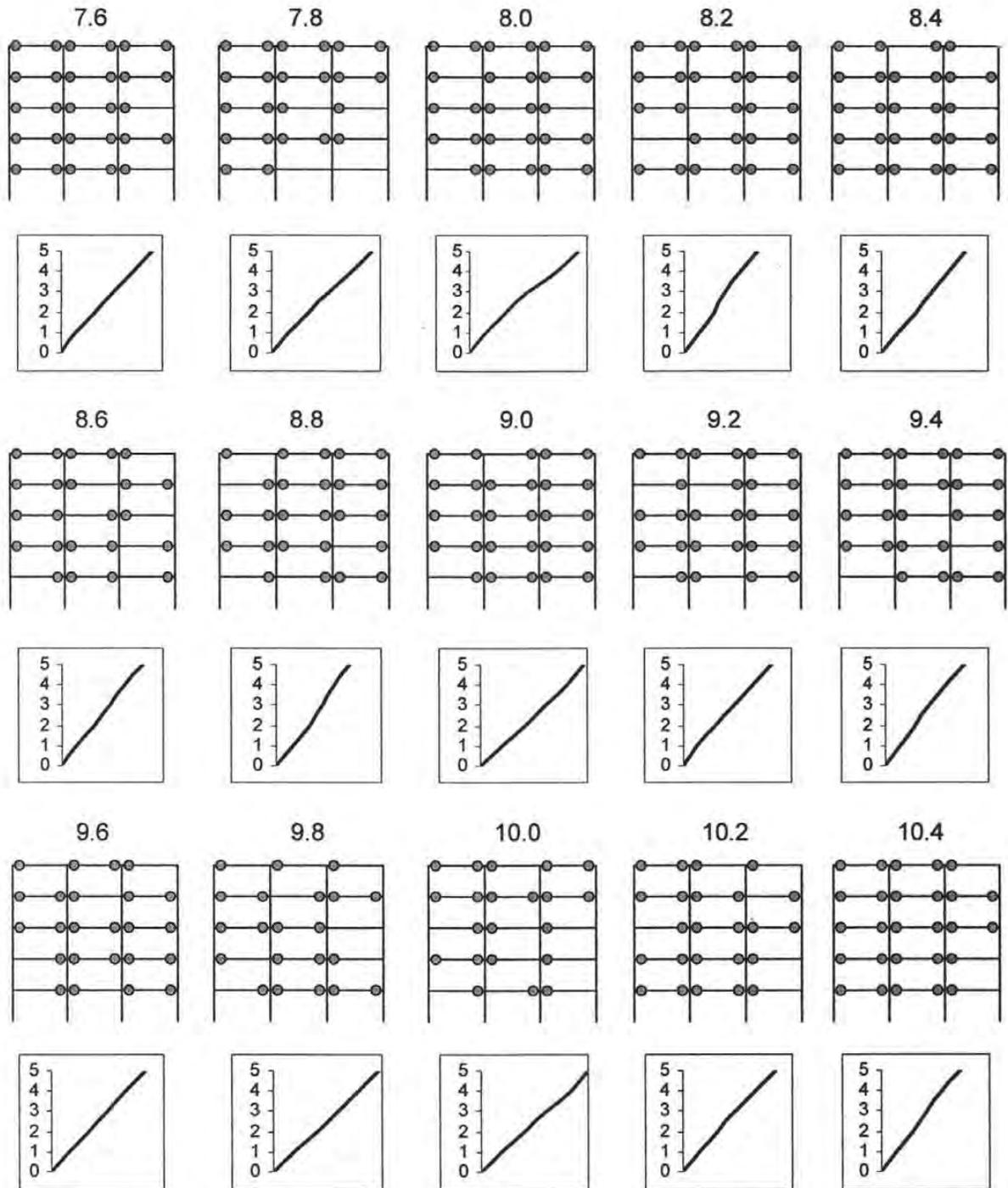


Figura 7.8 Historia de articulaciones y deformadas  $R_{FS} = 0.8$ , sismo de México 1985, modelo Elastoplástico sin considerar confinamiento



**Figura 7.9** Historia de articulaciones y deformadas  $R_{FS}=2.0$ , sismo de Northridge, modelo Elastoplástico sin considerar confinamiento



**Figura 7.10** Historia de articulaciones y deformadas  $R_{FS}=2.5$ , sismo de Kobe, modelo Elastoplástico sin considerar confinamiento

A partir de los valores mínimos presentados para los dos modelos de histéresis, no fue evidente una relación entre el periodo dominante del sismo, el periodo fundamental de la estructura y el  $R_{FS}$  mínimo. Sin embargo, los modelos tanto de Takeda como elastoplástico, especialmente ante los sismos de Kobe y Northridge, presentaron una mayor cantidad de articulaciones plásticas distribuidas a lo largo de todo el edificio. Cuando se comparan los periodos del sismo y la estructura, así como los espectros de aceleración, se observa que los sismos de Kobe y Northridge son los más próximos a excitar la estructura en los modos superiores, mientras el sismo de El Centro excitaría el primer modo de vibrar de la estructura con niveles inferiores de aceleración y el sismo de México 1985, como fue evidente en la historia de articulaciones plásticas, afecta de manera poco significativa. A pesar que los RFS mínimos son muy parecidos la diferencia que se encontró fue un nivel de desempeño distinto ante cada excitación.

En general, para todos los sismos se observa un comportamiento dominado por el primer modo, aunque se tienen algunas configuraciones de segundo modo los desplazamientos en esos instantes son muy pequeños, lo cual hace evidente que la estructura presenta un comportamiento dominado por el primer modo de vibrar.

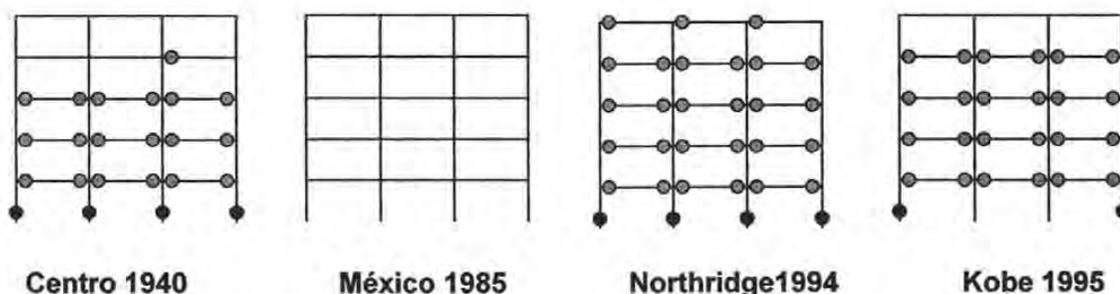
Los resultados generales muestran que a medida que la relación de resistencia  $R_{FS}$  se incrementa, el tipo de mecanismo que se forma cambia de un mecanismo de piso suave a un mecanismo columna fuerte – viga débil, es decir la cantidad de articulaciones plásticas que se forman en columnas disminuye al aumentar el valor  $R_{FS}$ . Se comprobó en las historias de articulaciones plásticas, que un valor menor de  $R_{FS}$  conduce a una mayor formación de articulaciones plásticas y aunque no se tiene una clara relación entre el valor  $R_{FS}$  y el sismo impuesto, sí se observa un cambio en la respuesta de la estructura.

Los valores mínimos de  $R_{FS}$  para el modelo de Takeda modificado son inferiores al valor mínimo especificado por las Normas Técnicas para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto ( $R_{FS}=1.5$ ), e inclusive menores o iguales al valor recomendado por el ACI ( $R_{FS}=1.2$ ). Con el fin de comparar el comportamiento de la estructura ante los dos  $R_{FS}$  propuestos por los reglamentos, se elaboraron las figuras 7.11 y 7.12. Aquí se presentan las configuraciones modales más desfavorables para el diseño de la estructura con  $R_{FS}=1.5$  y  $R_{FS}=1.2$ . La diferencia se establece en el nivel de configuración plástica que presentan los dos diseños. Se observa que aún cuando ninguno de los dos modelos lleva a un mecanismo de falla, el nivel de daño en columnas es mayor para el RFS=1.2, sin embargo, el comportamiento de la estructura es satisfactorio presentando un mecanismo de colapso columna fuerte – viga débil. El valor que propone el ACI-318 parece ser más adecuado en este tipo de estructuración, mientras el valor que propone el reglamento parece ser conservador.

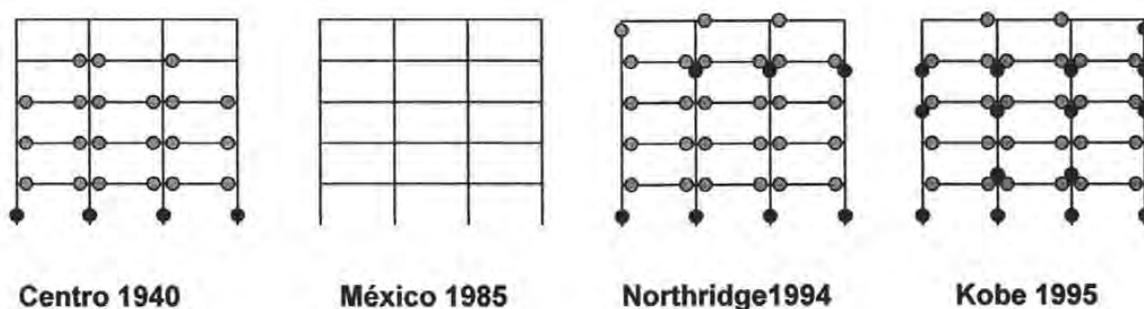
De acuerdo en los resultados obtenidos por Solís (2003), donde se analiza un edificio de 10 niveles modificando el parámetro  $R_{FS}$  en cada uno de los entrepisos hasta lograr un mecanismo columna fuerte – viga débil muy cercano al colapso; se concluyó que la relación de  $R_{FS}$  mínimas es mayor para el primer nivel y disminuye con la altura; estos resultados pueden relacionarse con lo observado en los análisis realizados para el edificio

de cinco niveles donde el comienzo de articulaciones plásticas en columnas siempre se observó en el primer nivel, lo que hace evidente a esta zona como la más demandada.

Solís (2003) en su investigación propone diseñar con un  $R_{FS}=1.5$  los dos primeros entresijos del edificio y un  $R_{FS}=1.2$  para los entresijos superiores, en estructuras regulares. Para esta investigación los valores  $R_{FS}$  mínimos necesarios, para que la estructura desarrolle un comportamiento adecuado, son inferiores o iguales a 1.2. Entonces resulta evidente que al aplicar esta propuesta el comportamiento del edificio será favorable.



**Figura 7.11** Configuración más desfavorable para el marco original ( $R_{FS}=1.5$ ) con el modelo de histéresis de Takeda modificado



**Figura 7.12** Configuración más desfavorable para el marco rediseñado con  $R_{FS}=1.2$ , empleando el modelo de histéresis de Takeda modificado

### 7.3 Entrepisos de Ocurrencia del Mecanismo de Falla

El entrepiso donde se presentó el mecanismo de colapso difirió para cada sismo de análisis y modelo de histéresis. En las tablas 7.5 y 7.6, así como en las figuras 7.13 a 7.16 se indican los entrepisos donde ocurrió cualquiera de los mecanismos de falla mencionados en la sección 5.1.

Se observa que para el modelo de histéresis de Takeda modificado, el entrepiso y el instante del movimiento sísmico donde ocurre la falla coinciden para los dos diseños: al considerar el confinamiento de las secciones y sin considerar confinamiento. A pesar de que los instantes en los cuales ocurre la falla para los modelos elastoplásticos no son los mismos para los sismos de El Centro 1940, Kobe 1995 y Northridge 1994 en el modelo elastoplástico, el colapso se presenta durante la fase intensa del sismo.

**Tabla 7.5** Entrepisos de ocurrencia del mecanismo de falla cuando no se consideran los efectos de confinamiento

Evento	Elastoplástico	Takeda Modificado
El Centro 1940	2, 3 y 5	1
México 1985	1	1
Northridge 1994	4 y 5	1
Kobe 1995	2	1

**Tabla 7.6** Entrepisos de ocurrencia del mecanismo de falla considerando los efectos de confinamiento

Evento	Elastoplástico	Takeda Modificado
El Centro 1940	4 y 5	1
México 1985	1	1
Northridge 1994	4 y 5	1
Kobe 1995	4	1

Los resultados hacen evidente la falla en el primer entrepiso en todos los análisis para el modelo de Takeda modificado. Sin embargo, para los sismos de El Centro, Northridge y Kobe la fluencia ocurrió en muchas más secciones antes de presentarse la falla, caso contrario al sismo de México en donde las articulaciones se presentaron prácticamente en el primer nivel.

En los análisis que consideran el sismo de México 1985 la falla fue reiterativa en el primer entrepiso; para los sismos de El Centro 1940, Kobe 1995 y Northridge 1994, al considerar el análisis elastoplástico, la falla se distribuyó desde el nivel 2 al 5.

Se puede observar que las articulaciones plásticas en columnas para estos tres últimos eventos se distribuyen en toda la altura con mayor uniformidad, mientras en el sismo de México 1985 estas articulaciones se concentran en el primer piso. Los resultados sugieren la influencia de los modos superiores para estos eventos debido a la cercanía de los periodos de vibración de los sismos y la estructura.

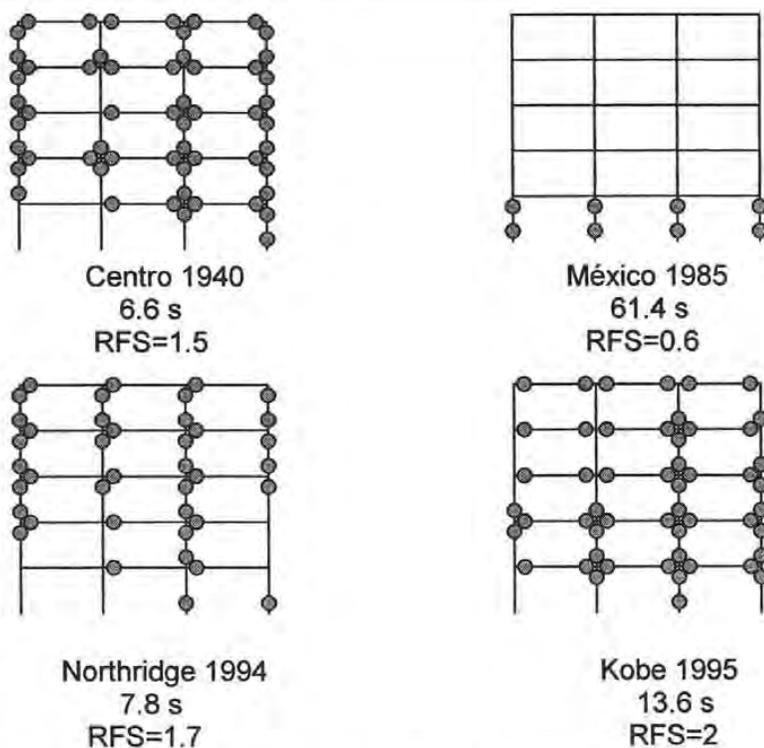


Figura 7.13 Entrepisos de mecanismo de falla, modelo elastoplástico sin considerar confinamiento

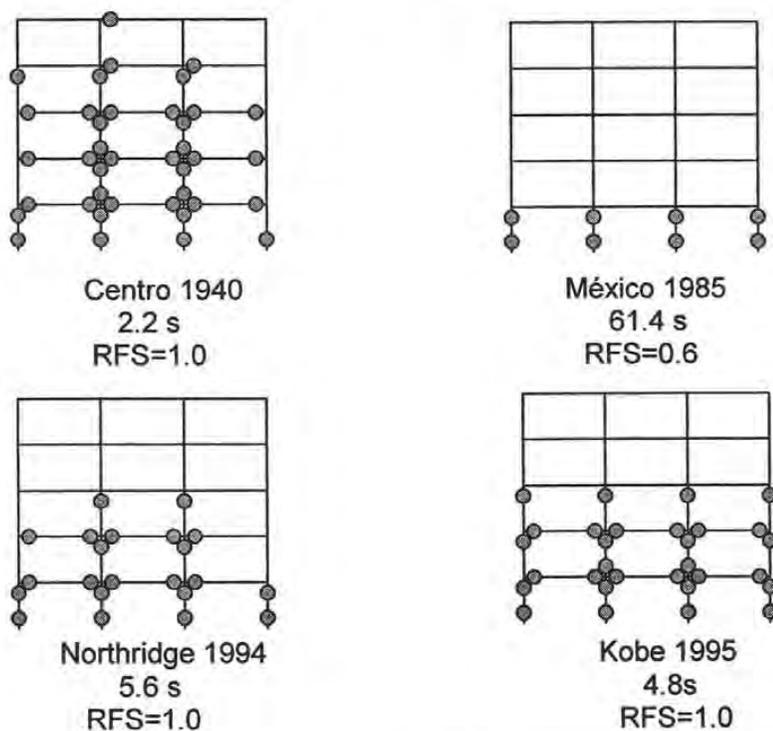


Figura 7.14 Entrepisos de mecanismo de falla, modelo Takeda modificado sin considerar confinamiento

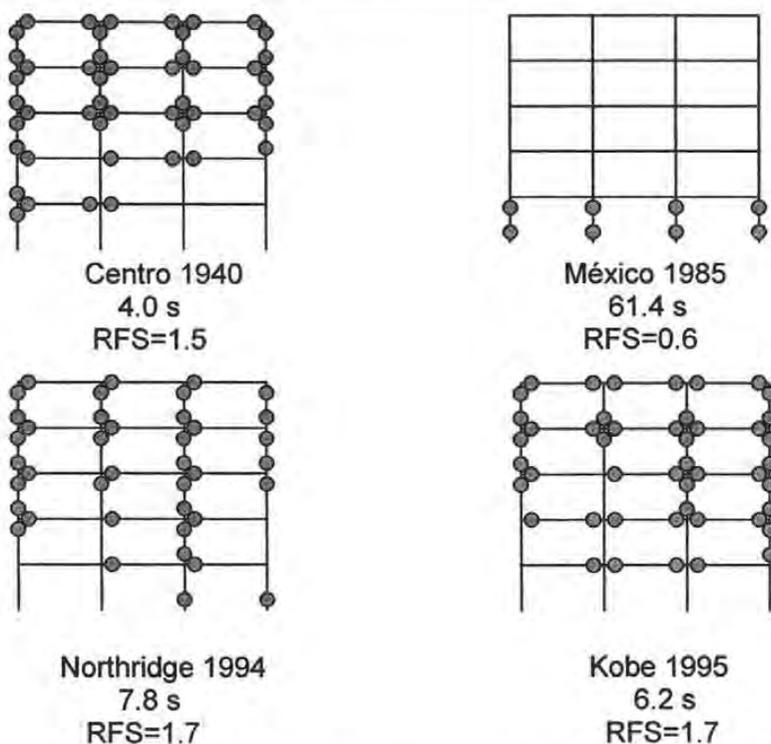


Figura 7.15 Entrepisos de mecanismo de falla, modelo elastoplástico considerando confinamiento

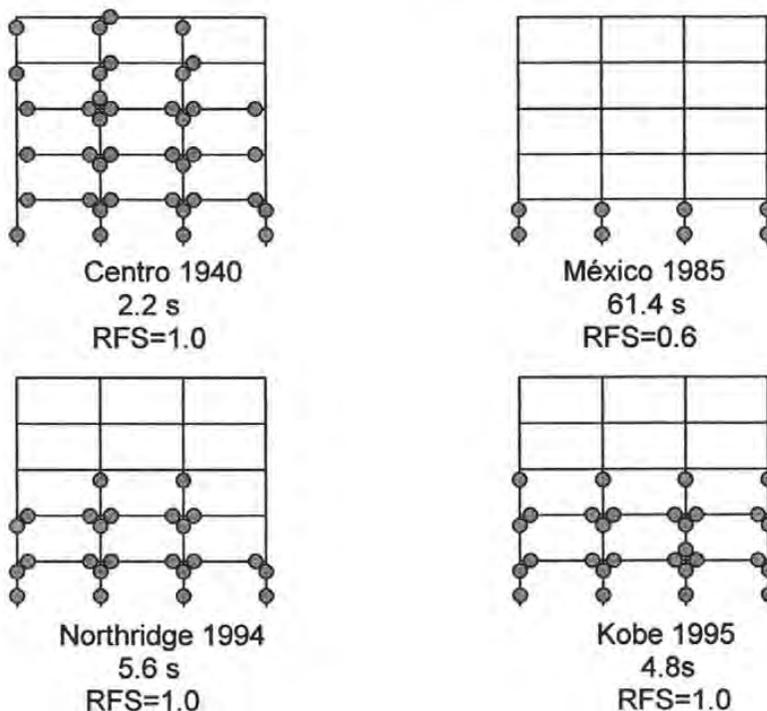


Figura 7.16 Entrepisos de mecanismo de falla, modelo Takeda modificado considerando confinamiento

## 7.4 Comparación de Resultados

Varios esfuerzos se han hecho para analizar el comportamiento de marcos de concreto sujetos a sismos severos. En lo precedente se hará referencia a dos trabajos previos a este estudio donde se evalúa la relación de resistencias a flexión columna – viga mínima (factor  $R_{FS}$ ), de manera que se promueva un mecanismo de falla columna fuerte – viga débil evitando la falla por desplazamiento lateral. Los análisis fueron presentados por Solís (2003) y Castro (2005).

Al igual que esta investigación, los trabajos mencionados tratan de mejorar el entendimiento del desempeño de marcos diseñados bajo los criterios actualmente disponibles para promover el mecanismo plástico de colapso columna fuerte – viga débil. El análisis realizado por Solís se enfocó al estudio de un edificio de 10 niveles, considerado como de mediana altura. De manera general se obtuvieron los valores  $R_{FS}$  mínimos debilitando el marco original con el fin de provocar un mecanismo de columna débil – viga fuerte (figura 1.1-b) muy cercano al colapso para cada uno de los entrepisos, en el estudio no se consideraron los efectos de sobrerresistencia de los elementos de marco. En tanto el estudio que presenta Castro, analiza un edificio de 15 niveles, el cual fue evaluado bajo los mismos criterios que esta investigación es decir, la evaluación para la obtención del  $R_{FS}$  mínimo se basó en el rediseño de marco reduciendo las relaciones de resistencia a flexión columna – viga en cada nudo hasta obtener aquellos factores  $R_{FS}$  que evitaran la falla lateral por cortante, el estudio comprende dos escenarios: sin considerar los efectos de confinamiento y considerando los efectos de confinamiento.

La comparación de los resultados obtenidos se hace debido a que los estudios mencionados y este trabajo evaluaron las estructuras utilizando los modelos de histéresis de Takeda modificado y elastoplástico perfecto y fueron sometidas a las mismas excitaciones sísmicas: El Centro 1940, México 1985, Northridge 1994 y Kobe 1995.

Las relaciones de resistencia a flexión mínimas ( $R_{FS}$ ) obtenidas por Solís para el modelo de Takeda modificado se muestran en la tabla 7.7, a partir de esos resultados establece una propuesta de diseño para estructuras regulares :

$R_{FS} = 1.5$  Para los dos primeros entrepisos.

y

$R_{FS} = 1.2$  Para los entrepisos superiores.

Los resultados obtenidos para el edificio de 15 niveles (Castro, 2005) al evaluar la estructura con el modelo de Takeda modificado y Elastoplástico Perfecto se presentan en la tablas 7.8 y 7.9, al considerar confinamiento y sin considerarlo.

**Tabla 7.7**  $R_{FS}$  mínimos por entrepiso para evitar la falla lateral, obtenidos para el edificio de 10 niveles (Solís 2003), modelo de Takeda modificado sin considerar confinamiento

Nivel	El Centro 1940	México 1985	Northridge 1994	Kobe 1995
1	1.35	1.47	1.69	1.49
2	1.20	1.35	1.63	1.26
3	1.08	1.22	1.51	1.19
4	1.15	1.29	1.68	1.29
5	1.03	1.12	1.47	1.13
6	1.09	1.07	1.27	1.16
7	1.18	1.12	1.51	1.23
8	1.19	1.12	1.29	1.19
9	0.92	0.89	1.05	0.91
10	0.54	0.54	0.34	0.54

**Tabla 7.8**  $R_{FS}$  mínimos para evitar la falla lateral, obtenidos para el edificio de 15 niveles (Castro, 2005), modelo elastoplástico perfecto y Takeda modificado, sin considerar confinamiento

Evento	Elastoplástico	Takeda modificado
El Centro 1940	1.3	0.8
México 1985	2.0	1.2
Northridge 1994	2.0	1.3
Kobe 1995	2.0	1.0

**Tabla 7.9**  $R_{FS}$  mínimos para evitar la falla lateral, obtenidos para el edificio de 15 niveles (Castro, 2005), modelo elastoplástico perfecto y Takeda modificado, considerando confinamiento

Evento	Elastoplástico	Takeda modificado
El Centro 1940	1.3	0.8
México 1985	1.7	1.0
Northridge 1994	1.5	1.0
Kobe 1995	1.5	1.0

Los valores propuestos por Solís y Castro son muy semejantes a los evaluados para el edificio de cinco niveles, por lo menos aquellos que fueron analizados con el modelo de histéresis de Takeda Modificado sin considerar el confinamiento.

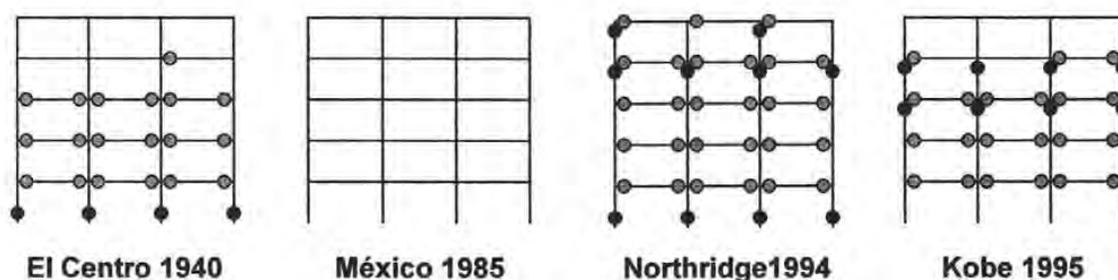
Aunque los valores propuestos por Castro no se modificaron sustancialmente al considerar el confinamiento, se tuvo una aportación ligeramente mayor del concreto confinado al obtenido en el edificio de cinco niveles donde prácticamente los valores mínimos  $R_{FS}$  se mantuvieron constantes ante las dos condiciones.

Para el edificio de diez niveles la diferencia que se observó al considerar cualquiera de los dos modelos de histéresis fue mínima. Sin embargo, para el edificio de cinco y quince niveles se observa que el valor  $R_{FS}$  mínimo necesario presenta una diferencia importante dependiendo del modelo de histéresis que se utilice, el cual requiere un  $R_{FS}$  mayor cuando se emplea el modelo de histéresis elastoplástico perfecto.

Para los edificios de diez y quince niveles los valores  $R_{FS}$  mínimos requeridos cuando la estructura es sometida al sismo de México 1985 es mayor que el requerido para el edificio de cinco niveles. Se comprueba que estructuras con periodo corto son afectadas por los sismos donde el periodo dominante del suelo es corto ya que los sismos de El Centro 1940, Kobe 1995 y Northridge 1994 afectaron en mayor medida el valor  $R_{FS}$  mínimo necesario para la estructura más pequeña.

Aún cuando los valores  $R_{FS}$  mínimos necesarios para la estructura de cinco niveles con el modelo de Takeda son menores o iguales a 1.2 y mostraron un buen comportamiento, se hizo el rediseño de la estructura con la propuesta hecha por Solís(2003), es decir considerar un  $R_{FS}=1.5$  para los dos primeros entrespisos y un  $R_{FS}=1.2$  para los entrespisos superiores. Se acepta dicha propuesta ya que los entrespisos de falla fueron reiterativos en los primeros niveles. Adicionalmente como se mencionó en la sección 7.2, los valores  $R_{FS}$  son menores a los propuestos por el RCDF e iguales para la propuesta del ACI, de esta manera se hace una comparación entre los tres valores aceptables de comportamiento  $R_{FS}=1.2$ ,  $R_{FS}=1.5$  y la propuesta hecha por Solís ( $R_{FS}=1.5$  en los primeros entrespisos y  $R_{FS}=1.2$  en entrespisos superiores).

La configuración de articulaciones plásticas al rediseñarse la estructura con la propuesta de Solís se presenta en la figura 7.31.



**Figura 7.17** Configuración más desfavorable para el marco rediseñado con la propuesta de Solís (2003), empleando el modelo de histéresis de Takeda modificado

Al comparar las Figuras 7.11, 7.12 y 7.17 se observa que los tres diseños muestran un comportamiento satisfactorio; sin embargo, el nivel de desempeño con  $R_{FS}=1.2$  sobretodo en columnas se incrementa, en tanto el diseño con  $R_{FS}=1.5$  es conservador reduciendo la probabilidad de falla de la estructura.

El modelo propuesto por Solís toma las ventajas tanto del RCDF como del ACI. Aunque se presenta un número ligeramente mayor de articulaciones plásticas en columnas, el nivel de comportamiento es semejante al diseño con  $R_{FS}=1.5$  protegiendo los niveles inferiores.

Las Figuras 7.18 y 7.19 presentan la respuesta de desplazamiento y cortante para las tres recomendaciones de diseño: la sugerida por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal ( $R_{FS}=1.5$ ), la dispuesta por el ACI ( $R_{FS}=1.2$ ) y la propuesta por Solís (2003).

Los tres diseños proponen valores de  $R_{FS}$  mayores o iguales a los mínimos obtenidos, entonces la diferencia en las demandas de desplazamiento y cortante no es significativa.

Salvo verificar con otros estudios, una vez que se alcanza el valor mínimo necesario para evitar la falla por desplazamiento lateral el nivel de desempeño para  $R_{FS}$  superiores varía ligeramente. Esta afirmación puede relacionarse a los estudios hechos por Dooley y Bracci (2001), donde se analiza la probabilidad de que la demanda sísmica exceda la capacidad de formación de un mecanismo de piso para un cierto nivel, concluyendo que al ir incrementando el valor  $R_{FS}$  existe una región en donde un incremento en la razón de resistencia columna viga provoca un comportamiento visiblemente favorable, pero existe un límite donde más allá de ese valor no se observan beneficios significativos.

ESTA TESIS NO SALI  
DE LA BIBLIOTECA

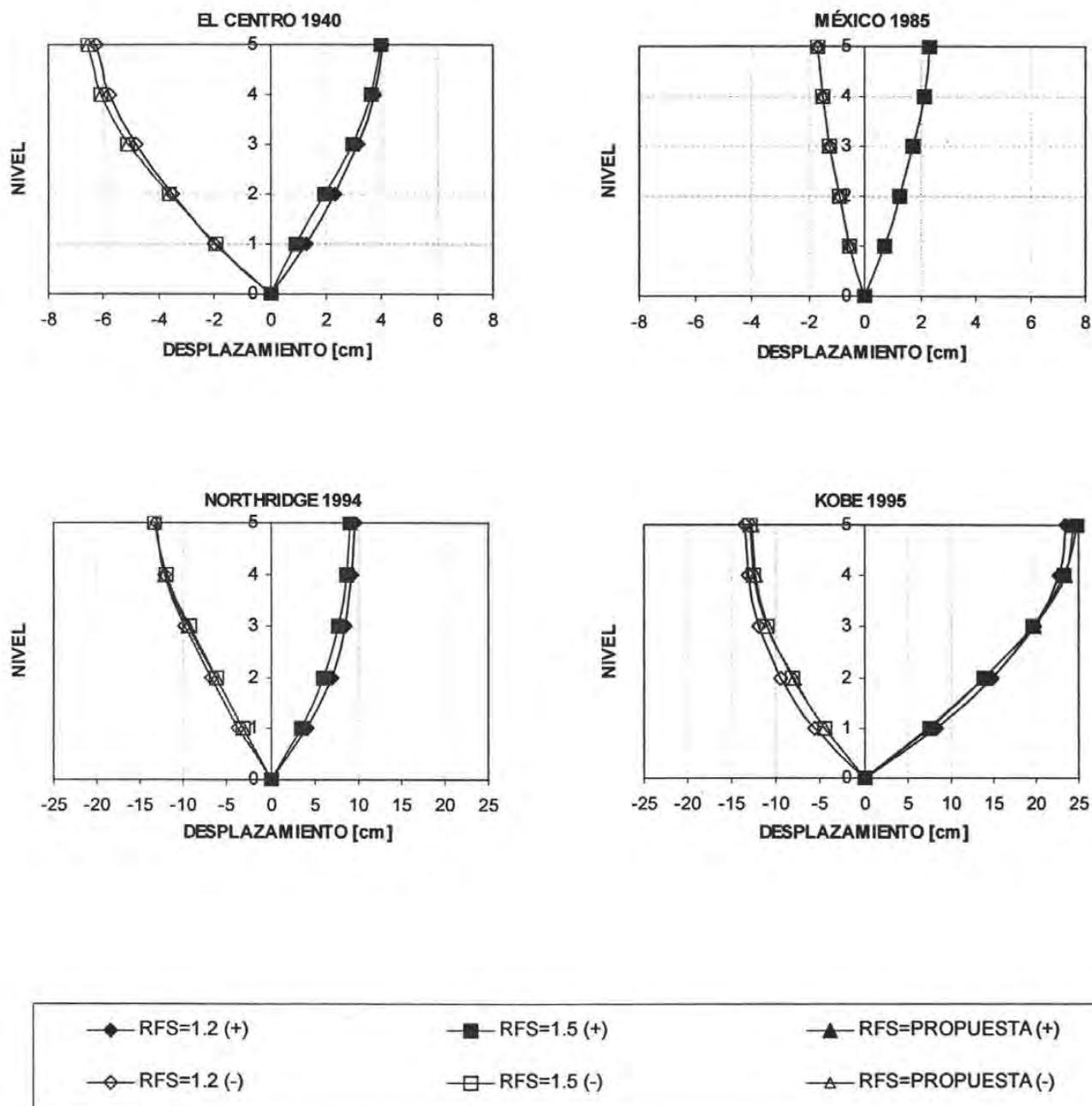


Figura 7.32 Desplazamiento máximo con los diseños propuestos por RCDF ( $R_{FS} = 1.5$ ), ACI ( $R_{FS} = 1.2$ ) y Solís ( $R_{FS} = 1.5-1.2$ )

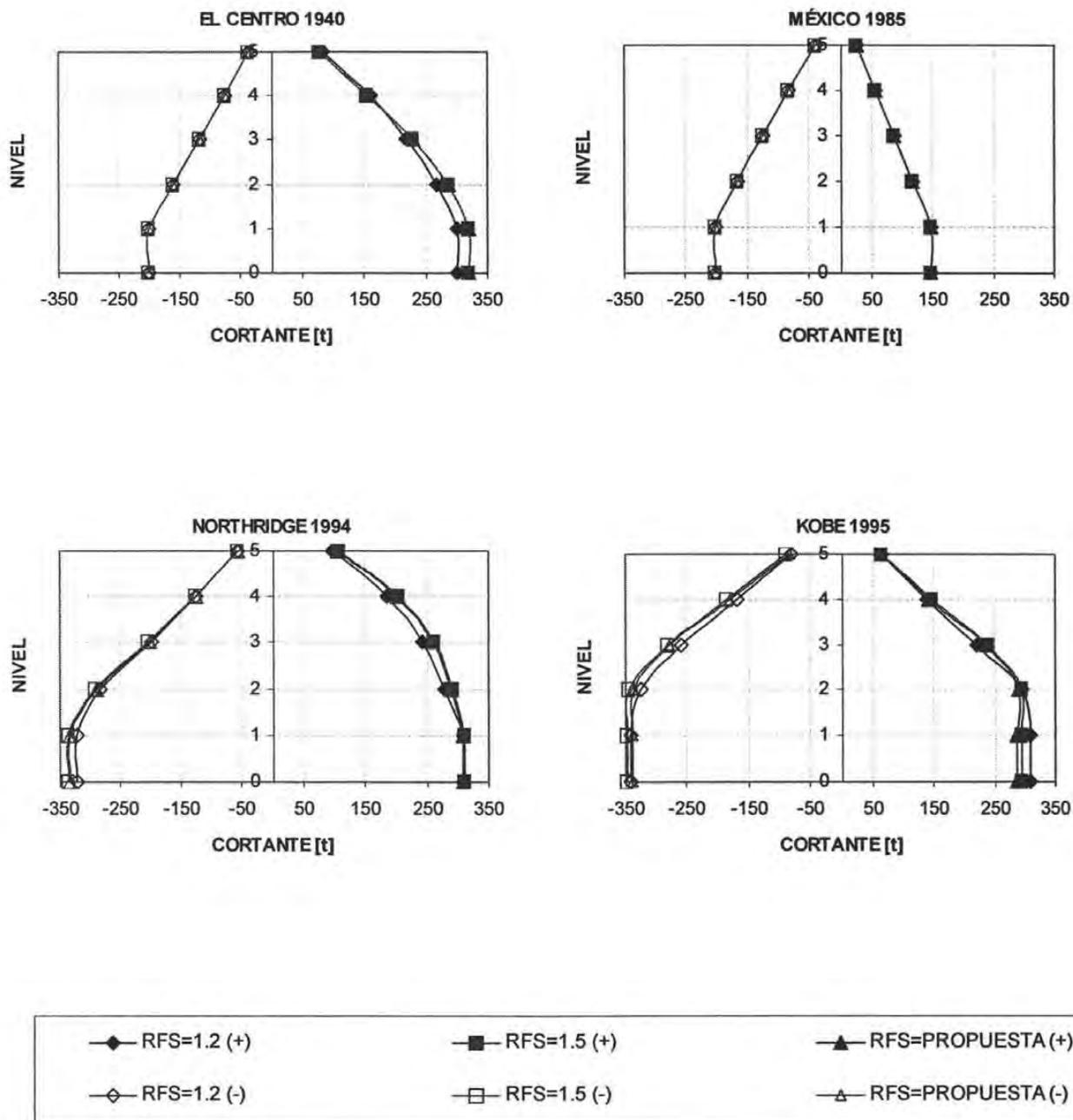


Figura 7.33 Cortante de entrepiso con los diseños propuestos por RCDF (RFS=1.5), ACI (RFS=1.2) y Solís (RFS=1.5-1.2)

## 8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se determinaron específicamente las relaciones mínimas de resistencia a flexión columna viga (factor  $R_{FS}$ ). En particular se buscó la formación de un mecanismo de colapso columna fuerte - viga débil, con el propósito de ampliar los estudios enfocados a conocer el comportamiento de marcos de concreto reforzado sometidos a movimientos sísmicos severos. Además de justificar los requerimientos de códigos vigentes.

Se evaluaron y compararon los resultados obtenidos de análisis sísmicos dinámicos no lineales considerando dos reglas de histéresis, Takeda modificado y elastoplástico perfecto. Así mismo la estructura se analizó para dos condiciones, sin considerar los efectos de confinamiento y considerando la sobrerresistencia debida al confinamiento.

La estructura al ser diseñada ante los requerimientos que actualmente establece el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-04), en cuanto a la relación de resistencia columna - viga ( $R_{FS}=1.5$ ), mostró un comportamiento satisfactorio ante los cuatro sismos a los cuales fue impuesta. El comportamiento que se desarrolló corresponde a un mecanismo de colapso columna fuerte - viga débil. Sin embargo, los resultados obtenidos sugieren un valor como relación mínima de resistencia inferior a los propuestos por el reglamento y cercanos a los que propone el American Concrete Institute (ACI,  $R_{FS}=1.2$ ).

En la obtención de los valores  $R_{FS}$  mínimo se encontró una diferencia importante, al considerar el modelo de Takeda modificado y el modelo elastoplástico perfecto. Los valores de las relaciones de resistencia  $R_{FS}$  mínimo fueron superiores para el modelo elastoplástico.

Se observaron diferencias en las demandas de desplazamiento, distorsiones y cortantes. En general, fueron mayores al analizar con el modelo de Takeda modificado que con el modelo elastoplástico. En este sentido se recomienda utilizar el modelo de Takeda modificado sobre el modelo elastoplástico. Esta recomendación se hace debido a que el modelo de Takeda modificado, de acuerdo a estudios de laboratorio, muestra un panorama más realista de las demandas en cuanto a límites de desplazamiento y resistencia a fuerza cortante de los elementos estructurales; ya que considera la degradación de los elementos estructurales.

A partir de los resultados se encontró que el nivel de desempeño de la estructura varía con el valor de  $R_{FS}$ . Los resultados no evidenciaron una relación clara entre el factor  $R_{FS}$  y el periodo fundamental de la estructura. Al parecer el factor  $R_{FS}$  depende en gran medida del sismo de análisis y sus características espectrales.

No hubo gran participación de los segundos modos, en general el comportamiento estuvo dominado por el primer modo de vibrar de la estructura.

Los  $R_{FS}$  mínimos se mantuvieron constantes en los análisis sin considerar confinamiento y considerando los efectos de confinamiento, entonces no se puede establecer que este sea un factor que modifique la obtención de  $R_{FS}$  mínimo.

Como es de esperarse las recomendaciones del RCDF como del ACI conducen a comportamientos satisfactorios de la estructura. Sin embargo, el nivel de daño con  $R_{FS}=1.2$  fue superior al que se obtuvo con  $R_{FS}=1.5$ , inclusive puede decirse que la propuesta del RCDF-04 es conservadora con una probabilidad de falla y nivel de daño reducidos.

Se evaluó la propuesta hecha por Solís (2003), para el reglamento del Distrito Federal en donde recomienda diseñar, en estructuras regulares, los dos primeros niveles con un  $R_{FS}=1.5$  y los entresijos superiores con un  $R_{FS}=1.2$ . La propuesta de Solís presentó un comportamiento adecuado reduciendo la cantidad de articulaciones plásticas en columnas y protegiendo los niveles inferiores.

Cuando se comparan las respuestas del RCDF, ACI y la propuesta de Solís, las demandas tanto de desplazamiento, distorsión y cortante no modificaron los valores de manera sustancial, prácticamente fueron los mismos resultados. Salvo verificar con otros estudios, una vez que se alcanza el valor mínimo necesario para evitar la falla por desplazamiento lateral, el nivel de desempeño para  $R_{FS}$  superiores no aporta beneficios significativos en cuanto a demanda. Sin embargo, un valor superior de  $R_{FS}$  modifica la probabilidad de tener un mecanismo de piso suave a un mecanismo de columna fuerte - viga débil, es decir, el entresijo empieza a ser más resistente y más dúctil lo que permite incrementar las capacidades de deformación antes de formarse un mecanismo de piso suave, la cantidad de articulaciones plásticas en columnas se reduce y el daño es distribuido más uniformemente en todo el edificio.

Para estudios posteriores se recomienda considerar la contribución de la losa a la resistencia de las vigas en la obtención del factor  $R_{FS}$ . Ampliar el estudio a estructuras irregulares y considerar los efectos que ocasiona la interacción suelo - estructura en el nivel de desempeño de estructuras a base de marcos de concreto reforzado sometidas a sismos intensos.

## REFERENCIAS

**American Concrete Institute (2002)**, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI-318-02) and Commentary (ACI 318R-02)", EEUU.

**Ávila J. y Meli R. (1987)**, "Análisis de la Respuesta de Edificios Típicos ante el Sismo del 19 de Septiembre de 1985", Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D.F.

**Bazán E. y Meli R. (2002)**, "Diseño sísmico de edificios ", Editorial Limusa, México D.F.

**Carr A.J. (2000)**, "RUAUMOKO, Inelastic Dynamic Analysis Computer Program and Users Manual", University of Canterbury, Department of Civil Engineering, Nueva Zelanda.

**Castro C. (2005)**, "Estudio de una Estructura de Quince Niveles a Base de Marcos de Concreto Reforzado para Asegurar el Mecanismo Plástico Columna Fuerte Viga Débil", Tesis de Maestría, Posgrado en Ingeniería, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Febrero.

**Dooley K.L. y Bracci J.M. (2001)**, "Seismic Evaluation of Column to Beam Strength Ratios in Reinforced Concrete Frames", ACI Structural Journal, Vol.98, No.6, noviembre-diciembre, p.p.843-851.

**Kent D. Ch. y Park R. (1971)**, "Flexural Members with Confined Concrete" Journal of the Structural Division, ASCE, Julio, p.p. 8243-1989.

**Kreger M. y Abrahams D. (1978)**, "Measured Hysteresis Relationships for Small Scale Beam – Column Joints", Structural Research Series No.453, Civil Engineering Studies, University of Illinois, Agosto.

**Flores A. (1950)**, "Estructuras de Concreto ", Escuela Nacional de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México".

**García M. (2002)**, "Desempeño Sísmico de un Marco de Concreto Reforzado con Diferentes Niveles de Confinamiento en sus Elementos", Tesis de licenciatura, Facultad de Ingeniería, Universidad La Salle.

**Gobierno del Distrito Federal (GDF, 1997)**, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", México, D.F.

**Habibullah A. (1991)**, "ETABS, Buildig Analysis and Design", Computers and Structures Inc, EEUU.

**Luaces L. (1995)**, "Sobrerresistencia en Estructuras a Base de Concreto Reforzado", Tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

**Luna J. (1999)**, "Estudio de los Criterios del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas técnicas Complementarias para el Diseño Sísmico de Edificios Regulares con Base en Marcos de Concreto Reforzado", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, julio.

**Mander, J B, M J N Priestley y R Park (1988-a)**, "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 114, No. 8, agosto, pp.1804-1826.

**Mander, J B, M J N Priestley y R Park (1988-b)**, "Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 114, No. 8, agosto, pp.1827-1849.

**New Zealand Standard (1999)**, "Concrete Structures Standard, The Design of Concrete Structures (NZS 311:1999)", Nueva Zelanda.

**Otani S. (1974)**, "SAKE, A Computer Program for Inelastic Analysis of Reinforced Concrete Frames to Earthquake", *Civil Engineering Studies , Structural Research Series No. 413, EEUU*.

**Park R. y Paulay T (1992)**, "Capítulo 5 :Diseño de Estructuras Resistentes a Sismos", Emilio Rosenblueth,IMCYC, pp. 201-269, México D.F.

**Park R. y Paulay T (1999)**, "Estructuras de Concreto Reforzado", Editorial Limusa, México D.F.

**Paulay T. (1977)**, "Columns-evaluation of actions ", *Bulletin of the New Zealand Society for earthquake Engineering*, Vol.10, No. 2 p.p 85-94.

**Paulay T. y Priestley M. (1992)**, "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", Wiley Interscience Publication, EEUU.

**Popov E. (1980)**, "Seismic Behaviour of structural Subassemblages", *Journal of the Structural Division, ASCE*, vol 106, No.St7, p.p. 1451-1474, Julio.

**Quinta J.M. (2000)**, "Modelos de comportamiento inelástico para elementos de concreto reforzado", Tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, marzo.

**Rodríguez M. y Botero J. C. (1996)**, "Aspectos del comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado considerando las propiedades mecánicas de los aceros de refuerzo producidos en México", Instituto de Ingeniería, UNAM, D.F.

**Romero J. y Loera S. (1992)**, "Momentos de Volteo en Edificios Esbeltos Inelásticos", *Series del Instituto de Ingeniería*, No. 550, UNAM, México D.F.

**Saiidi M. (1982)**, "Hysteresis Models for Reinforced Concrete ", *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 108, No.ST5, Mayo p.p. 1077-1087, EEUU.

**Scott B., Park R., Priestley M. (1982)**, "Stress- Strain Behaviour of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates", *Journal ACI*, Vol.79, No.1, Enero-Febrero, p.p.13-27, EEUU.

**Seismosoft (2003)**, "SEISMO-STRUCT, Computer Program for Static and Dynamic Nonlinear Analysis of Frame Structures".

**Solis J. (2003)**, "Implicaciones en el Diseño de Marcos de Concreto Reforzado de los Criterios para Asegurar el Mecanismo Plástico Columna Fuerte Viga Débil", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Diciembre.

**Takeda T., Sozen M. y Nielsen N. (1970)**, "Reinforced Concrete response to simulated Earthquakes", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 96, No. St12, Diciembre, p.p. 2557-2573, EEUU.

**Wallace J. (1991)**, "BIAX, Users Manual, Computer program for Reinforced Concrete Sections", University of California, Berkeley, EEUU.

**Watson S., Zahn F., Park R. (1994-a)**, "Confining Reinforcement for Concrete Columns", Journal of Structural Engineering, Vol 120, No 6, Junio, p.p 1798-1824.

**Watson S., Zahn F., Park R. (1994-b)**, "Simulated Seismic load test on Reinforced Concrete Columns", Journal of Structural Engineering, Vol 120, No 6, Junio, p.p 1825-1849.

---

**APÉNDICE A**

**COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS Y DISTORSIONES EN  
UN ANÁLISIS ELÁSTICO CON LOS PROGRAMAS DE CÓMPUTO  
ETABS Y RUAUMOKO**

---

**Tabla A.1** Desplazamientos positivos y distorsiones para el evento sísmico El Centro 1940

Sismo El Centro 1940. Máximo Desplazamiento Positivo.						
Nivel	RUAUMOKO			ETABS		
	Desp x [cm]	Dx relativo [cm]	Distorsión	Desp x [cm]	Dx relativo [cm]	Distorsión
1	1.790	1.790	0.00426	1.987	1.987	0.00473
2	3.177	1.387	0.00447	3.521	1.534	0.00495
3	4.495	1.318	0.00425	4.864	1.343	0.00433
4	5.680	1.185	0.00382	5.955	1.091	0.00352
5	6.365	0.685	0.00221	6.553	0.598	0.00193

**Tabla A.2** Desplazamientos negativos y distorsiones para el evento sísmico El Centro 1940

Sismo El Centro 1940. Máximo Desplazamiento Negativo.						
Nivel	RUAUMOKO			ETABS		
	Desp x [cm]	Dx relativo [cm]	Distorsión	Desp x [cm]	Dx relativo [cm]	Distorsión
1	-2.224	-2.224	0.00530	-2.315	-2.315	0.00551
2	-3.997	-1.773	0.00572	-4.233	-1.918	0.00619
3	-5.620	-1.623	0.00524	-6.111	-1.878	0.00606
4	-7.014	-1.394	0.00450	-7.753	-1.642	0.00530
5	-7.784	-0.77	0.00248	-8.660	-0.907	0.00293

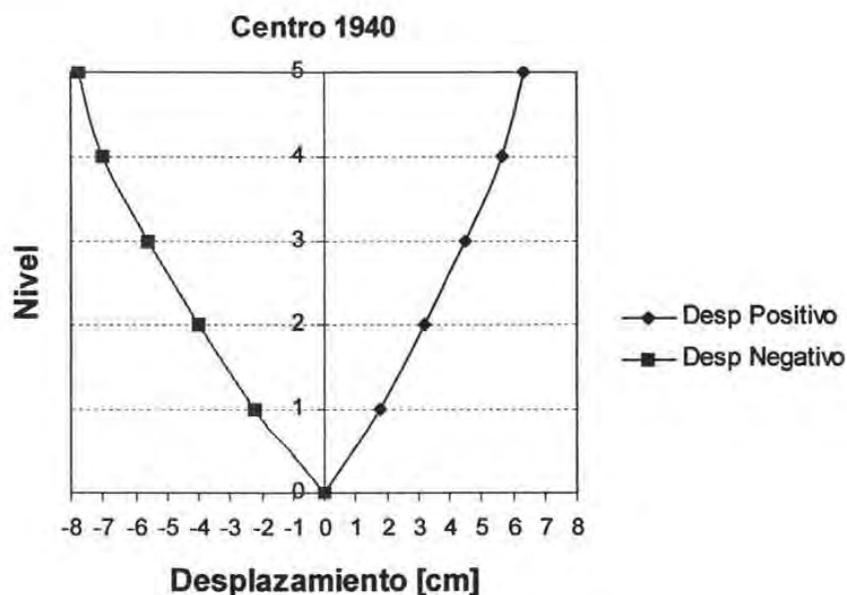
**Figura 5.11** Desplazamientos máximos para el evento El Centro 1940

Tabla A.3 Desplazamientos positivos y distorsiones para el evento sísmico México 1985

Sismo México 1985. Máximo Desplazamiento Positivo.						
Nivel	RUAUMOKO			ETABS		
	Desp x [cm]	Dx relativo [cm]	Distorsión	Desp x [cm]	Dx relativo [cm]	Distorsión
1	0.723	0.723	0.00172	0.797	0.797	0.00190
2	1.278	0.555	0.00179	1.418	0.621	0.00200
3	1.770	0.492	0.00159	1.992	0.574	0.00185
4	2.181	0.411	0.00133	2.482	0.490	0.00158
5	2.407	0.226	0.00073	2.746	0.264	0.00085

Tabla A.4 Desplazamientos negativos y distorsiones para el evento sísmico México 1985

Sismo México 1985. Máximo Desplazamiento Negativo.						
Nivel	RUAUMOKO			ETABS		
	Desp x [cm]	Dx relativo [cm]	Distorsión	Desp x [cm]	Dx relativo [cm]	Distorsión
1	-0.521	-0.521	0.00124	-0.560	-0.560	0.00133
2	-0.910	-0.388	0.00125	-0.983	-0.423	0.00136
3	-1.242	-0.333	0.00107	-1.360	-0.377	0.00122
4	-1.512	-0.270	0.00087	-1.675	-0.315	0.00102
5	-1.658	-0.146	0.00047	-1.842	-0.167	0.00054

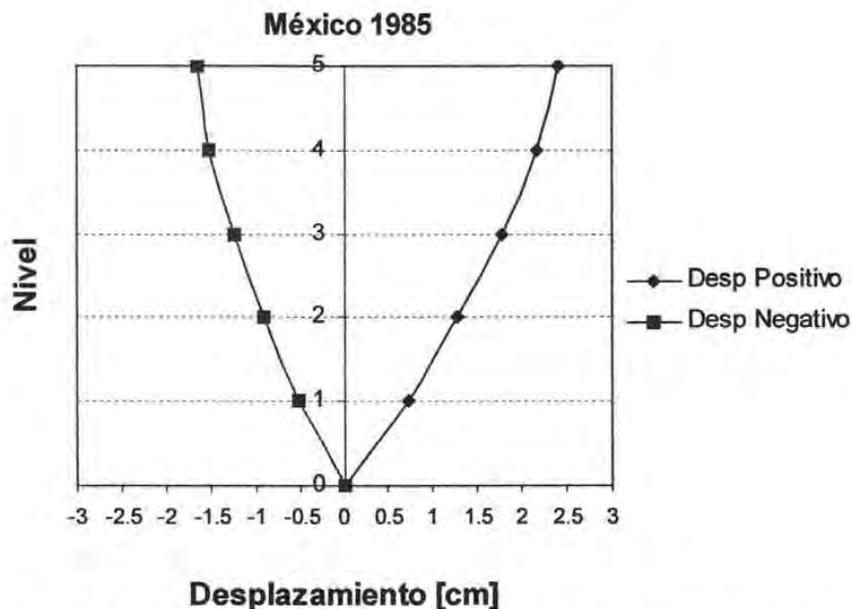


Figura 5.12 Desplazamientos máximos para el evento México 1985

**Tabla A.5** Desplazamientos positivos y distorsiones para el evento sísmico Northridge 1994

Sismo Northridge 94. Máximo Desplazamiento Positivo.						
Nivel	RUAUMOKO			ETABS		
	Desp x [cm]	Dx relativo [cm]	Distorsión	Desp x [cm]	Dx relativo [cm]	Distorsión
1	2.663	2.663	0.00634	2.322	2.322	0.00553
2	4.781	2.118	0.00683	4.220	1.898	0.00612
3	6.792	2.011	0.00649	6.202	1.982	0.00639
4	9.003	2.211	0.00713	8.415	2.213	0.00714
5	10.310	1.307	0.00422	9.710	1.295	0.00418

**Tabla A.6** Desplazamientos negativos y distorsiones para el evento sísmico Northridge 1994

Sismo Northridge 94. Máximo Desplazamiento Negativo.						
Nivel	RUAUMOKO			ETABS		
	Desp x [cm]	Dx relativo [cm]	Distorsión	Desp x [cm]	Dx relativo [cm]	Distorsión
1	-3.613	-3.613	0.00860	-3.712	-3.712	0.00884
2	-6.657	-3.044	0.00982	-6.867	-3.155	0.01018
3	-9.627	-2.970	0.00958	-10.027	-3.160	0.01019
4	-12.280	-2.653	0.00856	-12.873	-2.846	0.00918
5	-13.790	-1.510	0.00487	-14.467	-1.594	0.00514

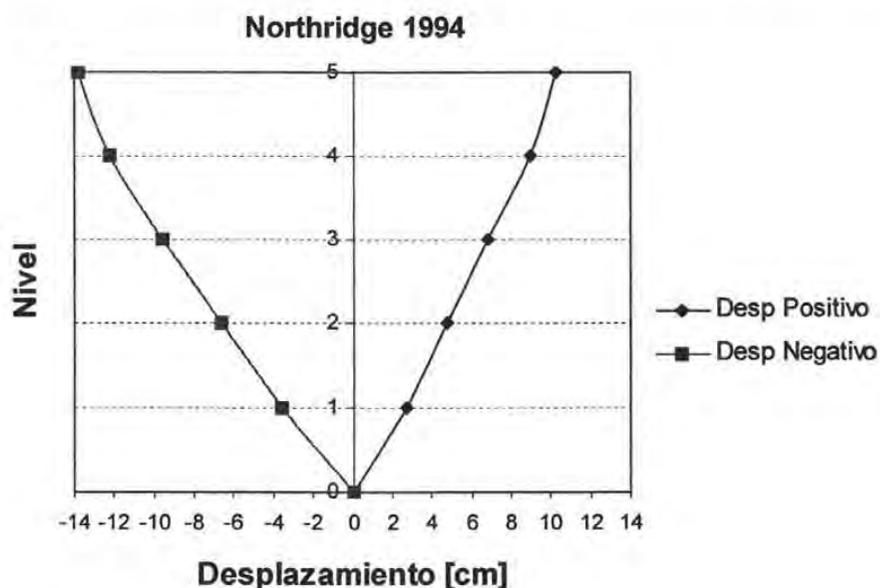
**Figura 5.13** Desplazamientos máximos para el evento Northridge 1995

Tabla A.7 Desplazamientos positivos y distorsiones para el evento sísmico Kobe 1995

Sismo Kobe 95. Máximo Desplazamiento Positivo.						
Nivel	RUAUMOKO			ETABS		
	Desp x [cm]	Dx relativo [cm]	Distorsión	Desp x [cm]	Dx relativo [cm]	Distorsión
1	3.517	3.517	0.00837	3.668	3.668	0.00873
2	6.407	2.890	0.00932	6.645	2.977	0.00960
3	9.156	2.749	0.00887	9.539	2.894	0.00934
4	11.580	2.424	0.00782	12.069	2.530	0.00816
5	12.940	1.360	0.00439	13.590	1.521	0.00491

Tabla A.8 Desplazamientos negativos y distorsiones para el evento sísmico Kobe 1995

Sismo Kobe 95. Máximo Desplazamiento Negativo.						
Nivel	RUAUMOKO			ETABS		
	Desp x [cm]	Dx relativo [cm]	Distorsión	Desp x [cm]	Dx relativo [cm]	Distorsión
1	-3.795	-3.795	0.00904	-3.608	-3.608	0.00859
2	-6.888	-3.093	0.00998	-6.595	-2.987	0.00964
3	-9.856	-2.968	0.00957	-9.537	-2.942	0.00949
4	-12.450	-2.594	0.00837	-12.156	-2.619	0.00845
5	-13.920	-1.470	0.00474	-13.620	-1.464	0.00472

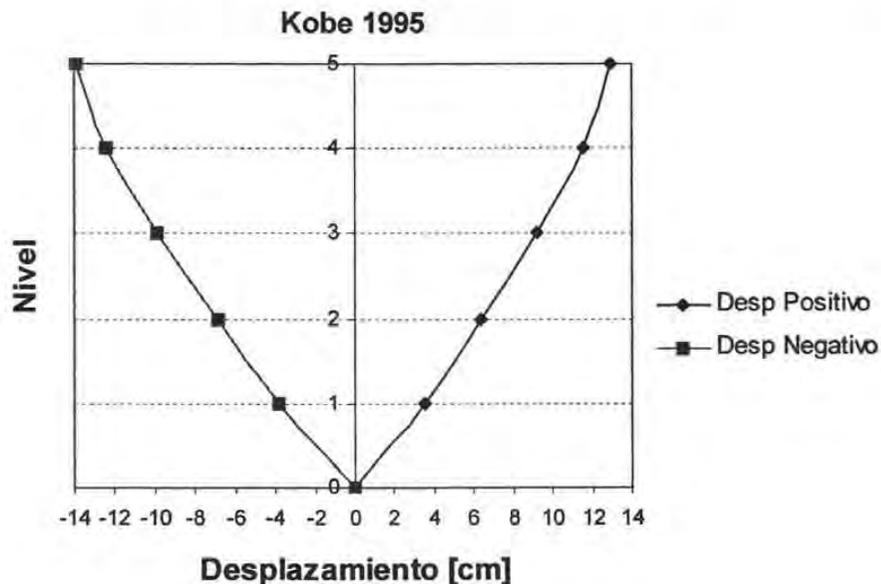


Figura 5.14 Desplazamientos máximos para el evento Kobe 1995

---

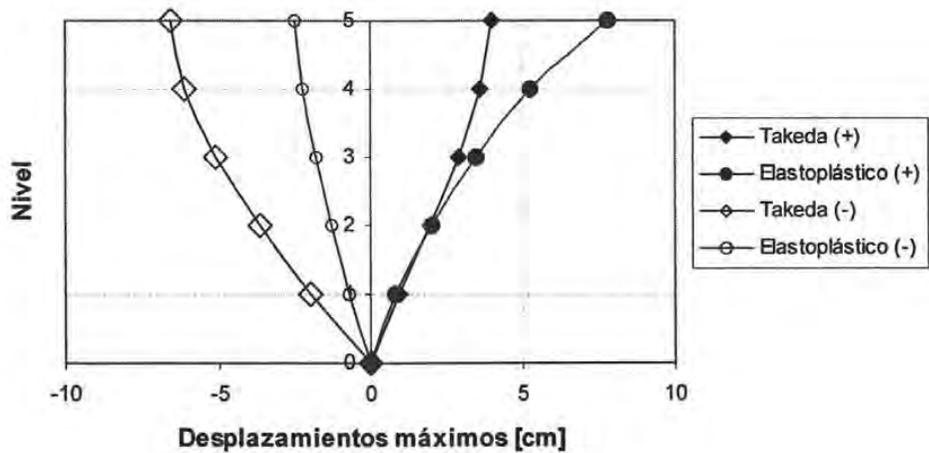
**APÉNDICE B**

**RESPUESTAS MÁXIMAS DE DESPLAZAMIENTO PARA LOS  
MODELOS DE HISTÉRESIS TAKEDA MODIFICADO Y  
ELASTOPLÁSTICO PERFECTO**

---

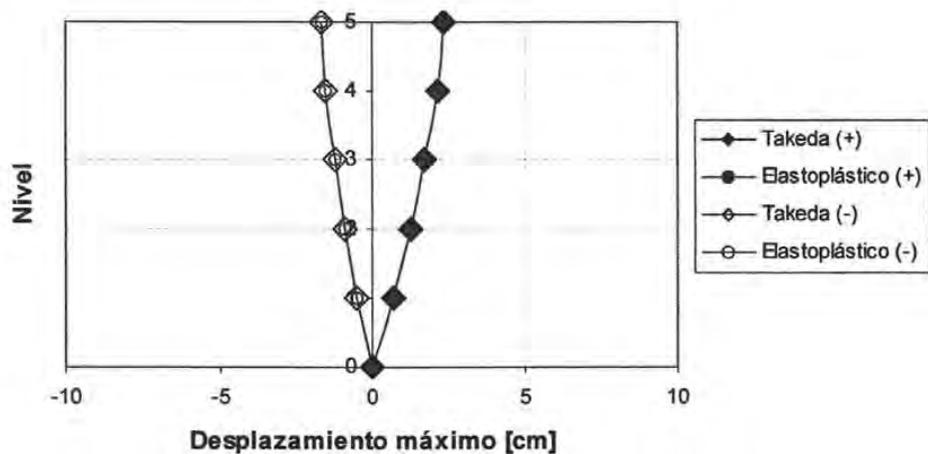
**Tabla B.1** Desplazamientos de la estructura original con el sismo El Centro 1940

Nivel	Takeda Desp + [cm]	Elastoplástico Desp + [cm]	Takeda Desp - [cm]	Elastoplástico Desp - [cm]
0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	0.95	0.85	-1.95	-0.73
2	1.97	2.03	-3.63	-1.25
3	2.95	3.53	-5.10	-1.77
4	3.65	5.30	-6.11	-2.22
5	3.98	7.84	-6.57	-2.47

**Figura B.1** Desplazamientos de la estructura original con el sismo El Centro 1940

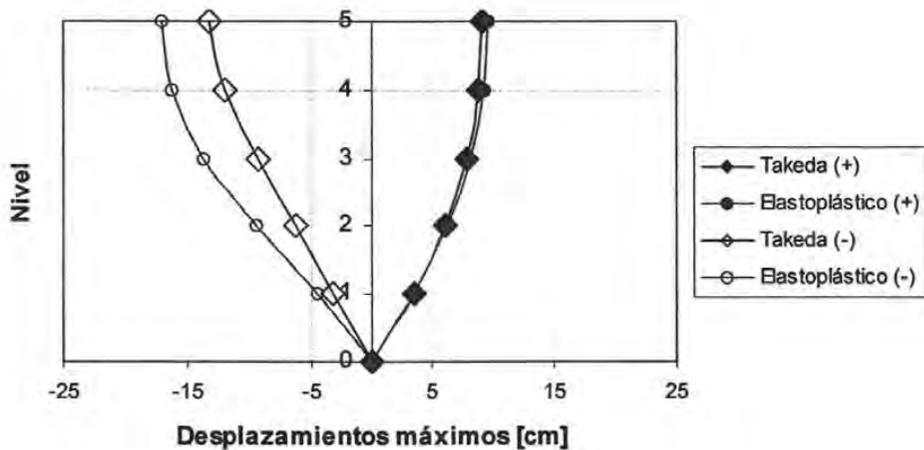
**Tabla B.2** Desplazamientos de la estructura original con el sismo México 1985

Nivel	Takeda Desp + [cm]	Elastoplástico Desp + [cm]	Takeda Desp - [cm]	Elastoplástico Desp - [cm]
0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	0.71	0.71	-0.51	-0.51
2	1.25	1.25	-0.90	-0.90
3	1.73	1.73	-1.23	-1.23
4	2.14	2.14	-1.51	-1.51
5	2.36	2.36	-1.65	-1.65

**Figura B.2** Desplazamientos de la estructura original con el sismo México 1985

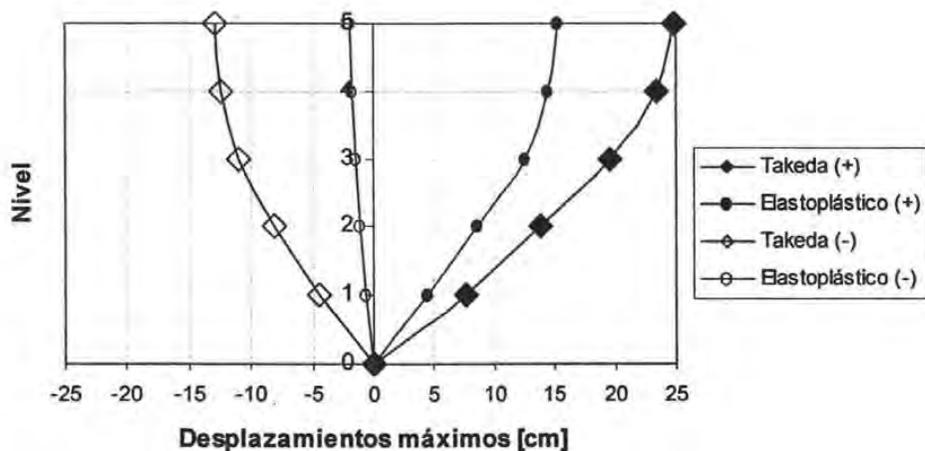
**Tabla B.3** Desplazamientos de la estructura original con el sismo Northridge 1994

Nivel	Takeda Desp + [cm]	Elastoplástico Desp + [cm]	Takeda Desp - [cm]	Elastoplástico Desp - [cm]
0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	3.49	3.55	-3.19	-4.44
2	6.05	6.23	-6.18	-9.46
3	7.81	8.16	-9.30	-13.65
4	8.73	9.17	-11.90	-16.29
5	9.08	9.55	-13.23	-17.00

**Figura B.3** Desplazamientos de la estructura original con el sismo Northridge 1994

**Tabla B.4** Desplazamientos de la estructura original con el sismo Kobe 1995

Nivel	Takeda Desp + [cm]	Elastoplástico Desp + [cm]	Takeda Desp - [cm]	Elastoplástico Desp - [cm]
0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	7.58	4.40	-4.52	-0.67
2	13.87	8.58	-8.07	-1.13
3	19.59	12.57	-10.93	-1.48
4	23.33	14.52	-12.49	-1.76
5	24.78	15.22	-12.97	-1.90



**Figura B.4** Desplazamientos de la estructura original con el sismo Kobe1995

---

**APÉNDICE C**

**RESPUESTAS DE DESPLAZAMIENTO Y DISTORSIONES DE  
ENTREPISO, EN UN INSTANTE DE LA FASE INTENSA, PARA LOS  
MODELOS DE HISTÉRESIS TAKEDA MODIFICADO Y  
ELASTOPLÁSTICO PERFECTO**

---

**Tabla C.1** Desplazamientos con el sismo de El Centro 1940 durante un instante de la fase intensa

Nivel	H [cm]	Takeda Desp + [cm]	Elastoplástico Desp + [cm]	Takeda Desp - [cm]	Elastoplástico Desp - [cm]
0	0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	420	0.68	0.71	-0.70	-0.70
2	310	1.25	1.59	-1.25	-1.25
3	310	1.74	2.74	-1.77	-1.77
4	310	2.13	4.27	-2.22	-2.22
5	310	2.34	5.72	-2.47	-2.47

**Tabla C.2** Distorsiones con el sismo de El Centro 1940 durante un instante de la fase intensa

Nivel	Takeda Distorsión +	Elastoplástico Distorsión +	Takeda Distorsión -	Elastoplástico Distorsión -
1	0.00162	0.00169	0.00166	0.00166
2	0.00182	0.00284	0.00179	0.00179
3	0.00159	0.00370	0.00166	0.00166
4	0.00126	0.00492	0.00145	0.00145
5	0.00068	0.00469	0.00083	0.00083

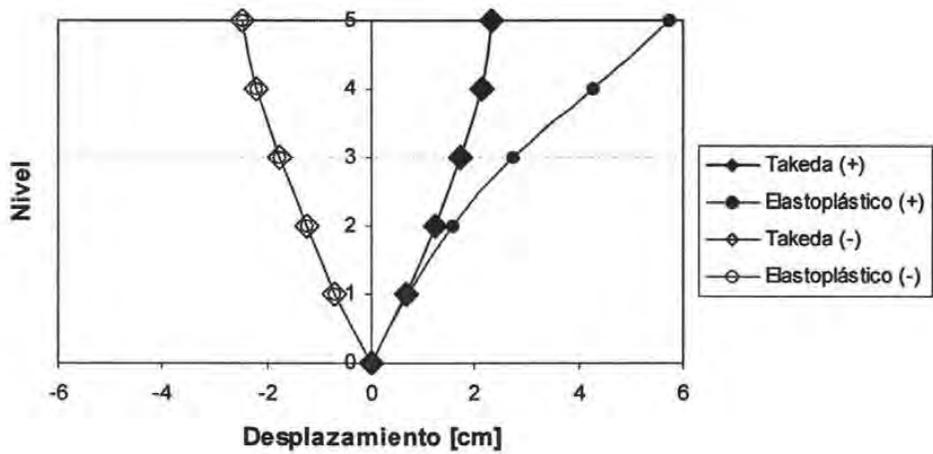


Figura C.1 Desplazamientos de la estructura original con el sismo El Centro 1940

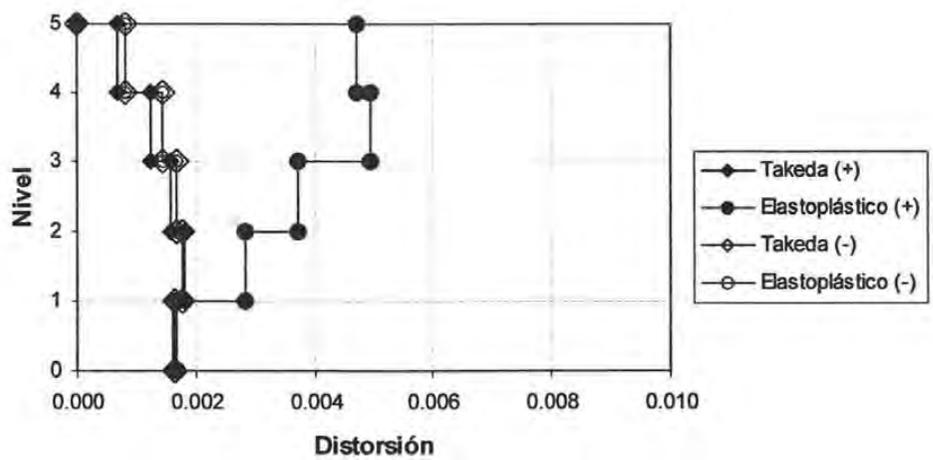


Figura C.2 Distorsiones de entrepiso estructura original con el sismo El Centro 1940

**Tabla C.3** Desplazamientos con el sismo de México 1985 durante un instante de la fase intensa

Nivel	H [cm]	Takeda Desp + [cm]	Elastoplástico Desp + [cm]	Takeda Desp - [cm]	Elastoplástico Desp - [cm]
0	0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	420	0.71	0.71	-0.51	-0.51
2	310	1.25	1.25	-0.90	-0.90
3	310	1.73	1.73	-1.23	-1.23
4	310	2.14	2.14	-1.51	-1.51
5	310	2.36	2.36	-1.65	-1.65

**Tabla C.4** Distorsiones con el sismo de México 1985 durante un instante de la fase intensa

Nivel	Takeda Distorsión +	Elastoplástico Distorsión +	Takeda Distorsión -	Elastoplástico Distorsión -
1	0.00169	0.00169	0.00122	0.00122
2	0.00175	0.00175	0.00124	0.00124
3	0.00156	0.00156	0.00108	0.00108
4	0.00130	0.00130	0.00088	0.00088
5	0.00071	0.00071	0.00048	0.00048

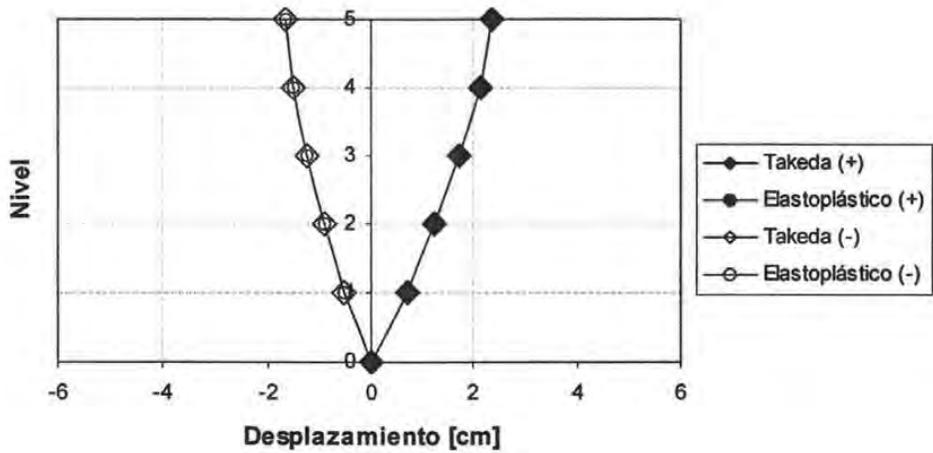


Figura C.3 Desplazamientos de la estructura original con el sismo México1985

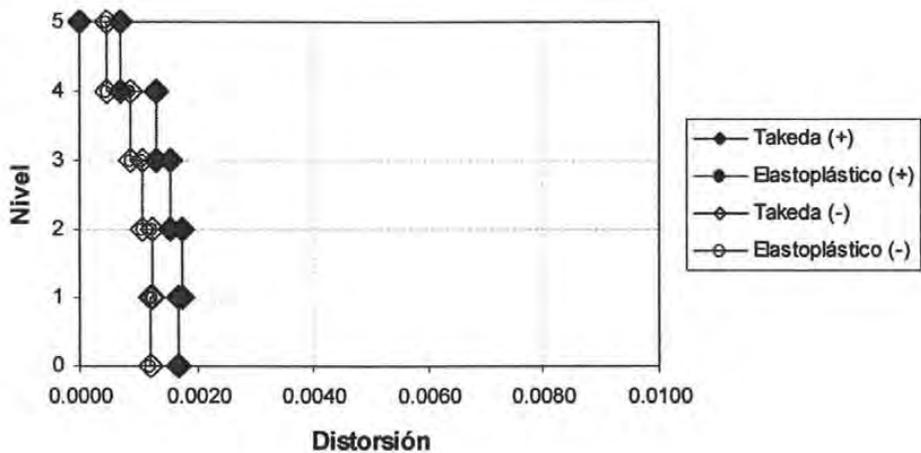


Figura C.4 Distorsiones de entrepiso estructura original con el sismo México 1985

**Tabla C.5** Desplazamientos con el sismo de Northridge 1994 durante un instante de la fase intensa

Nivel	H [cm]	Takeda Desp + [cm]	Elastoplástico Desp + [cm]	Takeda Desp - [cm]	Elastoplástico Desp - [cm]
0	0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	420	3.49	3.55	-3.19	-4.44
2	310	6.05	6.23	-6.18	-9.46
3	310	7.81	8.16	-9.30	-13.65
4	310	8.73	9.17	-11.90	-16.29
5	310	9.08	9.55	-13.23	-17.00

**Tabla C.6** Distorsiones con el sismo de Northridge 1994 durante un instante de la fase intensa

Nivel	Takeda Distorsión +	Elastoplástico Distorsión +	Takeda Distorsión -	Elastoplástico Distorsión -
1	0.00830	0.00845	0.00760	0.01057
2	0.00826	0.00864	0.00964	0.01620
3	0.00570	0.00624	0.01006	0.01350
4	0.00296	0.00325	0.00839	0.00852
5	0.00114	0.00122	0.00429	0.00229

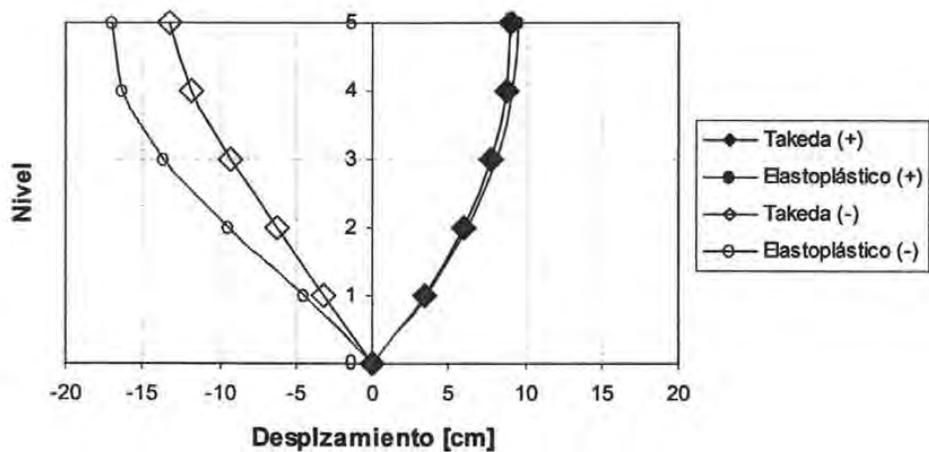


Figura C.5 Desplazamientos de la estructura original con el sismo Northridge 1994

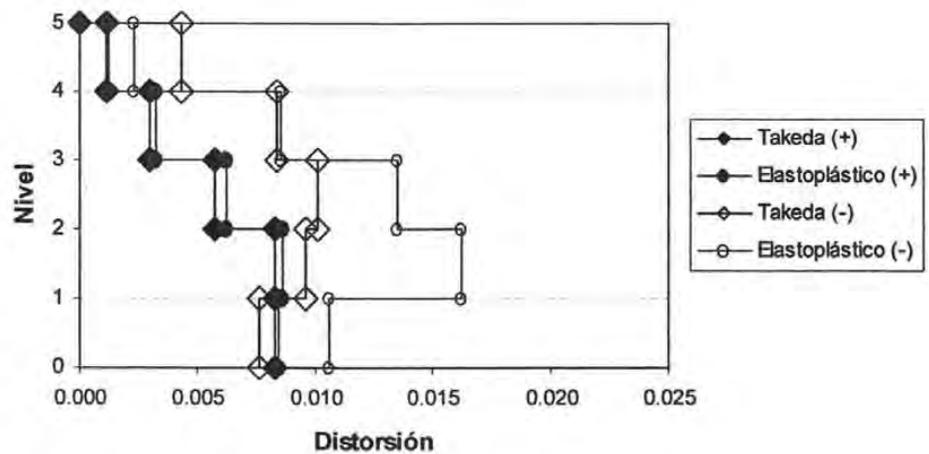


Figura C.6 Distorsiones de entrepiso estructura original con el sismo Northridge 1994

**Tabla C.7** Desplazamientos con el sismo de Kobe 1995 durante un instante de la fase intensa

Nivel	H [cm]	Takeda Desp + [cm]	Elastoplástico Desp + [cm]	Takeda Desp - [cm]	Elastoplástico Desp - [cm]
0	0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	420	7.58	6.46	-4.52	-0.61
2	310	13.87	12.97	-8.07	-0.75
3	310	19.59	14.09	-10.93	-2.47
4	310	23.33	13.62	-12.49	-4.18
5	310	24.78	13.62	-12.97	-4.98

**Tabla C.8** Distorsiones con el sismo de Kobe 1995 durante un instante de la fase intensa

Nivel	Takeda Distorsión +	Elastoplástico Distorsión +	Takeda Distorsión -	Elastoplástico Distorsión -
1	0.01804	0.01538	0.00145	0.01075
2	0.02031	0.02100	0.00045	0.01147
3	0.01845	0.00361	0.00556	0.00922
4	0.01206	0.00152	0.00550	0.00503
5	0.00468	0.00000	0.00257	0.00155

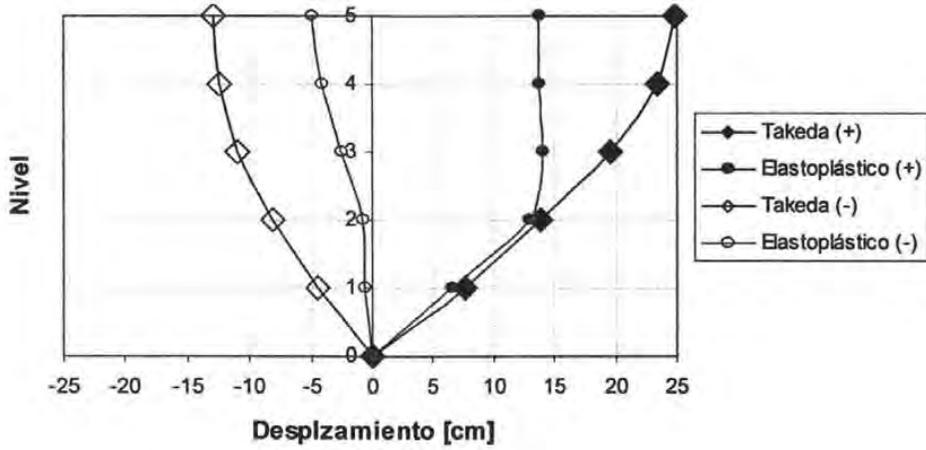


Figura C.7 Desplazamientos de la estructura original con el sismo Kobe 1995

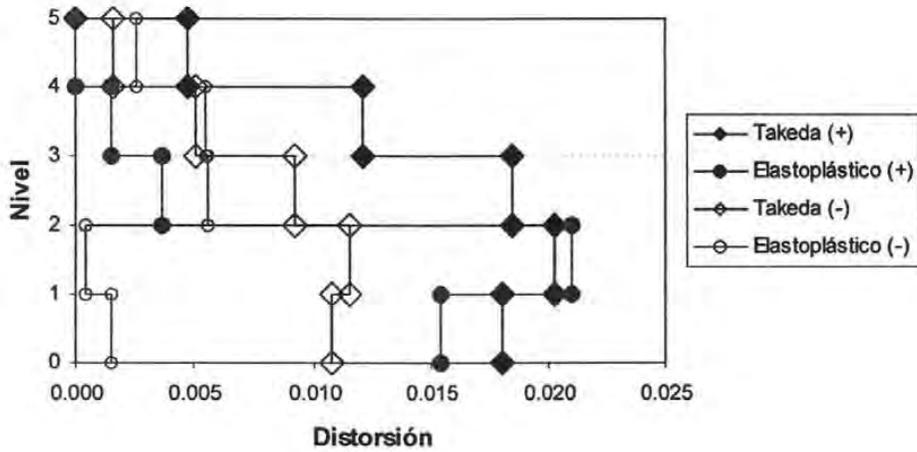


Figura C.8 Distorsiones de entrepiso estructura original con el sismo Kobe 1995

---

## **APÉNDICE D**

**RESPUESTAS DE CORTANTE EN UN INSTANTE DE LA FASE  
INTENSA, PARA LOS MODELOS DE HISTÉRESIS TAKEDA  
MODIFICADO Y ELASTOPLÁSTICO PERFECTO**

---

**Tabla D.1** Cortantes máximos con el sismo de El Centro 1940

Nivel	Takeda V+ [t]	Elastoplástico V+ [t]	Takeda V- [t]	Elastoplástico V- [t]	V+ Tak/EP	V- Tak/EP
1	320.47	200.03	-200.86	-200.86	1.60	1.00
2	286.18	127.79	-159.60	-159.60	2.24	1.00
3	228.89	99.85	-116.50	-116.50	2.29	1.00
4	154.65	63.20	-75.91	-75.91	2.45	1.00
5	79.51	42.04	-36.22	-36.22	1.89	1.00

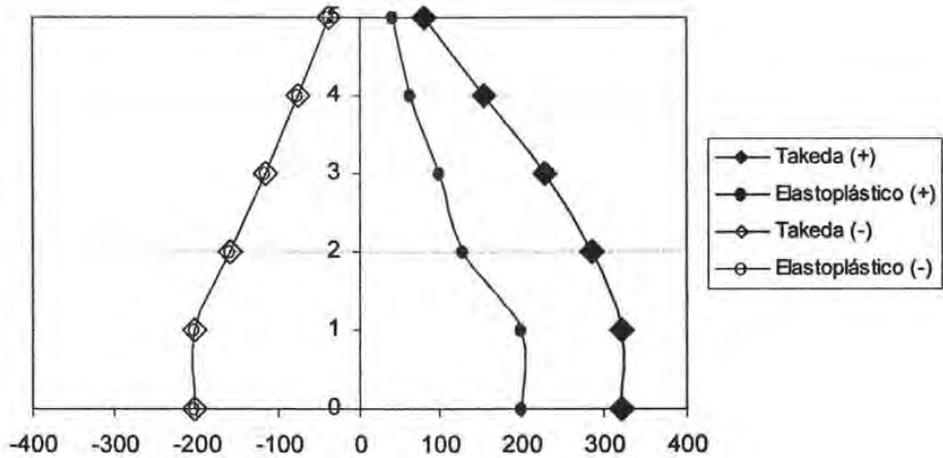
**Figura D.1** Cortantes máximos con el sismo de El centro 1940

Tabla D.2 Cortantes máximos con el sismo de México 1985

Nivel	Takeda V + [t]	Elastoplástico V + [t]	Takeda V - [t]	Elastoplástico V - [t]	V+ Tak/EP	V- Tak/EP
1	146.37	146.37	-200.96	-200.96	1.00	1.00
2	116.98	116.98	-165.33	-165.33	1.00	1.00
3	86.04	86.04	-124.88	-124.88	1.00	1.00
4	55.83	55.83	-82.91	-82.91	1.00	1.00
5	25.70	25.70	-38.85	-38.85	1.00	1.00

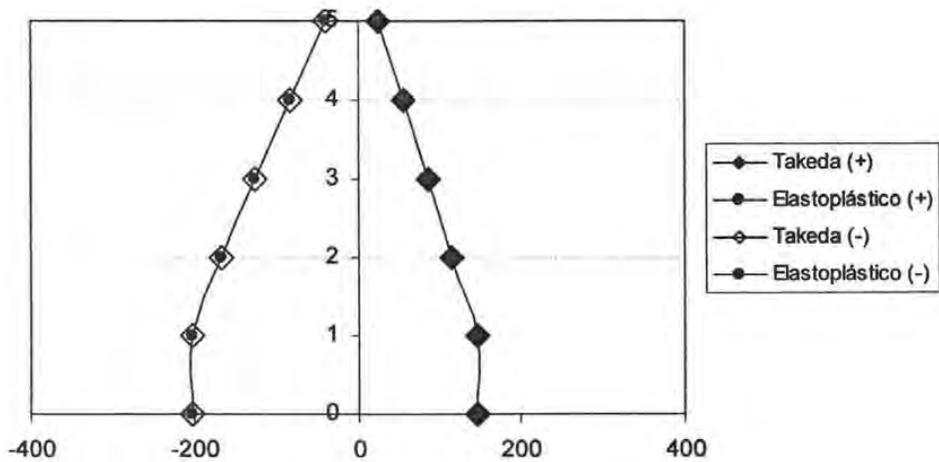
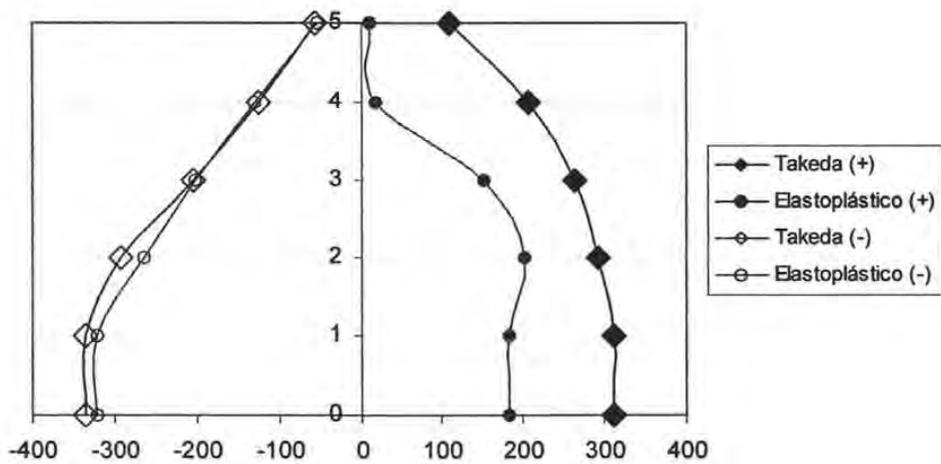


Figura D.2 Cortantes máximos con el sismo de México 1985

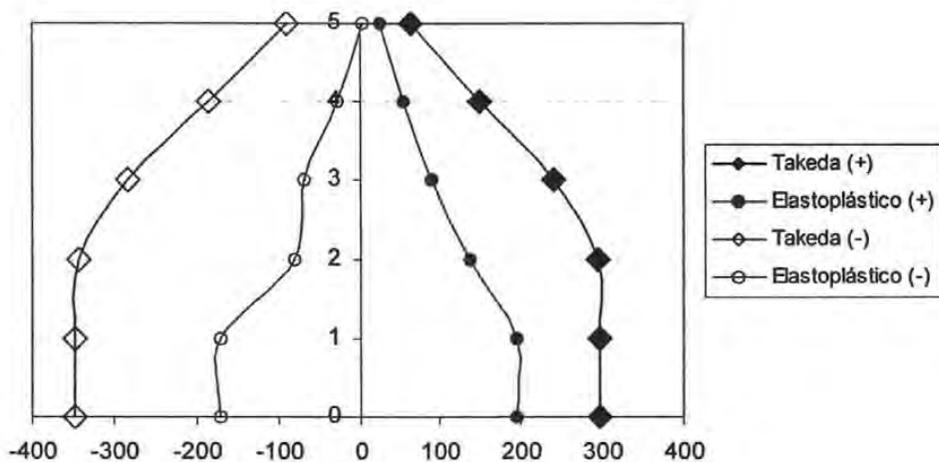
**Tabla D.3** Cortantes máximos con el sismo de Northridge 1994

Nivel	Takeda V+ [t]	Elastoplástico V+ [t]	Takeda V- [t]	Elastoplástico V- [t]	V+ Tak/EP	V- Tak/EP
1	311.35	182.29	-335.25	-320.79	1.71	1.05
2	293.06	201.51	-292.56	-263.38	1.45	1.11
3	262.72	152.30	-205.02	-201.62	1.73	1.02
4	205.50	17.93	-124.33	-130.72	11.46	0.95
5	109.49	10.55	-55.79	-54.54	10.38	1.02

**Figura D.3** Cortantes máximos con el sismo de Northridge 1994

**Tabla D.4** Cortantes máximos con el sismo de Kobe 1995

Nivel	Takeda V + [t]	Elastoplástico V + [t]	Takeda V - [t]	Elastoplástico V - [t]	V+ Tak/EP	V- Tak/EP
1	296.12	195.01	-347.52	-171.40	1.52	2.03
2	294.33	136.20	-343.31	-80.54	2.16	4.26
3	239.13	89.25	-282.74	-69.14	2.68	4.09
4	148.17	54.81	-183.98	-28.24	2.70	6.51
5	63.46	25.47	-89.26	2.90	2.49	30.79

**Figura D.4** Cortantes máximos con el sismo de Kobe 1995