

01161



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

**COMPORTAMIENTO SÍSMICO TORSIONAL DE EDIFICIOS
DISEÑADOS ESTÁTICA Y DINÁMICAMENTE**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA
(ESTRUCTURAS)

PRESENTA
GILBERTO MIRANDA CRUZ

DIRIGIDA POR
M. en I. **OCTAVIO GARCÍA DOMÍNGUEZ**

Ciudad Universitaria, México

Enero 2004



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.

DEDICATORIAS

A mi madre:

Mamá.....te dedico este trabajo con mucho cariño, por todo el amor, la comprensión, la confianza y el inmenso apoyo que siempre me has dado, pero sobre todo, por haberme regalado el don de la vida. Te quiero.

A mi novia, Brenda J. Romero G.:

Brendita.....gracias por darme tu cariño, apoyo y comprensión.

A mi familia.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, por el importante apoyo económico que me fue otorgado durante la realización de mis estudios de maestría.

A la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, por la gran oportunidad que me brindó para continuar mis estudios y enriquecer mi formación profesional.

Un sincero agradecimiento para el M. en I. Octavio García Domínguez, mi director de tesis, por compartir conmigo sus sólidos conocimientos y su experiencia, por su paciencia, confianza y motivación, pero sobre todo, por la amistad y el apoyo desinteresado que siempre me ha manifestado durante el tiempo que tenemos de conocernos. Muchas gracias maestro.

Agradezco a los profesores: Dr. Gustavo Ayala Milián, Dr. Oscar López Bátiz, Dr. Carlos Reyes Salinas y M. en I. Raúl Jean Perilliat por dedicar parte de su tiempo en revisar esta tesis, para mejorarla y enriquecerla con sus valiosas observaciones, comentarios y sugerencias.

A mis profesores de maestría.

A mis compañeros del cubículo de Estructuras de la DEPI y a todos mis amigos, quienes siempre me apoyaron y me alentaron para seguir adelante.

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN

2. ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO DE EDIFICIOS

2.1	Análisis Sísmico Estático	3
2.1.1	Hipótesis básicas	4
2.1.2	Criterios para Análisis Sísmico Estático según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal	4
2.1.3	Fenómeno de la torsión sísmica en edificios	5
2.1.4	Evaluación del grado de asimetría estructural en los edificios	6
2.1.5	Planteamiento matricial para el cálculo del Centro de Torsión empleando marcos planos	7
2.1.6	Metodología para obtener el Centro de Torsión usando programas comerciales de análisis	9
2.1.7	Consideraciones para incluir los efectos de torsión conforme al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal	10
2.1.8	Efectos sísmicos bidireccionales	12
2.1.9	Combinaciones de carga en el Análisis Sísmico Estático	12
2.2	Análisis Sísmico Dinámico Modal Espectral	13
2.2.1	Hipótesis básicas	14
2.2.2	Planteamiento del modelo matemático	14
2.2.3	Aspectos reglamentarios del Método Dinámico Modal Espectral	17
2.2.4	Espectros de diseño	18
2.2.5	Respuesta máxima y reglas de combinación modal	19
2.2.6	Normatividad por torsión para análisis sísmico Dinámico Modal Espectral	20

3. MÉTODO PROPUESTO PARA CONSIDERAR LA TORSIÓN ACCIDENTAL EN EL ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL

3.1	Torsión accidental en edificios	22
3.1.1	Torsión accidental debida a incertidumbres en la rigidez del edificio	22
3.1.2	Torsión accidental debida a incertidumbres en la distribución de masas sobre el edificio	23
3.1.3	Torsión accidental debida a excitación rotacional en la base del edificio	23
3.2	Torsión accidental en los métodos de Análisis Estático y Dinámico Modal Espectral	24
3.3	Distribución de fuerzas cortantes en un edificio de 8 niveles basada en resultados de análisis estático y dinámico modal espectral	24

3.4 Metodología propuesta para considerar los efectos de la torsión accidental	26
3.5 Obtención de los momentos adicionales actuantes en los niveles	29
3.6 Comparación entre los criterios de análisis dinámico modal espectral	29
4. ANÁLISIS, DISEÑO Y EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE LOS MODELOS DE EDIFICIOS ESTUDIADOS	
4.1 Objetivo	32
4.2 Descripción del edificio	32
4.2.1 Características geométricas	33
4.2.2 Propiedades de los elementos estructurales	33
4.3 Definición de cargas	34
4.4 Análisis Sísmico Estático conforme al <i>RCDF</i>	35
4.4.1 Criterios y consideraciones generales	35
4.4.2 Obtención de las fuerzas sísmicas de diseño	36
4.4.3 Cálculo de la posición del Centro de Torsión en los entrepisos del edificio	36
4.4.4 Excentricidades estructurales y de diseño para considerar los efectos de torsión	37
4.4.5 Definición de los efectos sísmicos bidireccionales y combinaciones de diseño	38
4.4.6 Diseño del edificio	39
4.5 Análisis Sísmico Dinámico Modal Espectral desplazando la posición del Centro de Masa en cada nivel	40
4.5.1 Criterios y consideraciones generales	40
4.5.2 Cálculo de las masas traslacional y rotacional en cada nivel del edificio	41
4.5.3 Diseño del edificio	42
4.6 Análisis Sísmico Dinámico Modal Espectral considerando Momentos Adicionales (Criterio propuesto)	42
4.6.1 Criterios y consideraciones generales	42
4.6.2 Procedimiento y aplicación del método de análisis propuesto	43
4.6.3 Diseño del edificio	45
4.7 Análisis Sísmico Dinámico Modal Espectral desplazando el Centro de Masa y considerando Momentos adicionales	45
4.7.1 Criterios y consideraciones generales	45
4.7.2 Diseño del edificio	45

5. ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO INELÁSTICO DE LOS EDIFICIOS	
5.1 Introducción	46
5.2 Criterios y consideraciones generales	46
5.3 Programa CANNY-E para análisis sísmico dinámico no lineal paso a paso	46
5.4 Excitación sísmica	47
5.5 Hipótesis en el modelado de los elementos estructurales	47
5.5.1 Elemento Viga	49
5.5.2 Elemento Columna	49
5.6 Demanda máxima de ductilidad en los elementos estructurales	52
6. PRESENTACIÓN Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS	
6.1 Demandas máximas de ductilidad en los edificios	53
6.1.1 Demandas máximas de ductilidad en el edificio analizado elásticamente utilizando el Método Sísmico Estático	53
6.1.2 Demandas máximas de ductilidad en el edificio analizado elásticamente utilizando el Método Dinámico Modal Espectral, desplazando la posición del Centro de Masa	54
6.1.3 Demandas máximas de ductilidad en el edificio analizado elásticamente utilizando el Método Dinámico Modal Espectral, considerando momentos adicionales en los niveles	54
6.1.4 Demandas máximas de ductilidad en el edificio analizado elásticamente utilizando el Método Dinámico Modal Espectral, desplazando la posición del Centro de Masa y considerando momentos adicionales en los niveles	54
6.2 Comparación de demandas máximas de ductilidad entre los criterios de análisis estudiados	55
6.2.1 Relaciones entre las ductilidades máximas en los edificios	55
6.3 Relación entre demanda y capacidad de rotación plástica en los extremos de las vigas	63
6.4 Resumen de resultados	64
7. CONCLUSIONES, COMENTARIOS Y RECOMENDACIONES	65
REFERENCIAS	68
ANEXO 1	70

Relación de Tablas

Capítulo 2

- 2.1 Ordenadas máximas, c , del espectro de diseño
- 2.2 Posiciones de diseño del Centro de Masa en los niveles
- 2.3 Combinaciones de carga para diseño
- 2.4 Coeficientes que definen los espectros de diseño en el *RCDF* vigente

Capítulo 4

- 4.1 Propiedades de los elementos estructurales
- 4.2 Cargas en el nivel de azotea
- 4.3 Cargas en los niveles 1 a 7
- 4.4 Fuerzas sísmicas laterales
- 4.5 Coordenadas del *CT* al aplicar el sismo en dirección “*X*”
- 4.6 Coordenadas del *CT* al aplicar el sismo en dirección “*Y*”
- 4.7 Excentricidades estructurales para sismo en dirección “*X*”
- 4.8 Excentricidades estructurales para sismo en dirección “*Y*”
- 4.9 Excentricidades de diseño
- 4.10 Masas traslacional y rotacional para el caso 2
- 4.11 Masas traslacional y rotacional para el caso 3
- 4.12 Cálculo de los momentos torsionantes adicionales en los entrepisos
- 4.13 Cálculo de los momentos torsionantes adicionales en los niveles
- 4.14 Combinaciones de diseño para análisis dinámico con momentos adicionales

Capítulo 5

- 5.1 Características de los modelos de histéresis empleados en vigas y columnas

Capítulo 6

- 6.1 Relación entre demanda y capacidad de rotación en las vigas
-

Relación de Figuras

Capítulo 2

- 2.1 Fuerzas sísmicas laterales equivalentes
- 2.2 Obtención del Centro de Torsión utilizando programas comerciales de análisis
- 2.3 Planta tipo con asimetría en rigideces
- 2.4 Espectros de diseño para el Valle de México

Capítulo 3

- 3.1 Vista en planta de un edificio de 8 niveles con asimetría en rigideces
- 3.2 Fuerza cortante máxima en el marco A , usando 3 criterios de análisis
- 3.3 Fuerza cortante máxima en el marco A , usando 3 criterios de análisis
- 3.4 Fuerza cortante máxima en el marco A , usando 3 criterios de análisis dinámicos

Capítulo 4

- 4.1 Modelo estructural del edificio estudiado
- 4.2 Variación con la altura del CT al aplicar el sismo en dirección " X "
- 4.3 Variación con la altura del CT al aplicar el sismo en dirección " Y "
- 4.4 Espectros de diseño para la zona III

Capítulo 5

- 5.1 Modelo trilineal de la relación Momento-Curvatura para vigas
- 5.2 Curva Esfuerzo-deformación del concreto simple y concreto confinado
- 5.3 Curva Esfuerzo-deformación del acero de refuerzo
- 5.4 Modelado de las rigideces a flexión, fuerza cortante y fuerza axial en el elemento viga
- 5.5 Modelo de Multiresortes para el elemento columna
- 5.6 Idealización de la articulación plástica en los extremos del elemento columna
- 5.7 Modelo de cortante biaxial para el elemento columna

Capítulo 6

- 6.1 Articulaciones plásticas en los marcos del edificio diseñado a partir de un análisis estático conforme al $RCDF$
 - 6.2 Articulaciones plásticas en los marcos del edificio diseñado a partir de un análisis dinámico desplazando el CM
 - 6.3 Articulaciones plásticas en los marcos del edificio diseñado a partir de un análisis dinámico considerando momentos adicionales
-

- 6.4 Articulaciones plásticas en los marcos del edificio diseñado a partir de un análisis dinámico desplazando el *CM* y considerando momentos adicionales
 - 6.5 Marco tipo orientado en dirección “Y” y vista en planta
 - 6.6 Marco tipo orientado en dirección “Y” y vista en planta
 - 6.7 Cocientes de ductilidades máximas en las vigas del Marco 1 (extremo izquierdo)
 - 6.8 Cocientes de ductilidades máximas en las vigas del Marco 1 (extremo derecho)
 - 6.9 Cocientes de ductilidades máximas en las vigas del Marco 2 (extremo izquierdo)
 - 6.10 Cocientes de ductilidades máximas en las vigas del Marco 2 (extremo derecho)
 - 6.11 Cocientes de ductilidades máximas en las vigas del Marco 3 (extremo izquierdo)
 - 6.12 Cocientes de ductilidades máximas en las vigas del Marco 3 (extremo derecho)
 - 6.13 Cocientes de ductilidades máximas en las vigas del Marco 4 (extremo izquierdo)
 - 6.14 Cocientes de ductilidades máximas en las vigas del Marco 4 (extremo derecho)
-

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

Los criterios y las hipótesis de análisis son un aspecto fundamental para el diseño de edificios que estarán sujetos a la acción sísmica. El primer factor que debe considerarse al realizar el análisis sísmico de un edificio es elegir adecuadamente el criterio que se va a utilizar, con base en las características geométricas en planta y/o elevación del mismo.

Actualmente en la práctica de la ingeniería estructural, se emplean esencialmente dos criterios de análisis: el análisis estático y el análisis dinámico modal espectral. El primero de ellos fue por mucho tiempo de uso común, debido a que las herramientas de cómputo disponibles en décadas pasadas eran limitadas, por lo cual, aún cuando la fundamentación teórica del análisis dinámico estaba desarrollada, no era posible llevarlo a cabo con la facilidad que ahora se tiene.

Al respecto, el vigente Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, *RCDF*, establece las normas y recomendaciones a seguir para la correcta aplicación del Método Sísmico Estático (*MSE*) y del Método Dinámico Modal Espectral (*MDME*). Si se considera la aplicación de la normatividad por torsión, el empleo del primero de ellos obliga a desarrollar una muy extensa metodología, lo que ha ocasionado que su aplicación en los despachos de ingeniería estructural esté cada vez más en desuso. Por otra parte, cada vez son más los ingenieros que adoptan el *MDME* como una opción para analizar por sismo a las estructuras, debido a que dicho método está implementado en la mayoría de los programas de análisis estructural disponibles en México.

Sin embargo, se ha encontrado que los resultados que se obtienen al utilizar los criterios de análisis *MSE* y *MDME*, para un mismo edificio, pueden ser muy diferentes entre sí, incluso en aquellas estructuras torsionalmente rígidas, en las que predomina un modo de carácter traslacional. Adicionalmente a estas diferencias, es importante reconocer que la manera como actualmente se consideran en el reglamento los efectos de la torsión accidental en el análisis dinámico modal espectral, ciertamente no es muy clara, ya que si bien, el *MSE* la considera explícitamente en las excentricidades de diseño, tiene que manejarse un número importante de combinaciones de análisis para considerar su efecto; por otro lado, en el *MDME* se oscurece un poco la manera como es considerada la torsión accidental en el análisis, debido a que sus efectos se involucran en los criterios de superposición modal empleados para la obtención de la respuesta máxima.

En el presente trabajo, se plantea como objetivo central la evaluación de una metodología alternativa para considerar los efectos de la torsión accidental en el análisis dinámico modal espectral, considerando algunas opciones adicionales a las que establece el *RCDF*. Para ello, se evalúa el comportamiento no lineal de estructuras diseñadas con los métodos *MSE* y *MDME* bajo el enfoque que establece el *RCDF*. Con base en lo anterior, se comparan los resultados y se comentan los alcances y limitaciones encontrados en la aplicación de ambos métodos al análisis de edificios y se discuten las diferencias encontradas en las variantes estudiadas para considerar la excentricidad accidental.

En el capítulo 2, se aborda brevemente la fundamentación teórica que da sustento a los análisis sísmicos estático y dinámico de edificios cuando sus sistemas de piso tienen la suficiente rigidez y resistencia para poder ser modelados como diafragmas infinitamente rígidos. Se presenta también un

planteamiento matricial tridimensional (Damy y Alcocer, 1986) para el cálculo del Centro de Torsión, *CT*, empleando marcos planos, al igual que una metodología para obtener el *CT* utilizando programas comerciales de análisis. Adicionalmente, son revisados los criterios y las hipótesis que establece el *RCDF* para la aplicación del Método Sísmico Estático y Dinámico Modal Espectral.

El capítulo 3 se dedica a hacer una revisión detallada de algunas de las principales causas a las que se atribuyen el fenómeno de la torsión accidental en edificios, como puede ser la incertidumbre existente en la determinación de las propiedades de rigidez de un edificio y la excitación rotacional que puede presentarse en la base del mismo. Se discuten algunas diferencias respecto a la manera como es considerada cuando se emplea el Método Sísmico Estático ó el Dinámico Modal Espectral. Finalmente, se presenta una propuesta alternativa para considerar éstos efectos, especialmente para el segundo método de análisis mencionado.

En el capítulo 4, se describe el modelo de un edificio que fue seleccionado para evaluar su comportamiento sísmico, el cual fue diseñado con base en resultados de análisis sísmicos Estático y Dinámico Modal Espectral. Para éste último, se estudiaron tres posibles opciones para considerar la excentricidad accidental: la primera de ellas consistió en desplazar la posición del Centro de Masa, *CM*, de manera simultánea en todos los niveles; como segunda opción se conservó la ubicación nominal del *CM*, sin embargo, se aplicó un momento torsionante en cada nivel del edificio con base en la propuesta de análisis presentada en el capítulo 3; por último, la tercera alternativa se propuso con la finalidad de estudiar la combinación de las dos anteriores. Adicionalmente, se presenta el diseño final de los principales elementos estructurales de cada uno de los 4 edificios analizados.

Acorde con la filosofía de análisis y diseño sísmico de edificios, considerada en el *RCDF*, se acepta que los elementos estructurales de edificios sometidos a sismos intensos, pueden rebasar su límite de comportamiento elástico lineal y entrar en el rango inelástico. Bajo este contexto, en el capítulo 5, se llevan a cabo análisis sísmicos dinámicos paso a paso en los que se consideran las características de degradación de rigidez y resistencia de los elementos que componen los edificios que fueron diseñados en el capítulo 4. Así mismo, se presentan las hipótesis y los valores de los principales parámetros asumidos en los análisis, así como los modelos de comportamiento histerético adoptados para los elementos estructurales.

Posteriormente, en el capítulo 6 se presentan y comparan los resultados obtenidos de los análisis sísmicos dinámicos inelásticos con la finalidad de identificar cual de los métodos de análisis elástico evaluados y de las variantes de excentricidad accidental consideradas, originan resultados más congruentes con la filosofía de diseño. Al respecto, cabe mencionar que fue necesario establecer un criterio que permitiera evaluar el nivel de daño que puede llegar a presentarse en las vigas y columnas de los edificios analizados.

Finalmente en el capítulo 7, es posible establecer, con base en todos los resultados obtenidos, algunas conclusiones sobre los diferentes aspectos que existen entre la aplicación del Método Sísmico Estático y el Método Dinámico Modal Espectral, y de manera más específica, constatar para el edificio seleccionado, la efectividad de la metodología propuesta para considerar los efectos de torsión accidental en el Método Dinámico Modal Espectral. De igual forma, se mencionan ciertas recomendaciones sobre la manera de considerar, en el análisis elástico, los efectos generales de la torsión sísmica en edificios.

CAPÍTULO 2

ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO DE EDIFICIOS

2.1 Análisis Sísmico Estático

Los reglamentos de construcción de diversos países, entre ellos el de México, permiten determinar estáticamente, para estructuras que cumplen ciertas condiciones de regularidad tanto en planta como en elevación, las demandas sísmicas que actúan sobre ellas. Así, las solicitaciones que inducen los sismos a los edificios, que evidentemente son de naturaleza dinámica, se pueden aproximar mediante un análisis simplificado que considera fuerzas estáticas equivalentes actuando lateralmente sobre los niveles de los edificios.

La fuerza cortante total en el entrepiso basal de un edificio, V_b , se puede calcular con la ec.:

$$V_b = c W \quad (2.1)$$

El valor de c es la ordenada máxima del espectro de diseño para la zona donde se ubique la estructura y W es el peso total de la misma. Una hipótesis importante en la que está basado el análisis estático, asume que la distribución de aceleraciones es lineal con la altura del edificio, partiendo de cero en su base, lo cual lleva a aceptar que la distribución de las fuerzas que actúan en los niveles localizados a una altura h_i , también es lineal. La ec. que permite obtener dichas fuerzas laterales es:

$$F_i = c_i \left(\frac{W_i h_i}{\sum_i W_i h_i} \right) W_T \quad (2.2)$$

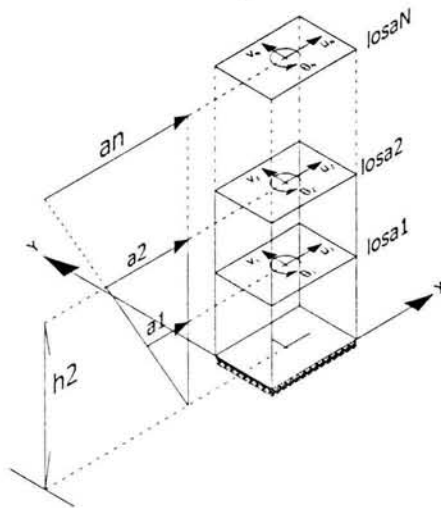


Fig. 2.1 Fuerzas sísmicas laterales equivalentes

2.1.1 Hipótesis básicas

A continuación se exponen las hipótesis básicas que sustentan la aplicabilidad del Análisis Sísmico Estático:

- ⇒ La estructura tiene una configuración geométrica regular
- ⇒ La masa se encuentra uniformemente distribuida en el nivel
- ⇒ Las losas de los niveles de la estructura se idealizan como diafragmas infinitamente rígidos en su plano, cuyo comportamiento puede ser estudiado en función de tres grados de libertad: dos traslaciones horizontales en el plano y una rotación respecto a un eje vertical
- ⇒ La acción del sismo se representa mediante fuerzas horizontales, que obedecen una distribución lineal triangular inversa, aplicadas en los centros de masa de los niveles en dos direcciones ortogonales

2.1.2 Criterios para Análisis Sísmico Estático según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal

En México, el vigente Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, *RCDF*, permite el empleo del Método Sísmico Estático como una opción para analizar edificios cuya altura no sea mayor a 60 m, que presenten configuraciones estructurales regulares en planta y/o elevación, así como distribuciones uniformes de masas y/o rigideces. Actualmente existe una propuesta de norma, en proceso de aprobación, *NTCDS-2003*, que limita aún más la altura de los edificios y considera que ésta no debe exceder de 30 m para estructuras regulares y 20 m para estructuras irregulares, sin embargo, para los fines de este trabajo se seguirá la norma vigente.

Cabe mencionar que el empleo de este método de análisis permite prescindir del cálculo de los periodos y modos de vibrar de la estructura, características indispensables cuando se lleva a cabo un análisis dinámico modal espectral.

En la ec. 2.2, $c_s = c / Q'$, es el coeficiente sísmico, el cual constituye el índice más importante de la acción sísmica que emplea el *RCDF*, tanto para análisis estático como dinámico; Q' es un factor reductor de las fuerzas sísmicas, el cual será descrito más adelante. El valor de c , como se mencionó anteriormente, define la ordenada máxima del espectro de diseño y depende de la ubicación donde esté desplantada la estructura dentro del Valle de México; para tal fin, el actual *RCDF* especifica tres zonas que se identifican como I, II y III, siendo la zona I la de terrenos más firmes o de Lomas, II la de Transición y III la de terrenos más blandos o de Lago.

En la tabla 2.1 se muestran los diferentes valores del coeficiente sísmico correspondientes a cada una de las zonas mencionadas.

Zona	c
I. Lomas	0.16
II. Transición	0.32
III. Lago	0.40

Tabla 2.1 Ordenadas máximas, c , del espectro de diseño

Así mismo, dependiendo de la ocupación que se le da a la construcción, pudiera requerirse que ésta garantice un nivel de seguridad mayor, especialmente en estructuras para las que una falla representaría considerables pérdidas humanas y/o económicas. Por lo anterior, el reglamento clasifica a las construcciones dependiendo de la ocupación que tengan, como tipo A, B1 o B2; siendo las primeras las más importantes por la razón antes expuesta y es por ello que, para su análisis, se debe incrementar el valor de c en un 50%.

Es posible reducir las fuerzas sísmicas actuantes dividiéndolas entre el factor reductor Q' . Para tal fin, es importante primero verificar que las características geométricas y estructurales del edificio satisfagan las Condiciones de Regularidad que especifican las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, *NTCDS*; en caso afirmativo, el factor Q' se calcula como sigue:

$$Q' = Q, \text{ cuando se desconoce el valor del periodo fundamental de vibración } T \quad (2.3)$$

$$Q' = 1 + (T/Ta)(Q - 1), \text{ si } T \text{ es menor que } Ta \quad (2.4)$$

En las ecs. anteriores, el parámetro Q se define como el Factor de Comportamiento Sísmico, el cual puede tomar diferentes valores de acuerdo con las características estructurales del edificio y de la capacidad que tengan sus elementos estructurales para comportarse de manera dúctil en el rango inelástico; su aplicabilidad está definida con todo detalle en las *NTCDS*. Para todas aquellas estructuras que no satisfagan las condiciones de regularidad mencionadas, se debe afectar el valor obtenido de Q' multiplicándolo por 0.8.

La consideración de la norma por torsión en el Método Sísmico Estático, implica seguir una cierta metodología, la cual se describe a continuación:

1. Estimación de la distribución de cargas laterales con base en el peso, número de niveles y tipo de estructura
2. Obtención de las excentricidades de diseño para dos direcciones ortogonales de análisis
3. Cálculo de los momentos torsionantes de diseño en los entrepisos
4. Análisis estructural considerando los nuevos momentos torsionantes
5. Análisis de combinaciones de carga y obtención de elementos mecánicos máximos

2.1.3 Fenómeno de la torsión sísmica en edificios

El fenómeno de la torsión sísmica se encuentra presente en edificios que poseen asimetría, la cual, puede deberse a una distribución no uniforme de las rigideces de sus elementos estructurales o de las masas que actúan sobre sus niveles, así como también a condiciones geométricas irregulares en planta y elevación. En esencia, lo anterior se explica por la no coincidencia entre la posición de la fuerza cortante sísmica y la ubicación de la fuerza resistente de los entrepisos de la estructura, y trae como consecuencia, el acoplamiento entre los desplazamientos traslacionales y rotacionales de los sistemas de piso del edificio.

2.1.4 Evaluación del grado de asimetría estructural en los edificios

Es claro que para evaluar los efectos de la torsión sísmica resulta necesario tener una estimación del grado de asimetría de la estructura; para ello, se acostumbra representarla en función de la excentricidad estática o estructural, e_s , es decir, la distancia en dirección perpendicular a la fuerza cortante sísmica, existente entre el Centro de Torsión $CT (X_{CT}, Y_{CT})$ y el punto por donde pasa dicha fuerza, Vi , en el entrepiso. A este último punto se le conoce como Centro de Cortante, $CC (X_{CC}, Y_{CC})$.

Si se acepta la hipótesis de que la masa se encuentra distribuida uniformemente en toda el área de cada nivel, se puede entonces considerar que el CC en cada entrepiso coincide con la posición del centroide geométrico del sistema de piso.

Por otra parte, el CT se define como el lugar geométrico, en el entrepiso o en el nivel, en el cual se debe aplicar el cortante o la fuerza sísmica, respectivamente, de tal manera que sólo exista traslación y no rotación, de los niveles de la estructura. En lo que se refiere a los métodos existentes empleados para el cálculo de la posición del CT , dos de ellos serán explicados con mayor detalle en las secciones 2.1.5 y 2.1.6.

Así, para un entrepiso cualquiera, la excentricidad estructural puede valuarse, de manera independiente para cada dirección de análisis "X" o "Y", con el signo que resulte, con las siguientes ecs.:

$$e_{sx} = Y_{CC} - Y_{CT} \quad (2.5)$$

$$e_{sy} = X_{CC} - X_{CT} \quad (2.6)$$

El Método Sísmico Estático requiere de considerar el uso de excentricidades de diseño, e_d , en el análisis, las cuales tienen como finalidad modificar el valor de la excentricidad estructural e_s . Lo anterior obedece a dos aspectos importantes: en primera instancia, considerar la amplificación que se genera en la respuesta sísmica de la estructura como consecuencia del carácter dinámico de la torsión, y en segunda, para incluir los efectos de una excentricidad accidental.

La excentricidad de diseño, e_d , tiene el formato siguiente:

$$e_{d1} = \alpha e_s + \beta B \quad e_{d2} = \delta e_s - \beta B \quad (2.7)$$

En las ecuaciones anteriores, e_s es la excentricidad estática o natural, α y δ son coeficientes que toman en cuenta la amplificación dinámica de la excentricidad y consideran las diferencias entre los resultados de los métodos de análisis estático y dinámico; βB , es la llamada excentricidad accidental que considera las incertidumbres en las rigideces de los elementos, resistencias, masas y otras fuentes de torsión difíciles de considerar y cuantificar, donde B representa la máxima dimensión en planta del edificio, medida perpendicularmente a la dirección del sismo.

Particularmente para nuestro país, el reglamento permite utilizar las siguientes ecs.:

$$e_{d1} = 1.50 e_s + 0.10 B \quad e_{d2} = e_s - 0.10 B \quad (2.8)$$

Al respecto, se especifica en las *NTCDS* que para fines de diseño, el momento torsionante se tomará por lo menos igual a la fuerza cortante en el entrepiso multiplicada por la excentricidad de diseño, que para cada marco o muro resulte más desfavorable. Adicionalmente, debe verificarse que la excentricidad de diseño en cada sentido no se tome menor que la mitad del máximo valor de e_s .

2.1.5 Planteamiento matricial para el cálculo del Centro de Torsión empleando marcos planos

La estructura de un edificio, cuando es sometida a cargas gravitacionales y/o laterales, puede ser analizada de manera tridimensional, atendiendo a la relación existente entre las fuerzas sísmicas laterales $\{F\}$ y los desplazamientos de los niveles de un edificio, $\{d\}$. Esta relación puede ser expresada mediante la ec.2.9:

$$[K_G] \{d\} = \{F\} \quad (2.9)$$

La matriz de rigidez global del edificio $[K_G]$ se puede calcular aplicando desplazamientos unitarios independientes en dirección de los grados de libertad considerados, tal como se procedería para el caso de estructuras más simples como armaduras, marcos, etc. El desarrollo matricial de la ec. 2.9, se muestra a continuación:

$$\begin{bmatrix} [K_{xx}] & [K_{xy}] & [K_{x\theta}] \\ [K_{yx}] & [K_{yy}] & [K_{y\theta}] \\ [K_{\theta x}] & [K_{\theta y}] & [K_{\theta\theta}] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \{u\} \\ \{v\} \\ \{\theta\} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \{F_x\} \\ \{F_y\} \\ \{M_z\} \end{bmatrix} \quad (2.10)$$

Donde, al considerar 3 grados de libertad por piso $\{u, v, \theta\}$ y para un edificio de N niveles, su matriz global de rigideces $[K_G]$ será de orden $3N \times 3N$.

Es importante comentar que el planteamiento de esta metodología para análisis matricial tridimensional de edificios, esta basada en 3 principios fundamentales: *Continuidad*, *Ley de Hooke* y *Equilibrio*, sin embargo, no es el objetivo de este trabajo el presentar el desarrollo formal de estos conceptos, únicamente se considera como una referencia que permitirá ilustrar, a continuación, un procedimiento matricial para obtener de manera tridimensional la posición del *CT* en los niveles de un edificio. Si el lector está interesado en conocer con mayor detalle estos principios, puede consultar la referencia: Damy y Alcocer, 1986.

En 1986, los ingenieros Damy y Alcocer, propusieron una metodología para calcular matricialmente la posición del *CT* en los niveles de un edificio, la cual consiste en analizar la estructura para dos direcciones ortogonales de manera independiente.

Un aspecto esencial que debe ser considerado, es entender que el *CT* es un concepto tridimensional, debido a que su obtención obedece, no solo a la geometría y rigidez de la estructura, sino también a la distribución de fuerzas laterales que actúan sobre ella. Por ello, es importante decir que la posición del *CT* en un nivel cualquiera no es relevante por sí sola, dado que dicho nivel es parte integral de una estructura tridimensional más compleja, cuyo comportamiento se debe estudiar en conjunto.

También es importante mencionar que la aplicación de esta metodología se encuentra limitada al análisis de edificios cuyo sistema de piso posee las características de rigidez y resistencia suficientes, tales que permitan su idealización como diafragmas infinitamente rígidos en su plano. Así mismo, es conveniente que este método se emplee para analizar edificios que presenten una configuración geométrica regular en planta y en elevación.

Desde el punto de vista del análisis tridimensional matricial, si se conoce la matriz de rigideces del edificio y la distribución de fuerzas sísmicas aplicadas sobre la estructura, es posible determinar la posición del *CT* en cada uno de sus niveles. Entonces, para una dirección principal de análisis elegida, en primera instancia se calculan los desplazamientos laterales de los niveles, no permitiendo la rotación de los mismos. A continuación se obtienen los momentos necesarios, en los niveles, que impiden que estos roten; por último, dividiendo el momento entre la fuerza lateral actuante en cada nivel, para la dirección de análisis considerada, se pueden conocer las coordenadas del *CT* en cada nivel.

El procedimiento matricial que se sigue, parte de la hipótesis de asumir que no existe rotación de los niveles del edificio $\{\theta = 0\}$ y que el análisis se realiza de manera independiente para cada dirección principal. De esta manera, aplicando un estado de carga lateral en la dirección "X", se tendría:

$$\begin{bmatrix} K_{xx} & K_{xy} & K_{x\theta} \\ K_{yx} & K_{yy} & K_{y\theta} \\ K_{\theta x} & K_{\theta y} & K_{\theta\theta} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \{u\} \\ \{v\} \\ \{\theta = 0\} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \{F_x\} \\ \{0\} \\ \{M\} = \{-F_x Y_{CTN}\} \end{bmatrix} \quad (2.11)$$

Desarrollando las ecuaciones matriciales anteriores:

$$[K_{xx}]\{u\} + [K_{xy}]\{v\} = \{F_x\} \quad (2.12)$$

$$[K_{yx}]\{u\} + [K_{yy}]\{v\} = \{0\} \quad (2.13)$$

$$[K_{\theta x}]\{u\} + [K_{\theta y}]\{v\} = [-F_x]\{Y_{CTN}\} = \{M_{0i}\} \quad (2.14)$$

Para obtener los vectores de desplazamientos traslacionales de los niveles del edificio, $\{u\}$ y $\{v\}$, que se producen por efecto de la fuerza sísmica considerada en la dirección de análisis $\{F_x\}$, es necesario resolver las ecs. 2.12 y 2.13. Después, los desplazamientos obtenidos pueden ser sustituidos en la ec. 2.14 para calcular los momentos torsionantes en los niveles M_{0i} , referidos al origen coordenado, que impiden que los diafragmas roten. Por último, la ordenada Y_{CT} en cada nivel i se obtendrá dividiendo el momento torsionante entre la fuerza sísmica, de acuerdo con la ec. 2.15:

$$Y_{CTi} = -M_{0i} / F_{Xi} \quad (2.15)$$

La obtención de la coordenada del *CT*, para el sismo aplicado ahora en dirección "Y", se lleva a cabo de manera análoga a la antes descrita. Así, la coordenada X_{CTi} se calcularía con la ec. 2.16:

$$X_{CTi} = M_{0i} / F_{Yi} \quad (2.16)$$

Una vez que han sido calculadas las coordenadas del *CT* en los niveles del edificio (X_{CTi}, Y_{CTi}), es necesario obtener los Centros de Torsión en los entrepisos. Haciendo uso de la estática, es posible plantear las siguientes ecs.:

$$X_{CTe j} = \sum_j^{NN} F_j X_{CTj} / V_j \quad (2.17)$$

$$Y_{CTe j} = \sum_j^{NN} F_j Y_{CTj} / V_j \quad (2.18)$$

donde :

NN = número de entrepisos o niveles.

$(X_{CTe j}, Y_{CTe j})$ = Coordenadas del CT del entrepiso "j".

(X_{CTi}, Y_{CTi}) = Coordenadas del CT del nivel "i".

V_j = Fuerza cortante del entrepiso "j".

F_i = Fuerza sísmica actuante en el nivel "i".

2.1.6 Metodología para obtener el Centro de Torsión usando programas comerciales de análisis

Actualmente en nuestro medio, existe una gran variedad de programas comerciales de análisis estructural, como son: *SAP90*, *SAP2000*, *STAAD*, *ETABS*, *COMBAT*, etc., sólo por mencionar algunos de ellos. Todos estos programas definitivamente son herramientas de gran utilidad, sin embargo, no incluyen de manera directa las normas por torsión cuando se realiza un análisis sísmico estático. Para ello se requiere aplicar una metodología laboriosa enfocada principalmente a la obtención del CT .

La metodología que se emplea para calcular la posición del CT en los entrepisos de un edificio, utilizando programas comerciales, puede resumirse en los siguientes pasos:

1. Los sistemas de piso del edificio se modelan como diafragmas infinitamente rígidos en su plano.
2. Se especifican tres grados de libertad para cada uno de los niveles tal que únicamente exista traslación en dos direcciones horizontales perpendiculares, sin permitir la rotación.
3. Para una dirección principal de análisis, se aplica el vector de fuerzas sísmicas laterales actuando sobre los niveles del edificio, las cuales se calculan utilizando la ec. 2.2.
4. Se lleva a cabo el análisis del modelo.
5. A partir de los resultados obtenidos, se identifican los valores de fuerza cortante que se generan en cada uno de los elementos estructurales resistentes del entrepiso (columnas y/o muros), respecto a las direcciones globales principales de análisis.
6. Estos valores se agrupan de acuerdo a los ejes estructurales del edificio, para determinar el valor de la fuerza cortante que le corresponde a cada eje. Esto debe realizarse para cada entrepiso.
7. Posteriormente, aplicando estática básica, se determina el momento que genera cada eje estructural, que esté ubicado en dirección paralela a la del análisis. El momento se calcula con respecto a algún punto dentro del entrepiso, sin embargo, resulta conveniente elegir el origen de coordenadas como el punto de referencia.

8. La posición del *CT*, para cada entrepiso, se obtiene dividiendo el momento total calculado en el paso anterior, entre la fuerza cortante total que actúa en el entrepiso correspondiente.

9. Se procede de manera análoga para la otra dirección principal de análisis.

En la Fig. 2.2 se ilustra conceptualmente la manera de obtener la posición del *CT* en un entrepiso cualquiera. Cabe mencionar que es de suma importancia y utilidad el establecer desde un principio la convención de signos que se adoptará, respecto al sentido de las fuerzas y los momentos.

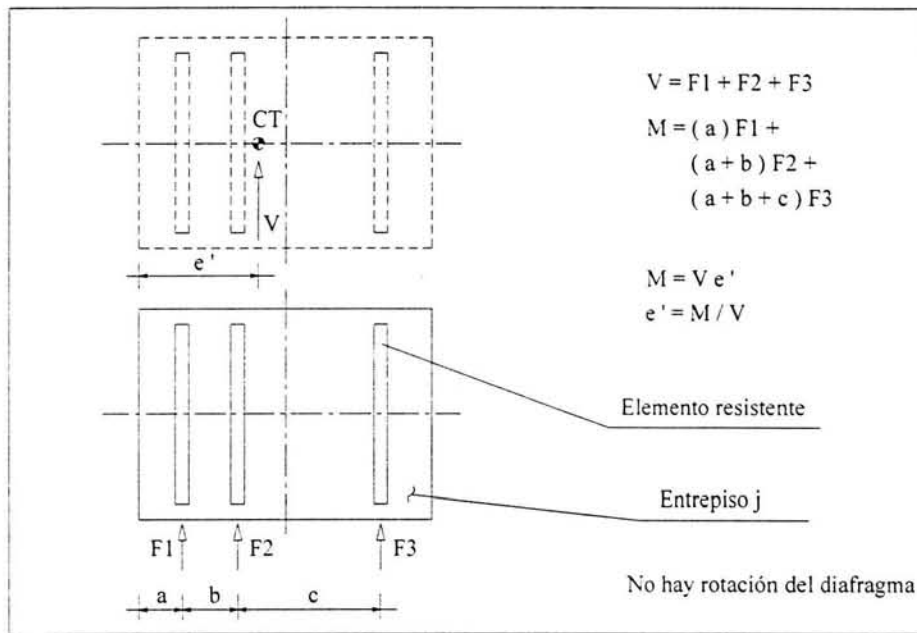


Fig. 2.2 Obtención del Centro de Torsión utilizando programas comerciales de análisis

2.1.7 Consideraciones para incluir los efectos de torsión conforme al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal

El considerar los efectos de torsión en el análisis sísmico estático de un edificio, como lo establecen las *NTCDS*, requiere que se siga un conjunto de pasos, que van desde calcular las excentricidades de diseño, hasta ubicar nuevas posiciones del *CM*, para cada nivel de la estructura.

A continuación se describe un posible procedimiento a seguir cuando se analiza en la dirección “X”:

1) Se calculan las 2 excentricidades de diseño utilizando las ecs. 2.8:

$$ed_{1-y} = 1.50 e_s + 0.10 B_y$$

$$ed_{2-y} = e_s - 0.10 B_y$$

2) Una vez conocida la ubicación de Y_{CT} , empleando la metodología descrita en la sección 2.1.6, se procede a calcular las nuevas posiciones del CC para cada entrepiso, aplicando las ecs.:

$$Y_{CC1} = Y_{CT} + ed_{1-y} \quad (2.19a)$$

$$Y_{CC2} = Y_{CT} + ed_{2-y} \quad (2.19b)$$

3) Posteriormente, se evalúa la magnitud del momento torsionante de diseño, Md , en cada entrepiso, para lo cual, es conveniente calcular dicho momento referido al origen de coordenadas:

$$Md_{1-x \text{ entrepiso}} = (V_x) (Y_{CC1}) \quad (2.20a)$$

$$Md_{2-x \text{ entrepiso}} = (V_x) (Y_{CC2}) \quad (2.20b)$$

Ahora, para llevar a cabo los análisis posteriores, asumiendo que se hará uso de algún programa comercial existente, es necesario aplicar las fuerzas laterales en los nodos maestros de los niveles del edificio, en los cuales se ha supuesto que está concentrada la masa de cada piso. Por lo anterior, es necesario transportar hacia los niveles (aplicando conceptos de estática) los momentos de diseño obtenidos en los entrepisos j ; y de ésta manera, obtener las nuevas coordenadas de los CM de los niveles i del edificio. Es importante recalcar que el procedimiento descrito se debe efectuar para las excentricidades de diseño ed_1 y ed_2 , así como de forma independiente, para cada dirección principal de análisis.

4) Se calculan los momentos de diseño en el i -ésimo nivel:

El momento de diseño 1, en nivel i , para ed_{1-y} es:

$$Md_{1-x \text{ nivel } i} = Md_{1-x \text{ entrepiso } j} - Md_{1-x \text{ entrepiso } j+1} \quad (2.21a)$$

El momento de diseño 2, en nivel i , para ed_{2-y} es:

$$Md_{2-x \text{ nivel } i} = Md_{2-x \text{ entrepiso } j} - Md_{2-x \text{ entrepiso } j+1} \quad (2.21b)$$

5) Las nuevas posiciones del CM , para cada nivel i , son:

La posición de diseño 1 del CM , para ed_{1-y} es:

$$Y_{CM1-x \text{ nivel } i} = Md_{1-x \text{ nivel } i} / Fx_{\text{ nivel } i} \quad (2.22a)$$

La posición de diseño 2 del CM , para ed_{2-y} , es:

$$Y_{CM2-x \text{ nivel } i} = Md_{2-x \text{ nivel } i} / Fx_{\text{ nivel } i} \quad (2.22b)$$

Para incluir dichos efectos de torsión considerando además la acción simultánea de dos componentes horizontales y ortogonales de la excitación sísmica, es conveniente identificar cuatro combinaciones generales de la posición del CM en los niveles, que serán de utilidad para la aplicación de las posteriores combinaciones de carga del vector de fuerzas laterales en las direcciones "X" y "Y".

Entonces, para incluir dichos efectos en los análisis subsecuentes, es una práctica común considerar las siguientes cuatro posibles posiciones del *CM* en el *i*-ésimo nivel de la estructura:

Combinación	X_{CM}	Y_{CM}
1	$X_{CM 1-v \text{ nivel } i}$	$Y_{CM 1-x \text{ nivel } i}$
2	$X_{CM 1-v \text{ nivel } i}$	$Y_{CM 2-x \text{ nivel } i}$
3	$X_{CM 2-v \text{ nivel } i}$	$Y_{CM 1-x \text{ nivel } i}$
4	$X_{CM 2-v \text{ nivel } i}$	$Y_{CM 2-x \text{ nivel } i}$

Tabla 2.2 Posiciones de diseño del Centro de Masa en los niveles

Es importante mencionar que, para cada una de las 4 combinaciones mostradas en la tabla anterior, la posición del *CM* se desplaza en ambas direcciones “*X*” y “*Y*” de manera simultánea para todos los niveles del edificio.

El procedimiento que se acaba de describir, es solamente una manera de establecer un número razonable de posibles posiciones de diseño para ubicar el *CM* en cada nivel, por lo cual, no se pretende establecer un criterio o una metodología única de análisis sísmico estático.

2.1.8 Efectos sísmicos bidireccionales

Adicionalmente a los efectos de torsión sísmica, con los cuales se pretende estimar en los análisis estáticos el fenómeno de la amplificación dinámica en la respuesta de la estructura ante sismos, es muy importante también incluir en el análisis de la misma, los efectos de las componentes horizontales del movimiento del terreno actuando de manera simultánea. Para conseguir tal objetivo, las *NTCDS* especifican que las estructuras se deben analizar considerando simultáneamente el 100% de los efectos del sismo que obra en una dirección con el 30 % de los efectos del mismo actuando en la dirección perpendicular; con los signos que para cada concepto resulten más desfavorables para la estructura.

Con la finalidad de satisfacer este requisito, en este trabajo se identifican nueve combinaciones básicas de carga, en las que participan la carga muerta, la carga viva y el vector de fuerzas laterales en direcciones “*X*” o “*Y*”. En la tabla 2.3 se muestran dichas combinaciones con sus respectivos factores de participación de las condiciones de cargas mencionadas.

2.1.9 Combinaciones de carga en el Análisis Sísmico Estático

De acuerdo con la metodología que se ha venido desarrollando en este capítulo, el último aspecto a considerar en la aplicación del Método Sísmico Estático, es el realizar nuevos análisis que involucren las principales variantes descritas: los efectos de torsión y los efectos bidireccionales. La aplicación del método de manera rigurosa, implicaría la necesidad de contemplar las cuatro posiciones propuestas de diseño del *CM* en los niveles de la estructura, además para cada una de ellas, considerar todas las combinaciones de carga referentes a los efectos bidireccionales descritas en la tabla 2.3.

Cabe mencionar que el número de combinaciones mostradas en la tabla 2.3, obedece a la consideración de utilizar un mismo factor de carga con el cual participen la carga muerta y la carga viva, es decir, que

a ambas condiciones se les asigna un mismo factor de seguridad en caso de ser excedidas respecto al valor considerado en el análisis.

Combinación de carga	Carga Muerta	Carga Viva	Sismo dirección " X "	Sismo dirección " Y "
1	1.40	1.40	0.00	0.00
2	1.10	1.10	1.10	0.33
3	1.10	1.10	1.10	-0.33
4	1.10	1.10	-1.10	0.33
5	1.10	1.10	-1.10	-0.33
6	1.10	1.10	0.33	1.10
7	1.10	1.10	0.33	-1.10
8	1.10	1.10	-0.33	1.10
9	1.10	1.10	-0.33	-1.10

Tabla 2.3 Combinaciones de carga para diseño

Lo anterior conduce a un elevado número de análisis a realizar:

$$\begin{aligned}
 & 1 \text{ Condición de carga gravitacional únicamente (c. muerta + c. viva)} \\
 + & \text{ (4 posiciones de diseño del CM) x (8 combinaciones para efectos sísmicos bidireccionales)} \\
 & \text{Total} = 1 + 32 = 33 \text{ combinaciones de carga}
 \end{aligned}$$

Es evidente que la aplicación del Método Sísmico Estático requiere una gran cantidad de tiempo para procesar toda la información, y a pesar de que el método se encuentra perfectamente sistematizado, su empleo es bastante extenso y laborioso. Sin embargo, un ingeniero estructurista con bastante experiencia en el análisis sísmico de edificios podría identificar, de manera razonable, todas aquellas combinaciones que pudieran resultar más críticas para la estructura.

2.2 Análisis Sísmico Dinámico Modal Espectral

A diferencia del Método Sísmico Estático, el Análisis Dinámico Modal Espectral es de carácter más general y tiene un alcance más amplio, debido a que no está limitado a estructuras con cierta clasificación de regularidad, además por su naturaleza, permite incluir entre otras cosas, la participación y el efecto del acoplamiento entre los modos superiores de vibrar de una estructura, aspecto que el método estático no contempla. Una gran ventaja en éste método es la estimación de la respuesta máxima de la estructura al considerar un espectro de diseño, lo que evita la necesidad de identificar la combinación de carga más desfavorable para cada elemento resistente.

Adicionalmente a las ventajas mencionadas, actualmente la mayoría de los programas comerciales de análisis estructural disponibles en México tienen implementado el análisis dinámico modal espectral, permitiendo obtener resultados más rápidamente en comparación con los de un análisis sísmico estático.

2.2.1 Hipótesis básicas

Antes de abordar los criterios generales que estipula el *RCDF* para el análisis dinámico modal espectral de estructuras, es importante plantear de manera general las hipótesis básicas que sustentan la aplicabilidad del método, mismas que pueden asumirse de validez general para muchos reglamentos y que están implementadas en los programas comerciales de análisis.

A continuación se exponen las hipótesis básicas que sustentan la aplicabilidad del análisis dinámico modal espectral:

- ⇒ Para el caso de edificios cuyos sistemas de piso son geoméricamente regulares y que además pueden ser idealizados como diafragmas infinitamente rígidos, es conveniente aceptar que su comportamiento puede ser estudiado en función de 3 grados de libertad: dos traslaciones horizontales en el plano y una rotación respecto a un eje vertical
- ⇒ Con base en el punto anterior, la masa en cada nivel del edificio se supone concentrada en un nodo maestro denominado Centro de Masa
- ⇒ La excitación sísmica se considera en el análisis mediante el uso de un espectro de diseño
- ⇒ Los resultados que se obtienen representan las respuestas máximas de la estructura, pudiendo hacer referencia a desplazamientos, fuerzas cortantes, momentos, etc.; dichas respuestas pueden obtenerse a partir de diferentes criterios de combinación modal.

2.2.2 Planteamiento del modelo matemático

A continuación se presentan brevemente los conceptos básicos del análisis dinámico modal espectral de edificios, que dan sustento a los métodos dinámicos de análisis sísmico incluidos en los reglamentos, como es el caso del *RCDF* vigente, el cual será tema de estudio en la sección 2.2.3 de este trabajo.

Desde el punto de vista dinámico, se consideran como relevantes los grados de libertad de la estructura en los que se puedan generar fuerzas de inercia significativas. Atendiendo principalmente a las dos primeras hipótesis planteadas anteriormente, es posible definir que se tendrán tres grados de libertad dinámicos por cada diafragma de piso que tenga el edificio, es decir, para su estudio se considerarán dos traslaciones y un giro respecto a un eje vertical que pasa por el *CM* en cada nivel.

Considérese un sistema de piso como el mostrado en la Fig. 2.3, constituido por una masa que puede suponerse concentrada en el *CM* y por elementos resistentes (marcos y/o muros) orientados en ambas direcciones principales. Cuando el terreno experimenta desplazamientos horizontales, en la ecuación de equilibrio dinámico aparecen la fuerza de inercia f_i , que es producto de la masa por las aceleraciones lineales absolutas y del momento de inercia de dicha masa por la aceleración angular alrededor del eje vertical; la fuerza debida a la rigidez del sistema f_s , y la debida al amortiguamiento f_D .

La ecuación general de equilibrio dinámico se presenta a continuación:

$$f_i + f_D + f_s = p(t) \quad (2.23)$$

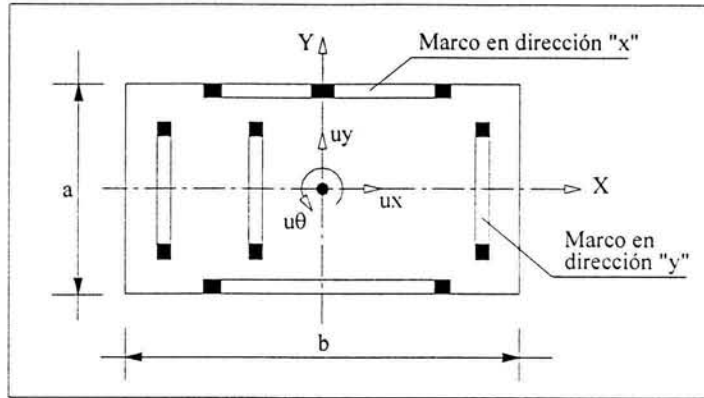


Fig. 2.3 Planta tipo con asimetría en rigideces

Debido a que en el caso de sismos, no se consideran fuerzas dinámicas externas aplicadas directamente al sistema, el lado derecho de la igualdad se toma como nula:

$$f_I + f_D + f_S = 0 \quad (2.24)$$

Para un sistema estructural, donde u representa el vector de desplazamientos de las masas, se tiene:

$f_S = Ku$; donde K es la matriz de rigidez global de la estructura, presentada en la sección 2.1.5 y es de orden $3N \times 3N$. N se refiere al número de niveles del edificio.

$f_D = C\dot{u}$; debido a que los mecanismos mediante los cuales es disipada la energía de una estructura en vibración pueden ser idealizados como el resultado de un amortiguamiento viscoso, por tanto, es posible relacionar estas fuerzas como el producto del amortiguamiento por la velocidad.

$f_I = M\ddot{u}_t$, con base en la segunda ley del movimiento de Newton, donde para cada instante, la aceleración absoluta \ddot{u}_t en las masas del sistema es:

$$\ddot{u}_t(t) = \ddot{u}(t) + \ddot{u}_g(t) \quad (2.25)$$

donde:

\ddot{u}_t representa la aceleración total o absoluta

\ddot{u} representa la aceleración relativa entre la masa y la base de la estructura

\ddot{u}_g representa la aceleración del terreno

Rescribiendo la ecuación anterior utilizando notación matricial, se tiene:

$$\begin{aligned} [M]\{\ddot{u}_t\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} &= \{0\} \\ [M]\{\ddot{u} + \ddot{u}_g\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} &= \{0\} \\ [M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} &= -[M]\{1\}\ddot{u}_g \end{aligned} \quad (2.26)$$

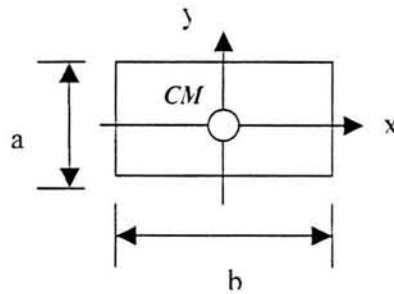
Desarrollando las matrices y los vectores, se llega a la siguiente ecuación de equilibrio dinámico:

$$\begin{bmatrix} m & 0 & 0 \\ 0 & m & 0 \\ 0 & 0 & r^2 m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_x \\ \dot{u}_y \\ \dot{u}_\theta \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{xx} & K_{xy} & K_{x\theta} \\ K_{yx} & K_{yy} & K_{y\theta} \\ K_{\theta x} & K_{\theta y} & K_{\theta\theta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_x \\ u_y \\ u_\theta \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} m u_{gX} \\ m u_{gY} \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.27)$$

Es importante destacar que en la notación anterior, los coeficientes que integran a las matrices de masas M y a la de rigideces K , representan cada uno, una submatriz de orden $N \times N$. El término m en la matriz M es una submatriz diagonal, donde cada uno de sus coeficientes corresponde al valor de la masa que se supone concentrada en cada uno de los niveles de la estructura. El término $r^2 m$ es también una submatriz diagonal de orden $N \times N$, cuyos coeficientes son el producto del radio de giro, r , elevado al cuadrado, del diafragma rígido con respecto a un eje vertical que pasa por el CM de cada nivel, multiplicado por la masa traslacional m concentrada en dicho nivel.

Particularmente para una losa rígida rectangular, de dimensiones a y b , el valor de r^2 es:

$$r^2 = \frac{I_o}{A} = \frac{I_x + I_y}{A} = \frac{\left(\frac{1}{12}\right)(a^3 b + ab^3)}{ab} = \left(\frac{1}{12}\right) \left(\frac{ab(a^2 + b^2)}{ab}\right) = \left[\frac{a^2 + b^2}{12}\right] \quad (2.28)$$



La matriz C es la matriz de amortiguamiento de la estructura, sin embargo, cuando se lleva a cabo un análisis dinámico modal espectral, la contribución del amortiguamiento en la respuesta sísmica de la estructura está implícitamente considerada en los espectros de diseño propuestos en los reglamentos de construcción.

Obsérvese también que en el vector que se encuentra del lado derecho de la igualdad, en la ecuación matricial de equilibrio dinámico, el término inferior es un subvector de ceros, de tamaño $N \times 1$, debido a que el planteamiento no considera la componente rotacional de la excitación sísmica.

La ecuación matricial anterior, conduce a un sistema complejo de $3N$ ecuaciones diferenciales acopladas que es necesario resolver. Mediante conceptos y procedimientos del álgebra lineal, que no serán descritos en este trabajo, es posible reducir el problema, a resolver un conjunto de $3N$ ecuaciones diferenciales desacopladas, donde N es el número de niveles del edificio.

Para obtener el valor de la respuesta máxima para cada ecuación diferencial desacoplada, se puede recurrir a un espectro de respuesta o espectro de diseño, sin embargo, antes es necesario calcular las frecuencias naturales de vibrar de la estructura. Para la vibración libre de una estructura sin amortiguamiento, se busca la solución a la ecuación:

$$[[K] - \omega^2 [M]]\{u\} = \{0\} \quad (2.29)$$

La ecuación anterior es un problema matemático conocido como problema de *valores característicos* o *eigenvalores*. Su solución no trivial, esto es, la solución en la cual no todos los valores de $u_i=0$, requiere que el determinante del factor matricial que premultiplica al vector u sea igual a cero, esto es:

$$\det[[K] - \omega^2 [M]] = 0 \quad (2.30)$$

La solución a ésta ecuación característica, proporcionará los valores de las frecuencias circulares de vibrar ω_i de la estructura, posteriormente se pueden conocer los correspondientes periodos naturales de vibrar T_i , con la siguiente ec.:

$$T_i = 2\pi / \omega_i \quad (2.31)$$

Una vez que las frecuencias y los periodos han sido obtenidos, es posible conocer, para cada modo de vibrar de la estructura, su respuesta máxima atendiendo al uso de un espectro de diseño. Posteriormente, es necesario combinar dichas respuestas modales máximas para determinar el valor máximo total de la respuesta, la cual, puede referirse a desplazamientos lineales o angulares, aceleraciones, fuerzas cortantes, momentos flexionantes, etc. En la sección 2.2.5 de este capítulo, se discutirán algunas de las reglas de combinación modal de uso común en la práctica ingenieril.

2.2.3 Aspectos Reglamentarios del Método Dinámico Modal Espectral

Aunque no está descrito de manera explícita en las *NTCDS*, el empleo del método dinámico modal espectral, implica el considerar que la estructura se comporta elásticamente, y por tanto, se infiere que pueden obtenerse sus periodos y modos de vibrar siguiendo los procedimientos clásicos para el cálculo de valores y vectores característicos (eigenvalores) u otros similares. Al respecto, se establece también en dicho cuerpo normativo que deberá incluirse el efecto de todos los modos naturales de vibración con periodo mayor o igual a 0.4 s, al igual que, bajo ninguna circunstancia, podrá considerarse un número de modos de vibrar menor a los tres primeros modos de traslación en cada dirección de análisis.

Para definir la excitación sísmica, es requisito indispensable identificar la ubicación de la estructura en el Valle de México, donde al igual que para el Método Estático, es necesario conocer primero el valor de la ordenada máxima del espectro de diseño para la zona en cuestión; se sugiere al lector consultar la tabla 2.1. De manera complementaria, con apego a las *NTCDS*, en el análisis sísmico de todo edificio se deben considerar dos direcciones ortogonales del movimiento del terreno, es decir, los efectos simultáneos del 100% de la componente del sismo en una dirección con 30% de los de la componente ortogonal.

Por otra parte, siguiendo la filosofía de diseño de aceptar que las estructuras incursionen en el rango inelástico y reconociendo la posibilidad de daño en sus elementos, con base en la ductilidad que puede desarrollar la estructura, se permite reducir las fuerzas sísmicas actuantes dividiéndolas entre el factor reductor Q' . Para ello, es importante primero verificar que las características geométricas y estructurales del edificio satisfagan las Condiciones de Regularidad que especifican las *NTCDS*; en caso afirmativo, el factor Q' se calcula con las ecs. 2.3 ó 2.4, presentadas en la sección 2.1.2. Para todas aquellas estructuras que no satisfagan las condiciones de regularidad geométrica, se afecta el valor obtenido de Q' multiplicándolo por 0.8.

2.2.4 Espectros de diseño

Para fines de diseño, el vigente reglamento mexicano define diferentes espectros. La construcción de cada uno de ellos obedece a los valores que les corresponda tomar a ciertos parámetros básicos que lo definen, su elección va de acuerdo con la zonificación geotécnica de la Cd. de México; estos se muestran en tabla 2.4.

Es de interés comentar que en la propuesta de norma para diseño por sismo, que se encuentra actualmente en proceso de aprobación, *NTCDS-2003*, se establece una división del Valle de México en 5 zonas geotécnicas que son: I, II, III_a, III_b, III_c y III_d, a las cuales corresponden valores de c de 0.16, 0.32, 0.40, 0.45, 0.40 y 0.30, respectivamente.

Zona	c	T_a	T_b	r
I	0.16	0.20	0.60	1/2
II	0.32	0.30	1.50	2/3
III	0.40	0.60	3.90	1

Tabla 2.4 Coeficientes que definen los espectros de diseño en el *RCDF* vigente

La ordenada del espectro de aceleraciones a , expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, g , está dada por las ecs. mostradas a continuación:

$$a = (1 + 3T/T_a) c/4, \text{ si } T \text{ es menor que } T_a \quad (2.32)$$

$$a = c, \text{ si } T \text{ está entre } T_a \text{ y } T_b \quad (2.33)$$

$$a = q c, \text{ si } T \text{ excede de } T_b \quad (2.34)$$

$$q = (T_b/T)^r \quad (2.35)$$

En las expresiones anteriores, T es el período natural de interés; T , T_a y T_b están expresados en segundos. De manera ilustrativa se presenta a continuación en la Fig. 2.4, los espectros de diseño que estipula el actual *RCDF*, referentes a cada zona geotécnica del Valle de México.

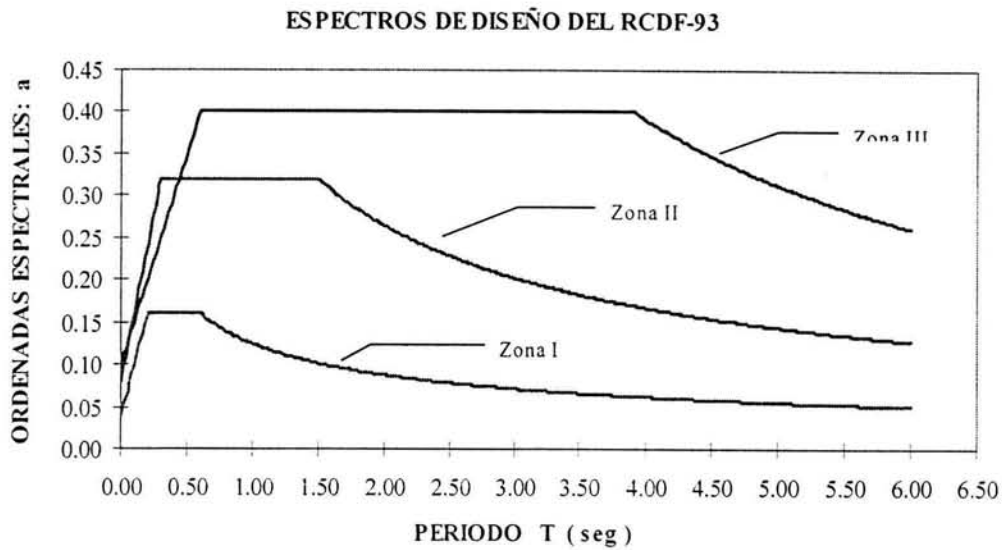


Fig. 2.4 Espectros de diseño para el Valle de México

2.2.5 Respuesta máxima y reglas de combinación modal

Al analizar sísmicamente una estructura empleando el método dinámico modal espectral, se pueden conocer resultados máximos en su respuesta a consecuencia de considerar un espectro de diseño en la solución de las ecuaciones dinámicas modales; donde existen tantas ecuaciones como número de modos de vibrar se hayan considerado en el análisis. Sin embargo, las respuestas máximas modales que se obtienen no se pueden combinar de manera lineal, debido a que éstas no ocurren de manera simultánea durante un sismo.

Mediante estudios probabilistas, el Dr. Emilio Rosenblueth propuso en 1951 que, para estructuras analizadas elásticamente, se puede estimar su respuesta total, R , (Chopra, 2001) mediante la ec.:

$$R = \sqrt{\sum_j r_j^2} \quad (2.36)$$

donde R es la respuesta máxima total y r_j es la respuesta máxima de cada modo de vibrar, j , de la estructura.

Es importante mencionar que ésta propuesta es adecuada sólo para sistemas estructurales cuyos periodos de vibrar sean bastante distintos entre sí. Al respecto, el *RCDF* especifica que las respuestas modales r_j (donde r_j puede ser un desplazamiento lateral o angular, fuerza cortante, etc.) se pueden combinar empleando la expresión anterior, sin embargo, esto es válido únicamente cuando los valores de los periodos en cuestión difieren entre sí al menos en un 10%. En los casos en que no se cumpla tal condición, se menciona que debe considerarse el acoplamiento que exista entre ellos, pero este procedimiento alternativo no se detalla en dicho cuerpo normativo.

Como puede verse, el problema surge cuando los periodos son muy cercanos entre sí y es necesario estimar el acoplamiento que hay entre ellos para obtener una mejor estimación de la respuesta máxima total. En la literatura existente sobre el tema se tienen diferentes propuestas para evaluar esta situación, sólo por citar algunas referencias podemos mencionar los trabajos de Rosenblueth y Elorduy (1969), Newmark y Rosenblueth (1971), entre otros. Más recientemente, Wilson et al. (1981) desarrollaron un criterio para combinar las respuestas modales cuando las frecuencias son cercanas entre sí, considerando los sismos como procesos estocásticos estacionarios cuya duración es grande comparada con los periodos del edificio. Esta regla de combinación se conoce como *Combinación Cuadrática Completa* o *CQC*, por sus siglas en Inglés, que significan *Complete Quadratic Combination*. A continuación se muestra la ec. correspondiente a esta regla de combinación:

$$R = \left[\sum_i \sum_j \rho_{ij} r_i r_j \right]^{1/2} \quad (2.37)$$

Considerando que los porcentajes críticos de amortiguamiento, ξ , tienen el mismo valor para todos los modos, es decir $\xi_i = \xi_j = \xi$, el coeficiente del producto cruzado ρ_{ij} se puede valorar mediante la ec.:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2(1+r)r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\xi^2r(1+r)^2} \quad (2.38)$$

donde $r = \omega_i / \omega_j$

En las ecs. anteriores:

- r_i es la respuesta máxima del *i-ésimo* modo
- r_j es la respuesta máxima del *j-ésimo* modo
- ω_i es la frecuencia circular asociada al modo *i*
- ω_j es la frecuencia circular asociada al modo *j*

En lo que respecta al valor de la fracción del amortiguamiento crítico, ξ , que puede considerarse en la ec. 2.38, Esteva (1980) sugiere que se adopte, para todos los modos de vibrar, un valor de $\xi=0.05$ implícito en los espectros de diseño considerados en el *RCDF*. Lo anterior, es aceptable bajo el contexto de que dichos espectros son utilizados en el análisis sísmico de estructuras ante un estado límite de seguridad o de colapso, es decir, que adoptar un valor de $\xi=5\%$ no necesariamente podría ser válido si se analizara una estructura para un estado límite de servicio.

2.2.6 Normatividad por torsión para análisis sísmico dinámico modal espectral

La aplicación estricta del Método Sísmico Estático obliga a considerar los efectos dinámicos de la torsión sísmica, mediante el empleo de factores de amplificación que afectan la excentricidad estática o estructural de los edificios, sin embargo, el Método Dinámico Modal Espectral considera las características particulares de las estructuras, por lo cual dicho efecto ya está implícito en el análisis.

Por otra parte, el criterio adoptado en el reglamento vigente, referente a la consideración de la excentricidad accidental, e_a , en el análisis dinámico modal espectral, se limita a trasladar la posición del CM de cada nivel simultáneamente en ambas direcciones de análisis una distancia igual a $\pm 0.1B$. En la propuesta de normas para diseño por sismo, *NTCDS-2003*, que está por aprobarse, este procedimiento continúa estableciéndose como la única opción de índole reglamentario contemplada para tomar en cuenta la excentricidad accidental en este tipo de análisis.

Desde el punto de vista del autor de este trabajo, se considera que la anterior forma de proceder para considerar la excentricidad accidental en el análisis dinámico, posiblemente no es muy adecuada, debido a que los efectos de ésta sobre la estructura, no están siendo evaluados por separado, es decir, que al analizar un edificio, los efectos de la e_a quedan implícitos dentro del cálculo de la respuesta máxima total, proveniente de combinar las respuestas modales máximas, utilizando alguna un regla de combinación.

Con base en lo anterior y partiendo de la filosofía que da origen a la excentricidad accidental, en este trabajo se sugiere plantear, que primero se analice dinámicamente el edificio (sin trasladar la posición del CM), obteniendo así, resultados basados en una regla de combinación modal, para posteriormente, combinar linealmente esos resultados con los provenientes de un análisis estático, en el cual, únicamente se considerara la aplicación de un momento torsionante adicional en cada uno de los niveles. En el siguiente capítulo, se establece una metodología para considerar la excentricidad accidental de acuerdo a lo antes mencionado.

CAPÍTULO 3

MÉTODO PROPUESTO PARA CONSIDERAR LA TORSIÓN ACCIDENTAL EN EL ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL

3.1 Torsión accidental en edificios

Como se comentó en el capítulo anterior, en los reglamentos de construcción de varios países, es requisito indispensable contemplar, en el análisis de edificios sujetos a excitaciones sísmicas, los efectos de torsión que se generan en la estructura. En esos códigos, se reconoce que el fenómeno es de naturaleza dinámica, y por tanto, cuando se utilice el método sísmico estático, es necesario estimar dichos efectos mediante el empleo de una excentricidad modificada conocida como excentricidad de diseño, que considera la amplificación dinámica del acoplamiento torsional y una serie de aspectos asociados a incertidumbres en las propiedades estructurales, en la distribución de masas y otros efectos de torsión que son difíciles de evaluar. Estas incertidumbres constituyen la llamada torsión accidental, misma que se discutirá en el presente capítulo.

De acuerdo con la expresión que define a la excentricidad de diseño, la torsión accidental se evalúa en función de una excentricidad accidental correspondiente a una fracción de la dimensión máxima de la planta del edificio, B , perpendicular a la dirección del sismo. En el caso del *RCDF* vigente, las *NTCDS* especifican que debe considerarse como excentricidad accidental un 10% de B .

Por otra parte, cuando se analiza un edificio utilizando el método dinámico modal espectral, la amplificación dinámica de los efectos de torsión queda implícitamente considerada, sin embargo, la forma de proceder para hacer intervenir los efectos de la torsión accidental no es totalmente clara y puede no ser consistente con la filosofía que se aplica en el método sísmico estático para una misma estructura. Por ello, en este capítulo, se presentará una propuesta para considerar tales efectos cuando se realiza el análisis sísmico dinámico modal espectral de edificios.

Es importante mencionar que, independientemente del tipo de análisis que se efectúe (estático o dinámico), la excentricidad accidental está basada en el mismo concepto y tiene la misma magnitud, aunque ciertamente las metodologías de ambos procedimientos de análisis hacen que se considere de distinta manera.

Previamente a la presentación del método propuesto, se describirán en forma breve las fuentes que, a criterio del autor, se identificaron como las más importantes involucradas en el fenómeno de la torsión accidental en edificios; así mismo, se discutirán importantes diferencias en la manera como es considerada la torsión accidental en los análisis estático y dinámico modal espectral.

3.1.1 Torsión accidental debida a incertidumbres en la rigidez del edificio

Existen diversos factores que contribuyen a la incertidumbre que se tiene respecto a la rigidez real de las estructuras. Por mencionar solo algunos de ellos, tenemos: la incertidumbre en las propiedades de los materiales y en las dimensiones de los elementos estructurales, la variabilidad en los procedimientos constructivos y en su control de calidad, la contribución del acero de refuerzo, la

historia de carga del elemento (posición y permanencia de las cargas), etc. Consecuentemente, los valores nominales de rigidez de cada elemento estructural, adoptados en el análisis y en el diseño del edificio, pueden llegar a ser muy distintos en comparación con los valores reales, lo que puede originar importantes discrepancias en la distribución de las rigideces existentes en planta. Lo anterior implica que un edificio que se concibe como nominalmente simétrico, es muy probable que realmente posea un grado de asimetría que le ocasionará cierto acoplamiento en los desplazamientos que experimentan sus niveles, de tal suerte que, bajo este contexto, la respuesta real de los sistemas nominalmente simétricos puede llegar a incrementarse notablemente respecto a la de los sistemas con planta asimétrica.

Es de interés mencionar que en un estudio realizado por De la Llera y Chopra (1994), se encontró que el incremento en las deformaciones de los elementos estructurales, generado como consecuencia de la torsión accidental debida a incertidumbres en rigideces, disminuye conforme mayor es el número de planos resistentes existentes. Adicionalmente, se concluye en ese trabajo, que la excentricidad accidental presenta una variación ligada con el valor del parámetro Ω , el cual determina la relación existente entre la frecuencia torsional y la frecuencia traslacional del sistema desacoplado. En contraste, el valor de la excentricidad accidental, desde el punto de vista de la práctica ingenieril, usualmente se toma como constante tal como se propone en los reglamentos ($0.05B$ ó $0.10B$), esto es, que no se considera la dependencia que ésta tiene con el valor del parámetro Ω , entre otros.

3.1.2 Torsión accidental debida a incertidumbres en la distribución de masas sobre el edificio

Otra fuente de torsión accidental que puede ser relevante, la originan la magnitud y la distribución incierta de las masas que actúan sobre los niveles de un edificio, al momento de presentarse un sismo. Es importante enfatizar que la mayor incertidumbre se debe principalmente a la estimación de la carga viva, la cual puede variar en función del uso al que se destine la estructura.

3.1.3 Torsión accidental debida a excitación rotacional en la base del edificio

Durante un evento sísmico, los edificios experimentan una excitación rotacional en su base como resultado de movimientos espacialmente no uniformes. Esta variabilidad en el movimiento del suelo que se localiza por debajo de la cimentación, se puede atribuir a dos causas principales:

1. Distintos puntos de la superficie del suelo son excitados con el mismo movimiento, pero con retraso en la fase.
2. Los diversos puntos del suelo experimentan diferentes amplitudes de movimiento, por causas que pueden ser atribuidas a la llegada de ondas provenientes de diferentes ubicaciones de la fuente sísmica, a las reflexiones y refracciones de las ondas alrededor de la cimentación, entre otras. Estas características se engloban en la llamada función de coherencia.

En el trabajo antes citado se estudió el comportamiento sísmico de una gran cantidad de edificios reales instrumentados, en los cuales se pudo identificar claramente que, para edificios simétricos, el incremento en los desplazamientos, provenientes de la torsión accidental debida a una excitación rotacional en su base, es mayor en edificios rígidos ($T < 0.5$ s), que en edificios flexibles ($T > 0.5$ s). También es interesante mencionar que el incremento en los desplazamientos de los edificios, provenientes por ésta fuente de torsión accidental, es insensible a los cambios en la relación de frecuencias desacopladas del sistema, Ω , excepto para edificios rígidos ($T < 0.5$ s). La conclusión más

relevante del trabajo desarrollado por De la Llera y Chopra, es que los valores calculados de la excentricidad accidental son mucho menores que los valores considerados en la mayoría de los reglamentos ($0.05B$ ó $0.10B$); con excepción de edificios cuya dimensión en planta, perpendicular a la dirección del movimiento del suelo, es muy grande: $B > 50 m$.

3.2 Torsión accidental en los Métodos de Análisis Estático y Dinámico Modal Espectral

Es evidente que en el análisis sísmico estático, la manera como se consideran los efectos de la excentricidad accidental es transparente, debido a que éstos se encuentran explícitamente incluidos en las expresiones reglamentarias para el cálculo de las excentricidades de diseño, con el término: $\pm \beta B$.

En contraste con lo antes expuesto, en el análisis Dinámico Modal Espectral la excentricidad accidental no está considerada directamente en el método. Así, bajo este esquema y conforme al reglamento vigente, la excentricidad accidental se ha resuelto trasladando la posición en planta del *CM* una distancia $\pm 0.1 B$, para cada dirección de análisis, considerando simultáneamente el mismo signo en todos los niveles. Este criterio se ha incluido de manera formal en la propuesta 2003 de las *NTCDS* y es aceptado generalmente en los reglamentos de ingeniería sísmica de varios países.

3.3 Distribución de fuerzas cortantes en un edificio de 8 niveles basada en resultados de análisis estático y dinámico modal espectral

Cuando se hace el análisis sísmico de un edificio, es importante conocer la distribución de las fuerzas cortantes que actúan sobre cada uno de los ejes estructurales resistentes (marcos y/o muros) que conforman un cierto entrepiso, dado que la manera en la cual se distribuyen tales fuerzas, define la distribución de resistencias en los elementos en cada entrepiso. De esta manera, es posible establecer comparaciones entre las resistencias de diseño que se obtienen al utilizar distintos criterios de análisis.

Con base en lo anterior, de las diferentes combinaciones de análisis se puede obtener la distribución de fuerzas cortantes en cada uno de los ejes resistentes del entrepiso. Para ilustrar esto, en la Fig. 3.2 se muestra el máximo cortante actuante sobre el eje estructural de mayor rigidez (*eje A*) en un edificio de concreto reforzado de 8 niveles, cuya planta se presenta previamente en la Fig. 3.1, considerando para ello, 3 distintos criterios de análisis:

1. Análisis sísmico estático considerando la norma por torsión (Estático conforme el RCDF)
2. Análisis modal espectral sin considerar efectos de torsión accidental (Dinámico sin torsión accidental)
3. Análisis modal espectral considerando la traslación del *CM* una distancia igual a $\pm 0.1B$ en dos direcciones ortogonales de análisis, para todos los niveles. (Dinámico desplazando el *CM* en $0.1B$)

En el listado anterior se muestra, entre paréntesis, la nomenclatura utilizada en las gráficas, referente a cada criterio de análisis.

El modelo de 8 niveles antes descrito, será estudiado con mayor detalle en los capítulos siguientes, sin embargo, se decide presentarlo de manera introductoria en este capítulo, debido a que permite mostrar los aspectos que se han mencionado.

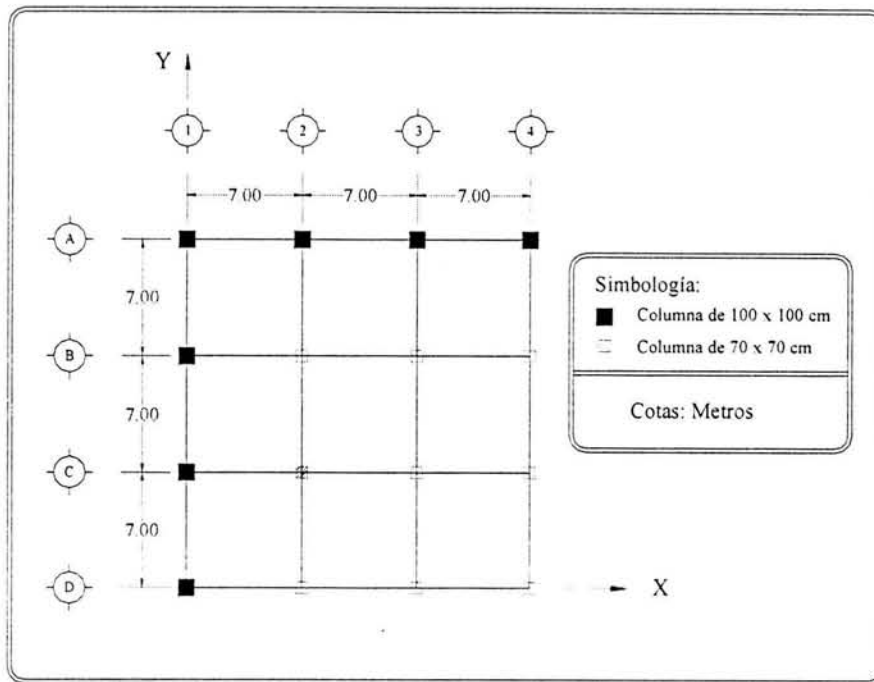


Fig. 3.1 Vista en planta de un edificio de 8 niveles con asimetría en rigideces

En la Fig. 3.2, se observa que la fuerza cortante máxima, para un mismo marco del edificio, muestra notables diferencias. Esto ocurre, a pesar de que en todos los análisis se han considerado los mismos criterios de diseño básicos de partida, como son: la ordenada máxima del espectro de diseño, el factor de comportamiento sísmico, los pesos en los niveles y el mismo término $\pm 0.1B$, para incluir los efectos de la torsión accidental en los criterios 1 y 3, especialmente. Es evidente que las fuerzas cortantes que se obtienen de un análisis estático (criterio 1) son mucho mayores respecto a las del criterio 2, como es de esperarse debido a que en este último no se consideró la excentricidad accidental; sin embargo, las fuerzas cortantes del criterio 1 resultaron ser también superiores en comparación con los resultados del tercer criterio.

En referencia con lo antes expuesto, cabe mencionar que en el estudio realizado por De la Llera y Chopra, 1994, los autores concluyeron que el incremento en la respuesta de edificios, debido a la excentricidad accidental, usando el método dinámico (con el CM desplazado en $\pm 0.1B$), es en general inferior hasta en un 25% respecto al incremento calculado utilizando fuerzas estáticas laterales desplazadas una distancia $\pm 0.1B$ a partir del CM de cada nivel. Los resultados de dicho estudio muestran congruencia con lo que se ha planteado en este capítulo, respecto a las notables diferencias en los resultados que se obtienen aplicando los métodos de análisis estático y dinámico modal espectral.

La respuesta sísmica de un edificio, estimada mediante un análisis sísmico estático o uno dinámico modal espectral, puede llegar a ser muy distinta, tal que los resultados provenientes de un análisis estático pudieran quizá conducir a un diseño más conservador para una cierta estructura, o por el contrario, diseñar esa misma estructura para demandas menores de rigidez y/o resistencia como resultado de utilizar un análisis dinámico modal espectral, donde la torsión accidental fuera considerada trasladando el CM una distancia igual a $\pm 0.1B$ a partir de su posición original.

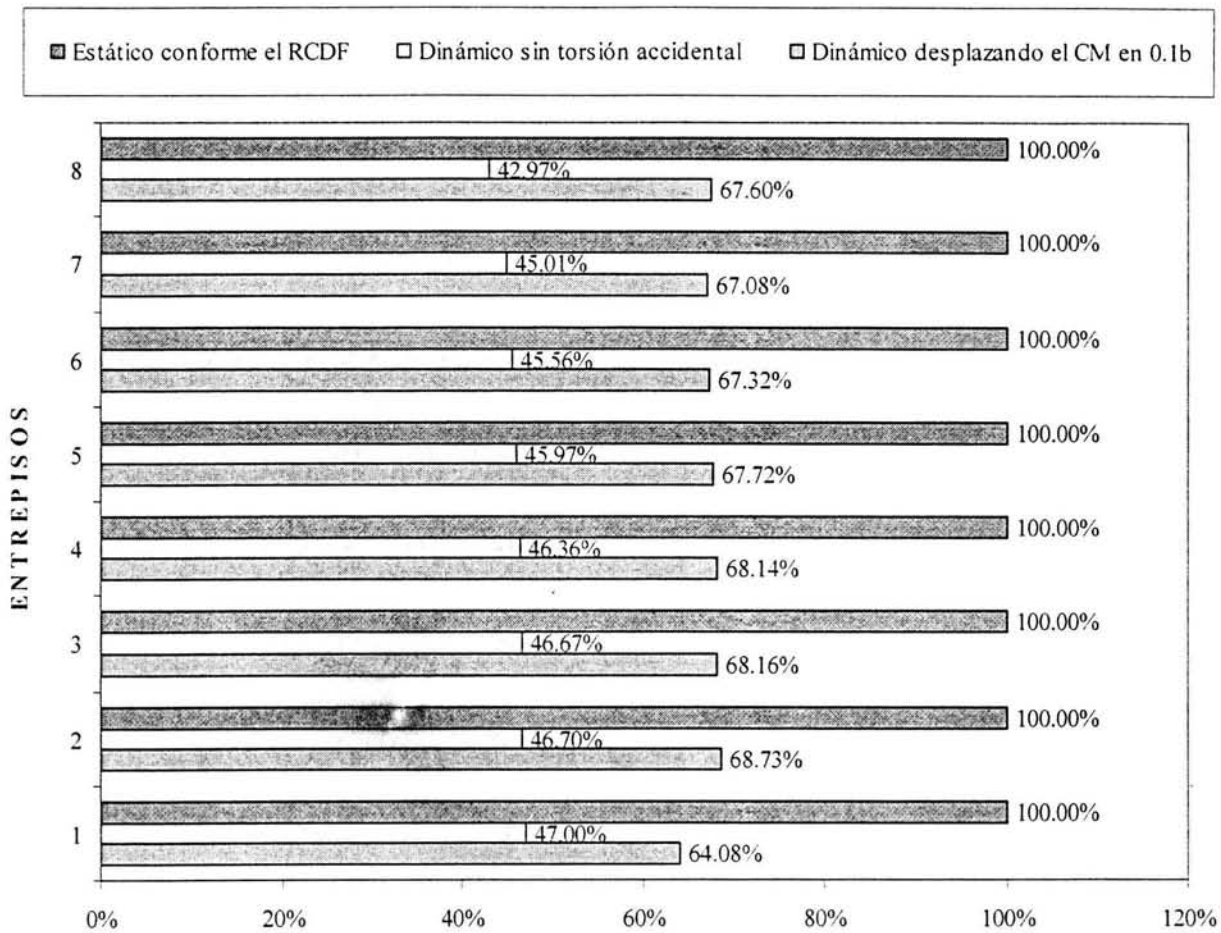


Fig. 3.2 Fuerza cortante máxima en el marco A, usando 3 criterios de análisis

Es importante recalcar que las grandes diferencias que existen entre los resultados que proporcionan los dos métodos de análisis arriba mencionados, no deben atribuirse exclusivamente a la manera como se considere la excentricidad accidental, debemos tomar en cuenta que, en el análisis estático, los factores de amplificación que afectan directamente la excentricidad estática, e_s , se derivaron de estudios de modelos simplificados de un nivel y tres grados de libertad que se suponía representaban adecuadamente a los edificios reales; obteniéndose los primeros, sin tomar en cuenta el acoplamiento que existe entre los modos de vibrar y extrapolándose los resultados de estos modelos, a edificios reales con fines reglamentarios, sin verificar la validez de tal consideración. Los factores de amplificación dinámica obtenidos de esta manera, se aplican en toda la altura del edificio como si fuesen constantes, lo cual dista mucho de la realidad y no se repara en las características particulares de cada estructura.

3.4 Metodología propuesta para considerar los efectos de la torsión accidental

Es claro que la aplicación del Método Sísmico Estático, considerando la norma por torsión contemplada en el *RCDF*, demanda una enorme labor de procesamiento de información y no necesariamente conduce al diseño óptimo de una estructura, debido en gran parte a las propias hipótesis y limitaciones del método discutidas en la sección 2.1. Por las razones que se han venido presentando,

tanto en el capítulo anterior como en éste, se considera razonable adoptar el método modal espectral como un procedimiento adecuado para el análisis de edificios, ya que además no requiere efectuar múltiples combinaciones de carga para identificar la condición de diseño más desfavorable.

Por tales motivos, se planteó como objetivo principal de este trabajo, proponer una metodología alternativa para considerar los efectos de torsión accidental en el análisis dinámico modal espectral de estructuras regulares, que fuera más clara que la que existe actualmente, cuyos resultados sean comparables con los obtenidos del análisis sísmico estático. Con esta metodología, se intenta facilitar aún más el empleo del método sísmico dinámico y destacar las ventajas que éste tiene sobre el método estático.

En relación con esta propuesta, se ha identificado que las incertidumbres existentes en el cálculo de las propiedades reales de una estructura, conducen a estimaciones inexactas de su rigidez y que los efectos de la excitación rotacional del suelo pueden incrementar la respuesta (desplazamientos) de un edificio ante un sismo. Sin embargo, dado que no se tienen los elementos necesarios, no es la intención de este trabajo proponer una modificación a los valores actuales de excentricidad accidental establecidos en las *NTCDS*, si no más bien, en la forma de considerarla en el análisis.

Tomando como base el concepto de excentricidad accidental, esta origina un momento torsionante adicional sobre la estructura que se suma o resta a la torsión natural, para encontrar los efectos más desfavorables en los elementos resistentes de un entrepiso. Como ya se ha mencionado, las *NTCDS* establecen un valor de excentricidad accidental $e_a = \pm 0.10B$, que multiplicada por el cortante en dos direcciones ortogonales, produce un momento igual a :

$$M_j = V_x (0.10 B_y) + V_y (0.10 B_x) \quad (3.1)$$

Donde:

- M_j = Momento estático adicional actuante en el entrepiso j
- V_x = Fuerza cortante en dirección "x" que actúa en el entrepiso j
- V_y = Fuerza cortante en dirección "y" que actúa en el entrepiso j
- B_x = Mayor dimensión de la planta en dirección "x"
- B_y = Mayor dimensión de la planta en dirección "y"

Con base en lo anterior, en este trabajo se propone evaluar, como alternativa de análisis, la superposición de los resultados obtenidos de un análisis dinámico modal espectral, con los de un análisis estático producto de la aplicación de un momento concentrado, calculado con la ec. 3.1, considerando el mismo signo para todos los entrepisos. Para obtener un margen más amplio de resultados referentes a las demandas de resistencia que se pueden presentar en cada plano resistente del entrepiso, el momento concentrado considerará los dos sentidos de rotación, respecto al eje perpendicular, que pueden experimentar los niveles del edificio.

Para esta propuesta, los valores de V_x y V_y corresponden, cada uno, a la sumatoria de fuerzas sísmicas laterales, calculadas mediante la expresión reglamentaria del método estático.

Finalmente, cabe aclarar, que la presente propuesta para considerar la torsión accidental en el método dinámico modal espectral, no se contrapone de ninguna manera con la actual recomendación reglamentaria, en la que se establece desplazar la posición original del *CM* una distancia $\pm 0.1B$; por el contrario, se puede considerar como una opción alterna, pero no equivalente.

En la Fig. 3.3 se presenta y se compara la distribución de cortantes por entrepiso obtenidos con los resultados de la propuesta descrita, haciendo uso nuevamente del marco *A* del modelo de 8 niveles presentado con anterioridad.

Los resultados de dicha gráfica muestran que la distribución de fuerzas cortantes (en el marco *A*), obtenidas de analizar el edificio empleando la propuesta de análisis, es muy similar a la distribución proveniente de considerar el desplazamiento del *CM* en cada uno de los niveles, sin embargo los valores de resistencia incrementan ligeramente respecto a este último. Lo anterior implica que, particularmente para este edificio, los dos criterios evaluados para considerar la torsión accidental en el análisis dinámico modal espectral, proporcionaron resultados congruentes entre sí:

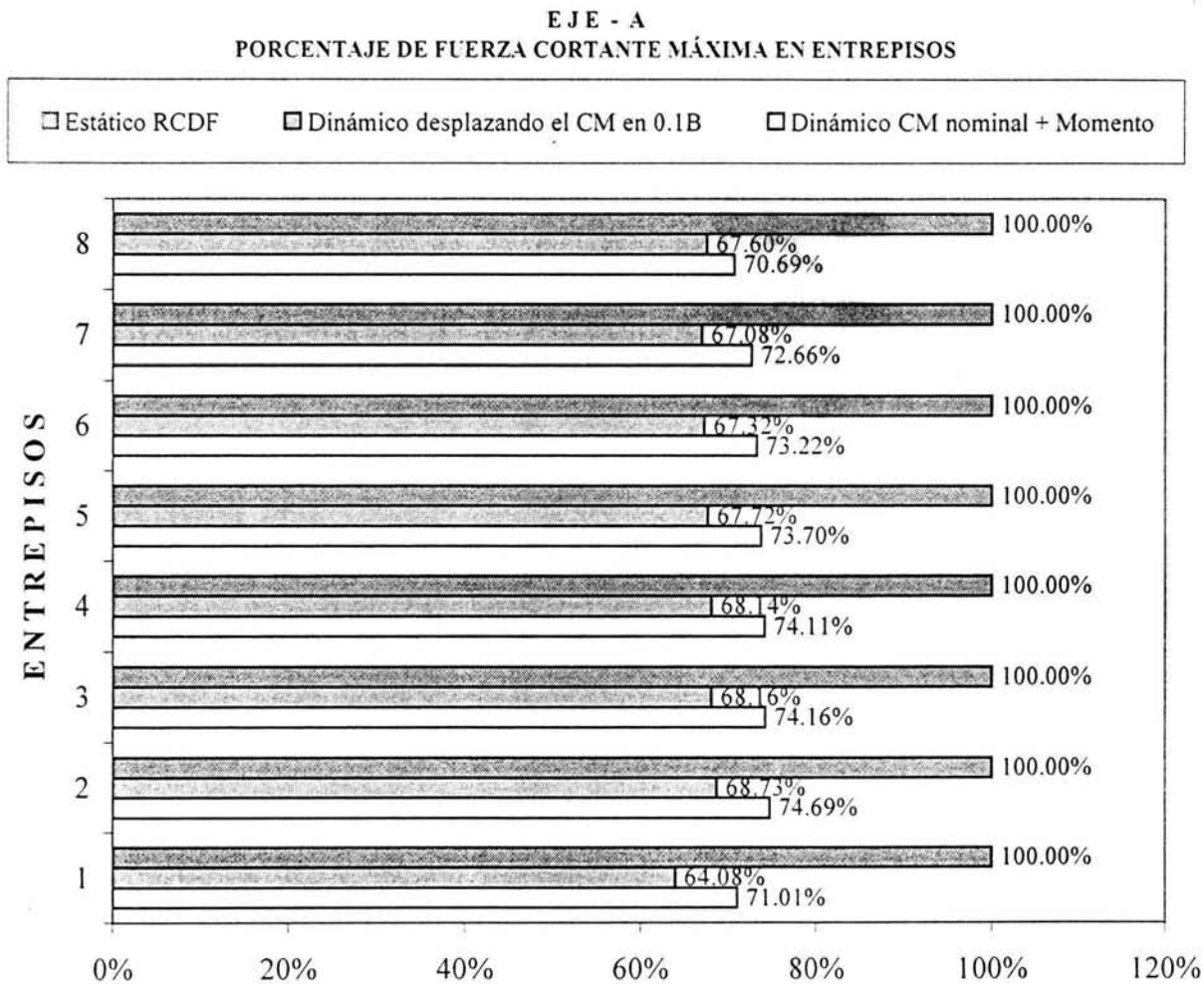


Fig. 3.3 Fuerza cortante máxima en el marco *A* usando 3 criterios de análisis

3.5 Obtención de los momentos adicionales actuantes en los niveles

Una vez que han sido obtenidos los momentos adicionales en los entrepisos, es necesario transportarlos hacia los niveles de la estructura, empleando la ec. 3.2:

$$M_{\text{nivel } i} = M_{\text{entrepiso } j} - M_{\text{entrepiso } j+1} \quad (3.2)$$

Donde i se refiere a un nivel cualquiera del edificio, j a su respectivo entrepiso inmediato inferior y $j+1$ al entrepiso que esta por encima del nivel i .

El procedimiento que se recomienda seguir, en este trabajo, para implementar el método descrito en el análisis dinámico modal espectral, se enumera a continuación:

1. Modelar los sistemas de piso como diafragmas infinitamente rígidos, considerando los siguientes grados de libertad: traslación en dos direcciones horizontales ortogonales y rotación respecto a un eje vertical.
2. Desarrollar y preparar todos los datos requeridos para el análisis dinámico modal espectral con base en los criterios e hipótesis presentados a detalle en la sección 2.2
3. Calcular las fuerzas laterales equivalentes mediante la expresión reglamentaria para el método sísmico estático y posteriormente obtener las fuerzas cortantes en los entrepisos.
4. Calcular el momento estático adicional M_j , actuante en cada entrepiso del edificio.
5. Transportar los momentos calculados en el inciso 4, hacia los niveles del edificio.
6. Aplicar los momentos calculados en el inciso 5 (todos con el mismo signo), por conveniencia en el CM de cada nivel; aunque por tratarse de un diafragma rígido, su aplicación puede estar en cualquier punto de éste y se obtendrán los mismos efectos.
7. Analizar dinámicamente el edificio
8. Repetir el inciso 6 invirtiendo ahora el sentido del momento adicional en cada nivel
9. Analizar nuevamente de manera dinámica el edificio

Bajo esta forma de proceder, existirán las siguientes variantes en el análisis dinámico modal espectral:

- ⇒ 2 combinaciones debidas a los efectos bidireccionales del sismo:
(1) 100% sismo en "X" + 30% sismo en "Y" ; (2) 30% sismo en "X" + 100% sismo en "Y"
- ⇒ 2 sentidos o signos a considerar en la aplicación de los momentos adicionales en los niveles

Lo anterior conduce generalmente, más no siempre, dependiendo de la complejidad geométrica de cada edificio, a un total de $2 \times 2 = 4$ combinaciones de análisis, las cuales, gracias a los programas comerciales disponibles actualmente, se pueden realizar con relativa facilidad.

3.6 Comparación entre los criterios de análisis dinámico modal espectral

Con la finalidad de comparar los incrementos en las fuerzas cortantes que se generan en el eje A , identificado como el más demandado en el edificio de 8 niveles en estudio, al realizar un análisis

dinámico considerando los 3 criterios evaluados, se normalizaron las fuerzas cortantes máximas obtenidas en cada uno de ellos, respecto a las correspondientes de un análisis dinámico nominal, en el cual, no se consideró la excentricidad accidental, es decir, se conservó la posición nominal del *CM* en cada nivel de la estructura.

En la Fig. 3.4, se muestra la distribución de fuerzas cortantes en cada uno de los entrepisos pertenecientes a los siguientes 3 criterios de análisis dinámico estudiados:

1. Análisis modal espectral considerando la traslación del *CM* una distancia igual a $\pm 0.10B$ para 2 direcciones ortogonales de análisis; lo cual lleva a considerar 4 ubicaciones del *CM*, donde, para cada una de ellas, la posición del *CM* permanece constante para todos los niveles. (*CM* variable / Dinámico nominal)
2. Análisis modal espectral considerando la posición nominal del *CM*, adicionando un momento torsionante en cada nivel, conforme a la propuesta presentada. (*CM* nominal + Momento / Dinámico nominal)
3. Análisis modal espectral considerando la traslación del *CM* una distancia igual a $\pm 0.10B$ en dos direcciones ortogonales de análisis, superponiendo los efectos de un momento torsionante en todos los niveles. (*CM* variable + Momento / Dinámico nominal)

En el listado anterior se muestra, entre paréntesis, la nomenclatura utilizada en la Fig. 3.4, referente a cada criterio de análisis.

En la figura mencionada, es posible observar que la distribución de fuerzas cortantes máximas en los entrepisos del edificio, para los 3 criterios evaluados, son muy similares entre sí. Sin embargo, en lo que respecta a la magnitud, las mayores demandas de resistencia correspondieron a los resultados provenientes de considerar los efectos de torsión accidental desplazando la posición del *CM* y aplicando momentos torsionantes.

Si se comparan los resultados del criterio 1, con aquellos del criterio 2, ambos normalizados respecto a los de un análisis dinámico sin torsión accidental, se puede apreciar lo siguiente: el incremento en las fuerzas cortantes máximas en el marco *A*, para el primer criterio, es de un 47% en promedio; en tanto que, para el segundo criterio (aplicando la metodología propuesta), dicho incremento alcanza un 60% en promedio.

En este capítulo, se revisó la distribución final de fuerzas cortantes en un edificio de 8 niveles, obtenida a partir de 3 diferentes criterios para considerar la excentricidad accidental. Se observó que el análisis sísmico estático produjo las mayores resistencias en los planos del entrepiso y que el método propuesto presentó resistencias intermedias, siendo las más bajas aquellas obtenidas mediante el análisis en el cual se movió únicamente la posición del *CM*. Sin embargo, estos resultados son producto de análisis elásticos y será de interés revisar cual es el comportamiento torsional de la estructura en su rango no lineal, ya que, como se ha observado en diferentes estudios, una estructura más resistente que otra no necesariamente tiene un mejor comportamiento.

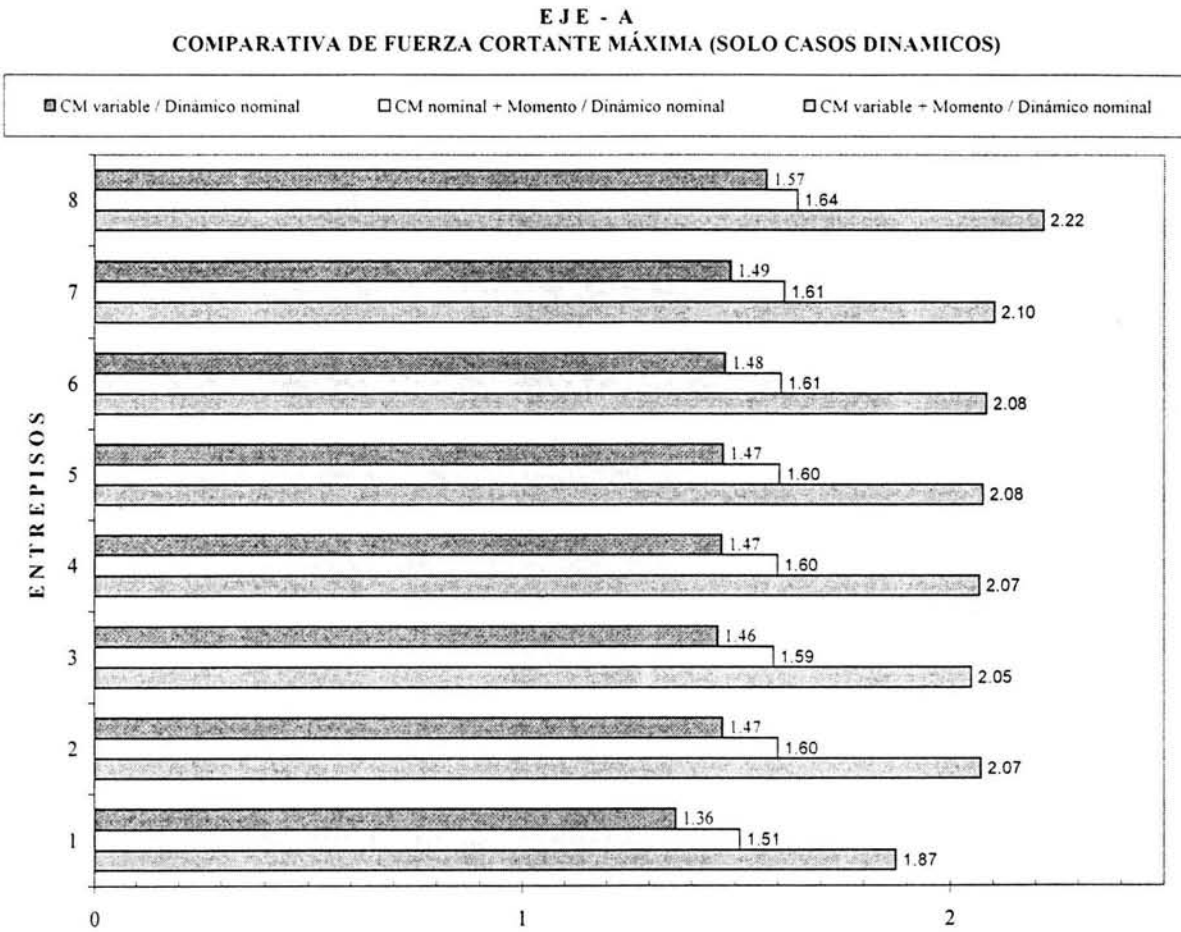


Fig. 3.4 Fuerza cortante máxima en el marco A usando 3 criterios de análisis dinámico

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS, DISEÑO Y EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE LOS MODELOS DE EDIFICIOS ESTUDIADOS

4.1 Objetivo

En este capítulo se realizará el análisis estructural de un edificio sometido a la acción sísmica, considerando para ello 4 criterios de análisis elásticos diferentes. Como primer criterio, se utilizará el Método Sísmico Estático aplicando las hipótesis y las especificaciones que establece el *RCDF* descritas en el capítulo 2; así mismo, se identificarán las combinaciones de carga más desfavorables que actúan sobre los elementos estructurales, para posteriormente llevar a cabo el diseño de los mismos.

Como segundo criterio, se analizará el mismo edificio empleando el Método Dinámico Modal Espectral (*MDME*), para el cual, previamente al análisis, se desplaza la posición del *CM* en cada nivel una distancia igual a $\pm 0.1B$ en ambas direcciones, para considerar los efectos de la torsión accidental.

El tercer criterio consiste en analizar nuevamente el edificio con el *MDME* sin desplazar la posición del *CM*, superponiendo estos resultados con los derivados de aplicar un momento torsionante respecto al eje vertical "Z", en cada uno de los niveles, es decir, se evaluará la efectividad del método propuesto en el capítulo 3 del presente trabajo.

Finalmente, se analizará el edificio con el *MDME*, contemplando de manera simultánea, el desplazamiento del *CM* y la participación de momentos adicionales actuando sobre cada uno de sus niveles.

Para los 4 criterios de análisis mencionados, se procederá al diseño de los elementos estructurales del edificio.

4.2 Descripción del edificio

Se seleccionó un modelo estructural representativo de un edificio de oficinas de concreto reforzado, que se considera desplantado en la Zona III o zona de Lago, con base en la zonificación geotécnica para el Valle de México que se establece en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal vigente.

La estructura de este edificio es de tipo esqueletal, es decir, se compone en su totalidad por vigas y columnas; en lo que respecta a éstas últimas, se decidió proporcionar mayores dimensiones a aquellas que se encuentran ubicadas en dos lados adyacentes de la periferia de la planta para generar un modelo asimétrico en rigidez, en el cual sean importantes los efectos de torsión en los entrepisos de la estructura.

4.2.1 Características geométricas

La geometría del edificio, en planta, es cuadrada de 21 m por lado y se encuentra dividida en tres crujías de 7 m en cada una en las dos direcciones principales ortogonales. Respecto a la geometría en elevación, el edificio cuenta con 8 niveles, el primero de ellos se localiza a 4.5 m sobre el nivel de desplante y los subsecuentes están separados por entrepisos con una altura de 3 m cada uno. El sistema de piso en todos los niveles es una losa de concreto reforzado, cuyo espesor es de 10 cm y está apoyada sobre una retícula de vigas principales y secundarias. Como ya se ha mencionado, se tienen columnas de mayores dimensiones en dos de los ejes de la periferia de la estructura, sin embargo para el caso de las vigas, sus dimensiones permanecen constantes en todos los ejes de la planta para todos los niveles. En la Fig. 4.1 se muestran las características geométricas del edificio.

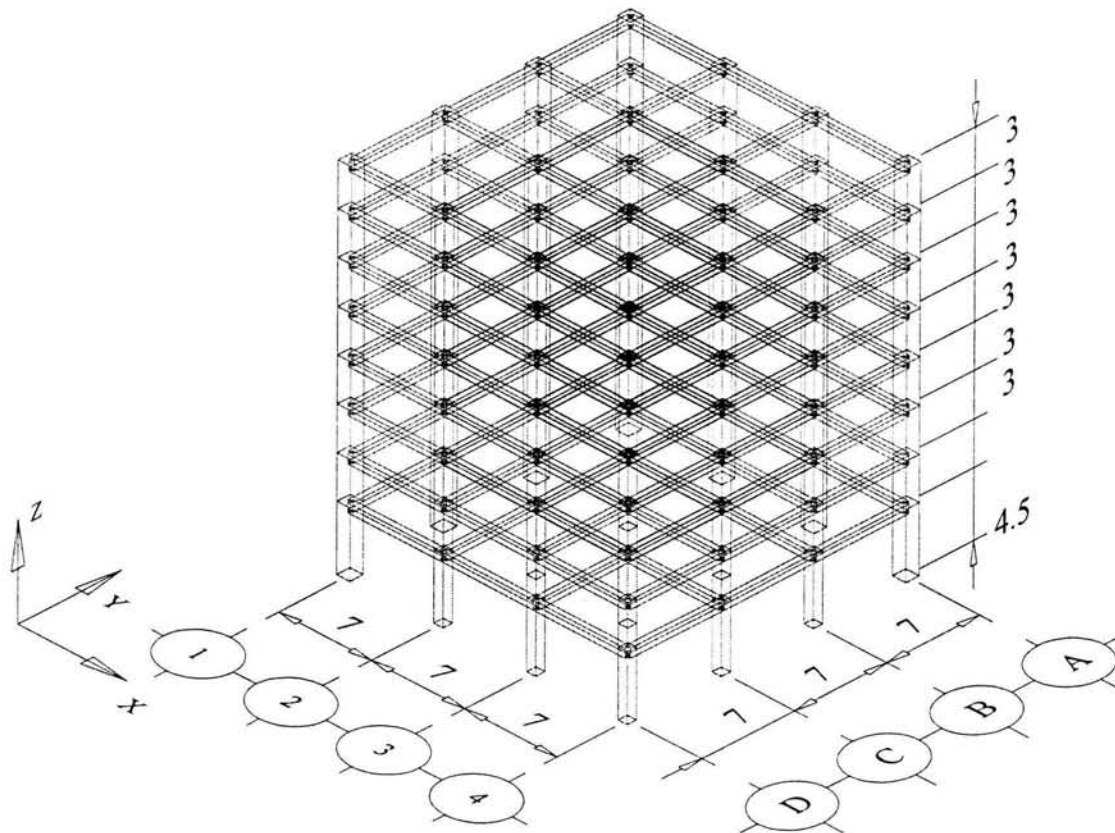


Fig. 4.1 Modelo estructural del edificio estudiado

4.2.2 Propiedades de los elementos estructurales

En el análisis y diseño de los distintos elementos estructurales se utilizó concreto clase I con una resistencia nominal a la compresión simple $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ y un módulo de elasticidad $E_c = 221,000 \text{ Kg/cm}^2$. Así mismo, se utilizó un módulo de cortante $G = 92,233 \text{ Kg/cm}^2$, en cuyo cálculo se consideró un valor del coeficiente de Poisson $\nu = 0.2$. El acero de refuerzo en todos los casos es de grado 42 con un esfuerzo de fluencia $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$.

En la tabla 4.1 se indican las propiedades de los tipos de columnas y vigas que posee el edificio. Las columnas tipo I únicamente se localizan en los ejes 1 y A, mientras que las tipo II se encuentran distribuidas en el resto de la planta del edificio. Estas propiedades de las columnas se mantienen constantes en toda la altura.

Elemento	Dimensiones (cm)	A axial (cm ²)	A cortante (cm ²)	Ix (cm ⁴)
Columna tipo I	100 x 100	10,000	8,333	8,333,333
Columna tipo II	70 x 70	4,900	4,083	2,000,833
Vigas principales	60 x 40	2,400	2,000	720,000
Vigas secundarias	40 x 30	1,200	1,000	160,000

Tabla 4.1 Propiedades de los elementos estructurales

Cabe mencionar que las dimensiones propuestas en la tabla anterior, corresponden a aquellas que permitieron obtener valores de distorsiones de entrepiso menores al valor permitido por el reglamento, $\Psi = 0.006H$, para el caso de estructuras en las cuales sus muros divisorios no están desligados eficientemente de la estructura principal. En lo que respecta a las vigas secundarias, solo se consideró su participación para el dimensionamiento y diseño de la losa maciza de concreto reforzado en los niveles; para fines de los análisis sísmicos, únicamente se trasladaron sus efectos hacia las vigas principales.

4.3 Definición de cargas

Para considerar las acciones de tipo gravitacional que actúan sobre el edificio, se identificaron principalmente dos tipos de cargas en los análisis: carga muerta y carga viva; ésta última se puede subdividir, en conformidad con lo estipulado en el reglamento, en carga viva máxima y carga viva instantánea. Los valores de estas cargas se tomaron iguales a los especificados en el cuerpo principal del RCDF. En las tablas 4.2 y 4.3 se presentan los valores de las cargas consideradas en los análisis.

Nivel de Azotea	Carga (Kg / m ²)
Carga muerta y peso adicional por Reglamento	678
Carga viva máxima	100
Carga viva instantánea	70
Carga total para diseño por cargas gravitacionales	778
Carga total para diseño por sismo	748

Tabla 4.2 Cargas en el nivel de azotea

Niveles 1 a 7	Carga (Kg / m ²)
Carga muerta y peso adicional por Reglamento	678
Carga viva máxima	250
Carga viva instantánea	180
Carga total para diseño por cargas gravitacionales	928
Carga total para diseño por sismo	858

Tabla 4.3 Cargas en los niveles 1 a 7

4.4 Análisis Sísmico Estático conforme al RCDF

A continuación se analizará y diseñará el edificio seleccionado utilizando el Método Sísmico Estático, en conformidad con los requerimientos que se estipulan en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (*NTCDS*) del *RCDF*.

Para llevar a cabo el análisis estructural del edificio, fue necesario seguir la metodología que se describe a continuación:

1. Estimar las acciones o cargas sísmicas de diseño.
2. Obtener la posición del *CT* en cada entrepiso respecto a dos direcciones de análisis independientes.
3. Evaluar las excentricidades directas o estructurales.
4. Calcular las excentricidades de diseño y obtener el valor de los momentos torsionantes correspondientes para cada entrepiso, de manera independiente para cada dirección de análisis.
5. Transportar los momentos anteriores, por estática, hacia los niveles.
6. Para cada dirección de análisis, calcular la nuevas posiciones del *CM* en cada nivel.
7. Identificar las combinaciones de carga necesarias para considerar los efectos sísmicos bidireccionales.
8. Realizar nuevos análisis sísmicos que conduzcan a resultados que den paso al diseño de los elementos estructurales, bajo la condición más desfavorable de carga que se presente.

4.4.1 Criterios y consideraciones generales

El edificio a analizar se considera perteneciente al grupo *B* y está desplantado en la zona de Lago del Valle de México, por lo tanto le correspondió un valor de $c = 0.4$. Se consideró también que la estructura está perfectamente empotrada en su base.

Con base en las características estructurales del modelo propuesto, se seleccionó un valor del Factor de Comportamiento Sísmico $Q = 4$, debido a que la resistencia del edificio en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventados de concreto reforzado, los cuales son capaces de resistir en su conjunto el total de la fuerza sísmica actuante. Para fines de diseño, el reglamento permite reducir las fuerzas sísmicas dividiéndolas entre el factor reductivo Q' , el cual se puede tomar igual a Q cuando se desconoce el periodo fundamental de vibración de la estructura; por tal motivo se utilizó un valor de $Q' = 4$.

Es importante verificar que las características geométricas y estructurales del edificio satisfagan las Condiciones de Regularidad que se especifican en el reglamento, sin embargo, debido a la configuración del edificio tanto en planta como en altura, tales condiciones sí se satisficieron. Por lo anterior, el valor de Q' seleccionado no sufrió modificación alguna.

4.4.2 Obtención de las fuerzas sísmicas de diseño

Es posible calcular las fuerzas sísmicas laterales actuantes en los niveles de la estructura aplicando la ec. 2.2. En la tabla 4.4 se presenta el cálculo de dichas fuerzas sísmicas.

Nivel	Wi (Ton)	Hi (m)	Wi * Hi (Ton-m)	Fi (Ton)
8	330	25.50	8415.0	56.75
7	379	22.50	8527.5	57.51
6	379	19.50	7390.5	49.84
5	379	16.50	6253.5	42.17
4	379	13.50	5116.5	34.50
3	379	10.50	3979.5	26.83
2	379	7.50	2842.5	19.17
1	379	4.50	1705.5	11.50
$\Sigma =$	2983		44230.50	

Tabla 4.4 Fuerzas sísmicas laterales

4.4.3 Cálculo de la posición del Centro de Torsión en los entrepisos del edificio

Siguiendo la metodología descrita en la sección 2.1.6 del presente trabajo, se eligió el programa comercial para análisis estructural *SAP90* en su versión profesional (Wilson y Habibullah, 1990), como herramienta para el cálculo de la posición del *CT* en los entrepisos del edificio. Es importante enfatizar que el cálculo del *CT* se realizó analizando la estructura en dos direcciones ortogonales de manera independiente, restringiendo siempre la rotación de los diafragmas de piso del modelo.

En las tablas 4.5 y 4.6, así como en las Figs. 4.2 y 4.3, se resumen los resultados obtenidos para la posición del *CT* en los entrepisos, correspondientes al sismo en dirección "X" y en dirección "Y", respectivamente.

Entrepiso	Y _{CT} (m)
8	10.015
7	10.954
6	10.996
5	11.015
4	11.023
3	11.111
2	10.979
1	12.599

Tabla 4.5 Coordenadas del *CT*
al aplicar el sismo en dirección "X"
únicamente

Entrepiso	X _{CT} (m)
8	11.588
7	10.048
6	10.006
5	9.983
4	9.979
3	9.890
2	10.019
1	8.398

Tabla 4.6 Coordenadas del *CT*
al aplicar el sismo en dirección "Y"
únicamente

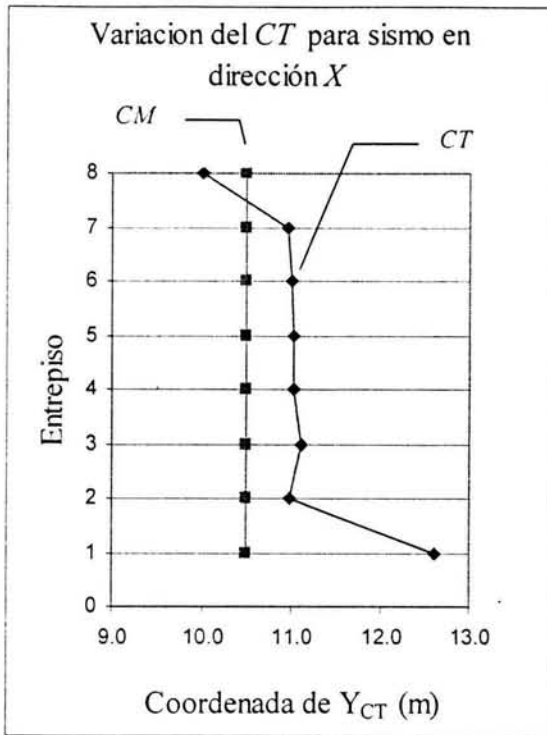


Fig. 4.2 Variación con la altura del CT al aplicar el sismo en dirección "X"

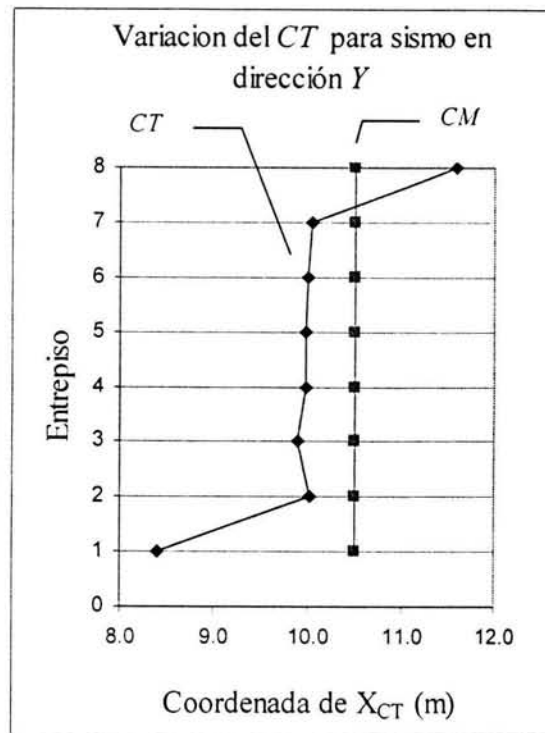


Fig. 4.3 Variación con la altura del CT al aplicar el sismo en dirección "Y"

4.4.4 Excentricidades estructurales y de diseño para considerar los efectos de torsión

Asumiendo la hipótesis de que la masa está perfectamente distribuida en toda el área de cada nivel, se pudo considerar que la posición del Centro de Cortante CC , en cada entrepiso, coincidió con la posición del centroide geométrico de la losa; por tal motivo se tiene que:

$$X_{CC} = Y_{CC} = 10.50 \text{ m}$$

Conocidas las coordenadas del CT en cada entrepiso, las excentricidades estructurales o directas, e_s , se evaluaron, con los signos que resultaron, aplicando la ec. 2.5 para el análisis en dirección "X" y la ec. 2.6 para la dirección "Y". En las tablas 4.7 y 4.8 se presentan estos valores.

Posteriormente, se obtuvieron las magnitudes de las excentricidades de diseño ed_1 y ed_2 para las dos direcciones principales de análisis "X" y "Y", por consiguiente, todos los cálculos subsecuentes se llevaron a cabo considerando estas dos direcciones. Después, se calcularon las nuevas posiciones del CC en cada entrepiso, y con ello, fue evaluada la magnitud del momento torsionante de diseño. Dado que al usar programas comerciales de análisis se aplican las fuerzas laterales en los niveles del edificio, fue necesario transportar hacia los niveles, los momentos de diseño obtenidos en los entrepisos. Existen dos formas de hacer esto, una es aplicar en el CM el momento efectivo resultante de la diferencia algebraica de momentos en los entrepisos. La otra opción es mover el CM por efecto del nuevo momento, haciendo $M = F e'$, tal que $e' = M/F$, donde e' es la nueva posición de la fuerza sísmica. Para este trabajo se decidió utilizar la segunda opción mencionada.

Entrepiso	e_{s-y} (m)
8	0.485
7	-0.454
6	-0.496
5	-0.515
4	-0.523
3	-0.611
2	-0.479
1	-2.099

Tabla 4.7 Excentricidades estructurales para sismo en dirección “X”

Entrepiso	e_{s-x} (m)
8	-1.088
7	0.452
6	0.494
5	0.517
4	0.521
3	0.610
2	0.481
1	2.102

Tabla 4.8 Excentricidades estructurales para sismo en dirección “Y”

Es importante comentar que todo el procedimiento descrito se efectuó para las dos excentricidades de diseño ed_1 y ed_2 , de manera independiente para las dos direcciones principales de análisis consideradas. En la tabla 4.9 se ilustra la obtención de estos valores.

Entrepiso	Sismo en dirección “X”		Sismo en dirección “Y”	
	ed_{1-y}	ed_{2-y}	ed_{1-x}	ed_{2-x}
8	2.828	-1.615	-3.732	1.012
7	-2.781	1.646	2.778	-1.648
6	-2.845	1.604	2.841	-1.606
5	-2.872	1.585	2.875	-1.583
4	-2.885	1.577	2.882	-1.579
3	-3.017	1.489	3.014	-1.490
2	-2.818	1.621	2.822	-1.619
1	-5.248	0.001	5.254	0.002

Tabla 4.9 Excentricidades de diseño

4.4.5 Definición de efectos sísmicos bidireccionales y combinaciones de diseño

Con apego a lo dispuesto en las *NTCDS*, donde se especifica que deben considerarse en el análisis de la estructura los efectos bidireccionales simultáneos de la acción sísmica, se analizó el edificio considerando el 100% de los efectos del sismo que obra en una dirección y el 30 % de los efectos del mismo actuando en la dirección perpendicular. Para ello, se llevaron a cabo 33 combinaciones de carga, producto de la aplicación de los criterios reglamentarios sobre torsión y efectos bidireccionales. La base de esta forma de proceder, fue revisada en las secciones 2.1.8 y 2.1.9.

4.4.6 Diseño del edificio

Un aspecto importante en el análisis y diseño sísmico del edificio estudiado, es el criterio de uniformidad que se adoptó respecto a las dimensiones de los elementos estructurales, así como el detallado del acero de refuerzo de los mismos. Es claro que puede existir más de un criterio para uniformizar, sin embargo, en este trabajo se trató de seleccionar uno que no modificara fuertemente la distribución de las fuerzas dadas por el análisis.

Con base en lo anterior, se presenta en seguida el criterio general que fue adoptado para el diseño de columnas y vigas:

1. Columnas

Para las columnas tipo I se buscó la cuantía y distribución del acero de refuerzo transversal y longitudinal para la columna más demandada, tal que se garantizara la resistencia de ésta ante la condición de carga más desfavorable (carga axial + momentos flexionantes en dos direcciones + fuerza cortante), de los resultados obtenidos a partir de las 33 combinaciones de carga consideradas. Después de proponer un refuerzo uniforme para todas las columnas tipo I (100x100 cm) contenidas en los primeros 4 entrepisos, se procedió a diseñar, bajo el mismo criterio, las columnas ubicadas en los entrepisos superiores (5 al 8). Las columnas tipo II (70x70 cm) fueron diseñadas de manera análoga, respetando el mismo criterio empleado en el diseño de las columnas tipo I.

2. Vigas

Inicialmente fueron identificados los valores nominales máximos de momento flexionante positivo y negativo que se presentaron en los extremos y en el centro de cada viga. Para su diseño, se uniformizó el acero longitudinal requerido por resistencia para dichos valores máximos de momento, adoptando ese refuerzo para todas las vigas localizadas en los niveles 1, 2 y 3; siguiendo posteriormente el mismo criterio en las vigas de los niveles 4, 5 y 6, para finalmente concluir con el diseño de las vigas en niveles 7 y 8.

En lo que respecta al refuerzo transversal, se siguió la filosofía de diseño sísmico de marcos dúctiles, con la cual se pretende evitar una falla prematura por fuerza cortante. Para ello, las vigas se diseñaron para que fuesen capaces de soportar las fuerzas cortantes que se presentan cuando se forma el mecanismo de falla por flexión, que consiste en la aparición de la articulación plástica al alcanzarse el momento resistente negativo en un extremo, y posteriormente, la articulación plástica por momento resistente positivo, en el otro extremo de la viga.

En el Anexo 1, caso 1, se presentan los armados propuestos para las columnas y vigas del edificio diseñado con resultados de un análisis sísmico estático, considerando las *NTCDS*; así mismo, se muestra una tabla comparativa con el área de acero de refuerzo longitudinal colocado en las vigas de los 4 edificios estudiados en este capítulo.

4.5 Análisis Sísmico Dinámico Modal Espectral desplazando la posición del *CM* en cada nivel

Con la finalidad de comparar (en el capítulo 6) la respuesta ante una acción sísmica, del edificio estudiado en la sección 4.4, ahora se realizará su análisis empleando el Método Dinámico Modal Espectral, donde, para considerar en él los efectos de la torsión accidental, se ha desplazado la posición del *CM* en cada nivel. Por conveniencia este edificio será denominado: Caso 2.

4.5.1 Criterios y consideraciones generales

Al igual que para el Método Sísmico Estático, se adoptó un valor de $c = 0.4$, así como un valor del Factor de Comportamiento Sísmico $Q = 4$, por las razones antes expuestas. Así mismo, se consideró una reducción en las fuerzas sísmicas actuantes al dividir todas las ordenadas del espectro de diseño entre el factor reductivo Q' , el cual, para este método de análisis, no adoptó un valor constante debido a que su magnitud depende del valor que tome el periodo de vibración T en la construcción del espectro de diseño. De esta manera, empleando las ecs. 2.3 y 2.4, se calculó el valor de Q' para cada valor de T .

En el cálculo de las ordenadas, a , del espectro de diseño correspondiente a la zona III, expresadas como una fracción de la aceleración de la gravedad, g , se emplearon las ecs. 2.32 a 2.35. Así mismo, en la construcción del espectro de diseño fueron utilizados los siguientes parámetros:

$$T_a = 0.60 \quad T_b = 3.90 \quad r = 1$$

En la Fig. 4.4 se muestran el espectro de diseño normal y el espectro de diseño reducido correspondientes a la zona III, una vez que, para éste último, fueron calculadas implícitamente las reducciones por ductilidad que marca el reglamento; es decir, para cada valor de T se obtuvo su correspondiente valor de a/Q' .

Adicionalmente a las hipótesis de análisis asumidas, se contemplaron las siguientes:

- La acción del sismo se representó mediante aceleraciones horizontales máximas del suelo actuando en dos direcciones ortogonales de manera simultánea. La componente vertical de la aceleración fue despreciada en los análisis.
- La excentricidad accidental se incluyó desplazando la posición del *CM*, respecto a ambas direcciones de análisis, una distancia igual a:
 $\pm 0.10B = \pm (0.10)(21 \text{ m}) = \pm 2.1 \text{ m}$, a partir del centroide de cada nivel.
- Se consideró la participación de 24 modos de vibrar de la estructura, esto es, igual al número total de grados de libertad que se asumieron en el modelo (3 grados por nivel, 8 niveles)
- Para calcular las respuestas máximas totales, las respuestas máximas modales se combinaron conforme a la regla de combinación modal: *SRSS*.

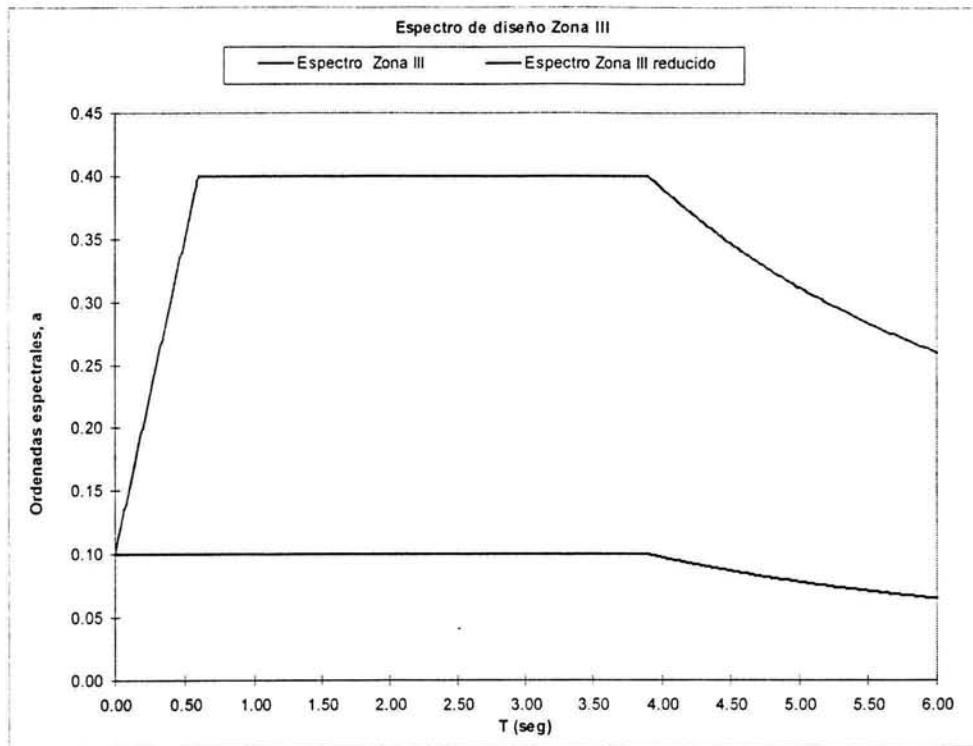


Fig. 4.4 Espectros de diseño para la zona III

4.5.2 Cálculo de las masas traslacional y rotacional en cada nivel del edificio

El empleo del análisis dinámico tridimensional de edificios requiere necesariamente de conocer la magnitud de las masas traslacional y rotacional, las cuales están asociadas con los grados de libertad considerados en cada nivel del edificio en estudio. Por tal motivo, se llevó a cabo su obtención con base en la teoría expuesta en la sección 2.2.2; para ello, se consideró siempre que la posición del *CM* en cada nivel del edificio se desplazó, para ambas direcciones principales de análisis “*X*” y “*Y*”, una distancia igual a $\pm 0.1B$ a partir del centroide de la planta. En este caso, por tratarse de una planta cuadrada: $a = b = 21m$.

De manera ilustrativa, para los niveles 1 al 7 del edificio, se muestran a continuación los cálculos realizados:

$$m_{t_x} = m_{t_y} = \frac{W_{nvel}}{g} = \frac{379}{981} = 0.3863 \text{ Ton} \cdot s^2 / cm$$

$$m_{rotacional} = \frac{W_{nvel}}{g} \left[\frac{a^2 + b^2}{12} + (\Delta x)^2 + (\Delta y)^2 \right] = 0.3863 \left[\frac{2100^2 + 2100^2}{12} + (210)^2 + (210)^2 \right]$$

$$m_{rotacional} = (0.3863) (823,200) = 318,002.16 \text{ Ton} \cdot s^2 \cdot cm^3$$

Unidades: Ton, cm, s.

Finalmente, se presentan a continuación los datos obtenidos, agrupados en la tabla 4.10:

Niveles	Masa Traslacional (Ton - s ² / cm)	Masa Rotacional (Ton - s ² - cm)
8	0.3364	276,924.48
1 al 7	0.3863	318,002.16

Tabla 4.10 Masas traslacional y rotacional para el caso 2

4.5.3 Diseño del edificio

El diseño de los principales miembros estructurales del edificio se llevo a cabo adoptando los mismos criterios descritos en la sección 4.4.6, correspondientes al Método Sísmico Estático o caso 1. Lo anterior se hizo para obtener resultados provenientes de criterios de diseño similares, respecto a la manera de uniformizar los armados en los elementos estructurales. En el anexo 1, caso 2, se muestran los refuerzos longitudinales y transversales para las columnas y vigas de este edificio.

4.6 Análisis Sísmico Dinámico Modal Espectral considerando Momentos Adicionales (criterio propuesto)

En este apartado se describe el análisis elástico realizado al edificio mediante la aplicación del Método Dinámico Modal Espectral, donde se ha conservado la posición original del *CM*, superponiendo sus resultados con los provenientes de la aplicación de un momento torsionante en cada uno de los niveles del edificio. Como fue explicado en el capítulo 3 de este trabajo, con esta manera de proceder se pretende incluir en el análisis dinámico de edificios, los efectos de la torsión accidental. Este edificio será denominado como caso 3. Posteriormente, se procederá al diseño de los elementos estructurales del edificio.

4.6.1 Criterios y consideraciones generales

Básicamente, las consideraciones de análisis adoptadas en el caso 2 (espectro de diseño, efectos bidireccionales, número de modos de vibrar, etc.) son aplicables también casi en su totalidad a este criterio de análisis (caso 3), a excepción de la expresión utilizada para calcular el radio de giro en la masa rotacional de cada nivel, la cual, dado que no hay desplazamiento de la posición del *CM* en los niveles, se evalúa aplicando directamente la ec. 2.28.

$$mt_x = mt_y = \frac{W_{nivel}}{g} = \frac{379}{981} = 0.3863 \text{ Ton} \cdot \text{s}^2 / \text{cm}$$

$$m_{rotacional} = \frac{W_{nivel}}{g} \left[\frac{a^2 + b^2}{12} \right] = 0.3863 \left[\frac{2100^2 + 2100^2}{12} \right]$$

$$m_{rotacional} = (0.3863) (735,000) = 283,930.50 \text{ Ton} \cdot \text{s}^2 \cdot \text{cm}^3$$

Unidades: Ton, cm, s.

Se presentan a continuación los datos obtenidos, agrupados en la tabla 4.11:

Niveles	Masa Traslacional (Ton - s ² / cm)	Masa Rotacional (Ton - s ² - cm)
8	0.3364	247,254.00
1 al 7	0.3863	283,930.50

Tabla 4.11 Masas traslacional y rotacional para el caso 3

4.6.2 Procedimiento y aplicación del método de análisis propuesto

Con base en la justificación y en la metodología expuestas en el capítulo 3 de este trabajo, se muestra a continuación, de manera numérica, el procedimiento de cálculo de los momentos torsionantes adicionales que actúan sobre cada uno de los niveles del edificio estudiado. La participación de dichos momentos se incluyó de manera adicional a los resultados del análisis dinámico modal espectral, mediante una combinación lineal de los efectos que se generan en los elementos estructurales del edificio.

El momento torsionante $M_{t \text{ entrepiso}}$, que por conveniencia se nombrará con el término “adicional”, que actúa en cada uno de los entrepisos del edificio, se calculó empleando la ec. 3.1:

$$M_{t \text{ entrepiso}} = V_x (0.1 B_y) + V_y (0.1 B_x)$$

Donde:

V_x y V_y son las fuerzas cortantes en los entrepisos del edificio, calculadas a partir de la expresión reglamentaria 2.2 usada para estimar las fuerzas laterales en los niveles, en el método sísmico estático.

B_x y B_y , son las dimensiones máximas en planta del edificio perpendiculares a la acción sísmica, las cuales tienen ambas una magnitud de 21 m debido a la simetría de la misma.

En la tabla 4.12 se muestran los cálculos realizados para obtener el momento adicional en cada uno de los entrepisos. Posteriormente, se calculó por estática, a partir de los momentos en los entrepisos, el momento torsionante actuante en los niveles; el procedimiento se ilustra en la tabla 4.13.

Respecto a la aplicación del método propuesto, se debe mencionar que en los análisis del edificio se incluyeron los efectos que los momentos adicionales ocasionan sobre éste, actuando primeramente de manera simultánea en un mismo sentido en todos los niveles y después, de manera complementaria, actuando simultáneamente en sentido contrario. Por consiguiente, en la tabla 4.14 se presentan los factores de carga y su participación en las combinaciones de carga que fueron analizadas.

Entrepiso	V _x (Ton)	V _y (Ton)	B _x (m)	B _y (m)	M _t (Ton - m)
8	56.75	56.75	2.10	2.10	238.35
7	114.26	114.26	2.10	2.10	479.89
6	164.10	164.1	2.10	2.10	689.22
5	206.27	206.27	2.10	2.10	866.33
4	240.77	240.77	2.10	2.10	1011.23
3	267.60	267.60	2.10	2.10	1123.92
2	286.77	286.77	2.10	2.10	1204.43
1	298.27	298.27	2.10	2.10	1252.73

Tabla 4.12 Cálculo de los momentos torsionantes adicionales en los entrepisos

Entrepiso	M entrepiso (Ton - m)	Nivel	M nivel (Ton - m)
		8	238.35
8	238.35		
		7	241.54
7	479.89		
		6	209.33
6	689.22		
		5	177.11
5	866.33		
		4	144.90
4	1011.23		
		3	112.69
3	1123.92		
		2	80.51
2	1204.43		
		1	48.3
1	1252.73		

Tabla 4.13 Cálculo de los momentos torsionantes adicionales en los niveles

Combinación de carga	Carga gravitacional	Sismo en dirección " X "	Sismo en dirección " Y "	Momento adicional en los niveles
1	1.40	0.00	0.00	0.00
2	1.10	1.10	0.33	1.10
3	1.10	1.10	0.33	-1.10
4	1.10	0.33	1.10	1.10
5	1.10	0.33	1.10	-1.10

Tabla 4.14 Combinaciones de diseño para análisis dinámico con momentos adicionales

4.6.3 Diseño del edificio

El procedimiento considerado para el diseño de los principales miembros estructurales del edificio se llevo a cabo adoptando los criterios enunciados en la sección 4.4.6. En el anexo 1, caso 3, se muestran los refuerzos longitudinales y transversales de las columnas y vigas de este edificio.

4.7 Análisis Sísmico Dinámico Modal Espectral desplazando el *CM* y considerando momentos adicionales

El cuarto y último criterio (caso 4), con el cual se analizó el edificio de 8 niveles que se ha estado estudiando, consistió en emplear el método Dinámico Modal Espectral, considerando que en cada nivel del modelo, el *CM* está desplazado una distancia $\pm 0.1B$ en ambas direcciones, y que adicionalmente actúa un momento torsionante en cada uno de los niveles.

4.7.1 Criterios y consideraciones generales

Conceptualmente, esta propuesta de análisis es el resultado de la combinación de los dos criterios antes presentados (casos 2 y 3), es decir, se realiza la superposición de los efectos considerados en las secciones 4.5 y 4.6; es por ello que, parámetros tan importantes como son el espectro de diseño, los efectos sísmicos bidireccionales y el número de modos de vibrar, entre otros, son aplicables directamente al método de análisis que se estudia a continuación. En lo que respecta al cálculo de las masas traslacional y rotacional para este modelo, corresponde utilizar los valores presentados en la tabla 4.10; así mismo, para la obtención de los momentos adicionales en cada nivel se siguió la metodología descrita en la sección 4.6.2, cuyos resultados se resumen en las tablas 4.12, 4.13 y 4.14.

4.7.2 Diseño del edificio

El diseño de los miembros estructurales del edificio se llevo a cabo adoptando los mismos criterios mencionados en la sección 4.4.6. Finalmente, de manera análoga que para los casos: 1, 2 y 3, en el anexo 1, caso 4, se muestran los refuerzos longitudinales y transversales para las columnas y vigas de este edificio.

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO INELÁSTICO DE LOS EDIFICIOS

5.1 Introducción

En este trabajo se han seguido 4 criterios diferentes para considerar la excentricidad accidental en el análisis sísmico del edificio de 8 niveles presentado en el capítulo anterior, en los cuales, se consideró que el comportamiento de sus elementos estructurales (vigas y columnas) permanecía elástico lineal. Para conocer su respuesta sísmica en el rango de comportamiento no lineal, se obtuvieron 4 diseños diferentes del edificio, con los cuales, se realizaron los análisis dinámicos inelásticos respectivos. De estos resultados, se pudo identificar cual de los 4 criterios de análisis proporciona diseños que generen un mejor comportamiento sísmico del edificio.

5.2 Criterios y consideraciones generales

Para realizar los análisis dinámicos no lineales paso a paso de los modelos de edificios estudiados, primeramente es necesario mencionar los criterios, las hipótesis y las suposiciones que sustentan dichos análisis, en los cuales, son consideradas las propiedades inelásticas de los materiales y la rigidez y resistencia de los elementos estructurales que componen el edificio.

Las principales hipótesis que se consideraron en los análisis dinámicos no lineales, fueron:

- ⇒ El sistema de piso es infinitamente rígido en su plano y puede ser estudiado en función de tres grados de libertad
- ⇒ Los apoyos de los modelos son idealizados como empotramientos
- ⇒ Se ignora la interacción Suelo-Estructura
- ⇒ No se consideran los efectos P-Delta
- ⇒ La masa total en cada nivel se supone concentrada en el *CM*

5.3 Programa CANNY-E para análisis sísmico dinámico no lineal paso a paso

Para llevar a cabo los análisis dinámicos no lineales se utilizó el programa de análisis *CANNY-E* (Kang-Ning Li, 1996), el cual fue desarrollado para analizar estructuras constituidas por marcos de acero y/o de concreto reforzado considerando que sus elementos pueden incursionar en el rango inelástico de comportamiento. Con dicho programa, es posible manejar diferentes tipos de modelos de histéresis, como pueden ser el modelo de flexión uniaxial, de cortante y de fuerza axial, en el caso de vigas, así como modelos de flexocompresión y de cortante biaxial, para columnas.

Este programa es aplicable a estructuras cuyos elementos viga y columna están conectados de manera rígida y que pueden ser modelados mediante elementos lineales y/o elementos multiresortes; adicionalmente, es posible analizar estructuras de forma geométrica irregular, es decir, estructuras cuyos elementos pueden estar orientados de forma arbitraria.

El programa *CANNY-E* permite efectuar análisis lineales y no lineales en dos o tres dimensiones, de tipo estático, pseudo-dinámico (para marcos planos) y dinámico paso a paso; ésta última opción es útil para estudiar el comportamiento sísmico de las estructuras en la historia del tiempo ante temblores específicos, a través del empleo de acelerogramas del lugar. Al respecto, el programa tiene la opción de utilizar el método de integración β de Newmark o el método θ de Wilson. Para los fines de éste trabajo se seleccionó el método de Newmark, con un valor de $\beta = 0.25$.

5.4 Excitación sísmica

Para llevar a cabo los análisis dinámicos no lineales del edificio estudiado, se emplearon las dos componentes sísmicas horizontales (*SCT-EW* y *SCT-NS*) del sismo registrado en la estación de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, *SCT*, el 19 de septiembre de 1985 en la ciudad de México. Cabe mencionar que en los análisis la excitación sísmica se consideró con una duración total de 3 minutos. Los acelerogramas corresponden a un sismo de gran intensidad monitoreado en suelo blando, lo cual resulta de interés para estudiar la respuesta sísmica del edificio propuesto.

5.5 Hipótesis en el modelado de los elementos estructurales

Algunos de los parámetros básicos de interés considerados para modelar el comportamiento no lineal de los elementos estructurales son: los valores positivos y negativos de los momentos resistentes de agrietamiento (M_{cr}) y los de fluencia (M_y), los valores de la rigidez inicial y la rigidez en la posfluencia, así como la definición de los modelos de histéresis. Los modelos de histéresis seleccionados para este trabajo estuvieron basados en trabajos previos: Chipol (2001) y Ortega (2001); en ellos se estudiaron los efectos de la torsión sísmica en edificios de concreto reforzado de 8 y 15 niveles.

Particularmente, en lo que respecta a las propiedades de flexión en vigas, éstas se calcularon utilizando el programa de computadora *MC*, el cual es una herramienta auxiliar del programa *CANNY-E* para evaluar secciones de concreto reforzado de cualquier geometría ya que permite definir los puntos más importantes de la curva Momento-Curvatura de la sección. Para determinar dicha curva, el programa *MC* itera para definir la posición del eje neutro, a partir de las hipótesis de compatibilidad de deformaciones y de las relaciones esfuerzo-deformación del acero y del concreto. Para determinar la curva esfuerzo-deformación del acero se adoptó el modelo de Rodríguez y Botero (1994), mientras que para el concreto, se utilizó el modelo de Park y Paulay (1997).

En la Fig. 5.1, se presenta la curva trilineal que modela la relación Momento-Curvatura de la sección transversal de una viga de concreto reforzado sujeta a flexión.

Así mismo, en las Figs. 5.2 y 5.3 se muestran las curvas idealizadas que modelan la relación Esfuerzo-Deformación para el concreto y para el acero de refuerzo, respectivamente.

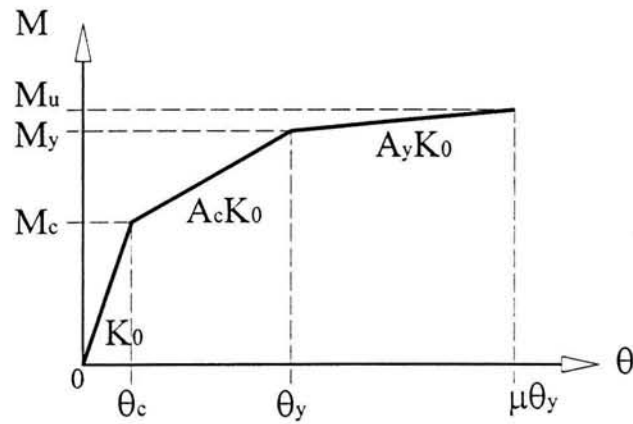


Fig. 5.1 Modelo trilineal de la relación Momento-Curvatura para vigas

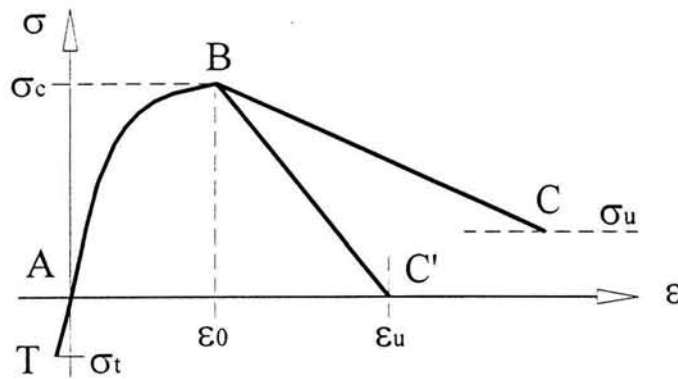


Fig. 5.2 Curva Esfuerzo-Deformación del concreto simple y concreto confinado

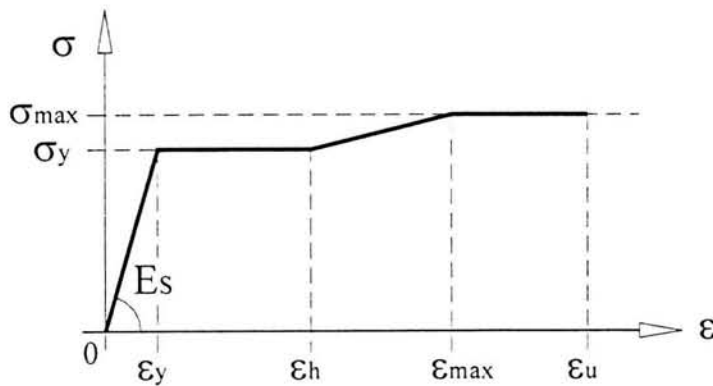


Fig. 5.3 Curva Esfuerzo-Deformación del acero de refuerzo

A continuación, se describirá brevemente el modelado de los elementos estructurales de los edificios analizados, y en la Tabla 5.1 se presentará un resumen de las características más importantes.

5.5.1 Elemento Viga

Una viga se modela como un elemento prismático de eje recto sometido a flexión uniaxial; es posible considerar las deformaciones por carga axial y por cortante. Las interacciones entre flexión y cortante no se incluyeron en el modelado de las vigas; respecto a este último, se consideró un comportamiento elástico lineal.

Para modelar el comportamiento histerético a flexión de las vigas, se asumió un modelo de histéresis con una relación de fuerza–desplazamiento de tipo trilineal. Dicho modelo considera la degradación de rigidez y resistencia en el elemento. En la Fig. 5.4 se muestran conceptualmente las rigideces a flexión, fuerza cortante y fuerza axial, modeladas mediante resortes.

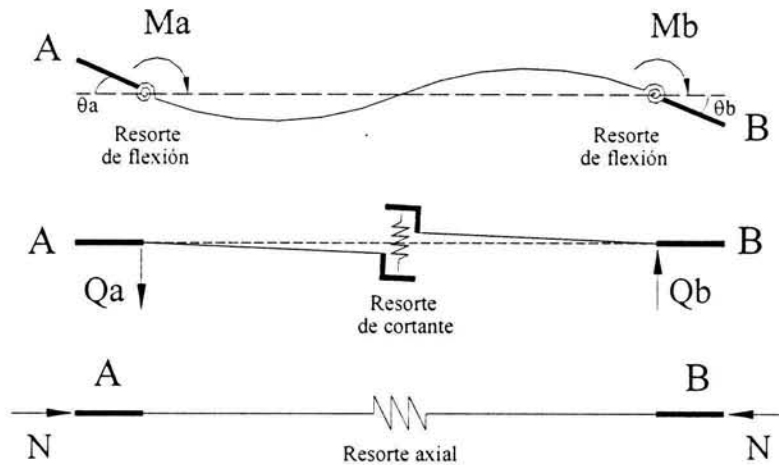


Fig. 5.4 Modelado de las rigideces a flexión, fuerza cortante y fuerza axial en el elemento viga

5.5.2 Elemento Columna

Con el programa *CANNY-E* es posible modelar el comportamiento del elemento columna utilizando el modelo de multiresortes, el cual contempla la interacción existente entre la carga axial y los momentos flexionantes bidireccionales que afectan a la columna. De esta manera, la columna tendrá un elemento lineal y dos elementos de multiresortes (uno en la base y otro en su parte superior). En la Fig. 5.5 se muestra la idealización de una columna con el modelo de multiresortes.

El elemento Multiresortes, *MS*, está formado por un grupo de resortes de concreto y de acero, todos ellos considerados de longitud nula. A su vez, el elemento multiresorte *MS* se integra por 4 resortes uniaxiales, sin embargo, el número total de resortes a definir en la sección dependerá de sus dimensiones, de su geometría y de la distribución de las barras longitudinales de acero de refuerzo que existan. Para el análisis, los elementos multiresortes *MS*, localizados en los extremos de la columna pueden ser tratados como zonas plásticas. Lo anterior se ilustra en la Fig. 5.6.

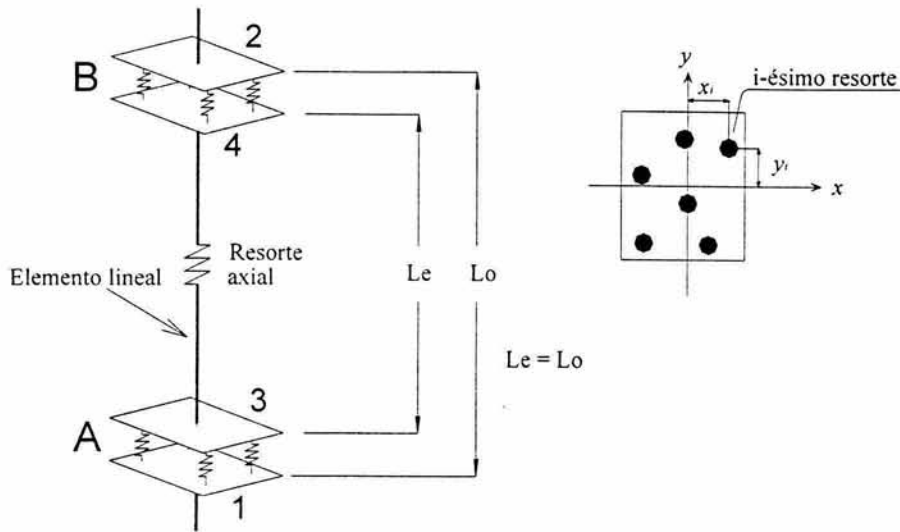


Fig. 5.5 Modelo de Multiresortes para el elemento columna

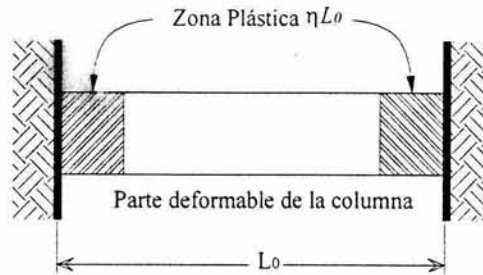


Fig. 5.6 Idealización de la articulación plástica en los extremos del elemento columna

Por consiguiente, la rigidez inicial del resorte se puede conocer con la ec.:

$$K_i = \frac{E_i A_i}{\eta L_o}$$

Donde:

K_i = rigidez inicial de un resorte de concreto o acero. A_i = área axial del resorte.
 E_i = módulo de elasticidad del material. ηL_o = longitud de la zona plástica.

De manera empírica, es aceptado considerar que en los extremos de un elemento, la longitud de la articulación plástica, ηL_o , puede ser aproximadamente igual a $D/2$, donde D es el peralte de la sección transversal de la columna y L_o es la longitud sin arriostrar de ésta.

En lo que respecta al modelado del comportamiento de la columna ante fuerzas cortantes bidireccionales, se utilizó el modelo de cortante biaxial del programa *CANNY-E*, consistente en un grupo de resortes localizados en la parte central de la longitud del elemento, acomodados de forma radial. Cada uno de estos resortes está sujeto a una fuerza y , por consiguiente, sufrirá un desplazamiento lateral uniaxial. En la Fig. 5.7 se representa esquemáticamente el modelo de cortante biaxial.

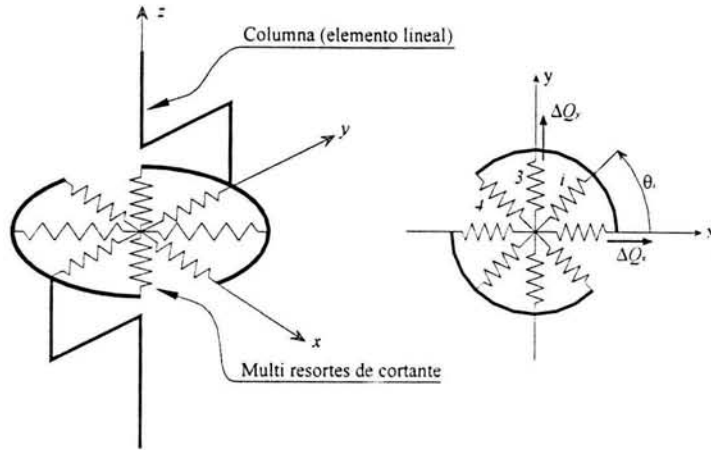


Fig. 5.7 Modelo de corte biaxial para el elemento columna

Por último, la deformación axial de la columna se estudió considerando un resorte uniaxial con comportamiento histéretico, que considera la degradación de rigidez inicial de la columna.

	ELEMENTO	
	Viga	Columna
Flexión uniaxial	<ul style="list-style-type: none"> Modelo trilineal que involucra la degradación de rigidez en los ciclos de carga y descarga La deformación inelástica se considera concentrada en los extremos del elemento y se modela por medio de resortes angulares 	_____
Flexión biaxial	_____	Modelo de Multiresortes integrado por: <ul style="list-style-type: none"> Resortes de acero.- Su comportamiento sigue una curva de esfuerzo-deformación trilineal que considera la degradación de rigidez y resistencia. Habrá tantos resortes como barras longitudinales de refuerzo Resortes de concreto.- Su comportamiento sigue la curva esfuerzo-deformación que considera el deterioro de resistencia en la zona de compresión considerando la participación del confinamiento con estribos cerrados. El modelo se compone de 8 resortes ubicados en el núcleo y 8 en el recubrimiento.
Fuerza cortante	<ul style="list-style-type: none"> Modelo elástico lineal, se considera la existencia de un resorte independiente localizado al centro del claro del elemento 	<ul style="list-style-type: none"> Modelo de corte biaxial que considera la degradación de rigidez, el deterioro de resistencia y el estrechamiento de los lazos de histéresis. Grupo de resortes acomodados en forma radial localizados en la parte central del elemento columna
Fuerza axial	<ul style="list-style-type: none"> No fue considerada la deformación axial en vigas debido a que se idealizó el sistema de piso como diafragma infinitamente rígido en su plano, por lo que no se considera fuerza axial 	<ul style="list-style-type: none"> Modelo uniaxial para representar la rigidez axial a compresión y tensión, el agrietamiento del concreto a tensión, la fluencia del acero y las ramas de descarga y recarga.

Tabla 5.1 Características de los modelos de histéresis empleados en vigas y columnas

5.6 Demanda máxima de ductilidad en los elementos estructurales

En las regiones expuestas a sismos, como es el caso de nuestro país, una consideración importante en el diseño es la ductilidad de la estructura cuando se le sujeta a cargas sísmicas. Ello se debe a que la filosofía actual de diseño sísmico se apoya en la absorción y disipación de energía, mediante la deformación inelástica de sus elementos estructurales, para garantizar la supervivencia en los sismos intensos; en consecuencia, es requisito que las estructuras tengan un comportamiento dúctil.

Dado lo anterior, se acepta que la estructura puede incursionar en el rango de comportamiento no lineal, lo que significa que varios de los elementos estructurales que forman un edificio pueden rebasar su límite elástico lineal, y por consiguiente, sufrir un cierto nivel de daño.

Es lógico pensar que se pueden adoptar diversos criterios y procedimientos para evaluar el comportamiento sísmico de una estructura cuando ésta ingresa en el rango inelástico. Sin embargo, para fines de este trabajo, se seleccionó estudiar como medida de comportamiento, la magnitud de la deformación angular que se genera en los extremos de las vigas y columnas de los edificios analizados, debido a que dicha deformación, puede considerarse como una medida representativa del daño que pudiera llegar a presentarse en dichos elementos estructurales a consecuencia de un sismo intenso.

Al respecto, el programa *CANNY-E* permite estimar el nivel de daño que sufre una estructura en función del parámetro denominado *factor de ductilidad*, el cual resulta del cociente entre el desplazamiento angular máximo del resorte y el desplazamiento angular del mismo cuando se alcanza la fluencia. En la respuesta máxima, este valor puede ser menor a la unidad, esto significaría que el extremo del elemento permaneció elástico y no alcanzó la etapa de fluencia. Lo anterior se explica mediante la siguiente expresión:

$$\mu_{\theta} = \frac{\theta_{m\acute{a}x}}{\theta_y}$$

Donde:

- μ_{θ} = factor de ductilidad a la rotación
- $\theta_{m\acute{a}x}$ = deformación angular o rotación máxima
- θ_y = deformación angular o rotación en la fluencia

En el siguiente capítulo, se presentarán las demandas máximas de ductilidad en las vigas y columnas, obtenidas del análisis realizado a los edificios estudiados, considerando los 4 criterios mencionados en el capítulo anterior.

CAPÍTULO 6

PRESENTACIÓN Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS

En el capítulo anterior fueron descritas las hipótesis y los criterios adoptados en el desarrollo de los análisis dinámicos inelásticos, al igual que los modelos de histéresis utilizados para estimar el comportamiento hysterético de vigas y columnas. Corresponde ahora, presentar los resultados de dichos análisis inelásticos realizados al edificio de 8 niveles en estudio, considerando para ello, los 4 criterios descritos en el capítulo 4, correspondientes a los análisis estáticos y dinámicos.

6.1 Demandas máximas de ductilidad en los edificios

Para poder evaluar el comportamiento sísmico en el rango inelástico de cada edificio, se seleccionó un parámetro que permitiera cuantificar su respuesta. Particularmente para fines de este trabajo, se eligió como medida indirecta del daño que puede presentarse en un elemento estructural, a la relación existente entre la deformación angular máxima que pueden experimentar uno o ambos extremos del elemento y la deformación angular correspondiente al inicio de la fluencia del mismo, como se explicó con mayor detalle en el capítulo 5. Cabe aclarar que el daño al que se hace referencia, es debido únicamente a la deformación angular que sufre el elemento en sus extremos debida a la flexión.

Es importante mencionar que todos los resultados aquí presentados, corresponden a los valores máximos de demanda de ductilidad que se generaron en los extremos de los elementos estructurales de los edificios.

6.1.1 Demandas máximas de ductilidad en el edificio analizado elásticamente utilizando el Método Sísmico Estático

Se presentan en este apartado, únicamente los resultados obtenidos después de analizar dinámicamente y de manera no-lineal al modelo de edificio que fuera previamente diseñado a partir de un análisis elástico utilizando el Método Sísmico Estático. Por conveniencia, de aquí en adelante se hará referencia a este modelo con el nombre de *ME-1*, con el cual se hace alusión a las siglas del método de análisis correspondiente y se le añade el número 1 para contar con una referencia práctica.

De acuerdo con las características geométricas del edificio, en el cual existen 4 ejes estructurales principales en cada dirección de análisis, sería necesario presentar una gran cantidad de resultados. Sin embargo, se tiene que las propiedades mecánicas del modelo en la dirección "Y" son iguales a las existentes en la otra dirección principal "X", a excepción de que las aceleraciones horizontales del suelo, consideradas en el análisis para la dirección "Y" (registro *SCT-EW*), son mayores que las consideradas para la otra dirección.

Dado lo anterior, después de analizar los resultados en conjunto, se observó que en el marco 4, orientado en dirección "Y", es donde se presentaron las mayores demandas de ductilidad en las vigas del edificio. Esto podría atribuirse, adicionalmente a lo antes comentado, a que dicho marco es el que se

encuentra más alejado de la posición del *CT* en los entrepisos. Por el contrario, las menores demandas de ductilidad se encontraron en el marco 2. Respecto a la formación de articulaciones plásticas en los extremos de las columnas, se alcanzaron altos valores de ductilidad en el extremo inferior, solo en aquellas localizadas en el entrepiso basal, encontrando ductilidades hasta de 3.63 en las columnas pertenecientes al marco 4.

Lo descrito anteriormente puede observarse con claridad en la Fig. 6.1, donde se presentan las demandas máximas de ductilidad obtenidas para cada uno de los marcos orientados en dirección “Y”, mostradas como articulaciones plásticas en los extremos de vigas y columnas.

6.1.2 Demandas máximas de ductilidad en el edificio analizado elásticamente utilizando el Método Dinámico Modal Espectral desplazando la posición del Centro de Masa

Se presentan a continuación los resultados del análisis dinámico inelástico correspondiente al edificio diseñado a partir de un análisis elástico utilizando el Método Dinámico Modal Espectral, en el cual se desplazó la posición del *CM* en cada nivel. Por conveniencia práctica, este modelo será denominado como *MD-2*, con el objeto de hacer referencia a las siglas del método de análisis elástico empleado y también para llevar una secuencia numérica.

Nuevamente las mayores demandas de ductilidad se localizaron en los elementos del marco 4, tanto en vigas como en columnas, encontrándose valores del factor de ductilidad de 2.56 en una viga y hasta de 9.42 para una columna basal del marco 4. Por el contrario, los menores valores del factor de ductilidad se localizaron en las vigas del marco 2. Estos resultados pueden observarse claramente en la Fig. 6.2, donde se presentan las demandas máximas de ductilidad obtenidas para cada uno de los marcos orientados en dirección “Y”, mostradas también como articulaciones plásticas en los extremos de las vigas y columnas.

6.1.3 Demandas máximas de ductilidad en el edificio analizado elásticamente utilizando el Método Dinámico Modal Espectral considerando momentos adicionales en los niveles

Este edificio será nombrado de manera práctica como *MD-3* para hacer referencia a las siglas del método de análisis elástico empleado y continuar con el orden numérico. Los resultados obtenidos son los siguientes: los valores máximos de demanda de ductilidad se presentaron en las vigas del marco 4, siendo éstos ligeramente menores en comparación con los encontrados en el caso *MD-2* para las vigas del mismo marco. El valor máximo de ductilidad que se obtuvo fue de 2.42 en una viga del marco 4, mientras que los valores mínimos se localizaron en las vigas del marco 2. Los resultados se ilustran en la Fig. 6.3 para los marcos orientados en la dirección “Y”.

6.1.4 Demandas máximas de ductilidad en el edificio analizado elásticamente utilizando el Método Dinámico Modal Espectral desplazando la posición del *CM* y considerando momentos adicionales en los niveles

Los resultados para este caso de análisis se presentan de manera análoga a la descrita para los modelos *ME-1*, *MD-2* y *MD-3*. Así mismo, este modelo será denominado *MD-4*. Las mayores demandas de

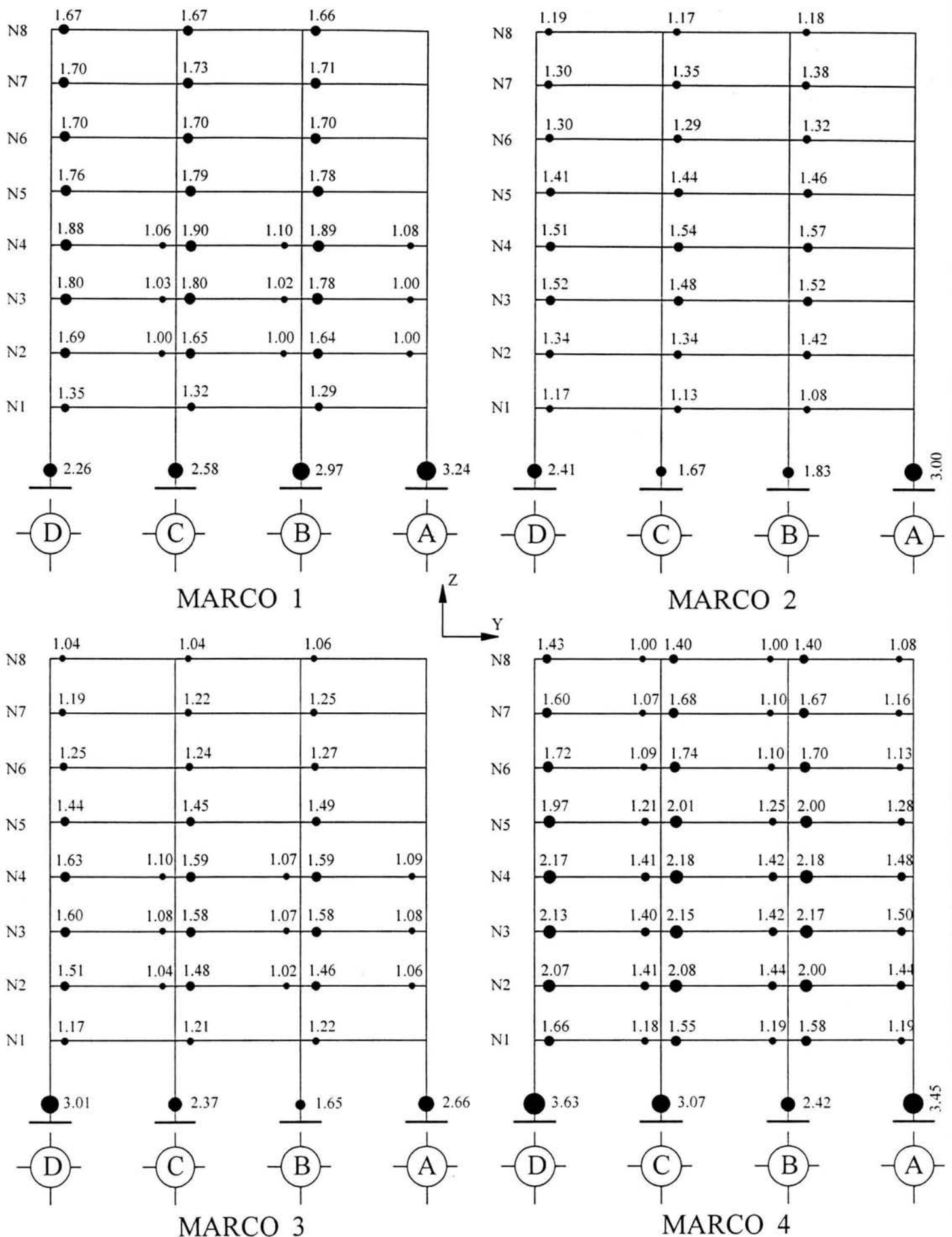


Fig. 6.1 Articulaciones plásticas en los marcos del edificio diseñado a partir de un análisis estático conforme al RCDF

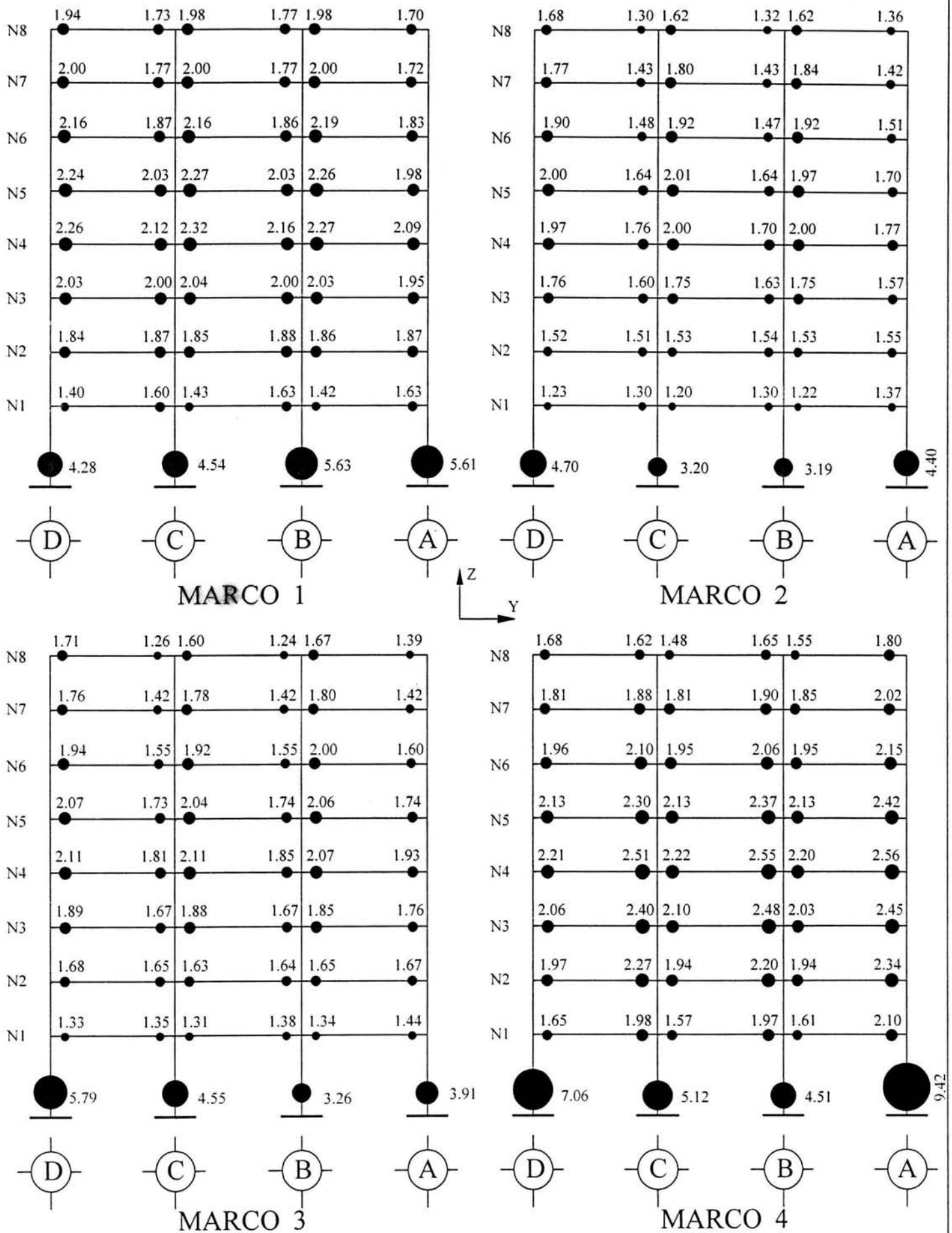


Fig. 6.2 Articulaciones plásticas en los marcos del edificio diseñado a partir de un análisis dinámico desplazando el CM

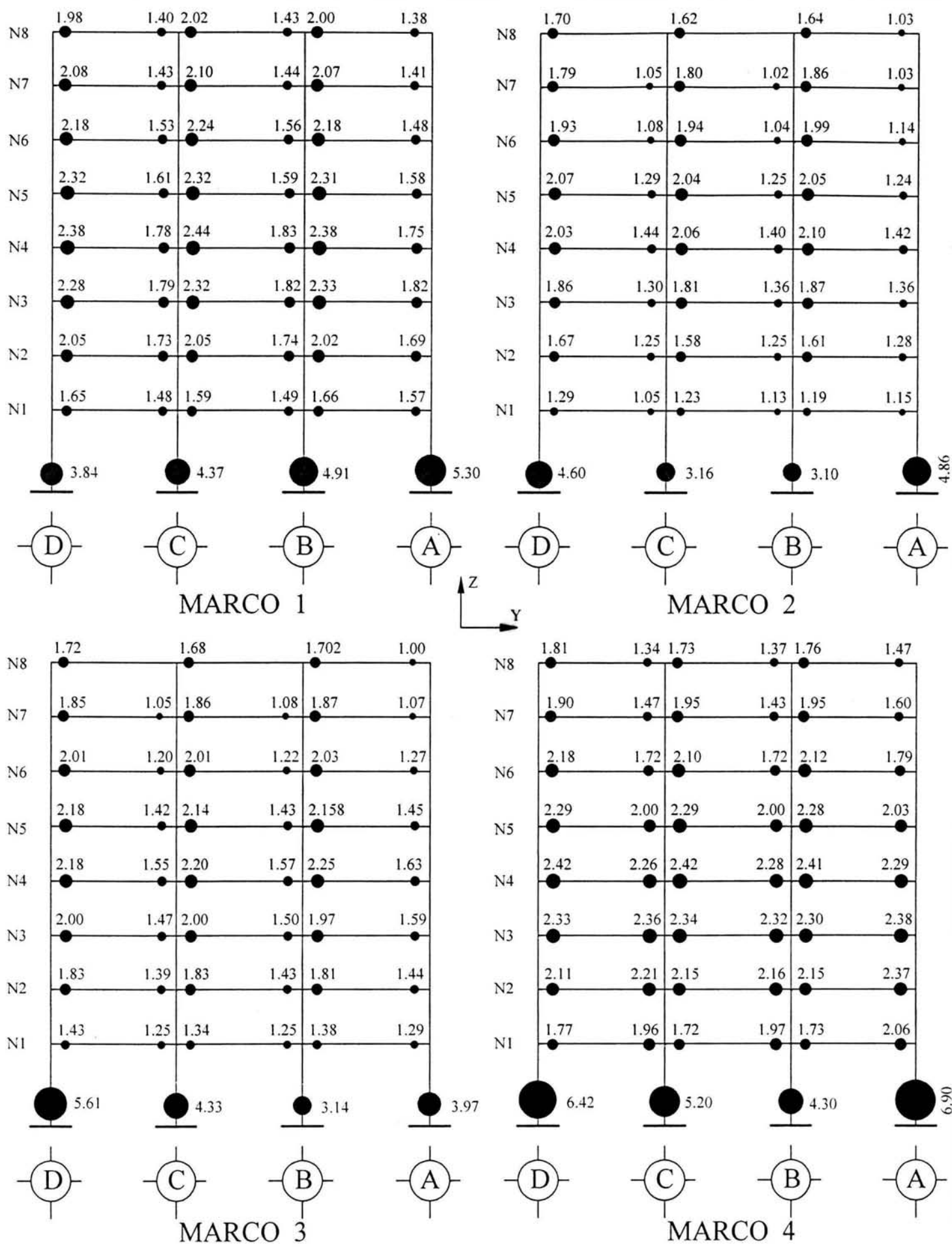


Fig. 6.3 Articulaciones plásticas en los marcos del edificio diseñado a partir de un análisis dinámico considerando momentos adicionales

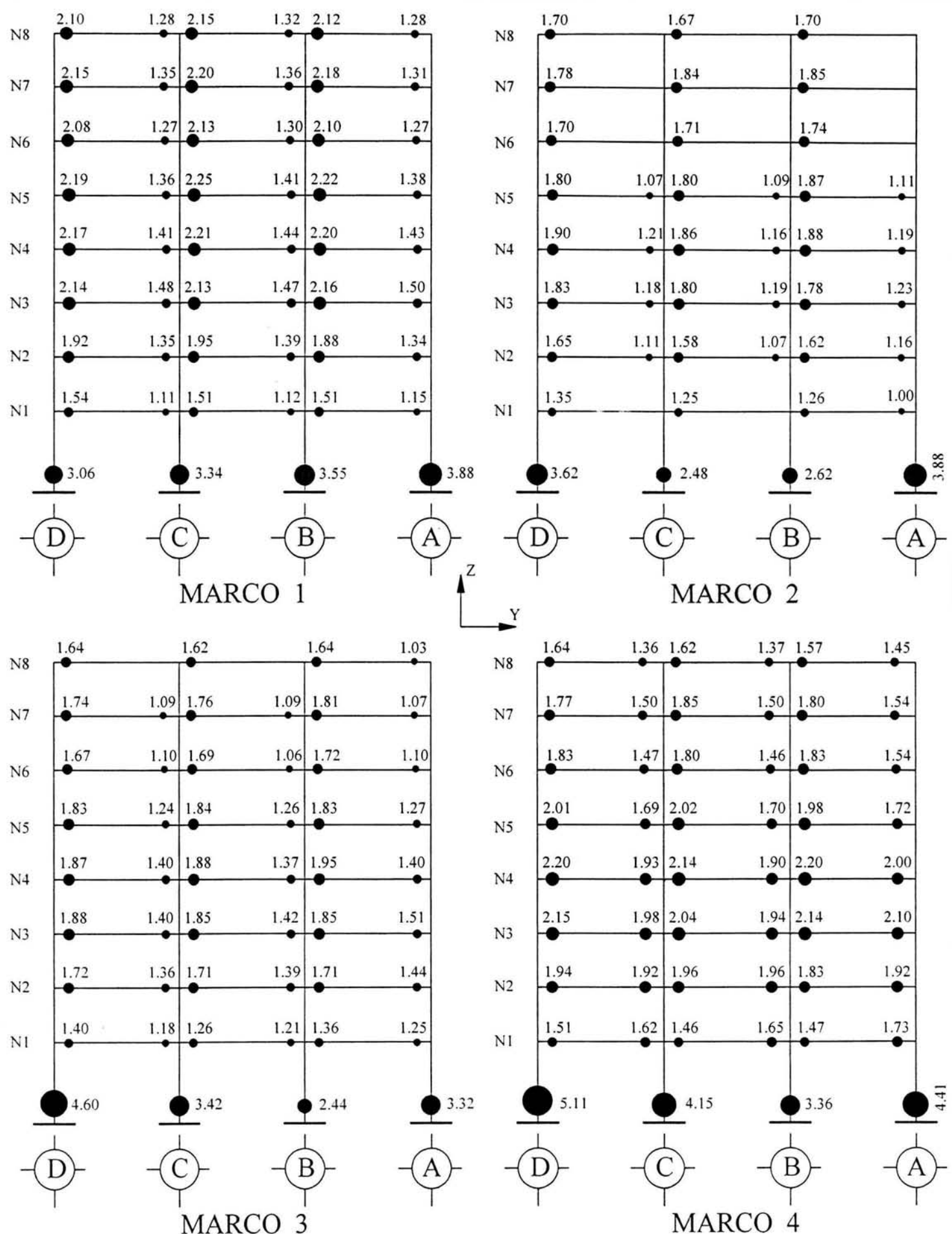


Fig. 6.4 Articulaciones plásticas en los marcos del edificio diseñado a partir de un análisis dinámico desplazando el CM y considerando momentos adicionales

ductilidad se localizaron en los elementos del marco 4, tanto en vigas como en columnas, encontrándose valores máximos del factor de ductilidad de 2.20 para el caso de las vigas y de 5.11 para una columna basal del mismo marco. Estos resultados pueden apreciarse en la Fig. 6.4, donde se presentan las demandas máximas de ductilidad obtenidas para cada uno de los marcos orientados en dirección "Y".

Es muy importante aclarar que las configuraciones de articulaciones plásticas que se generan en cada uno de los marcos mostrados en las Figs. 6.1 a 6.4, no se presentan de manera instantánea ni tampoco simultáneamente en todos los elementos estructurales del edificio, debido a que los valores que se están presentando corresponden únicamente a las máximas ductilidades que se pueden generar en estos elementos, en diferentes instantes de tiempo durante la excitación sísmica.

6.2 Comparación de demandas máximas de ductilidad entre los criterios de análisis estudiados

Los factores de ductilidad en los elementos estructurales de los edificios diseñados a partir de un análisis dinámico modal espectral, con sus respectivas variantes propuestas para considerar la excentricidad accidental, resultaron ser mayores que los correspondientes a los del edificio *ME-1*.

Al observar los valores de las demandas de ductilidad, en vigas y columnas, provenientes de los análisis inelásticos hechos a los edificios *MD-2* y *MD-3*, es evidente que ambos son muy similares, en tanto que los correspondientes al edificio *MD-4* son menores, aproximándose en magnitud a los obtenidos para el edificio *ME-1*.

6.2.1 Relaciones entre las ductilidades máximas en los edificios

Dada la gran cantidad de información y con la finalidad de poder interpretar mejor los resultados obtenidos de los análisis dinámicos no lineales, se optó por calcular cocientes entre las demandas máximas de ductilidad en las vigas de los edificios *MD-2*, *MD-3* y *MD-4*, con respecto a las correspondientes demandas máximas en las vigas del edificio *ME-1*. Para ello, nuevamente se enumeran los modelos de edificios que intervienen, así como los cocientes de mayor interés.

1. Edificios estudiados:

ME-1. Edificio diseñado con resultados de un análisis sísmico estático conforme al RCDF

MD-2. Edificio diseñado con resultados de un análisis dinámico modal espectral, en el cual se desplazó la posición del *CM* en cada nivel

MD-3. Edificio diseñado con resultados de un análisis dinámico modal espectral, donde se consideró un momento adicional aplicado en cada nivel de la estructura

MD-4. Edificio diseñado con resultados de un análisis dinámico modal espectral, en el cual se desplazó la posición del *CM* en cada nivel y se aplicaron momentos torsionantes adicionales

2. Cocientes de interés:

Se analizaron los cocientes que existen entre las ductilidades máximas de los modelos *MD-2*, *MD-3* y *MD-4* respecto a las correspondientes del edificio *ME-1*.

Estos son los siguientes:

MD-2 / ME-1

MD-3 / ME-1

MD-4 / ME-1

De esta manera, los valores de ductilidad máxima, obtenidos en los extremos de las vigas de los edificios *MD-2*, *MD-3* y *MD-4*, se normalizaron respecto a los valores del edificio *ME-1*.

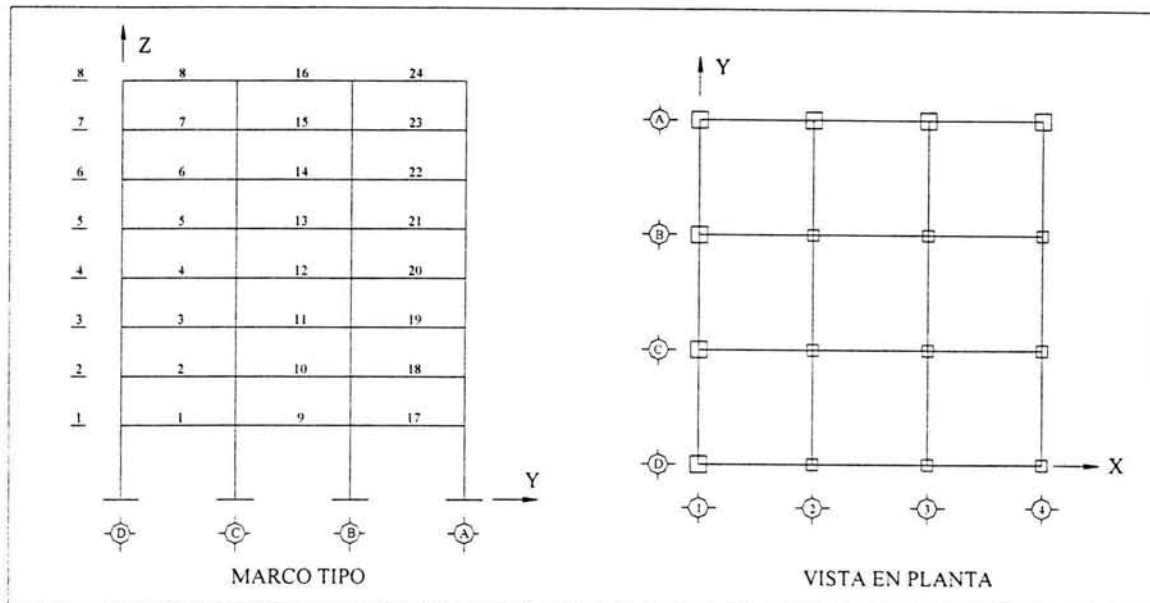
La obtención de los cocientes antes descritos se llevó a cabo para ambos extremos de las vigas, es decir, extremos izquierdo y derecho. Para ilustrar todos estos valores, en lugar de presentar tablas con una gran cantidad de información, se eligió trabajar con gráficas que proporcionaran de manera clara y sencilla, resultados sobre la relación que guardan entre sí las demandas máximas de ductilidad de los edificios analizados.

Dichas gráficas, corresponden a las relaciones obtenidas en cada uno de los 4 marcos en dirección "Y", ya que, como se mencionó con anterioridad, es en esta dirección donde se identificaron las mayores demandas de ductilidad. Para cada marco, se graficaron, de manera independiente, los cocientes respectivos a los extremos izquierdo y derecho de las vigas, dando un total de 8 gráficas a evaluar. En el eje de las abscisas se tiene la numeración de las 24 vigas con las que cuenta cada marco, mientras que en el eje de las ordenadas se muestra la relación que guardan las ductilidades máximas en las vigas de los 4 edificios. Para interpretar adecuadamente los resultados, se consideró de utilidad el presentar nuevamente, en las Figs. 6.5 y 6.6, una vista en planta del edificio y un marco tipo.

Cocientes entre ductilidades máximas en las vigas del marco 1

En las Figs. 6.7 y 6.8 se presentan las gráficas correspondientes a la relación que existe entre las ductilidades máximas en el marco 1 de los edificios analizados, relativas al extremo izquierdo y extremo derecho de las vigas del marco, respectivamente. Puede observarse que en el extremo izquierdo de las vigas, los resultados obtenidos son similares entre sí, en donde las ductilidades máximas en las vigas de los edificios *MD-2*, *MD-3* y *MD-4* rebasaron a las del modelo *ME-1*, aproximadamente en un 20% como promedio.

En lo que respecta al extremo derecho, las ductilidades máximas evaluadas en los edificios *MD-2*, *MD-3* y *MD-4*, en relación con las del modelo *ME-1*, hacen evidente que el diseño del edificio *MD-2* conduce a demandas de ductilidad muy por encima de las correspondientes a las obtenidas en el modelo *ME-1*, seguido por los resultados del edificio *MD-3*; es decir que, en proporción, las demandas de ductilidad del *MD-2* llegaron a ser hasta 2.30 veces mayores que las del *ME-1*. Igualmente, es claro que el comportamiento inelástico del edificio *MD-4* es el más apegado al comportamiento que presentó el edificio diseñado con base en un análisis elástico aplicando el Método Sísmico Estático (*ME-1*).



Figs. 6.5 y 6.6 Marco tipo orientado en dirección "Y" y vista en planta

Cocientes entre ductilidades máximas en las vigas del marco 2

El cociente entre ductilidades máximas en las vigas del marco 2, para los edificios analizados, se muestra en las gráficas de las Figs. 6.9 y 6.10, donde la primera corresponde al extremo izquierdo de las vigas y la segunda al extremo derecho de las mismas. Al observar la fig. 6.9 se puede destacar que el cociente entre las ductilidades máximas que guardan los edificios *MD-2*, *MD-3* y *MD-4* con respecto al *ME-1*, incrementa con la altura del edificio, lo que significa que las ductilidades máximas en las vigas de los edificios *MD-2*, *MD-3* y *MD-4* son cada vez mayores respecto al modelo *ME-1* a medida que se localizan en niveles superiores. Lo anterior se repite para las tres crujiás del marco en cuestión, es decir, en las 8 vigas localizadas entre los ejes D-C, C-B, y B-A; en donde los edificios *MD-2* y *MD-3* presentaron un comportamiento similar con ductilidades máximas, normalizadas respecto al modelo *ME-1*, hasta de 1.48. Por otra parte, los resultados del cociente *MD-4 / ME-1* fueron menores, presentando un valor máximo de 1.42 en las vigas del nivel de azotea.

Es interesante observar de la Fig. 6.10 (extremo derecho de las vigas) que los resultados del cociente *MD-4 / ME-1* fueron menores que los que se presentaron en los otros 2 casos: *MD-2 / ME-1* y *MD-3 / ME-1*. De esta gráfica, es notable que el edificio diseñado con base en el método de análisis *MD-2* presentó ductilidades máximas normalizadas muy superiores en relación con las del edificio *MD-3*, siendo que desde el punto de vista del análisis elástico, la diferencia entre ellos únicamente radica en la forma como se consideró la torsión accidental en el análisis dinámico modal espectral.

Cocientes entre ductilidades máximas en las vigas del marco 3

Los resultados del marco 3 se presentan en las Figs. 6.11 y 6.12, correspondientes con los extremos izquierdo y derecho de las vigas, respectivamente. Para el extremo izquierdo de las vigas (Fig. 6.11), los resultados obtenidos presentaron una configuración muy similar a la que se originó en el marco 2.

Así, las ductilidades máximas en las vigas de los edificios *MD-2* y *MD-3*, normalizadas con respecto al edificio *ME-1* (con valores hasta de 1.60), fueron mayores en comparación con las del modelo *MD-4*. Se observa también que el cociente de demandas máximas de ductilidad, existente entre los resultados de las vigas de los edificios *MD-2*, *MD-3* y *MD-4* con respecto a los del *ME-1*, se incrementa con la altura del marco. Estos resultados podrían atribuirse a la participación de los modos superiores de vibrar en la respuesta total, en el caso de los edificios diseñados a partir de un análisis dinámico modal espectral, aspecto del cual adolece totalmente el edificio diseñado en base al Método Sísmico Estático (*ME-1*).

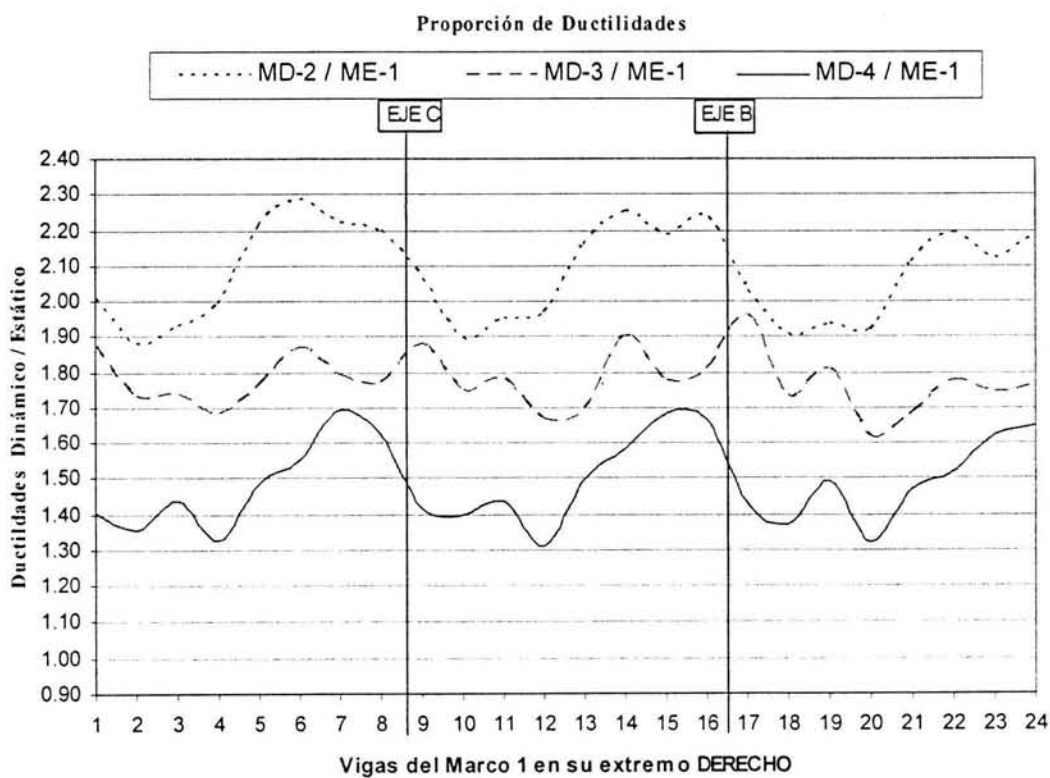
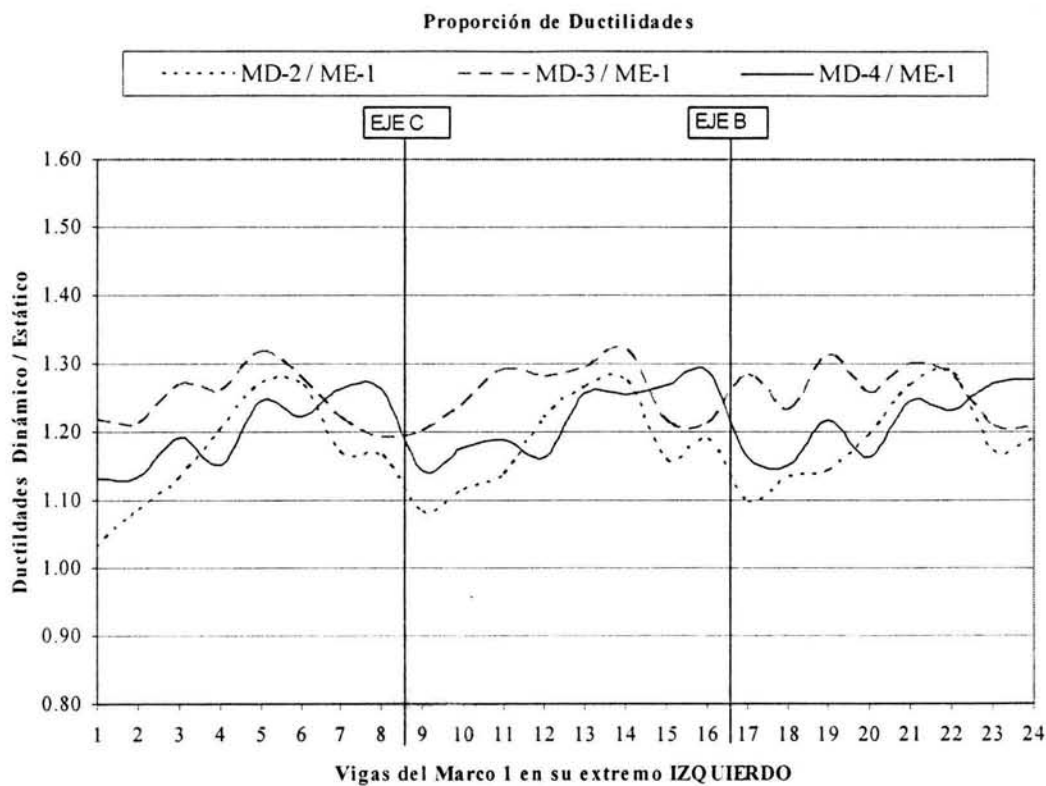
Analizando las gráficas de la Fig. 6.12, se aprecia que los cocientes de ductilidad de los modelos *MD-3* y *MD-4*, normalizados respecto al edificio *ME-1* son parecidos, presentando ambos un valor promedio de 1.40, lo que significa que las demandas máximas de ductilidad en las vigas de estos edificios excedieron en promedio un 40% a las obtenidas en el edificio *ME-1*. Aquí es importante destacar que, respecto a la comparativa hecha entre los edificios *MD-2* y *ME-1*, los valores normalizados se incrementaron notablemente alcanzando un valor hasta de 2.00 en una viga de nivel de azotea.

Cocientes entre ductilidades máximas en las vigas del marco 4

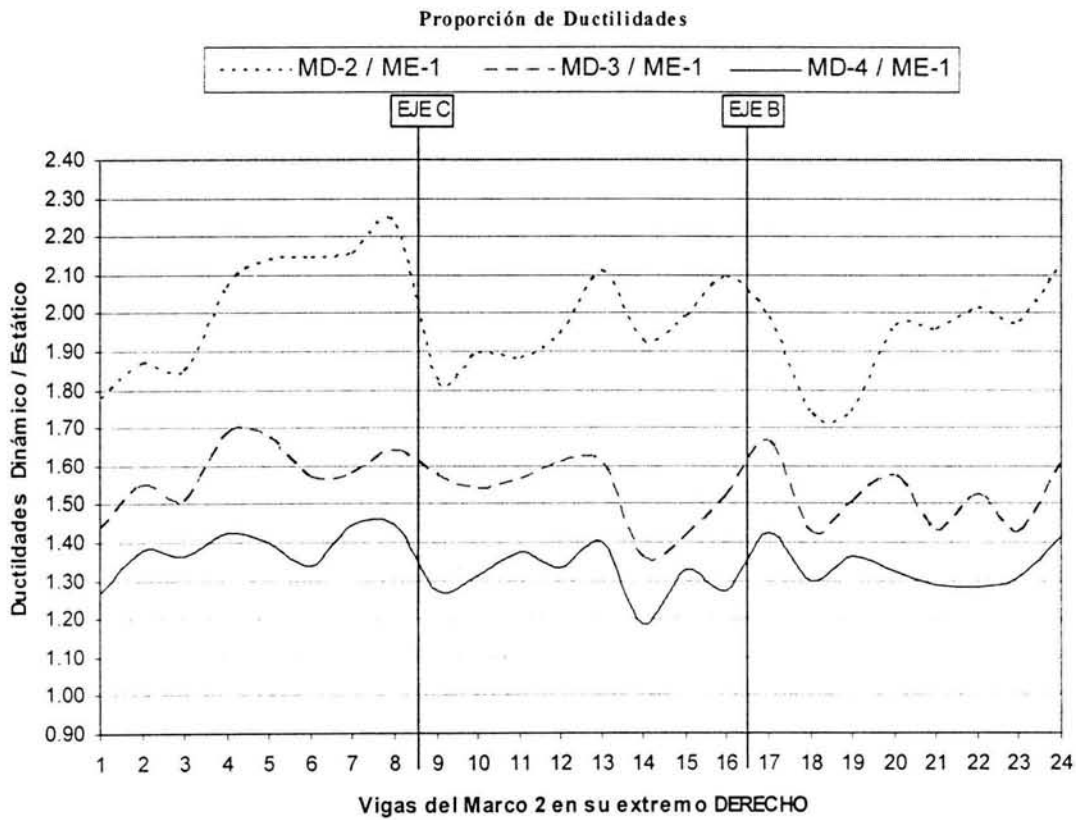
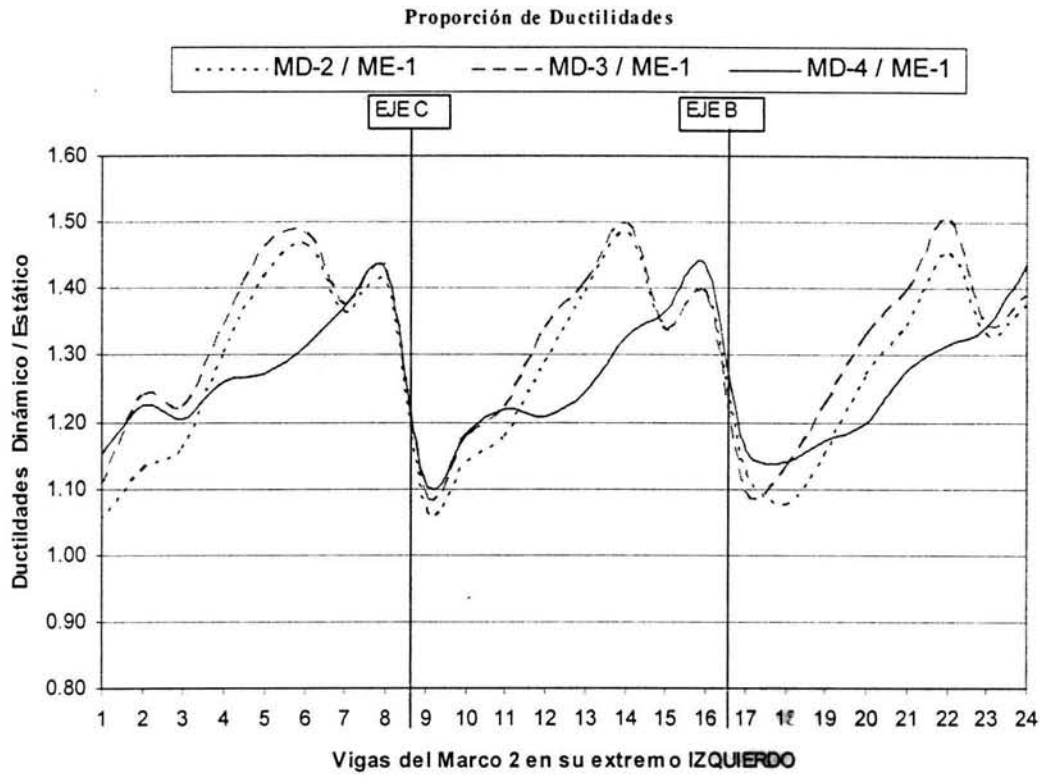
Las Figs. 6.13 y 6.14 muestran los resultados obtenidos para las vigas del marco 4. En la Fig. 6.13 puede verse que las demandas máximas de ductilidad en los edificios *MD-2*, *MD-3* y *MD-4*, normalizadas respecto al modelo *ME-1*, presentaron una tendencia y unos valores máximos muy cercanos entre sí, de manera muy similar a los resultados vistos en el marco 1; ahora para este caso, las demandas en los edificios diseñados a partir de un análisis dinámico modal espectral (*MD-2*, *MD-3* y *MD-4*) sobrepasaron a las del edificio *ME-1* por únicamente un 20% como máximo, en promedio.

Los resultados de la Fig. 6.14 son interesantes, dado que muestran que el método de análisis elástico considerado en el edificio *MD-4* conduce a un diseño del edificio, el cual, cuando es analizado de manera no lineal, presenta menores demandas de ductilidad en las vigas del marco 4, en comparación con las que se producen en las vigas de los edificios *MD-2* y *MD-3*. Al respecto, el máximo valor del cociente existente entre los modelos *MD-4* y *ME-1* fue de 1.40, mientras que los resultados de los modelos *MD-2* y *MD-3*, normalizados también respecto a los del *ME-1*, alcanzaron valores máximos hasta de 1.90.

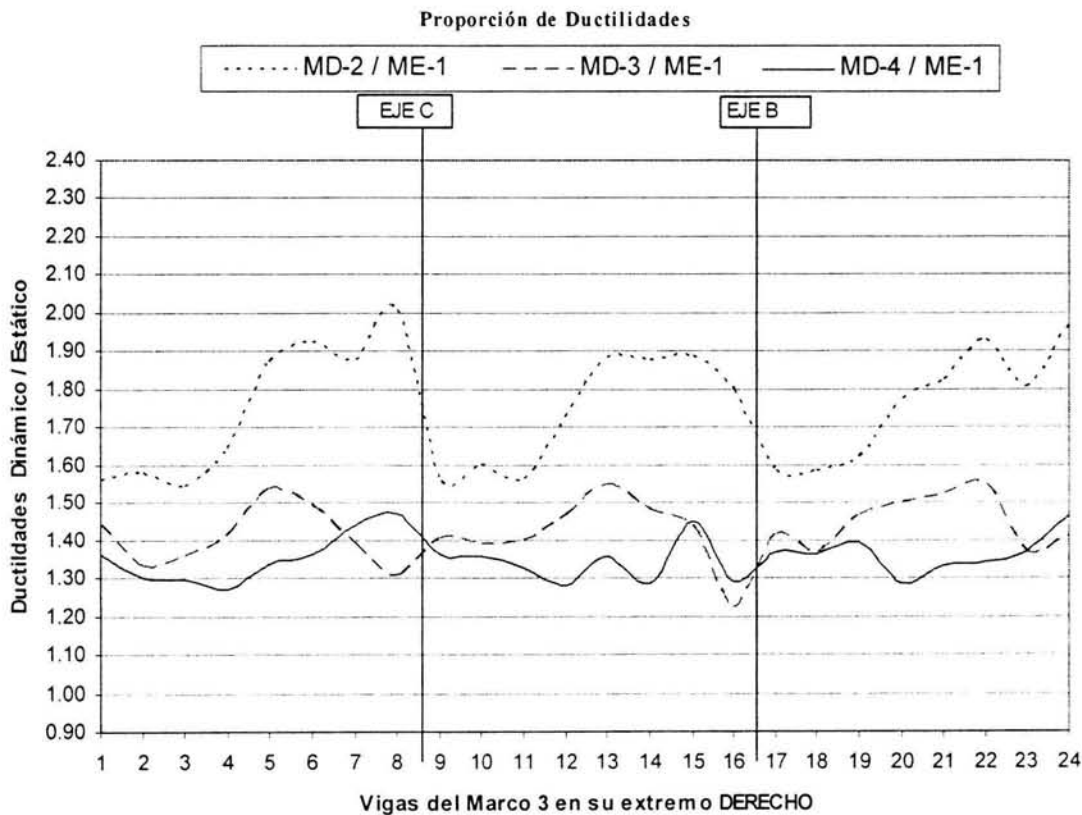
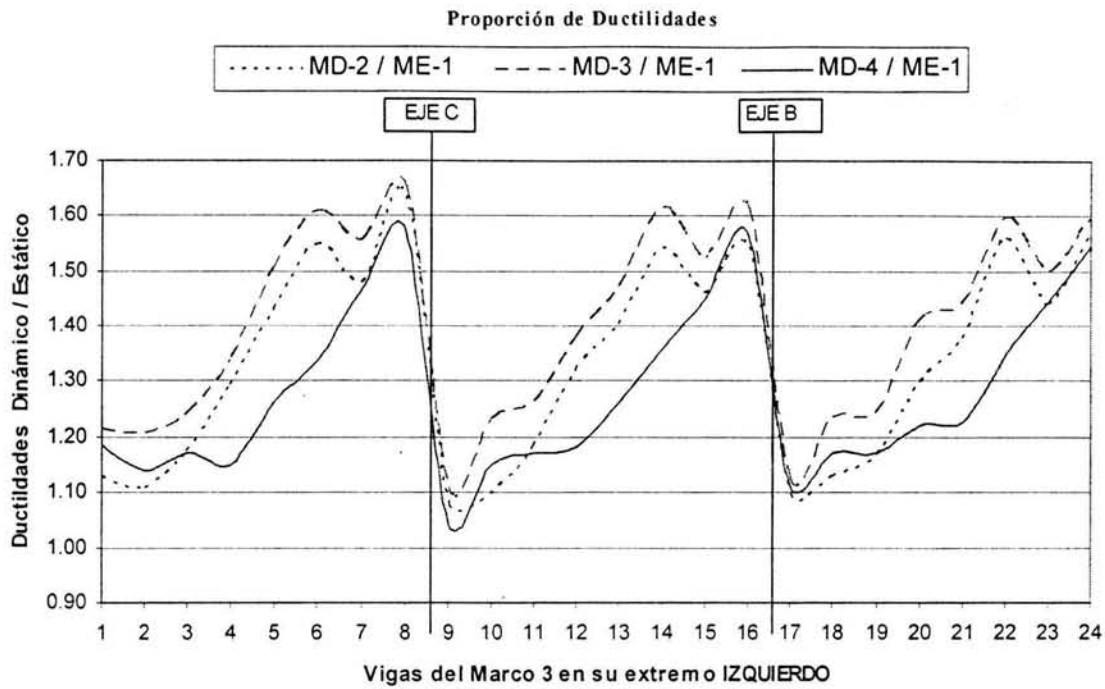
De lo anterior puede deducirse que, para este edificio en particular, el método de análisis elástico *MD-4* proporcionó buenos resultados, sin embargo, esto se debe a que la participación de la torsión accidental se está considerando dos veces en el análisis dinámico modal espectral.



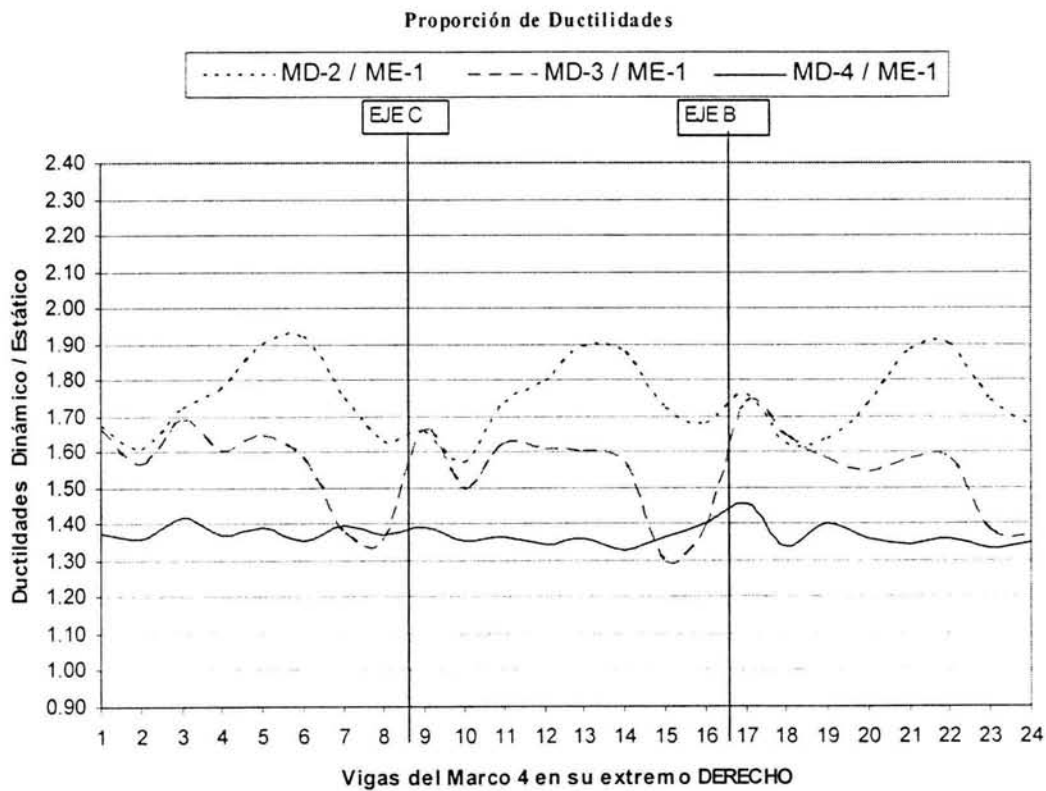
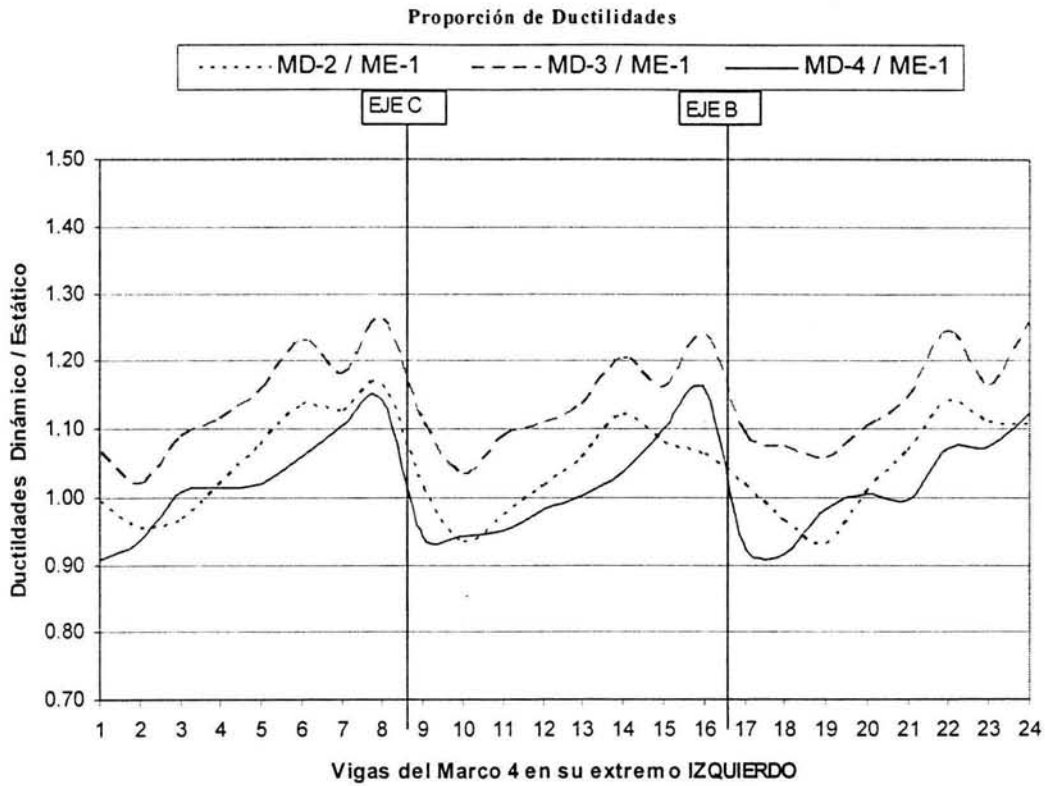
Figs. 6.7 y 6.8 Cocientes de ductilidades máximas en las vigas del Marco 1



Figs. 6.9 y 6.10 Cocientes de ductilidades máximas en las vigas del Marco 2



Figs. 6.11 y 6.12 Cocientes de ductilidades máximas en las vigas del Marco 3



Figs. 6.13 y 6.14 Cocientes de ductilidades máximas en las vigas del Marco 4

6.3 Relación entre demanda y capacidad de rotación plástica en los extremos de las vigas

En relación a los resultados presentados en la sección 6.1, se considera interesante evaluar la relación que guarda la demanda máxima de ductilidad en los elementos estructurales respecto a la capacidad que éstos tienen para desarrollar un comportamiento dúctil a flexión.

Particularmente para el caso de las vigas, en las cuales se alcanzaron notables demandas de ductilidad en sus extremos, se calculó la capacidad máxima de rotación, θ_p , que el elemento puede desarrollar con base en las propiedades geométricas y mecánicas de la sección transversal de cada viga. Al respecto, si se conocen dichas características, puede evaluarse la capacidad de rotación de la viga en el rango inelástico, empleando la ec. 6.1 (Park y Paulay, 1994):

$$\theta_p = L_p (\varphi_u - \varphi_y) \quad (6.1)$$

Donde:

θ_p = rotación plástica

L_p = longitud de la articulación plástica

φ_y = curvatura de la sección, asociada al momento de fluencia

φ_u = curvatura de la sección, asociada al momento último

En la ec. anterior, la longitud de la articulación plástica, para los extremos de cada viga, puede considerarse de manera práctica como $\frac{1}{2}$ del peralte efectivo de la sección transversal.

En la tabla 6.1, se compara, para los edificios estudiados (*ME-1*, *MD-2* y *MD-3*), la demanda máxima de ductilidad respecto a la capacidad de rotación en los extremos de las vigas correspondientes a la crujía central localizada entre los ejes B y C del marco 4, el cual fue seleccionado por haber presentado las mayores demandas de ductilidad.

Ubicación	Edificio	θ_p rad	$\theta_{demandada}$ rad	$\theta_{demandada} / \theta_p$ (%)
Nivel 8	ME - 1	2.58E-03	1.13E-03	43.84
	MD - 2	2.29E-03	1.33E-03	58.32
	MD - 3	2.29E-03	1.40E-03	61.15
Nivel 6	ME - 1	1.99E-03	1.41E-03	70.58
	MD - 2	2.36E-03	1.67E-03	70.52
	MD - 3	2.44E-03	1.70E-03	69.70
Nivel 3	ME - 1	1.84E-03	1.74E-03	94.23
	MD - 2	2.21E-03	2.01E-03	90.60
	MD - 3	2.36E-03	1.89E-03	80.11

Tabla 6.1 Relación entre demanda y capacidad de rotación en las vigas

6.4 Resumen de resultados

Los resultados obtenidos muestran que las máximas demandas de ductilidad, para todos los modelos estudiados (*ME-1*, *MD-2*, *MD-3* y *MD-4*), se presentaron principalmente en los elementos estructurales del marco 4, mientras que las menores se localizaron en los del marco 2, ambos orientados en la dirección "Y".

Con base en el análisis de las gráficas presentadas, correspondientes a los modelos *MD-2*, *MD-3* y *MD-4*, normalizados respecto al modelo *ME-1*, es posible destacar los siguientes puntos relevantes:

- ⇒ La notable diferencia que existe entre los resultados obtenidos para los extremos izquierdo y derecho de las vigas, puede atribuirse a la manera como se consideró la excitación sísmica en los análisis dinámicos paso a paso, ya que se analizó simultáneamente en las direcciones "X" y "Y" en sus sentidos positivos. De cambiarse esta consideración, podría modificarse la configuración de los resultados obtenidos, es decir, se esperaría un intercambio entre los valores de las ductilidades máximas en los extremos izquierdo y derecho en las vigas.
- ⇒ El método de análisis elástico utilizado es un aspecto fundamental para el diseño de los elementos estructurales de los edificios, ya que finalmente cuando se analiza de manera irrelástica el edificio diseñado, éste conducirá a diferentes niveles de demanda de ductilidad. Particularmente para los edificios estudiados, se encontró que el método Dinámico Modal Espectral en el cual se consideró además de un desplazamiento en la posición del *CM* en cada nivel, la aplicación de momentos adicionales (*MD-4*), proporcionó en la gran mayoría de los casos, los resultados más próximos a los correspondientes del modelo *ME-1*.
- ⇒ Se observa que la relación existente entre los resultados de los modelos *MD-2*, *MD-3* y *MD-4*, respecto a los del *ME-1*, se va incrementando proporcionalmente con la altura del edificio, es decir, que conforme las vigas se localizan en niveles superiores, las demandas máximas de ductilidad en sus extremos van superando cada vez más los resultados del modelo *ME-1*, llegando a ser mayores hasta en un 60% en el nivel de azotea. (Ver Figs. 6.9 y 6.11). Esta configuración de resultados podría atribuirse a una importante participación de los modos superiores de vibrar en el análisis dinámico paso a paso.
- ⇒ Haciendo una comparativa entre los resultados normalizados de los modelos *MD-2* y *MD-3*, es posible observar, a partir de las gráficas correspondientes a los extremos derechos de las vigas (Figs. 6.8, 6.10, 6.12 y 6.14), que el comportamiento del primero de ellos es el que sobrepasa grandemente los resultados del edificio diseñado con base en un análisis estático (*ME-1*).

Finalmente, el diseño de los edificios *MD-2*, *MD-3* y *MD-4* proviene de análisis que estiman de manera más realista la naturaleza dinámica de la torsión sísmica. Tales diferencias pueden atribuirse, entre otros factores, a que el diseño del *ME-1* proviene de un análisis estático, en donde se han implementado, para un modelo de varios niveles, los resultados obtenidos a partir de estudios de modelos de un nivel; específicamente en lo concerniente con el valor constante de 1.50, asumido para la amplificación dinámica que afecta directamente la excentricidad estructural e_s .

CAPÍTULO 7

CONCLUSIONES, COMENTARIOS Y RECOMENDACIONES

Se presentan a continuación, las conclusiones más importantes obtenidas con base en los resultados observados:

1. Las distribuciones de fuerza cortante obtenidas en los entrepisos de los ejes estructurales resistentes (columnas) del edificio, fueron similares para los 4 criterios de análisis considerados. Dichas similitudes indican que el comportamiento del edificio de 8 niveles, estudiado en este trabajo, está gobernado principalmente por un modo fundamental de vibración de carácter traslacional.
2. La aplicación del método sísmico estático produjo las mayores demandas de resistencias (elementos mecánicos) en el edificio estudiado.
3. De las variantes estudiadas para considerar la torsión accidental en el análisis dinámico modal espectral, se encontró que, en aquella donde se desplazó la posición del Centro de Masa (*CM*) y posteriormente se adicionó un momento torsionante en cada uno de los niveles, se presentaron las mayores demandas de resistencia en los elementos estructurales. Sin embargo, la aplicación de este criterio equivale a considerar un valor de excentricidad accidental por encima del 10% de la dimensión máxima de la planta. Como se pudo observar en la Fig. 3.4, cuando la fuerza cortante, obtenida con base en los criterios que mueven la posición del *CM*, fue normalizada respecto a resultados de un análisis dinámico nominal, entonces, para el caso inicialmente mencionado, se obtuvieron incrementos de fuerza cortante del orden de un 40% con respecto a la propuesta del reglamento.
4. Al comparar las distribuciones de fuerza cortante, obtenidas a partir de análisis elásticos empleando el criterio dinámico modal espectral, específicamente en aquel donde se desplazó el *CM* (caso 2) vs. el criterio donde se adicionaron momentos torsionantes (caso 3), se puede concluir lo siguiente: si bien, ambas distribuciones resultaron ser muy similares, la magnitud de la fuerza cortante que se obtiene al emplear el criterio 2, es ligeramente menor en un 10%. Estas diferencias, hacen evidente que los procedimientos para considerar la excentricidad accidental en estos dos criterios, no son equivalentes. Si se toma como base que el propósito de la torsión accidental es considerar las posibles incertidumbres en la estimación de las propiedades de los materiales, en la rigidez real de la estructura, en la distribución espacial de la masa, así como la rotación del terreno, entonces, los efectos de dicha torsión, no deberían de incluirse en los criterios de superposición modal empleados en el análisis dinámico. Con base en lo anterior, se considera que el criterio propuesto en este trabajo, no se contrapone con el propósito que da origen a la excentricidad accidental.
5. En relación con los resultados que arrojaron los análisis no lineales, si comparamos las demandas de ductilidad obtenidas con el criterio establecido en el reglamento y las del criterio propuesto en este trabajo, para distribuciones de daño sensiblemente similares, se obtuvieron menores valores con este último. Esto indica, que la metodología de análisis propuesta en este

trabajo, aplicada al edificio estudiado, proporcionó diseños provistos de una reserva adicional de resistencia; donde se debe tomar en cuenta que la única variante entre estos dos criterios, radica en la manera como se consideró la torsión accidental.

6. Las demandas máximas de ductilidad se localizaron en los elementos estructurales de los marcos orientados en la dirección principal "Y". Particularmente fue en el marco 4, ubicado a una mayor distancia de la posición del Centro de Torsión en los entrepisos, donde se presentaron las mayores demandas de ductilidad; por el contrario, el marco 2 del edificio fue el menos demandado. Así mismo, de los resultados observados, es importante destacar que, de todos los criterios estudiados, el análisis sísmico estático originó diseños más resistentes para las vigas y columnas, lo que se tradujo en las menores demandas de ductilidad o daño observadas en las mismas.
7. La manera como se cuantifica la excentricidad accidental, según los códigos actuales, es independiente del nivel de asimetría de la estructura. Es claro que entre menor sea el nivel de asimetría, los efectos torsionales debidos a la excentricidad accidental serán más significativos en su respuesta, siendo el caso extremo el modelo simétrico donde la totalidad de los efectos de torsión se atribuirán a la excentricidad accidental. Al respecto, la literatura especializada en el tema (De la Llera y Chopra, 1994) también reporta este hecho.

Se enumeran en seguida, algunas recomendaciones en relación con la **manera** de emplear los métodos sísmico estático y dinámico modal espectral:

1. La metodología empleada al analizar estáticamente un edificio, considerando los aspectos reglamentarios por torsión, como se mostró en este trabajo, implica una gran labor de procesamiento de toda la información, la cual, no se justifica si se contempla que, gracias a las herramientas de cómputo actuales, es más práctico y recomendable realizar un análisis dinámico modal espectral y obtener directamente las respuesta máximas de una estructura. Este aspecto ha sido enfatizado anteriormente en algunos trabajos desarrollados en el tema, sin embargo, con base en los resultados obtenidos en este trabajo, se hace más evidente la ventaja de emplear el método de análisis dinámico sobre el estático.
2. La excentricidad accidental en los análisis estático y dinámico, adopta una magnitud constante ($e_a = \pm 0.1B$), la cual, según lo establecido en reglamentos, no depende del tipo y características de la estructura, sin embargo, sería razonable pensar que por ejemplo, una estructura de acero tendría una menor incertidumbre en cuanto a la variación de sus propiedades mecánicas, que una estructura de concreto. Por otro lado, se ha demostrado que la amplificación dinámica varía con la altura de una estructura, lo cual podría sugerir que la excentricidad accidental no necesariamente tendría que ser un valor constante en todos los entrepisos de un edificio.
3. Establecer un valor único de la excentricidad accidental ($e_a = \pm 0.1B$) en los análisis es un aspecto cuestionable, debido a que el fenómeno de la torsión accidental contempla una gran diversidad de fuentes o causas que la originan y que difícilmente pueden ser cuantificables. Por ejemplo, se ha observado que los efectos de la rotación del suelo, afectan de manera importante la respuesta de aquellas estructuras que poseen una planta muy alargada. Por todo lo anterior, se recomienda que se realicen estudios futuros que permitan indagar sobre la posibilidad de modificar el valor de e_a en los análisis, considerando las características de las estructuras.

4. La aplicación del método sísmico estático, bajo los lineamientos del reglamento vigente, está limitada para edificios cuya altura sea menor a 60 m, y que presenten además, características estructurales regulares en planta y elevación. Al respecto, en la propuesta de normas técnicas, próxima a aprobarse, su empleo se encuentra aún más limitado (20 y 30 m, dependiendo del nivel de asimetría), razón por la cual, es ampliamente recomendable analizar sísmicamente las estructuras empleando métodos dinámicos.

5. En relación con las estructuras cuyo diafragma de piso no se puede modelar como un cuerpo rígido, la metodología presentada en este trabajo puede ser aplicable si se lleva a cabo un análisis dinámico. Sin embargo, habría que evaluar y definir algunos criterios para considerar adecuadamente la excentricidad accidental, por lo cual se sugiere realizar estudios futuros sobre este tipo de irregularidades en edificios.

REFERENCIAS

Arnal, S. y Betancourt, M., 1993, "Nuevo Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Ed. Trillas, 2da. edición, México.

Chípol, A., 2001, "Estudio de la Respuesta Sísmica de Modelos Tridimensionales de Edificios Torsionalmente Acoplados", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

Chopra A. K., 2001, "Dynamics of Structures", Prentice-Hall Inc., Second Edition, Upper Saddle River, Nueva Jersey, E.U.A.

Damy y Alcocer, 1986, "Centro de Torsión de Edificios Obtenido Matricialmente", Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM.

De la Llera, J.C. y Chopra, A.K., 1994, "Accidental and Natural Torsion in Earthquake Response and Design of Buildings", Report No. UBC/EERC-94-07, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, E.U.A.

Esteva, L., 1980, "Design: General", Capítulo 4 en "Design of Earthquake Resistant Structures", Ed. E. Rosenblueth, Pentech Press Ltd., Inglaterra; traducido al español por el Instituto Mexicano del Cemento y el Concreto, Limusa, 2da. impresión, 1991, México D.F.

González, O. y Robles, F., 1996, "Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado", Ed. Limusa, 3ra. edición, México.

Li, K. N., 1996, "CANNY-E, Three-Dimensional Nonlinear Dynamic Structural Analysis Computer Program Package, Users Manual", Canny Consultants PTE LTD, Singapur.

Li, K. N., 1996, "CANNY-E, Three-Dimensional Nonlinear Dynamic Structural Analysis Computer Program Package, Technical Manual", Canny Consultants PTE LTD, Singapur.

Meli, R. y Bazán, E., 2001, "Diseño Sísmico de Edificios", Ed. Limusa, 4ta. reimpresión, México.

Meli, R., 2000, "Diseño Estructural", Ed. Limusa, 2da. edición, México.

Newmark, N. M. y Rosenblueth, E., 1971, "Fundamentals of Earthquake Engineering", Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, Nueva Jersey, E.U.A.

NTCDCEC-93, 1993, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, México.

NTCDS-93, 1993, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, México.

Ortega, J., 2001, “Efecto de la Variación del Periodo Fundamental en la Respuesta Sísmica Inelástica de Edificios Torsionalmente Acoplados”, Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

Park, R. y Paulay, T., 1994, “Estructuras de Concreto Reforzado”, Ed. Limusa, 7ma. reimpresión, México.

Paz, M., “Dinámica Estructural”, Ed. Reverté S.A., Louisville, Kentucky, E.U.A.

Rosenblueth, E. y Elorduy, 1969, “Response of Linear Systems to Certain Transient Disturbances”, Proceedings, 4to. Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica, Santiago, Chile.

Wilson, E. L., Der Kiureghian y E. P. Bayo, 1981, “A Replacement for the SRRS Method in Seismic Analysis”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 9, No. 2, Inglaterra.

Wilson, E. y Habibullah, A., 1995, “SAP90, A Series of Computer Programs for the Finite Element Analysis of Structures, Users Manual”, Computers and Structures Inc., E.U.A.

Zárate G., Ayala G. y García O., 2003, “Método Sísmico Estático para Edificios Asimétricos: Revisión de Enfoques”, Revista de Ingeniería Sísmica No. 65-1-21, México.

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

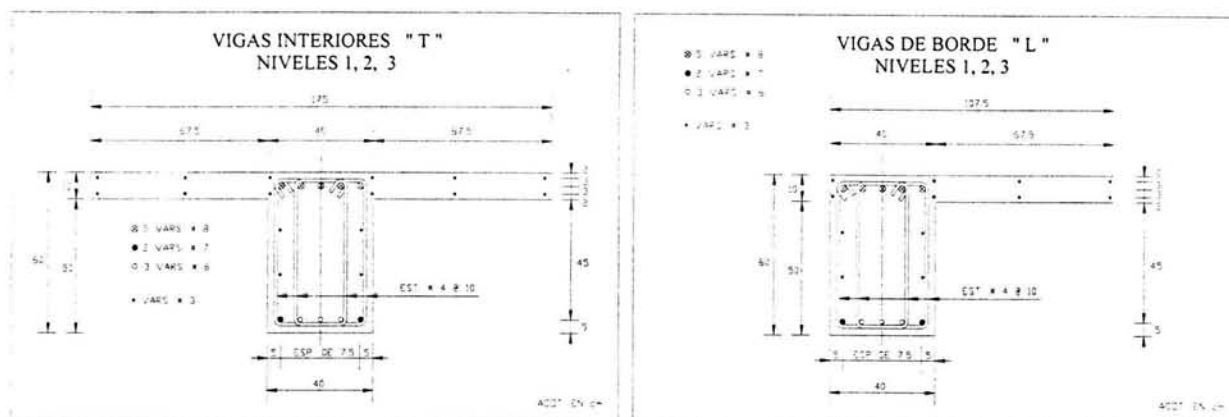
ANEXO 1

A continuación, se presentan los croquis correspondientes al acero de refuerzo en vigas y columnas del edificio de 8 niveles, diseñado con base en 4 criterios independientes de análisis elástico, descritos en el capítulo 4:

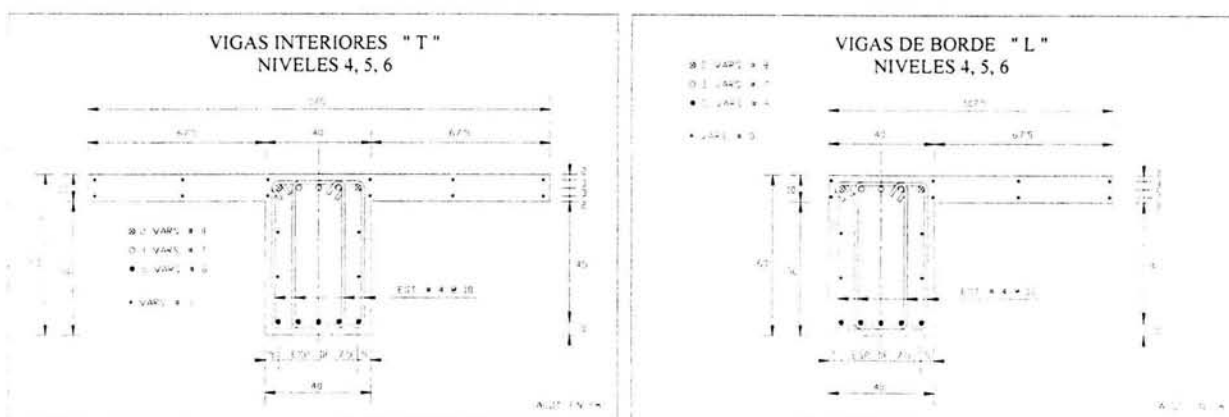
Caso 1

Edificio diseñado con resultados provenientes de un Análisis Sísmico Estático, considerando la norma por torsión conforme al RCDF-93.

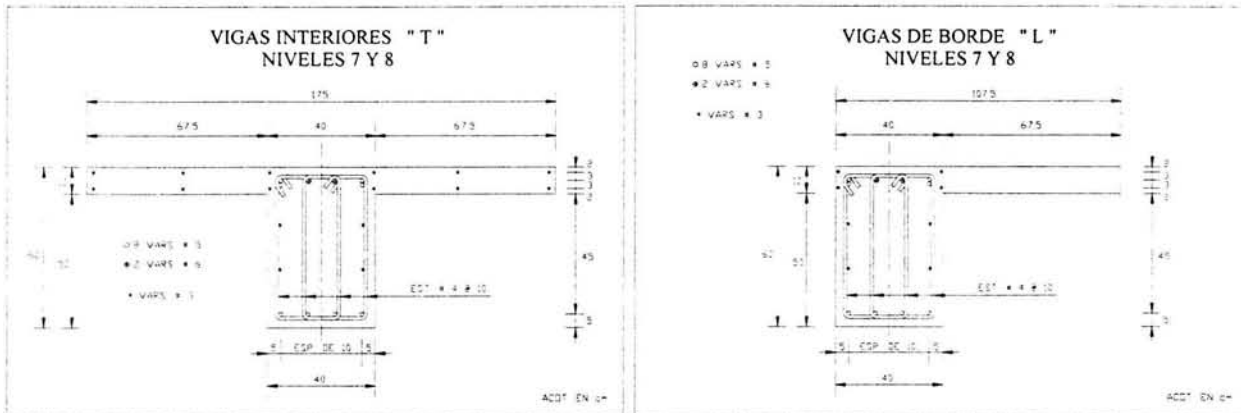
Nota: Ver la sección 4.4.6.



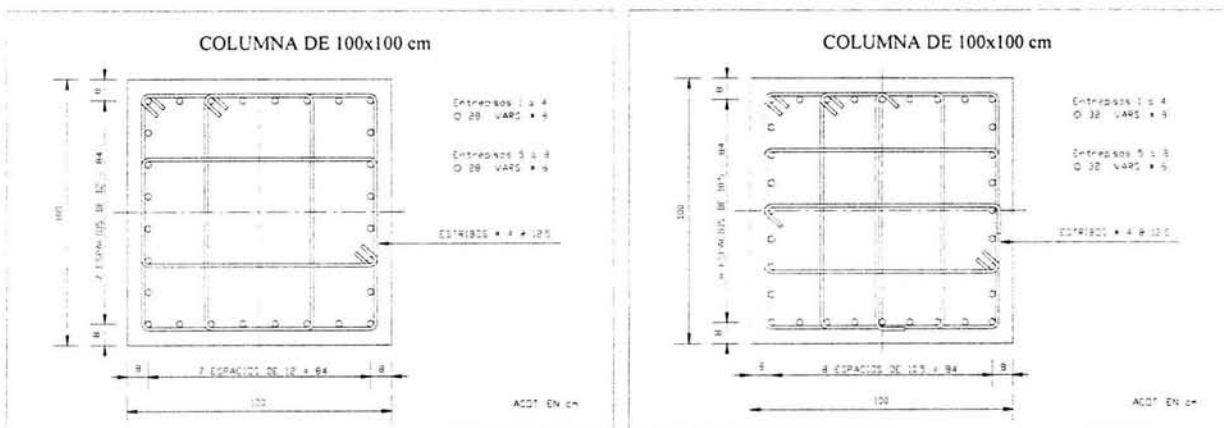
Acero de refuerzo en las vigas de los niveles 1, 2 y 3 (Caso 1)



Acero de refuerzo en las vigas de los niveles 4, 5 y 6 (Caso 1)



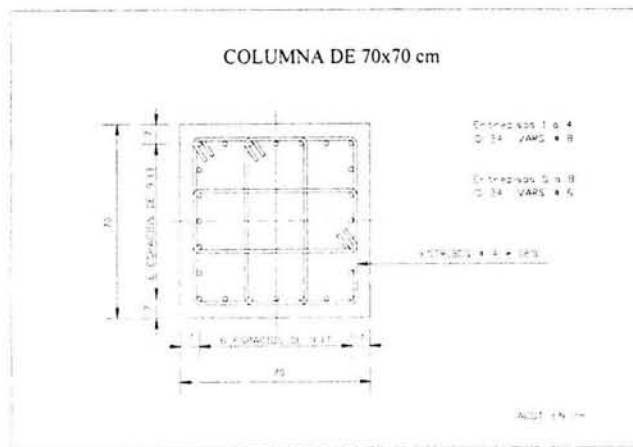
Acero de refuerzo en las vigas de los niveles 7 y 8 (Caso 1)



Excepto en ejes 4A y 1D

Únicamente en ejes 4A y 1D

Acero de refuerzo en las columnas tipo I (100 x 100 cm) (Caso 1)



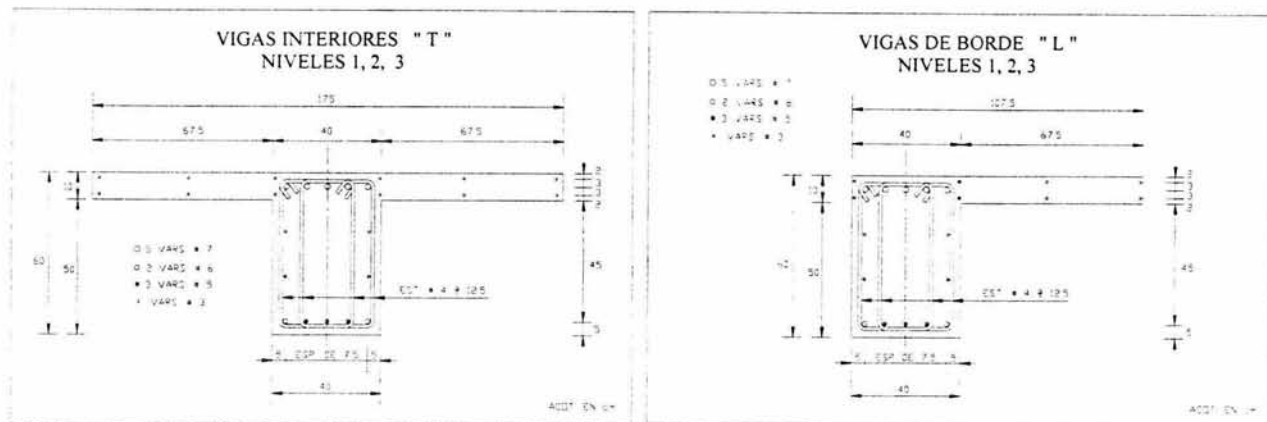
Columnas interiores

Acero de refuerzo en las columnas tipo II (70 x 70 cm) (Caso 1)

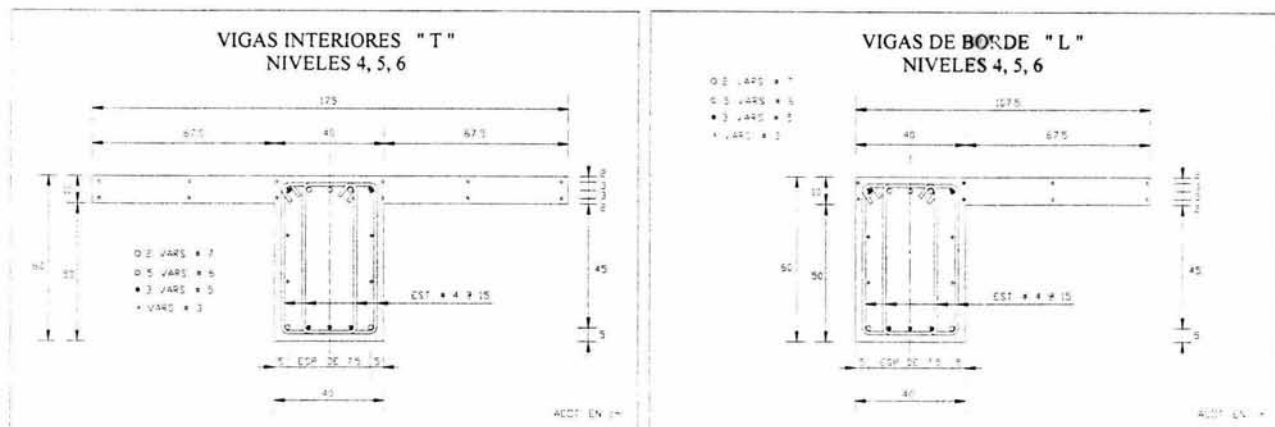
Caso 2

Edificio diseñado con resultados provenientes de un Análisis Dinámico Modal Espectral, desplazando la posición del CM de cada nivel una distancia igual a $\pm 0.1B$, en ambas direcciones.

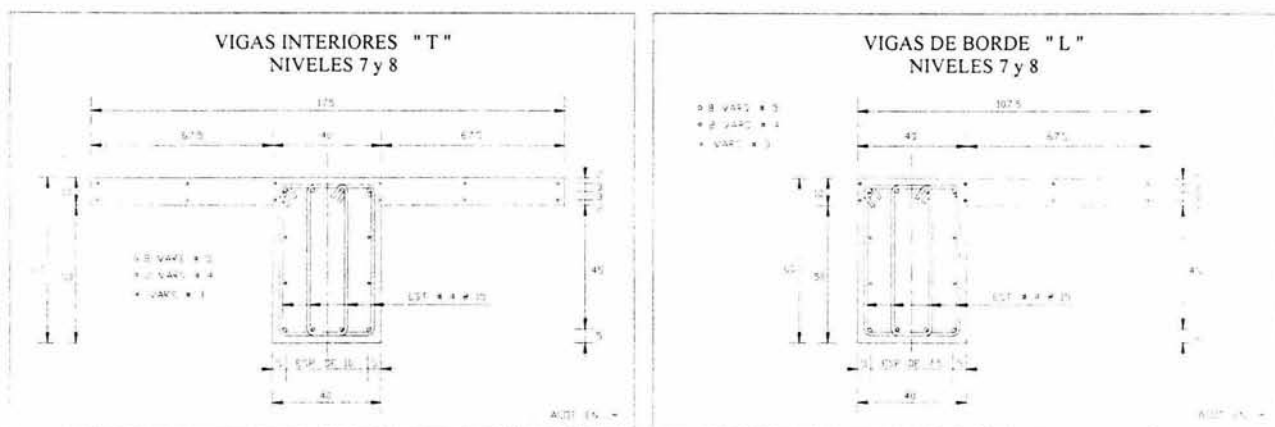
Nota: Ver la sección 4.5.3.



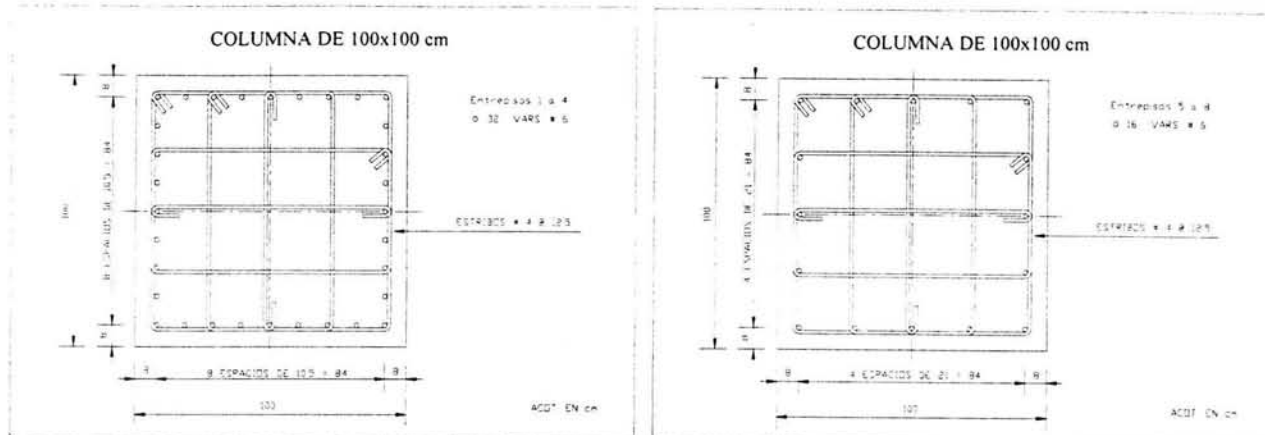
Acero de refuerzo en las vigas de los niveles 1, 2 y 3 (Caso 2)



Acero de refuerzo en las vigas de los niveles 4, 5 y 6 (Caso 2)

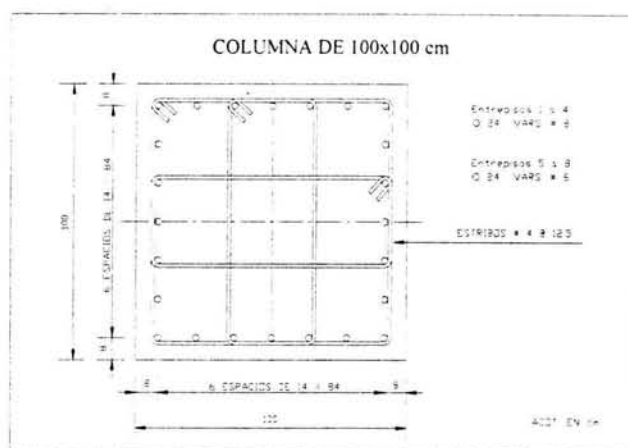


Acero de refuerzo en las vigas de los niveles 7 y 8 (Caso 2)



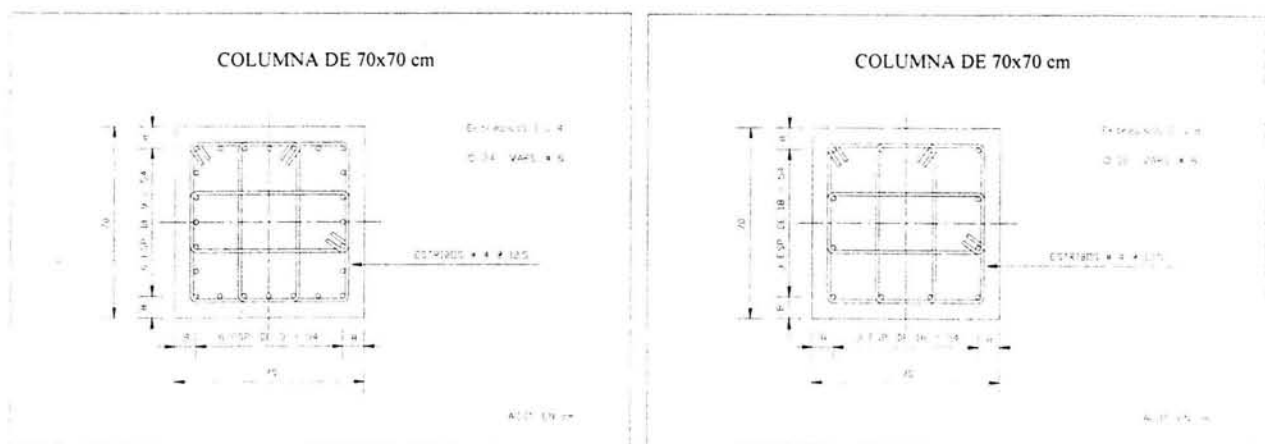
En periferia excepto en 1A, 4A y 1D

En periferia excepto en 1A, 4A y 1D



Únicamente en ejes 1A, 4A y 1D

Acero de refuerzo en las columnas tipo I (100 x 100 cm) (Caso 2)



Columnas interiores

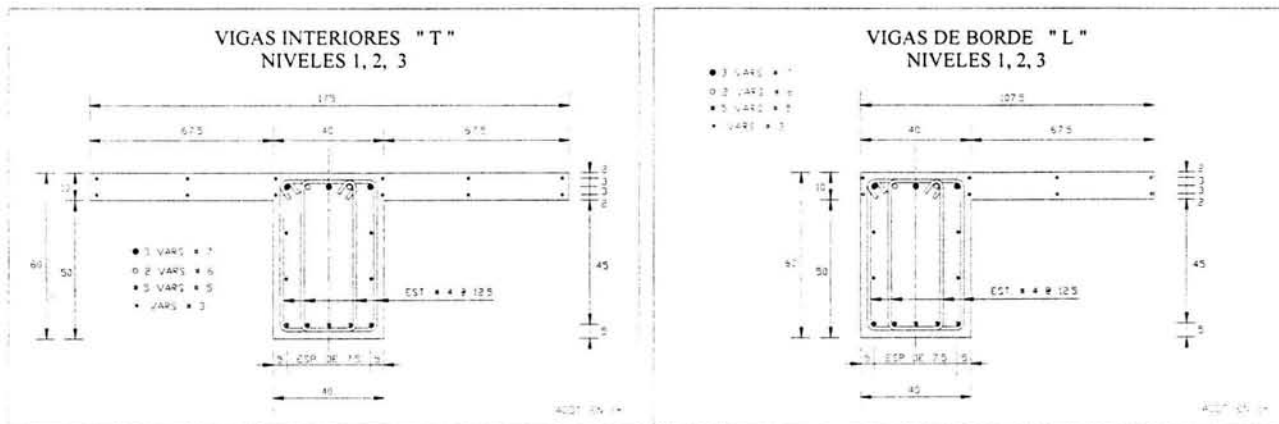
Columnas interiores

Acero de refuerzo en las columnas tipo II (70 x 70 cm) (Caso 2)

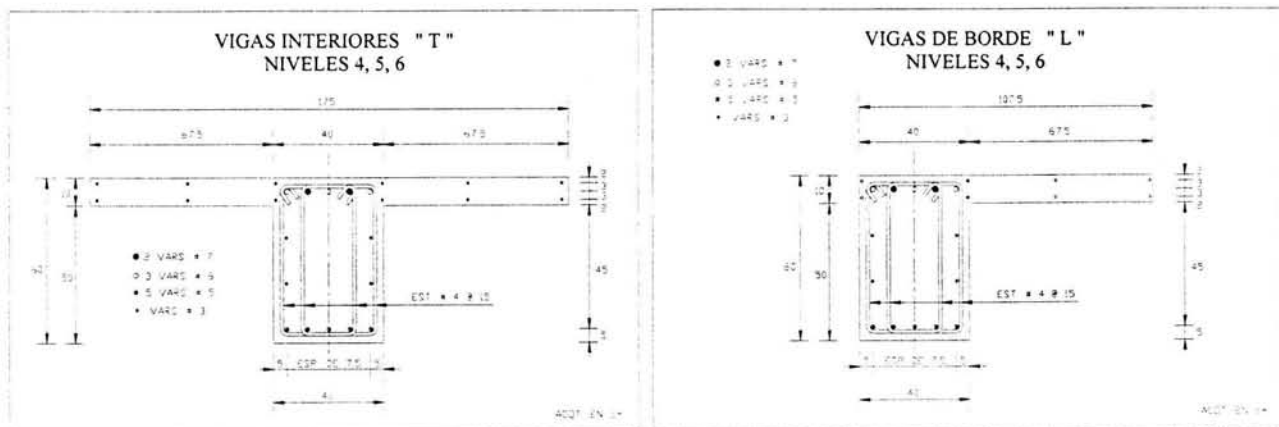
Caso 3

Edificio diseñado con resultados provenientes de un Análisis Dinámico Modal Espectral, adicionando un momento torsionante en cada nivel. (Criterio propuesto)

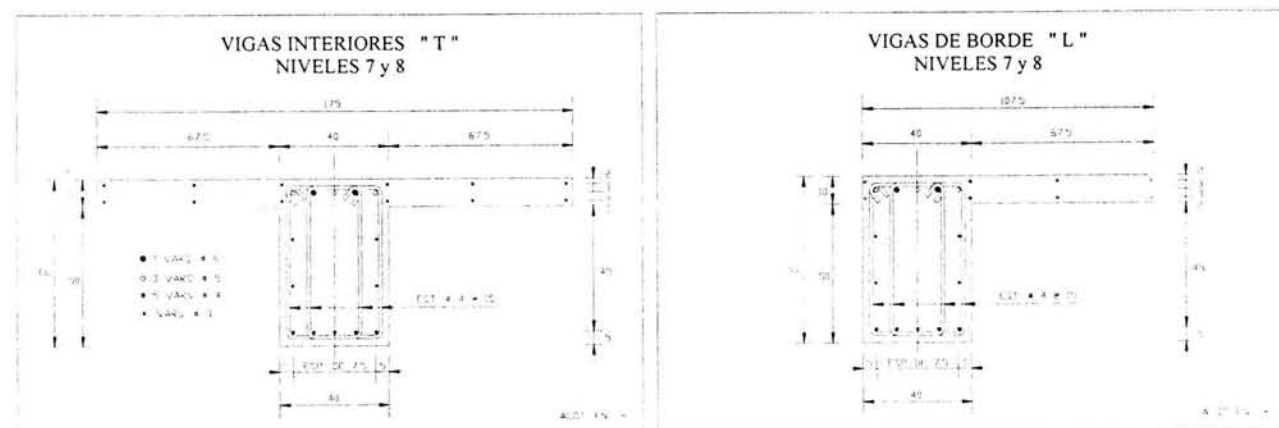
Nota: Ver la sección 4.6.3.



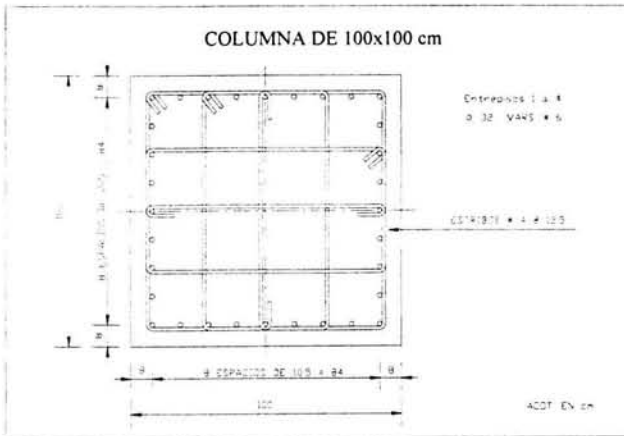
Acero de refuerzo en las vigas de los niveles 1, 2 y 3 (Caso 3)



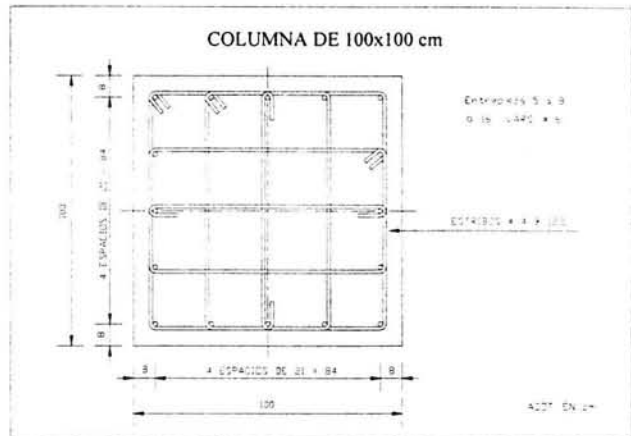
Acero de refuerzo en las vigas de los niveles 4, 5 y 6 (Caso 3)



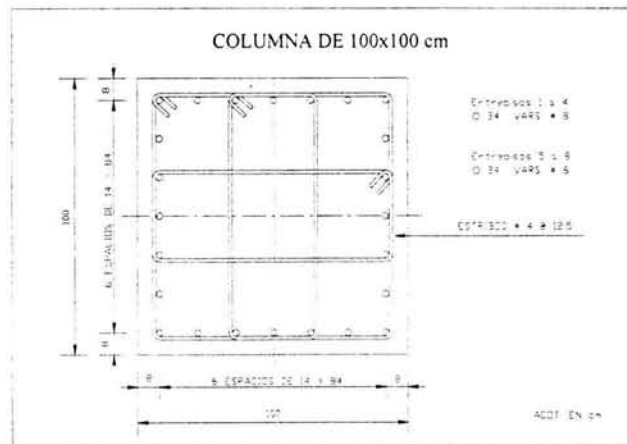
Acero de refuerzo en las vigas de los niveles 7 y 8 (Caso 3)



En periferia excepto en 1A, 4A y 1D

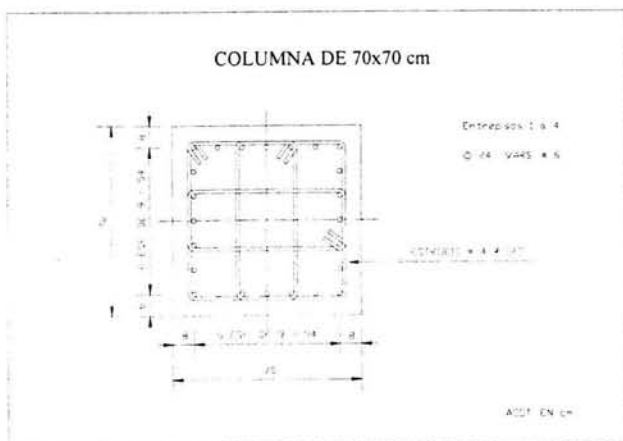


En periferia excepto en 1A, 4A y 1D

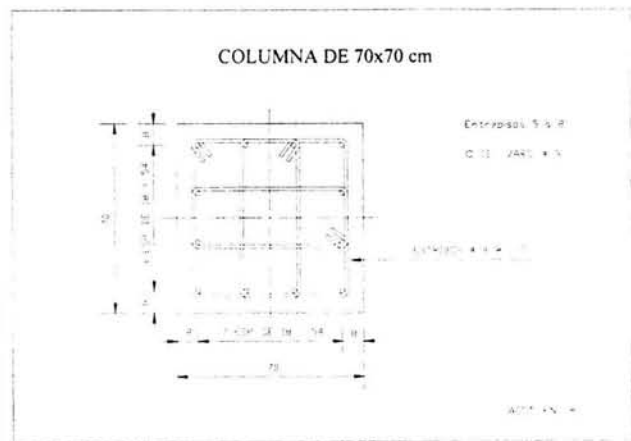


Únicamente en ejes 1A, 4A y 1D

Acero de refuerzo en las columnas tipo I (100 x 100 cm) (Caso 3)



Columnas interiores



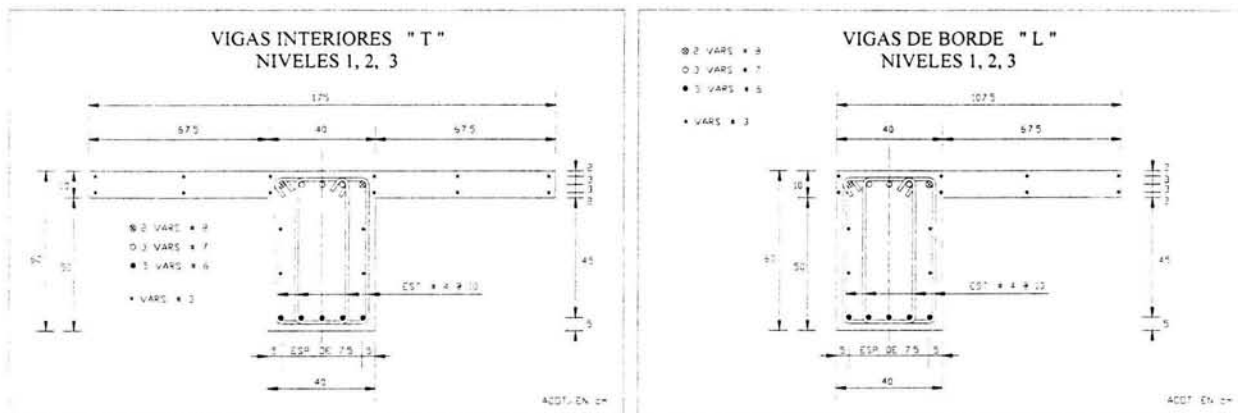
Columnas interiores

Acero de refuerzo en las columnas tipo II (70 x 70 cm) (Caso 3)

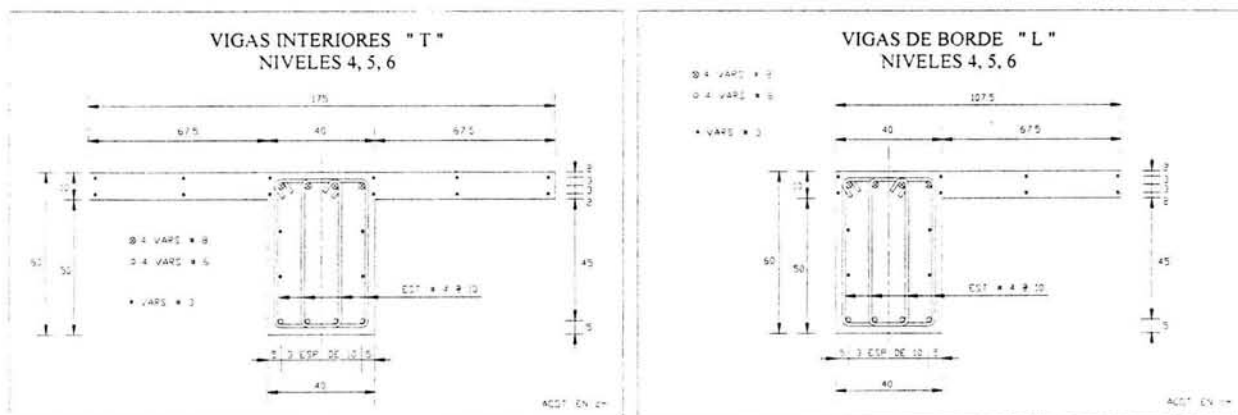
Caso 4

Edificio diseñado con resultados provenientes de un Análisis Dinámico Modal Espectral, desplazando la posición del CM, y considerando un momento torsionante adicional en cada nivel.

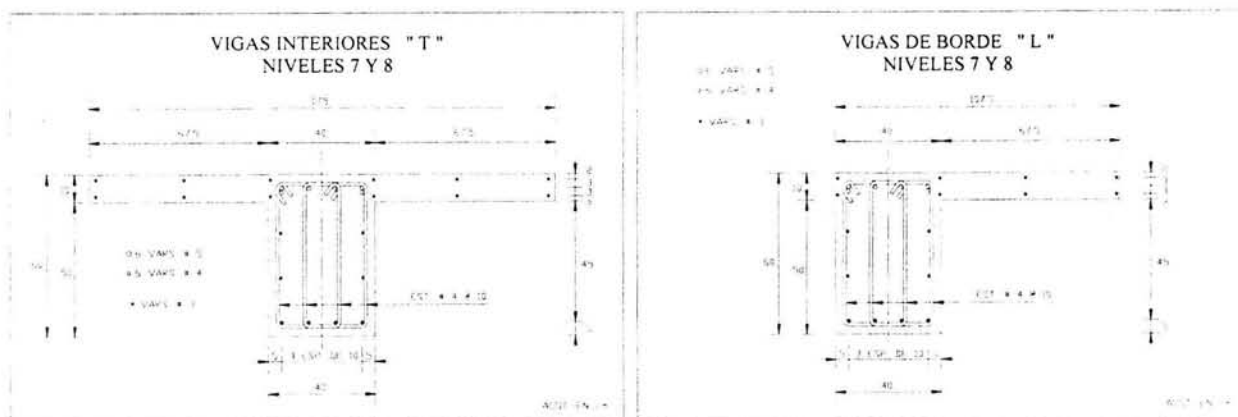
Nota: Ver la sección 4.7.2.



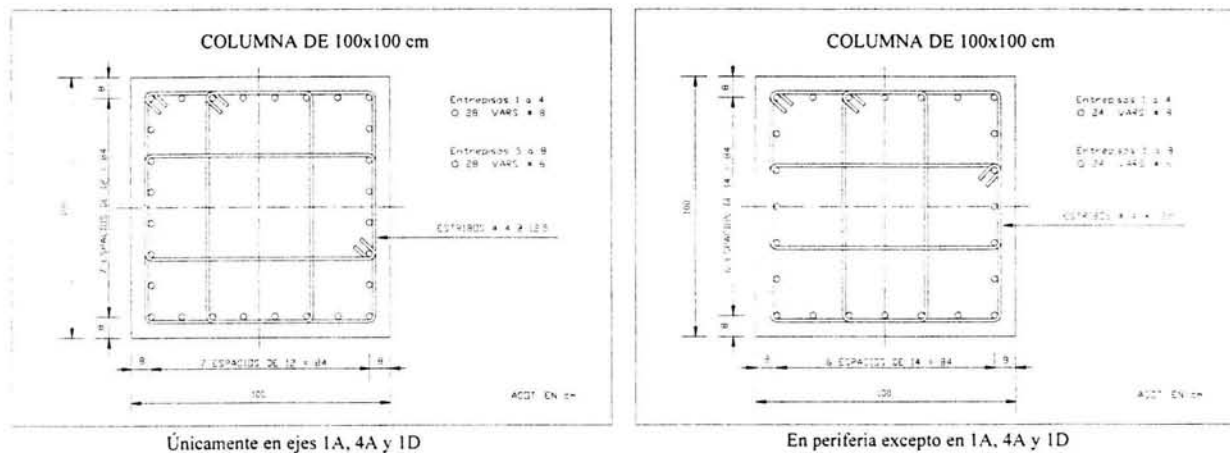
Acero de refuerzo en las vigas de los niveles 1, 2 y 3 (Caso 4)



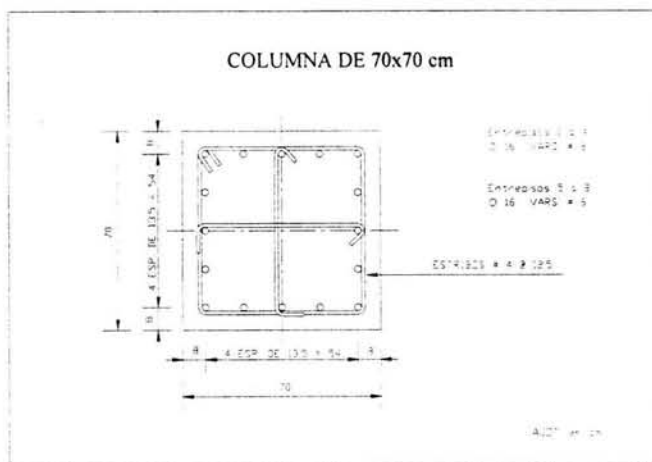
Acero de refuerzo en las vigas de los niveles 4, 5 y 6 (Caso 4)



Acero de refuerzo en las vigas de los niveles 7 y 8 (Caso 4)



Acero de refuerzo en las columnas tipo I (100 x 100 cm) (Caso 4)



Acero de refuerzo en las columnas tipo II (70 x 70 cm) (Caso 4)

**TABLAS COMPARATIVAS DEL ACERO DE REFUERZO
EN LAS VIGAS Y COLUMNAS DE LOS EDIFICIOS ESTUDIADOS**

ACERO LONGITUDINAL EN VIGAS

		En lecho superior (Momento Negativo)		En lecho inferior (Momento Positivo)			
		Niveles 1-2-3	Niveles 4-5-6	Niveles 7-8	Niveles 1-2-3	Niveles 4-5-6	Niveles 7-8
Caso 1		25.35	21.78	13.62	16.31	14.25	7.92
Caso 2		19.40	16.31	11.88	11.64	9.66	6.50
Caso 3		17.34	16.31	11.64	9.90	9.90	6.35
Caso 4		21.78	20.28	11.88	14.25	11.40	7.62
							En cm ²

ACERO LONGITUDINAL EN COLUMNAS

		Columnas de 100 x 100 cm		Columnas de 70 x 70 cm	
		Solo en EJE A y 1 Excepto 1A, 4A y 1D	Solo en 1A, 4A y 1D	Localizadas entre ejes 2 a 4 y ejes B a D	
		Entrepisos 1 a 4	Entrepisos 5 a 8	Entrepisos 1 a 4	Entrepisos 5 a 8
Caso 1		141.96	79.80	121.68	68.40
Caso 2		91.20	45.60	68.40	34.20
Caso 3		91.20	45.60	68.40	34.20
Caso 4		121.68	68.40	81.12	45.60
					En cm ²

NOTA:

El área que se presenta en estas tablas corresponde al acero longitudinal de refuerzo, ajustado a combinaciones de varillas; por tal motivo NO representa con total exactitud el área de acero requerida por resistencia, obtenida como resultado de los análisis elásticos.