



01161
14

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO

EVALUACION DE LA CAPACIDAD SISMICA TORSIONAL
DE ESTRUCTURAS ASIMETRICAS.

T E S I S
P R E S E N T A D A P O R :
ARNULFO JUAREZ VALENCIANO
P A R A O B T E N E R E L G R A D O D E :
MAESTRO EN INGENIERIA
(ESTRUCTURAS)

DIRIGIDA POR:
M. EN I. OCTAVIO GARCIA DOMINGUEZ



CIUDAD UNIVERSITARIA,

2003



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.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología la beca que me fue otorgada durante mis estudios de maestría, así como el apoyo económico recibido mediante el proyecto de investigación “Evaluación del Comportamiento Sísmico de Estructuras Asimétricas”, con el cual me fue posible avanzar en la realización de la tesis.

Al M. en I. Octavio García Domínguez, director de esta tesis, por otorgarme todo su apoyo en la realización de la misma, por compartir sus conocimientos conmigo, brindarme siempre su apoyo, paciencia y amistad en forma desinteresada.

Agradezco a los profesores, Dr. A. Gustavo Ayala Milián, Dr. Eduardo Reinoso Angulo, Dr. Oscar López Bátiz y Dr. Carlos Reyes Salinas, por su dedicación y apoyo en la revisión de esta tesis, con objeto de enriquecerla y mejorarla con relevantes observaciones y comentarios.

A mis compañeros de cubículo, familiares y amigos.

A mis profesores.

DEDICATORIAS

A Dios, por permitirme conocer la vida.

A mis padres, Tiburcio y Rosario, por darme su amor infinito, por su gran sacrificio, por brindarme siempre una palabra de aliento y levantarme siempre que he caído, por su apoyo y comprensión para que yo siga siempre adelante y hacer de mí un hombre de bien.

A mis hermanos, Lorena, Benito y Angélica, por todo su apoyo, cariño y por encontrar en ellos el sentido que tiene ser parte de una familia.

A mi novia, Denhi, por conocer en ella el verdadero amor y llenar de felicidad mi vida, por su apoyo, cariño, y comprensión.

RESUMEN

Tomando como base los criterios de diseño sísmico por torsión establecidos en códigos de diversos países, se revisaron, para modelos de edificios de un nivel, las distribuciones de cortantes que estos originaban. Del análisis de estos resultados se seleccionaron tres criterios de diseño que consideraban situaciones extremas y de interés particular, los cuales serían empleados en el diseño de un modelo tridimensional obtenido de un análisis comparativo de estructuras con comportamiento de flexión o de cortante. Para ello, se realizó un estudio y comparación de los diferentes modelos de edificios utilizados para la obtención de la posición de su centro de torsión, con la finalidad de identificar los alcances y las limitaciones de modelos simplificados. Para esto se estudiaron edificios de 3, 4, 5, 6, 9, 12 y 15 niveles, considerando diferentes niveles de asimetría estructural en rigideces para cada uno de los modelos.

Con base en lo anterior, se seleccionó un modelo de ocho niveles, el cual se diseñó nominalmente de acuerdo a resultados obtenidos de análisis elásticos empleando diferentes criterios de diseño por torsión. El objetivo de esto es observar las tendencias que presenta dicho modelo en la distribución de cortantes en cada plano resistente, así como también la demanda de ductilidad alcanzada y su comportamiento no lineal. El modelo presenta asimetría en planta y en elevación. Es importante comentar que, el análisis no lineal de este modelo se realizó considerando valores nominales de resistencias para evitar la influencia de criterios complementarios de diseño tales como requisitos mínimos.

Finalmente se realizó un estudio de la respuesta sísmica del edificio de ocho niveles antes mencionado, diseñado nominalmente con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF), a partir de un análisis dinámico modal espectral que toma en cuenta la torsión accidental mediante la adición de momentos en los niveles.

Para el estudio en el rango no lineal del modelo se utilizó el programa de análisis no lineal Canny-E, y como excitación sísmica la que se registro en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT).

ÍNDICE

RESUMEN	i
ÍNDICE	ii
1. INTRODUCCIÓN.	
1.1 Introducción.	1
2. ANTECEDENTES.	
2.1 Antecedentes.	3
2.2 Torsión elástica.	4
2.3 Torsión inelástica.	5
2.4 Criterios de diseño sísmico por torsión.	5
2.5 Estudios previos sobre edificios asimétricos reales en México.	7
2.6 Estudios realizados en otras partes del mundo.	15
3. FUNDAMENTACIÓN DEL CONCEPTO DE EXCENTRICIDAD DE DISEÑO.	
3.1 Excentricidad estática o estructural.	18
3.2 Excentricidad accidental.	18
3.3 La excentricidad de diseño con base en diversos códigos.	19
3.4 Sobrerresistencia por torsión en diversos códigos.	19
3.4.1 Distribución de cortantes en un edificio de un nivel.	20
3.4.2 Distribución de cortantes para un modelo de varios niveles.	28
3.4.3 Observaciones.	32
4. MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO.	
4.1 Espectros de diseño sísmico.	34
4.2 Reducción de fuerzas sísmicas.	36
4.3 Método Sísmico Estático.	36
4.3.1 Cálculo de fuerzas cortantes.	36
4.3.2 Efectos de torsión.	37
4.3.3 Efectos bidireccionales.	37
4.3.4 Distribución de las fuerzas sísmicas entre los elementos resistentes.	38
4.4 Método Dinámico Modal Espectral.	38
4.4.1 Combinación de las respuestas modales máximas.	39
4.4.2 Análisis dinámico en dos dimensiones y efectos de torsión.	40
4.4.3 Análisis dinámico tridimensional y efectos de torsión.	40
4.4.3.1 Consideraciones de diseño del análisis modal espectral.	41

5. ANÁLISIS SÍSMICO DE EDIFICIOS UTILIZANDO MODELOS DE CORTANTE Y FLEXIÓN.	
5.1 Introducción.	42
5.2 Antecedentes.	42
5.3 Modelos de cortante vs. modelos de flexión.	43
5.4 Modelos de cortante sin flexión y con flexión en vigas y modelos tridimensionales de flexión.	43
5.4.1 Modelos de cortante.	43
5.4.2 Modelos de flexión.	44
5.5 Descripción de los modelos considerados.	45
5.6 Presentación de resultados de los modelos estudiados.	48
6. EDIFICIO DISEÑADO CON TRES CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO POR TORSIÓN.	
6.1 Descripción del modelo en estudio.	57
6.2 Análisis de cargas.	58
6.2.1 Cálculo del centro de torsión.	59
6.2.2 Combinaciones de carga.	60
6.2.3 Análisis elástico del edificio.	61
6.3 Criterios de diseño.	61
6.4 Evaluación de la estructura en el rango no lineal.	63
6.5 Excitación sísmica.	63
6.6 Respuesta sísmica del edificio con base a resultados de análisis sísmico estático y dinámico modal espectral.	63
7. DESEMPEÑO SÍSMICO DEL MODELO DISEÑADO CON TRES REGLAMENTOS POR TORSIÓN.	
7.1 Comportamiento no lineal y demanda de ductilidad.	66
7.2 Evaluación de las demandas de utilidad del edificio diseñado por los tres criterios.	66
7.2.1 Comparación entre la resistencia cortante y la demanda sísmica del edificio	75
7.3 Evaluación de las demandas de utilidad del edificio diseñado por el método sísmico estático y el método dinámico modal espectral.	85
7.3.1 Comparación entre la resistencia cortante y la demanda sísmica del edificio.	98
8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	
Conclusiones y recomendaciones.	107
REFERENCIAS.	
Referencias.	109

CAPÍTULO 1

1.1 Introducción

Las construcciones edificadas en la ciudad de México, sobre todo las que se encuentran en suelo blando, característico de esta ciudad, han sufrido daños considerables por los sismos ocurridos en el pasado reciente. El sismo del 19 de Septiembre de 1985 mostró una clara evidencia de que las estructuras no estaban diseñadas para resistir dichos eventos y de la necesidad de revisar las disposiciones de diseño vigentes en esas fechas.

De acuerdo con las estadísticas del sismo de 1985, uno de los daños más relevantes experimentado por las estructuras fue el ocasionado por la torsión debido a que éstas presentaban diferentes grados de asimetría en planta, rigideces, resistencias o elevación. Esta situación hizo necesario llevar a cabo una revisión de las normas por torsión vigentes con objeto de mejorarlas e incrementar el nivel de seguridad de las construcciones ante eventos sísmicos futuros. Para ello fue necesario reconocer la naturaleza inelástica del problema ya que, bajo la acción de sismos intensos, las estructuras experimentan diferentes niveles de daño en sus elementos estructurales.

Es de interés mencionar que las recomendaciones de diseño por torsión existentes en el mundo y en México hasta antes de 1985 estaban basadas en resultados de estudios elásticos, lo cual parecería no ser congruente con la aceptación formal de daño que propone los reglamentos vigentes no solo en México sino en otros países. Para considerar los efectos torsionales, estos mismos códigos permiten realizar un análisis de las estructuras considerando traslación de los niveles y sumando luego los efectos de torsión. El cortante de diseño en los elementos resistentes es la suma algebraica del cortante directo, producido por la fuerza cortante sísmica colocada en el centro de torsión del entrepiso, y una porción del cortante inducido por la torsión del entrepiso que es función del momento torsionante obtenido al multiplicar el cortante de entrepiso por la excentricidad de diseño más desfavorable, cuyas expresiones se presentan en el siguiente capítulo.

En el rango elástico, el fenómeno de la torsión es función del nivel de asimetría de las estructuras, medido a través de la excentricidad estática o estructural (e_s) la cual representa la distancia que existe entre el centro de cortante y el centro de torsión de entrepiso. Considerando el caso de marcos planos, existen varios modelos estructurales para encontrar la posición del centro de torsión, a saber, modelos de flexión y modelos de cortante, sin embargo, de acuerdo a estudios recientes (Chipol 2000), se ha encontrado que se pueden cometer errores graves si no se emplea el modelo adecuado, particularmente para edificios medianos y altos con niveles importantes de asimetría, como la producida por la presencia de muros de concreto.

Con objeto de identificar los alcances y limitaciones del uso de modelos de cortante para obtener la posición del centro de torsión, una parte de este trabajo se enfocó al estudio de algunos modelos representativos de edificios de varios niveles con diferentes características de asimetría en planta y elevación.

Como sabemos, los factores de amplificación dinámica proporcionan a las estructuras una sobrerresistencia por torsión, con lo cual se tiene un mejor comportamiento de la estructura, sin embargo, lo anterior se logra solo si esa sobrerresistencia se asigna a los elementos que la requieran, por lo que es importante estudiar la forma en que esta sobrerresistencia por torsión es distribuida por los diversos códigos con objeto de evaluar la capacidad torsional que proporciona el uso de los factores de amplificación. Parte de las investigaciones muestran que la respuesta estructural inelástica se ve fuertemente afectada por la distribución de resistencias de sus elementos estructurales en planta (Sadek y Tso, 1988). Estudios del comportamiento no lineal de modelos de un nivel muestran que cuando se resta cortante por torsión se tienen mejores comportamientos (Ayala, Escobar, Octavio 1997). Sin embargo, la mayor parte de los estudios se han desarrollado sobre modelos de un nivel, tratando de representar el comportamiento de modelos de varios niveles, aunque los resultados parecen ser buenos, ha sido difícil aplicarlos a modelos de varios niveles. Por lo que se han realizado estudios más recientes sobre la respuesta de edificios de varios niveles, en donde se ve que los modelos de un nivel no son muy confiables para la representación de edificios de varios niveles que incursionan en el rango no lineal (De la Colina, 2000).

El objetivo de este trabajo se concentró en el estudio de los diferentes criterios de diseño sísmico estático por torsión establecidos en códigos de diversos países, aplicados al análisis de edificios asimétricos, con objeto de encontrar las tendencias en el comportamiento en el rango no lineal. Para llevar a cabo lo anterior, se seleccionaron dos modelos de cortante de un nivel y se analizaron con cuatro criterios de diseño por torsión: el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF), dos propuestas de modificación al RCDF y el código Europeo. Adicionalmente se estudió un modelo de flexión de ocho niveles, el cual se analizó con los cuatro criterios antes mencionados y el correspondiente al código de Canadá.

Para cada uno de los códigos de diseño estudiados, se evaluó la sobrerresistencia por torsión que proporcionan los coeficientes considerados en las excentricidades de diseño propuestas, además de determinar la forma en que ésta se distribuye en los diferentes planos resistentes de los modelos de edificios estudiados.

Con base en el análisis de resultados obtenidos de los diferentes criterios de diseño por torsión, se seleccionaron tres casos de interés para analizar un modelo de ocho niveles estructurado a base de marcos y muros, con la finalidad de evaluar y comparar su comportamiento sísmico torsional en el rango no lineal.

Por último, se estudia una propuesta de análisis empleando el mismo modelo de ocho niveles, en la cual se pretende obtener distribuciones de fuerzas cortantes similares entre el método Sísmico Estático y el método Dinámico Modal Espectral, partiendo de este último.

Cabe mencionar que el modelo de ocho niveles no fue diseñado con base en ningún reglamento de diseño, es decir, que los elementos mecánicos obtenidos del análisis se tomaron como las resistencias nominales de diseño de cada uno de los elementos que estructuran el edificio.

CAPÍTULO 2

2.1 Antecedentes

En el presente se tiene la necesidad de mejorar el conocimiento sobre el comportamiento sísmico de estructuras asimétricas sometidas a sismos intensos como el ocurrido en México el 19 de septiembre de 1985, ya que particularmente durante éste evento pudo observarse una gran cantidad de daños y hasta colapsos parciales o totales en edificaciones, atribuidos a efectos de torsión. Una de las características comunes que presentaban este tipo de estructuras dañadas, fue la presencia de distribuciones asimétricas en masa, rigidez y/o resistencias. Estructuralmente hablando, estas asimetrías se modificaron cuando alguno o algunos de sus elementos resistentes sobrepasaron su resistencia de fluencia, cambiando la concepción estructural de diseño original y por lo tanto el comportamiento esperado. Al parecer, la mayoría de estas edificaciones fueron diseñadas considerando de manera explícita las recomendaciones de diseño por torsión vigentes en ese entonces. Sin embargo, es importante mencionar que dichas recomendaciones estuvieron basadas en resultados de estudios con modelos simplificados de edificios con comportamiento elástico y no en resultados de modelos que considerasen diferentes niveles de daño como los producidos en las estructuras durante sismos intensos.

Fue a partir de ese entonces, cuando en México y particularmente en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, se iniciaron estudios sobre el comportamiento sísmico torsional de edificios, considerando la no linealidad del problema. En estas investigaciones se realizaron estudios paramétricos sobre modelos simplificados de edificios de cortante de un nivel, considerando algunas de las variables que pudieran ser más representativas de la respuesta sísmica torsional de estructuras en el rango de comportamiento no lineal, tales como: la resistencia global del modelo, la distribución de rigideces y resistencias en planta, la excentricidad estructural, la relación de aspecto de la planta, la relación entre las frecuencias torsional y lateral no acopladas, el periodo fundamental, el número de planos resistentes, la variación de los coeficientes involucrados en las excentricidades de diseño por torsión y la relación de la resistencia real a la resistencia nominal de la estructura, entre otras. Este tema también ha sido abordado por investigadores nacionales de otras instituciones diferentes de la UNAM, lo cual ha permitido ampliar el conocimiento sobre la respuesta sísmica de estructuras asimétricas sujetas a las condiciones sísmicas que prevalecen en nuestro país y en otras partes del mundo.

Hoy en día, la literatura especializada en el tema reporta una gran cantidad de estudios realizados por investigadores nacionales y extranjeros, basados principalmente en modelos simplificados de edificios de un nivel, sin embargo, los resultados obtenidos presentan algunas discrepancias, que pueden atribuirse a las características particulares e hipótesis empleadas en estos modelos. El enfoque principal de estas investigaciones ha sido orientado hacia el entendimiento del fenómeno y hacia el mejoramiento de las recomendaciones de diseño sísmico por torsión.

En resumen, los alcances de los resultados obtenidos hasta ahora, tienen ciertas limitantes relacionadas con la simpleza de los modelos utilizados y con las condiciones de sismicidad de una región particular, lo cual los ha hecho difíciles de extrapolar a estructuras de varios niveles en ambientes sísmicos como lo del Valle de México, sin embargo, han proporcionado información muy valiosa que se ha tomado como base de estudios recientes para realizar el presente trabajo de tesis.

2.2 Torsión elástica

Aunque la complejidad del problema de la torsión sísmica radica en la incursión de las estructuras en el rango inelástico de comportamiento, se propuso como una meta inicial de éste estudio, hacer una revisión detallada de las variables que intervienen en el análisis sísmico torsional de edificios de varios niveles en el rango elástico, para poder caracterizar adecuadamente su comportamiento en el rango inelástico. Al respecto, se ha podido constatar que en la actualidad, en la práctica profesional, no se estima con suficiente aproximación el nivel de asimetría de las estructuras, particularmente cuando se realizan análisis sísmicos estáticos de edificios con distribuciones asimétricas de rigideces. Este problema radica principalmente en la estimación de la ubicación del centro de torsión (CT) en los entrepisos de un edificio, ya que éste se ha obtenido habitualmente utilizando modelos de cortante en los cuales su posición depende solamente de la localización en planta de los elementos resistentes y de su rigidez de entrepiso. Sin embargo, es necesario enfatizar que la ubicación de los centros de torsión de los edificios no sólo depende de los parámetros antes mencionados, sino también de la distribución lateral de cargas aplicadas a la estructura (Dammy y Alcocer, 1987).

Producto de esta revisión detallada, se realizó un estudio (Chipol y García, 2000) en el cual se evaluó la variación del CT con la altura, utilizando tres formulaciones, dos de ellas basadas en modelos de edificios de cortante y la otra en modelos de flexión (método exacto). Para ello se seleccionaron edificios de 4 y 15 pisos con diferentes configuraciones y niveles de asimetría estructural en rigideces, tanto en planta como en elevación. La asimetría en rigideces fue producto de la colocación de muros de concreto y de mampostería, además del incremento en las dimensiones de algunas columnas localizadas en la periferia de la planta. Debido a que los programas de análisis comerciales no incluyen la obtención rigurosa del CT, en este trabajo se desarrolló una metodología para poder utilizarlos confiablemente, en especial para aquellas estructuras que poseen muros.

Los resultados del estudio anterior arrojaron que el cálculo del CT y por tanto la excentricidad estructural, no sufre variaciones importantes cuando se utilizan modelos de cortante en edificios de baja altura o que poseen muros de mampostería, sin embargo, dicha excentricidad puede ser subestimada en edificios medianos y altos con niveles importantes de asimetría, como la producida por la presencia de muros de concreto. Este hecho se debe a que los últimos entrepisos experimentan excentricidades importantes que, según se demuestra en el artículo, pueden incluso cambiar el sentido de la torsión.

2.3 Torsión inelástica

Los análisis elásticos de edificios asimétricos de varios niveles, mostraron que es difícil caracterizar el nivel de asimetría cuando éste se origina por distribuciones asimétricas de rigideces, ya que el CT no mantiene una misma ubicación en planta para todos los entrepisos. Bajo condiciones de análisis estático, éste punto es de vital importancia ya que permite determinar el momento torsionante que se produce por la acción de la fuerza cortante sísmica en un entrepiso cualquiera; sin embargo, en el análisis dinámico y especialmente, cuando es inelástico, éste punto resulta altamente complejo de determinar. Al respecto, se desarrolló una propuesta Chipol (2000) para obtener lo que se denominó como Centro Instantáneo de Rigidez (CIR), que no es otra cosa que la evolución en el tiempo que tiene el Centro de Torsión durante un análisis dinámico, lo cual permitió llevar a cabo una mejor interpretación de los efectos de torsión experimentados por los modelos estudiados.

Para evaluar el comportamiento inelástico de los modelos estructurales, se realizó la superposición de las respuestas sísmicas obtenidas en función del cortante y momento torsionante de entrepiso y una superficie o envolvente que representa la capacidad de dicho entrepiso ante tales efectos (Superficie Última de Cortante y Torsión, SUCT). Esta superficie de capacidad es análoga a la propuesta por De la Llera y Chopra (1994). La construcción de esta superficie se llevó a cabo en función de las resistencias de los entrepisos, obtenidas de un análisis sísmico estático inelástico o de empujón (Push-Over), aplicado a la estructura hasta alcanzar un desplazamiento prescrito de azotea de 0.012 veces la altura del edificio, como lo establecen las NTCDS del RCDF-93. Por otro lado, la demanda sísmica del entrepiso, particularmente el cálculo del momento torsionante efectivo del entrepiso se obtuvo respecto al Centro Instantáneo de Rigidez, (CIR), antes mencionado.

Otros parámetros de comportamiento que complementaron el estudio fueron la amplificación dinámica, calculada en función de los momentos dinámicos y estáticos obtenidos de los análisis y la variación del Centro Instantáneo de Cortante Sísmico (CICS). Este último punto nos indica la ubicación en planta de la fuerza cortante sísmica, para cada paso de análisis y podemos decir que es análogo al Centroides de las Resistencias (CR) de los elementos estructurales (proporcionadas por el diseño). Adicionalmente, para llevar a cabo una mejor interpretación de los resultados, fue necesario obtener la distribución y magnitud de articulaciones plásticas producidas en los marcos o planos resistentes de algunos modelos de edificios, particularmente cuando se estudió el efecto del periodo fundamental.

2.4 Criterios de diseño sísmico por torsión

Es bien sabido que las estructuras con algún tipo de asimetría son más vulnerables ante el efecto que ocasionan sismos fuertes sobre estructuras simétricas, por lo que la mayoría de los reglamentos de distintas partes del mundo han desarrollado recomendaciones complementarias con el fin de tomar en cuenta fuerzas adicionales que se generan debido a la amplificación de la excentricidad estática dada entre el centro de cortante y el centro de torsión de un sistema estructural.

Los criterios de los códigos de diseño sísmico estático están basados en un método simplificado que considera la acción de las fuerzas de inercia actuando estáticamente en los centros de masas de la estructura. Para estructuras asimétricas con elementos resistentes en una dirección, el cortante sobre éstos se obtiene con la siguiente expresión

$$V_i = V \frac{k_i}{\sum k} \pm V e \frac{k_i a_i}{\sum k a^2} \quad (2.1)$$

donde:

V = Cortante sísmico sobre el edificio especificado por el código estático.

V_i = Cortante sobre el elemento i .

k_i = Rigidez lateral del elemento i .

e = excentricidad de S desde el centro de rigidez.

a_i = distancia del elemento i desde el centro de rigidez.

Sin embargo después del sismo de 1957 ocurrido en México, se vió claramente que el método estático es demasiado simplista debido a su incapacidad de predecir los efectos torsionales con suficiente claridad Rosenblueth (1960) y debido a las grandes diferencias mostradas entre los resultados estáticos y dinámicos Housner y Outinen (1979). Los métodos estáticos fueron salvados por la introducción del concepto de excentricidad de diseño, calibrándolos con análisis dinámicos lineales principalmente por medio de respuestas espectrales lo que condujo a una amplificación de la excentricidad estática, e , para elementos localizados en el lado flexible del piso (e_d^+), elementos alejados del centro de rigidez, y en la reducción de la excentricidad para elementos localizados cerca del lado rígido (e_d^-).

Desde entonces la mayoría de los reglamentos de diseño sísmico existentes, permiten realizar análisis desacoplando los efectos de traslación y de rotación. El cortante total en un elemento o plano resistente de un entrepiso se obtiene mediante la suma de un cortante directo, proporcional a su rigidez y producido por desplazamientos de traslación, más un cortante por torsión el cual es función del momento torsionante producido en el entrepiso, de la rigidez del elemento y de su ubicación respecto al centro de torsión del entrepiso.

El momento torsionante obtenido como el producto de la fuerza cortante por la excentricidad estructural (e_s), origina la llamada torsión natural, sin embargo, como se indicó previamente, los reglamentos de diseño sísmico por torsión solicitan que éste momento torsionante se calcule, no en función de la excentricidad estructural, sino empleando excentricidades de diseño cuyas expresiones tienen la forma que se presenta en las ecs. 2.2 y 2.3.

$$ed_1 = \alpha e_s + \beta b \quad (2.2)$$

$$ed_2 = \delta e_s - \beta b \quad (2.3)$$

donde:

α y δ , son factores que modifican a la excentricidad estructural y son calibrados de tal modo que se obtenga una concordancia razonable entre el análisis estático equivalente especificado por el código y un análisis dinámico. También se les conoce como factores de amplificación dinámica.

e_s , es la excentricidad estática o estructural.

β , es el coeficiente de torsión accidental, que trata de tomar en cuenta las incertidumbres en resistencias y rigideces de los elementos, rotaciones en la base, etc.

b , es la dimensión mayor de la planta del edificio medida en dirección perpendicular a la dirección del sismo considerado.

Para el caso del RCDF, los factores α , δ y β tienen valores de 1.5, 1.0 y 0.1 respectivamente. En los dos primeros renglones de la tabla 2.1 se presentan los valores de los coeficientes utilizados en el código de diseño Europeo y Canadiense; adicionalmente se presentan dos criterios de diseño propuestos en estudios anteriores, (Barrón y Ayala 1991) para evaluar el comportamiento sísmico torsional de modelos simplificados de edificios de un nivel.

CODIGO	α	δ	β
C.E.B.	0.50	0.00	0.10
CANADA	1.50	1.00	0.10
CRITERIO 2	1.25	0.75	0.10
CRITERIO 3	1.00	0.50	0.10

Tabla 2.1 Criterios de diseño sísmico por torsión.

Con base en lo anterior, en el presente trabajo, se estudiará el comportamiento sísmico torsional inelástico de un edificio de ocho niveles, diseñado con tres códigos diferentes (C.E.B., RCDF y Criterio 2), los cuales fueron seleccionados de una evaluación previa de modelos simplificados de un nivel diseñados con todos los códigos antes mencionados.

Para finalizar éste capítulo, a continuación se presenta una descripción de algunos trabajos previos que han estudiado la influencia de los diferentes criterios de diseño sísmico por torsión en la respuesta torsional de modelos simplificados y modelos tridimensionales de edificios.

2.5 Estudios previos sobre edificios asimétricos reales en México

Después del sismo de 1985, se empezaron a realizar investigaciones para entender de mejor manera como se origina el fenómeno de la torsión inelástica, una de las primeras

investigaciones realizadas en México estuvo a cargo de Gómez *et. al.* (1987), la cual consistió en un estudio paramétrico en donde se cuestiona la validez de las normas vigentes de diseño sísmico por torsión, lo anterior se realizó para modelos de cortante de un nivel diseñados con las normas vigentes y que constaban de elementos resistentes solo en una dirección, unidos en la parte de arriba por un diafragma rígido, en la fig. 2.1 se muestra el tipo de modelo utilizado.

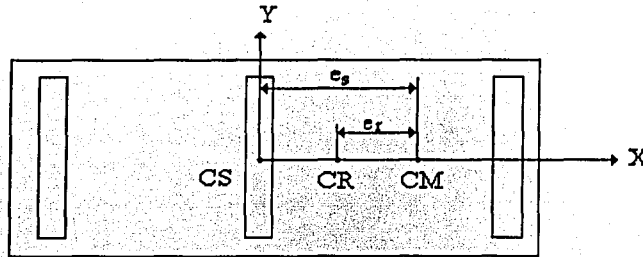


Fig. 2.1 Modelo de un nivel con tres elementos resistentes.

En este estudio se analizó el efecto que tiene sobre la estructura la excentricidad estructural (e_s) y los periodos fundamentales de vibrar, además de que se introdujo el concepto de excentricidad en resistencias, con objeto de tener una mejor idea del comportamiento inelástico de la estructura.

Otro estudio hecho por Escobar y Ayala (1991), sobre la influencia que tienen las propiedades estructurales inciertas sobre la respuesta sísmica no lineal en modelos de edificios asimétricos, concluyendo que al tener incertidumbres en las resistencias estructurales y la posición del centro de masas, dan lugar a grandes dispersiones en las respuestas obtenidas, esto lleva a que se de un incremento en la probabilidad de daño. También se encontró que los valores mínimos de probabilidad de excedencia se presentaron para $e_s/b = X_r/b$, con lo que se concluye que distribuciones en planta de resistencias similares a las rigideces producen estructuras más seguras ante efectos de torsión, por lo que una propiedad deseable de las estructuras es por tanto que las resistencias de los elementos que toman la fuerza sísmica deben ser en lo posible proporcionales a sus rigideces. Por otro lado el incrementar las resistencias mínimas de diseño no necesariamente llevan a tener estructuras más seguras, si estas resistencias no se distribuyen en planta de una manera adecuada, confirmando los resultados obtenidos de estudios deterministas realizados por Ayala, Barrón y Zapata (1991).

Continuando con estudios sobre edificios de un nivel, provistos de elementos resistentes en una dirección como en dos direcciones, Ayala, Escobar y García, discuten el problema de torsión inelástica con edificios diseñados de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias de Diseño Sísmico (NTCDS) y con dos variantes de éste criterio. Se

evalúa el comportamiento sísmico de los edificios mediante la relación máxima de demanda de ductilidad de la estructura asimétrica contra la obtenida por una estructura simétrica correspondiente. En la fig. 2.2 se muestra la planta de los edificios estudiados, la tabla 2.2 contiene los coeficientes de los criterios utilizados en este estudio, y se utilizan las ecuaciones de las excentricidades de diseño, ec. 2.2 y ec. 2.3.

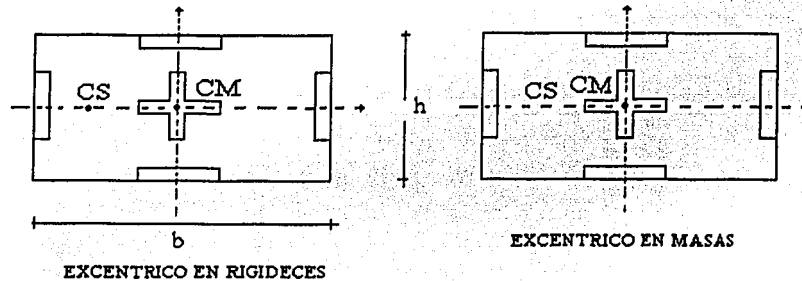


Fig. 2.2 Planta del edificio estudiado por Ayala, Escobar y García.

Diseño	α	δ	β
Diseño 1 (RCDIF-87)	1.5	1.0	0.1
Diseño 2	1.25	0.75	0.1
Diseño 3	1.0	0.5	0.1

Tabla 2.2 Coeficientes utilizados en las ecuaciones de diseño.

Los resultados muestran que las demandas máximas de ductilidad, disminuyen cuando se incrementa la resistencia del elemento con cortante por torsión negativo, que es el caso en que se diseña con el criterio 3, además al evaluar los tres criterios para un periodo elegido arbitrariamente, como por ejemplo para $T=1.5$ seg, se vio que los modelos diseñados con este mismo criterio tuvieron un mejor comportamiento en lo que a ductilidades se refiere, con lo que se ve que los coeficientes que se emplean actualmente en las normas por torsión no son tan efectivos como los de diseños alternos.

Sin embargo, existen pocos estudios en donde se evalúen el comportamiento sísmico torsional de edificios de varios niveles, como el realizado por De la Colina (2000), en donde se emplean modelos de cinco niveles estructurados a base de losas rígidas y elementos resistentes bilineales orientados en dos direcciones ortogonales. La torsión se induce desplazando lateralmente la posición de los centros de masas y manteniendo simetría en planta de las rigideces de los elementos resistentes.

En la fig. 2.3, se muestra la planta tipo de los edificios y en las figs. 2.4 y 2.5, se muestra la elevación de los edificios de los casos estudiados, así como su distribución de masas en cada uno de los niveles.

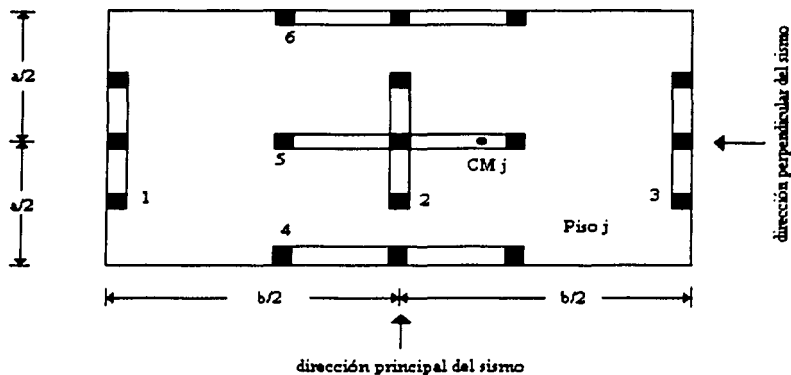


Fig. 2.3 Planta tipo para todos los pisos de todos los modelos.

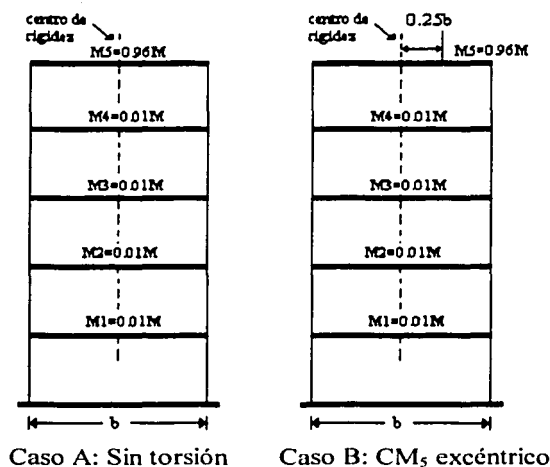
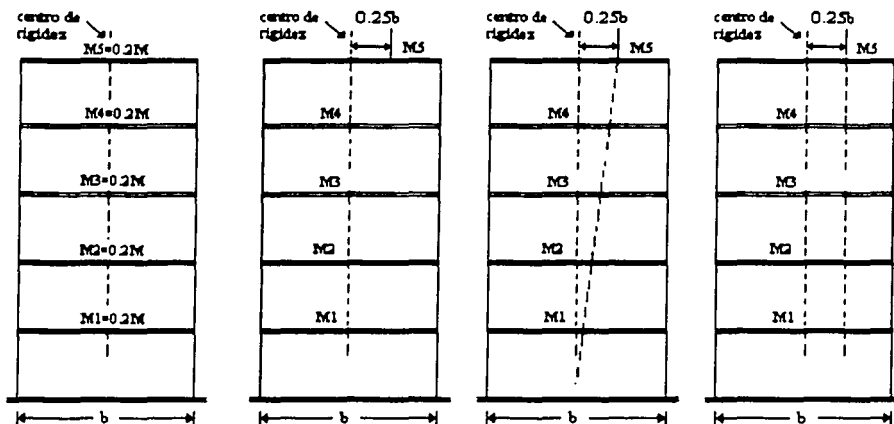


Fig. 2.4 Casos A y B representativos de sistemas simples con masa concentrada en un nivel.



Caso 1: Sin torsión Caso 2: CM_s excéntrico Caso 3: Variación lineal Caso 4: Constante

Fig. 2.5 Casos 1 al 4 con masas iguales en cada uno de sus niveles.

Como resultado se ve que en los casos A y B las demandas de ductilidad típica de modelos simples es aproximadamente igual para todos los entrepisos, con excepción del último entrepiso donde la demanda de ductilidad se incrementa para el elemento 3 en aproximadamente un 50%, en el caso B, respecto de los demás entrepisos, en modelos simples esto no sucedería ya que las deformaciones relativas de entrepiso y las demandas de ductilidad serían del mismo orden para todos los entrepisos. Por los casos 1 a 4, modelos con masas distribuidas, las demandas de ductilidad son mayores en los entrepisos inferiores. De igual modo que en el caso B, se observa que la torsión (Caso 2 a 4) lleva a resistencias mayores de los elementos derechos, respecto a diseños sin torsión.

Se concluye del análisis de la respuesta no lineal de los modelos estudiados con torsión que los modelos simples de un nivel, que frecuentemente son usados para el estudio del fenómeno de la torsión, no son representativos para estudiar el comportamiento sísmico de edificios de varios niveles con torsión.

Recientemente se han llevado a cabo más estudios sobre el comportamiento de edificios de varios niveles estudiando la influencia que tienen sobre el comportamiento inelástico de estructuras asimétricas parámetros como: la excentricidad estructural, proporcionada por distribuciones asimétricas en masas y/o rigideces, la relación de aspecto de la planta y la variación del periodo fundamental. El rango de variación y sus características se presentan a continuación.

a) Efecto de la relación de aspecto de la planta en la respuesta sísmica torsional (Ortiz 2001)

Para evaluar la relación de aspecto de planta, se analizó y diseñó un conjunto de edificios de 12 pisos con diferentes niveles de asimetría estructural en planta y tres diferentes relaciones de aspecto $h/b=0.5, 1$ y 2 , considerando $h = 24$ m (3 crujías de 8m cada una). Para este parámetro se alcanzaron valores de asimetría de 0.3 veces la dimensión en planta del edificio perpendicular a la excitación sísmica.

Se observó que para distribuciones uniformes de resistencias en planta, como fue el caso de los modelos asimétricos en masas, se presentaron también demandas sísmicas muy uniformes en sus planos resistentes, los cuales experimentaron comportamiento inelástico predominantemente en traslación. Este hecho puede atribuirse a que, si bien se manejaron excentricidades estructurales importantes ($0.3 b$), el Centro de Torsión se mantuvo en el centro geométrico de la planta y cercano a la resultante de las resistencias de los entrepisos.

A diferencia de lo reportado en las investigaciones realizadas en México sobre modelos de cortante de un nivel, en las cuales la relación de aspecto de la planta que mejores comportamientos produjo fue $h/b=1.0$, los modelos estudiados en este proyecto, indican que la relación $h/b=0.5$ fue la más favorable cuando se presentó asimetría en masas. Para los modelos asimétricos en rigideces, la relación de aspecto de la planta que mejor comportamiento experimentó, fue $h/b=2.0$. Este hecho hace evidente que la participación de los planos resistentes ortogonales juega un papel determinante en la respuesta sísmica, ya que incrementa notablemente la rigidez y la capacidad torsional de la estructura, como lo demuestra el alargamiento que sufre la rama vertical de la Superficie Última de Cortante y Torsión de los entrepisos.

De los resultados obtenidos de estos modelos, se pudo verificar que el comportamiento torsional de una estructura no solo depende del grado de asimetría, si no de la naturaleza de la misma, es decir, no es lo mismo una estructura asimétrica en rigideces que una asimétrica en masas, ya que la distribución de resistencias cambia de un caso a otro. Así mismo, se encontró que los efectos más desfavorables se produjeron en los modelos asimétricos en rigideces, lo cual se atribuye principalmente a que el nivel de asimetría en los diferentes entrepisos no es constante, siendo altamente sensible a cambios en las rigideces y en la distribución lateral de cargas.

b) Efecto del periodo fundamental de vibrar en la respuesta sísmica torsional (Ortega 2001)

Por otro lado, para estudiar la influencia que pudiera tener la variación del periodo fundamental de vibrar en el comportamiento sísmico torsional de modelos de edificios reales, se diseñaron tres grupos de edificios de 4, 8 y 15 niveles, con un rango estimado de periodos entre 0.5 y 1.5 seg. Para cada uno de estos grupos se propuso diseñar 5 edificios considerando diferentes niveles de asimetría, incluyendo el caso simétrico. De esta forma, se obtuvo un diseño para el caso simétrico, dos para los modelos asimétricos en masas, (con

excentricidades “es” de 0.1b y 0.2b) y dos para los modelos asimétricos en rigideces. La planta tipo de estos modelos considera 3 crujiás de 7 m en dirección transversal y 4 crujiás de 8 m en dirección longitudinal.

El grupo de modelos más demandados, correspondió a los edificios de 8 niveles, cuyo rango de periodo estimado fue de 1 a 1.45 seg. En estas estructuras, los periodos variaron dependiendo del tipo y nivel de asimetría. Este resultado concuerda con los obtenidos en estudios de modelos simplificados de un nivel realizados en el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

El grupo de modelos que experimentó el mejor comportamiento fue el correspondiente a los edificios de 4 niveles, donde se observa que la respuesta Cortante-Torque se encuentra ampliamente cubierta por la Superficie Última de Capacidad de entrepiso. Asimismo, los modelos que presentaron los mayores efectos torsionantes, sin llegar a ser críticos, fueron los edificios de 15 niveles, cuyos periodos fundamentales variaron entre 1.39 y 1.96 seg. Este resultado coincide con resultados de otras investigaciones, donde se encontró que las estructuras que mejor comportamiento presentaron tuvieron un periodo de 1.5 seg (Ayala et al., 1991).

Para los modelos asimétricos en rigideces, el plano resistente de entrepiso más demandado fue el más flexible y para los modelos asimétricos en masas fue el más cercano al Centro de Cortante (CC). Este resultado sugiere que debe incrementarse la resistencia en estos elementos. Por el contrario, el plano que experimentó mejores comportamientos fue el más resistente. Este resultado concuerda con los obtenidos de modelos simplificados de un nivel realizados en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, donde el incremento en resistencias permitía disminuir, de manera no proporcional, las demandas máximas de ductilidad en los elementos.

En todos los grupos de edificios estudiados, la relación de frecuencias desacopladas torsional a traslacional fue mayor a 1, obteniéndose los menores valores para los casos simétricos (1.4) y los máximos en los modelos excéntricos en rigideces, que alcanzaron valores de hasta 7.1. Se observó que la relación de frecuencias desacopladas aumentó conforme se incrementó la excentricidad y no necesariamente garantizó un comportamiento satisfactorio en torsión, como lo reportan algunos resultados en el tema.

Se pudo observar que la variación del Centro Instantáneo de Rigidez (CIR) obtenido del análisis dinámico paso a paso, proporcionó información importante para entender conceptualmente la generación de efectos torsionantes en los entrepisos de un edificio durante la excitación sísmica considerada. Al respecto, se pudo observar que los edificios que experimentaron los efectos de torsión más evidentes y críticos, fueron los edificios de 8 niveles, lo cual se pudo explicar con base en la concentración que presentó el CIR en toda la planta.

c) Estudio de la excentricidad estructural, proporcionada por distribuciones asimétricas en masas y/o rigideces cuando una estructura incursiona en el rango no lineal Chipol (2000)

Con base en los resultados obtenidos de los dos estudios anteriores, relacionados con la variación del periodo fundamental y la relación de aspecto de la planta, se seleccionó un conjunto de edificios que por sus características son representativos de las estructuras que presentaron los comportamientos más desfavorables bajo los efectos sísmicos estudiados; en estos modelos se llevó a cabo un estudio exhaustivo con un número importante de parámetros que permitieron conocer con detalle su comportamiento sísmico torsional. Los modelos propuestos correspondieron a edificios de 15 niveles con una relación de aspecto de la planta $h/b=1$ (3 crujeas de 8 m cada una) y un periodo fundamental entre 1.0 y 1.5 seg, dependiendo del nivel y tipo de asimetría. Entre los parámetros estudiados se encuentran: la excentricidad estructural producida por distribuciones asimétricas de masas y/o rigideces, la capacidad a cortante y torsión de entrepiso, el CIR, el CICS, la amplificación dinámica inelástica y la relación de frecuencias desacopladas. Los resultados de esta etapa del proyecto, permitieron la elaboración de una tesis de maestría (Chipol 2001), cuyos resultados se resumen a continuación:

Para los modelos asimétricos en masas, el Centro Instantáneo de Rigidez (CIR) se concentró alrededor del centro geométrico de la planta, el cual coincide con el Centro de Torsión (CT) elástico. Por otro lado, en los modelos asimétricos en rigideces, el CIR presentó una tendencia a localizarse en la zona de mayor rigidez, entre el CT elástico y el Centro de Masa (CM) en los entrepisos 1 y 5. Sin embargo, para el entrepiso 15 presentó, una variación muy dispersa.

El análisis de la variación en el tiempo del Centro Instantáneo de Cortante Sísmico (CICS) para un modelo estructural dado, respecto a la posición inicial del Centroide de las Resistencias (CR) suministradas por el RCDF-93, muestra que aunque la concentración del primero de ellos se localizó cercanamente al centroide de las resistencias, se presentaron diferencias en su posición de hasta 26% de "b" en el modelo simétrico y 32% de "b" en los modelos asimétricos en masa. Este resultado muestra que este parámetro no es del todo confiable para caracterizar el comportamiento torsional inelástico de estructuras asimétricas.

En los dos tipos de modelos asimétricos, se pudo observar un incremento en la capacidad de sus entrepisos conforme se aumentó el nivel de asimetría. Al analizar la capacidad de la estructura en elevación, se observó que para los modelos asimétricos en masa, existe un decremento promedio de la capacidad del entrepiso de 80% y 10% para los entrepisos 5 y 15 respectivamente. Por otro lado, en los modelos asimétricos en rigideces, la capacidad del quinto entrepiso fue superior a la del primero y decreció hasta un 15% en el último de ellos.

Del análisis de la respuesta sísmica de los modelos estudiados, fue evidente que el comportamiento torsional experimentado por los modelos asimétricos en rigidez ocasionó condiciones más críticas que el correspondiente a los modelos con asimetría en masa. Al

respecto, y para un cierto nivel de asimetría, en el RCDF-93 no se menciona la naturaleza del movimiento que produce esta excentricidad, lo cual sería muy deseable considerar.

Después de la presentación de estos resultados, se concluye que el problema de la torsión inelástica en modelos de edificios de varios niveles, es un problema altamente complejo que se debe seguir estudiando con mayor profundidad. Sin embargo, es claro que los parámetros a considerarse son más inciertos que los considerados en estudios previos de modelos simplificados. En este sentido sería pretencioso querer extrapolar los resultados de este estudio a la gran mayoría de las edificaciones que regula el RCDF; sin embargo, se logró explorar el comportamiento de un conjunto de sistemas estructurales típicos en nuestro medio, como lo son los sistemas a base de marcos y marco - muro.

2.6. Estudios realizados en otras partes del mundo

En vista de la relativamente pobre relación entre la respuesta pico inelástica torsional y el parámetro excentricidad basado en la desigual distribución de rigidez (Tso y Sadek 1988), hacen de manera independiente una propuesta más apropiada para el parámetro que indique el rigor de la respuesta inelástica torsional para estructuras asimétricas llamado excentricidad de resistencia, el cual ya había sido estudiado y definido por Gómez y Ayala (1987). La excentricidad de resistencia toma en cuenta la desigual distribución de resistencia de mejor manera que la rigidez de la estructura. La estimación de la respuesta torsional inelástica se vuelve compleja cuando la estructura entra en el rango inelástico y la excentricidad de rigidez no representa un buen parámetro que caracterice el comportamiento torsional de la estructura. Tso y Sadek (1988) proponen una definición de excentricidad basada en las propiedades de resistencia de fluencia de la estructura, y estudiando la respuesta sísmica inelástica de estructuras de lgdl monosimétricas con diferente distribución de rigidez y resistencia, encuentran que las deformaciones inelásticas torsionales están fuertemente relacionadas con la magnitud de la excentricidad de resistencia. Por ello éste parámetro es más confiable a relacionar la respuesta torsional de estructuras asimétricas cuando son excitadas dentro del rango inelástico. El centro de resistencia (CP) es definido como el centro de las resistencias de fluencia de los elementos resistentes. Las coordenadas del CP, pueden ser calculadas tomando momentos estáticos de las resistencias de fluencia y están dadas por las siguientes ecuaciones:

$$X_p = \frac{\sum V_{py} X_i}{\sum V_{py}} \quad (2.4)$$

$$Y_p = \frac{\sum V_{px} Y_i}{\sum V_{px}} \quad (2.5)$$

Una vez que la estructura es excitada dentro del rango inelástico, la posición del centro de resistencia (definido como el punto a través del cual pasa la fuerza resultante) no es constante debido a la fluencia, de los diferentes elementos resistentes.

Se han efectuado varios estudios relacionados con el movimiento acoplado lateral-torsional de edificios durante movimientos de terreno como por ejemplo, Shakib y Datta (1993), Tso y Dempsey (1980), estos estudios incluyen respuestas de comportamiento elástico y usando

relaciones fuerza-deformación lineales se trata de representar el comportamiento no lineal, se muestra que el acoplamiento torsional modifica el cortante basal en la dirección del sismo e introduce momento torsional considerable en la base.

Shakib (1991), hace una propuesta para introducir una nueva ecuación de excentricidad de diseño (ec 2.6.1) para el Reglamento Sísmico Iraní, en la cual se trata de considerar el acoplamiento de las frecuencias laterales y torsionales, el periodo de la estructura y la relación de aspecto de la planta. Para una validación el autor realizó un análisis dinámico inelástico de un modelo de un nivel, con elementos con comportamiento elasto-plástico.

$$e_d = e_s + e_1 + 0.05b \quad (2.6)$$

donde:

$$e_1 = 0.5(0.36\Omega - 0.08\Omega^3) (a + b)(1 - 0.15 b/e_s) C_p$$

$$C_p = 0.24 + 0.84 / T < 1.2$$

e_s = Excentricidad estructural.

Ω = Relación de las frecuencia torsional a la frecuencia lateral desacoplada.

T = Periodo fundamental de la estructura.

a , b = Dimensiones de la planta de la estructura.

En este estudio se concluyo que la excentricidad de diseño del código Iraní subestima la respuesta torsional.

Gherzi y Rossi (1998), propusieron otra ecuación de excentricidad de diseño, la cual depende de la relación de frecuencias desacopladas (Ω_0), el factor de comportamiento sísmico (q) y de la excentricidad estructural (e_s).

$$e_d = k(e_s - e_r) \quad (2.7)$$

donde:

k = máximo de los siguientes dos valores

$$3.3 - 2.5\Omega_0 + 0.04q \quad \text{ó} \quad 1.0$$

e_r = máximo de los siguientes dos valores

$$0.1(0.5\Omega_0 - 0.4)L \quad \text{ó} \quad 0.01L$$

El modelo utilizado fue de un nivel con distribuciones asimétricas en masas en la dirección principal de análisis. El diseño de los elementos resistentes, que fueron un total de ocho, se hizo aplicando el Eurocódigo 8 (EC8) mediante un análisis multimodal con el espectro de respuesta elástico reducido por un factor de comportamiento sísmico "q" regido por dicho

código y asumiendo un comportamiento elasto-plástico perfecto de los elementos. En la dirección ortogonal el modelo contaba con tres elementos.

Se pudo observar en los resultados que para sistemas torsionalmente rígidos ($\Omega_0 > 1$), la intensidad sísmica en la dirección secundaria es de importancia considerable, ya que los desplazamientos máximos se incrementaron en el lado flexible de la estructura, sucediendo lo contrario en el extremo rígido. Esto no sucedió para sistemas torsionalmente flexibles.

En general los códigos tratan de proteger a los planos resistentes ubicados en los bordes de las estructuras, debido a que en éstos se pueden esperar respuestas torsionales grandes si los edificios tienen gran excentricidad y baja rigidez torsional. Tso y Moghadam, hicieron una revisión en la aplicación del Eurocódigo 8 a edificios de varios niveles, en donde se observa que la aplicación de dichas normas es eficaz para estructuras de un nivel, pero que no son capaces de evitar el daño en estructuras flexibles, por lo que las normas estáticas del EC8 solo son aplicables a estructuras rígidas, para cubrir este defecto el EC8 recomienda que se debe tener un mínimo de rigidez torsional.

La rigidez de un sistema puede ser representada por la tasa de elasticidad ρ_k , que es adimensional y se define como:

$$\rho_k = \frac{1}{b} \sqrt{\frac{k\theta}{k}} \quad (2.8)$$

donde:

$k\theta$ = rigidez torsional.

k = rigidez traslacional.

b = dimensión en planta del sistema.

CAPÍTULO 3

FUNDAMENTACIÓN DEL CONCEPTO DE EXCENTRICIDAD DE DISEÑO

Hablar de estructuras con algún tipo de asimetría (asimetría en geometría, en rigideces y en resistencias), nos lleva a que en su análisis tengamos que involucrar parámetros que nos permitan, con buena aproximación, tomar en cuenta los efectos que producen dichas asimetrías.

El que una estructura no sea simétrica produce un fenómeno denominado torsión, es decir, que la estructura sufre un giro alrededor de un eje perpendicular a la planta de la estructura, lo cual para efectos de análisis sísmico del sistema debe tomarse en cuenta, ya que según resultados de estudios hechos para esclarecer las causas principales de la falla de estructuras cuando son sometidas a una excitación sísmica ha demostrado que una de ellas es la torsión que se da en el sistema por tener asimetrías y que éste tipo de estructuras presentan una mayor vulnerabilidad a fallas ante sismos que aquellas que son simétricas.

Desde los primeros estudios se ha observado que la asimetría en planta de las estructuras, es la que influye más en su comportamiento sísmico torsional, por lo que los investigadores se han dado a la tarea de estudiar la forma de tomar en cuenta éstos efectos y los parámetros que lo gobiernan.

3.1 Excentricidad estática o estructural

Para caracterizar la asimetría en planta, se desarrolló el concepto llamado centro de torsión, el cual representa el punto en el cual se debe aplicar las fuerzas estáticas para que la estructura solo tenga un movimiento de traslación, sin rotación de los diafragmas de piso. Es común que el centro de torsión no coincida con el centro de cortante, y por tanto se produzcan efectos torsionales en los niveles o entrepisos de un edificio. A la distancia entre el centro de torsión y el centro de cortante se le conoce como **excentricidad estructural o estática (e_s)**. El centro de cortante es el punto por donde cruza la fuerza cortante en el entrepiso.

3.2 Excentricidad accidental

Es muy frecuente que en la práctica no sea posible un cálculo preciso de la ubicación del centro de masas y del centro de rigidez y que además se tengan diferencias en las distribuciones de las resistencias usadas en el análisis de las estructuras respecto de las resistencias reales. Por esto existen incertidumbres que pueden afectar el comportamiento esperado en una estructura, por lo que tratando de cubrir dicha incertidumbre se ha agregado un término a la ecuación de excentricidad de diseño llamado **excentricidad accidental**, que trata de tomar en cuenta tanto las vibraciones torsionales inducidas por excitaciones rotacionales en la base como otras fuentes de torsión que no son consideradas explícitamente en el análisis. Esta excentricidad por lo general se considera como una fracción de la dimensión mayor de la planta de la estructura en la dirección de estudio.

3.3 La excentricidad de diseño con base en diversos códigos

El acoplamiento entre los desplazamientos traslacionales y rotacionales originados por alguna asimetría en la estructura se toma en cuenta mediante la aplicación de un análisis sísmico tridimensional, ya sea estático o dinámico, el cual tome en cuenta el giro de la planta y la traslación de los diafragmas de los niveles. Al respecto, los reglamentos permiten realizar un análisis del edificio afectado solo a traslación de los niveles y luego incluyen los efectos por torsión mediante la adición o resta de cortantes sísmicos en los elementos producido por un momento torsionante que resulta de la multiplicación de la fuerza cortante actuante por una excentricidad de diseño.

De este modo, el cortante sísmico total actuante, es el cortante directo producto de la fuerza sísmica aplicada en el centro de cortante, más (suma algebraica) un cortante debido a la torsión.

La mayoría de los reglamentos incluyen en las ecuaciones de excentricidad de diseño, la excentricidad estructural afectada por coeficientes o factores de amplificación dinámica y una excentricidad accidental, por lo que las ecuaciones de excentricidad de diseño por torsión se definen como las que se presentan en el capítulo 2 de este trabajo (ecs. 2.2 y 2.3).

Estas ecuaciones se aplican para el rango lineal de la estructura, sin embargo, cuando el sistema entra en la no-linealidad, el problema se complica ya que se tiene que hacer un análisis dinámico no lineal de la estructura, lo cual es complicado y se debe tener una modelación de la estructura capaz de representar las características fundamentales del comportamiento en planta de la estructura.

En el rango elástico, basarse en la excentricidad estructural o de rigidez, nos da una buena estimación de la respuesta torsional de la estructura, sin embargo, cuando se entra en el rango inelástico el concepto anterior ya no es tan confiable por lo que estudios anteriores (Sadek 1988) han concluido que una mejor representación del comportamiento torsional de la estructura en el rango no lineal nos la da el concepto de centro de resistencia, el cual toma en cuenta las resistencias de fluencia de los elementos resistentes.

3.4 Sobrerresistencia por torsión en diversos códigos

Es evidente que el empleo de las excentricidades de diseño trae como consecuencia un incremento en las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso por efecto del momento torsionante que en este se origina para el caso de estructuras asimétricas. Dependiendo de los coeficientes involucrados en las ecuaciones de las excentricidades de diseño, esta sobrerresistencia que se proporciona por efectos torsionales, puede variar de un criterio a otro y por tanto su comportamiento ante efectos sísmicos.

Partiendo de lo anterior se realizaron las siguientes pruebas en edificios de cortante de un nivel y luego para un edificio de varios niveles, para tener una idea de las resistencias y la distribución que dan los códigos seleccionados.

3.4.1 Distribución de cortantes en un edificio de un nivel

A continuación se presenta el cálculo y la distribución de cortantes que se obtiene en los planos resistentes de modelos de edificios de un nivel con un periodo traslacional de 1.0 seg, cuando actúa fuerza en una sola dirección y aplicando las excentricidades de diseño de cuatro criterios diferentes para siete excentricidades estructurales (e_s) dadas.

PAIS	CRITERIO	α	δ	β
MEXICO	1	1.50	1.00	0.10
Prop. 1	2	1.25	0.75	0.10
Prop. 2	3	1.00	0.50	0.10
C.E.B.	4	0.50	0.00	0.10

Tabla 3.1 Criterios analizados.

Se analizaron dos distribuciones de rigidez en planta; en la primera se asigna el 75% de la rigidez total del sistema a los planos extremos 1 y 3 (**CASO A**), mientras que en la segunda, se les asignó a los elementos extremos el 66% de la rigidez total del sistema (**CASO B**).

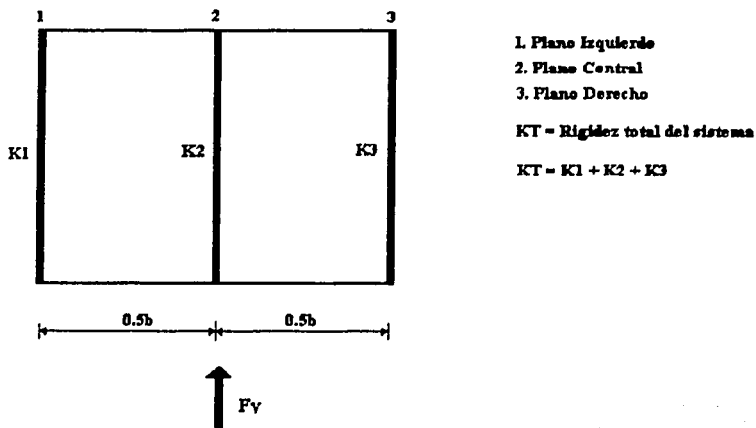


Fig. 3.1 Planta de la estructura de un nivel.

En las figs. 3.2 a la 3.4, se muestran las distribuciones de cortante obtenidas de la aplicación de los criterios de diseño estudiados en edificios de un nivel con un periodo traslacional $T=1.0$ para el **CASO A**. En las figs. 3.5 a la 3.7, se muestran los porcentajes de sobrerresistencia por planos resistentes que asignan cada uno de los criterios. En la fig. 3.8 y tabla 3.2, se presenta el porcentaje de sobrerresistencia global del edificio de un nivel.

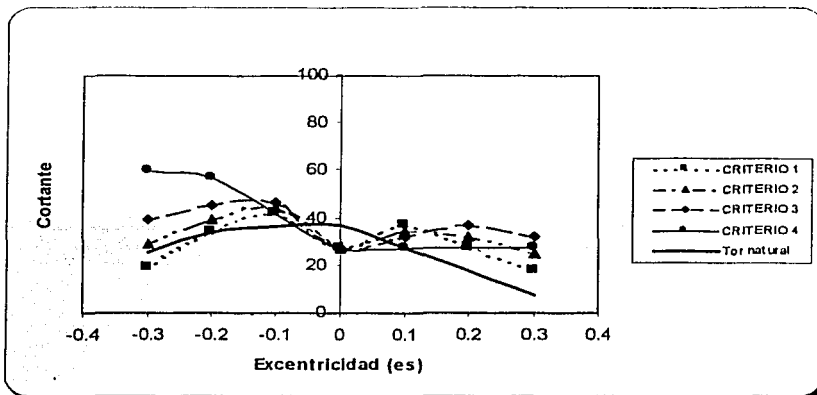


Fig. 3.2 Distribución de cortantes en el plano resistente izquierdo en el edificio de un nivel con un periodo $T=1.0$, para todos los criterios.

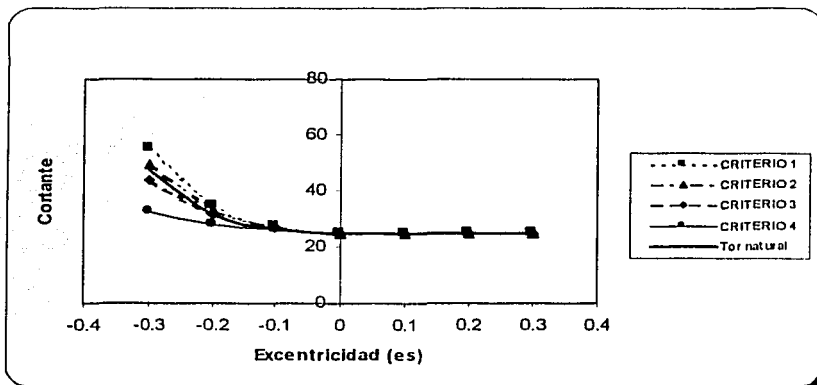


Fig. 3.3 Distribución de cortantes en el plano resistente central en el edificio de un nivel con un periodo $T=1.0$, para todos los criterios.

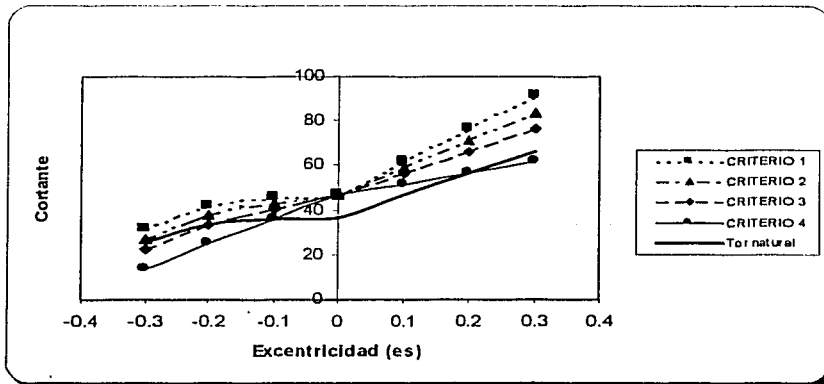


Fig. 3.4 Distribución de cortantes en el plano resistente derecho en el edificio de un nivel con un periodo $T=1.0$, para todos los criterios.

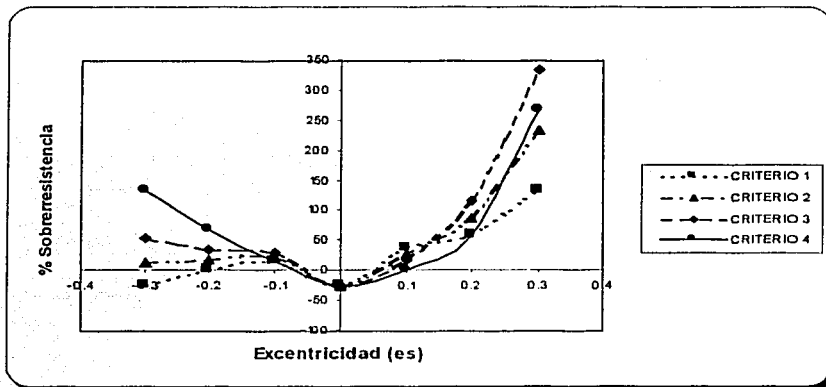


Fig. 3.5 Porcentaje de sobrerresistencia asignada por los criterios en el plano resistente izquierdo.

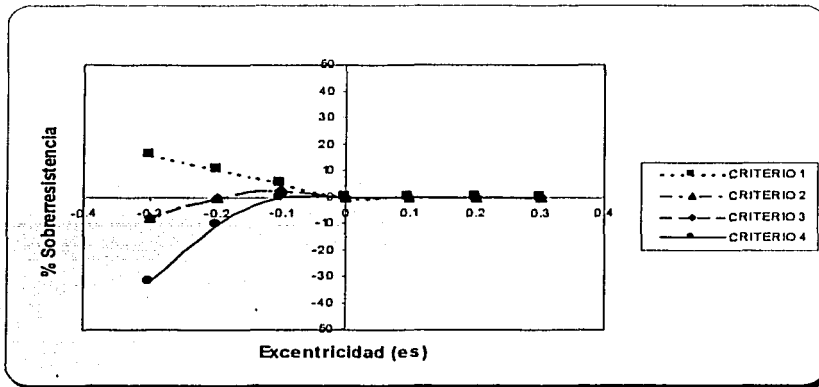


Fig. 3.6 Porcentaje de sobrerresistencia asignada por los criterios en el plano resistente central.

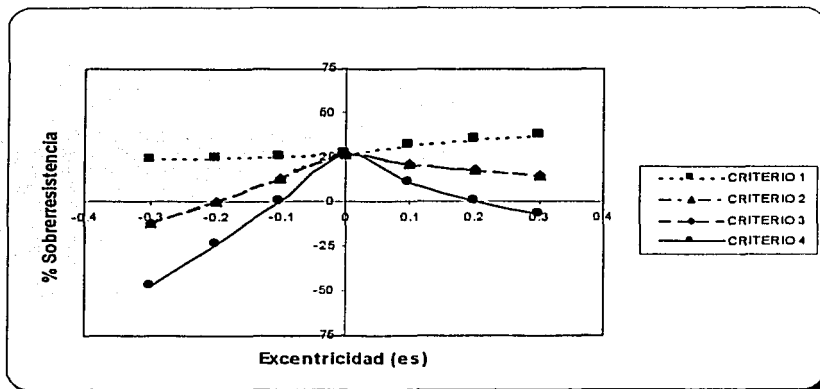


Fig. 3.7 Porcentaje de sobrerresistencia asignada por los criterios en el plano resistente derecho.

esx	CRITERIO1	CRITERIO2	CRITERIO3	CRITERIO4
-0.3	6.93	6.92	6.92	6.92
-0.2	11.69	11.70	11.69	11.69
-0.1	16.07	16.06	16.07	5.36
0	0.00	0.00	0.00	0.00
0.1	24.99	19.99	14.99	4.99
0.2	30.00	29.99	30.00	10.00
0.3	34.99	34.98	34.99	14.99

Tabla 3.2 Porcentaje de sobrerresistencia global asignada por los códigos.

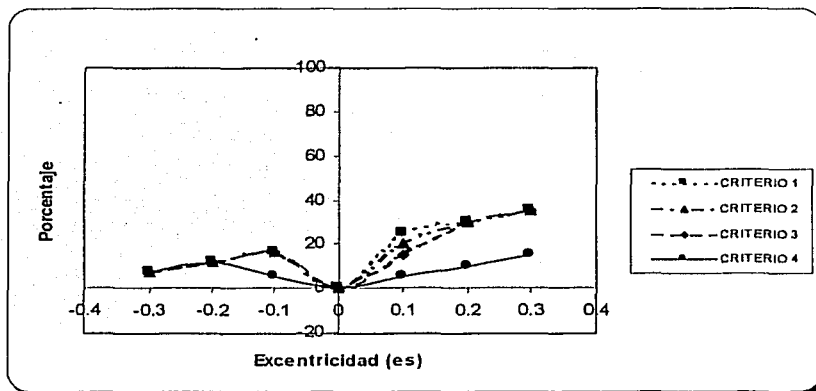


Fig. 3.8 Porcentaje de sobrerresistencia global asignada por los criterios en el edificio de un nivel.

En las figs. 3.9 a la 3.11, se muestran las distribuciones de cortante obtenidas de la aplicación de los criterios de diseño estudiados en edificios de un nivel con un periodo translacional $T=1.0$ para el CASO B. En las figs. 3.12 a la 3.14, se muestran los porcentajes de sobrerresistencia por planos resistentes que asignan cada uno de los criterios. En la fig. 3.15 y tabla 3.3, se presenta el porcentaje de sobrerresistencia global del edificio de un nivel.

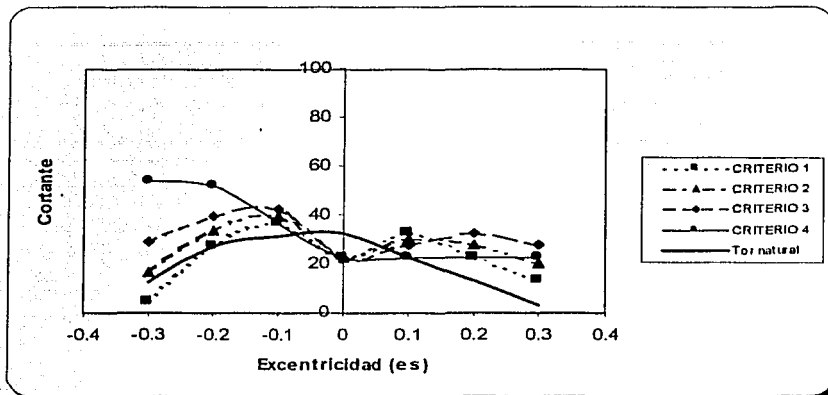


Fig. 3.9 Distribución de cortantes en el plano resistente izquierdo en el edificio de un nivel con un periodo $T=1.0$, para todos los criterios.

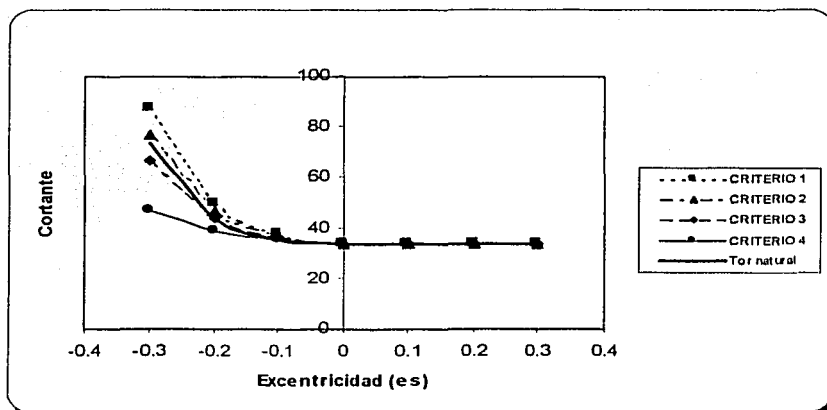


Fig. 3.10 Distribución de cortantes en el plano resistente central en el edificio de un nivel con un periodo $T=1.0$, para todos los criterios.

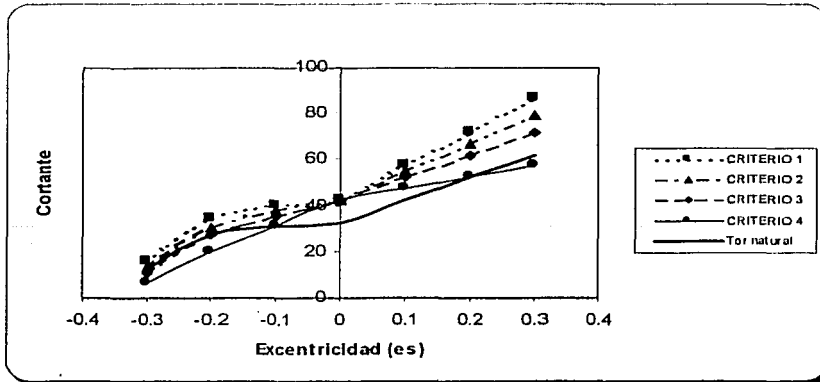


Fig. 3.11 Distribución de cortantes en el plano resistente derecho en el edificio de un nivel con un periodo $T=1.0$, para todos los criterios.

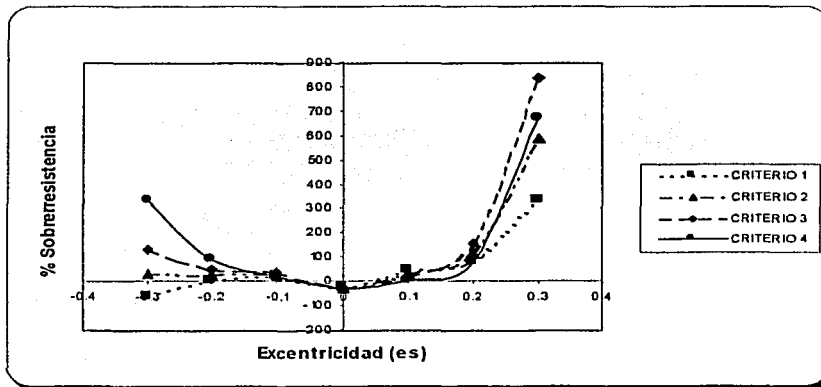


Fig. 3.12 Porcentaje de sobrerresistencia asignada por los criterios en el plano resistente izquierdo.

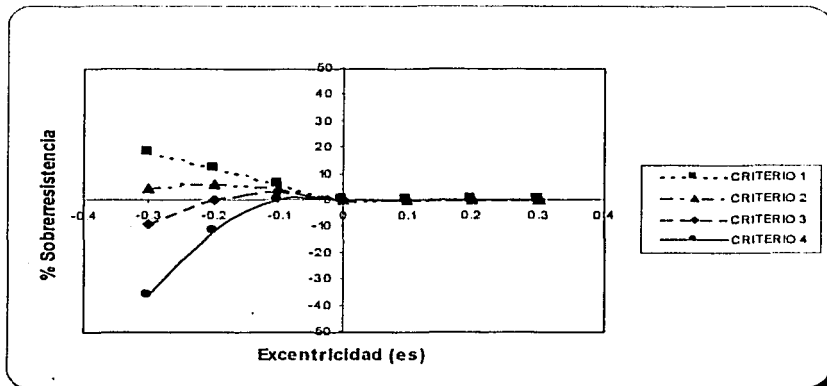


Fig. 3.13 Porcentaje de sobrerresistencia asignada por los criterios en el plano resistente central.

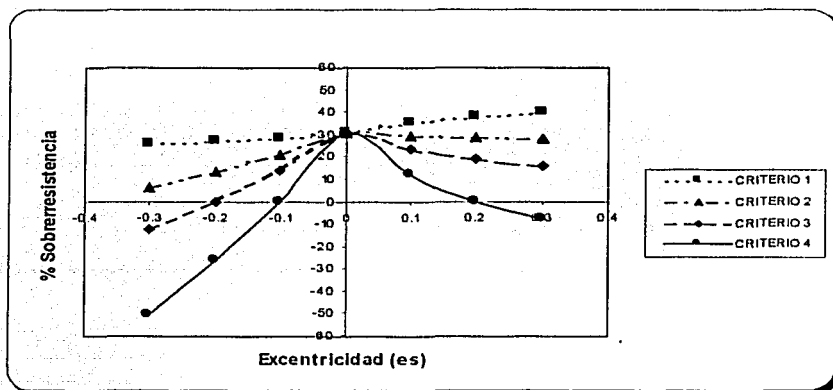


Fig. 3.14 Porcentaje de sobrerresistencia asignada por los criterios en el plano resistente derecho.

esx	CRITERIO1	CRITERIO2	CRITERIO3	CRITERIO4
-0.3	8.40	8.40	8.40	8.40
-0.2	12.72	12.72	12.72	12.71
-0.1	16.65	16.65	16.64	5.56
0	-0.01	-0.01	-0.01	-0.01
0.1	24.99	20.00	14.99	4.99
0.2	29.99	30.00	29.99	9.99
0.3	34.99	34.99	34.99	14.99

Tabla 3.3 Porcentaje de sobrerresistencia global asignada por los códigos.

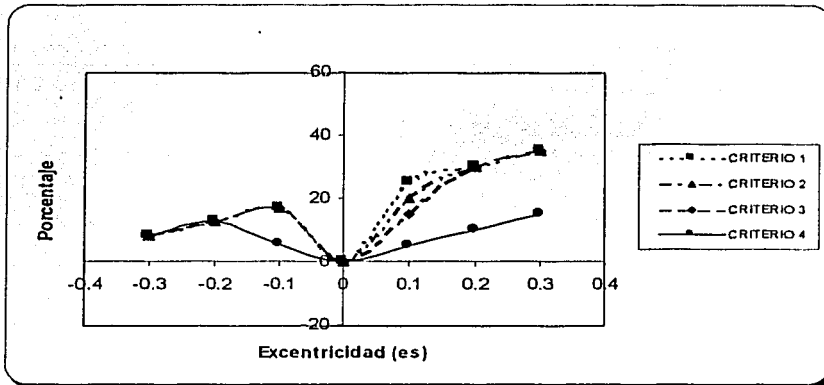


Fig. 3.15 Porcentaje de sobrerresistencia global asignada por los criterios en el edificio de un nivel.

3.4.2 Distribución de cortantes para un modelo de varios niveles

Un segundo estudio se realizó sobre un edificio de concreto reforzado de ocho niveles con diversos criterios de diseño sísmico por torsión utilizados en reglamentos de varios países entre los que se encuentran México, Canadá y la Unión Europea. Particularmente, se estudió el impacto que tienen los factores de amplificación que aparecen en las excentricidades de diseño, en la distribución de fuerzas cortantes sísmicas en los entrepisos de un edificio. Adicionalmente se estudiaron dos criterios alternos al reglamento del D.F., propuestos en trabajos realizados en México sobre modelos de edificios de un nivel. Para llevar acabo lo anterior el edificio fue analizado y diseñado con base en los reglamentos antes mencionados. La forma general de las ecuaciones correspondientes a las excentricidades de diseño empleadas en los diversos códigos de diseño sísmico por torsión fueron las ecs. 2.2 y 2.3.

En la tabla 3.4, se muestran los coeficientes α , δ y β empleados en los códigos de los países arriba mencionados.

CODIGO	α	δ	β
MEXICO	1.50	1.00	0.10
C.E.B.	0.50	0.00	0.10
CANADA	1.50	1.00	0.10
CRITERIO 2	1.25	0.75	0.10
CRITERIO 3	1.00	0.50	0.10

Tabla 3.4 Coeficientes de diseño para los diferentes códigos.

Para los modelos estudiados se realizaron análisis estáticos utilizando un vector de cargas obtenido de un análisis dinámico. La estructura se consideró desplantada en la zona III de acuerdo a la regionalización sísmica establecida en el Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF). Con base en el sistema estructural empleado, se seleccionó un factor de comportamiento sísmico (Q) igual a 4. En la fig. 3.16, se presenta una planta tipo y en la tabla 3.5 las propiedades geométricas de los elementos estructurales del edificio de 8 niveles utilizado en este primer estudio, cuyas características se describen a continuación:

- Edificio de concreto reforzado estructurado a base de columnas y vigas
- Sistema de piso a base de losa maciza de concreto.
- Altura de entrepiso de 4.50m para el primero de ellos y de 3.0m para los restantes.
- Resistencia del concreto en columnas y vigas de 250 kg/cm².

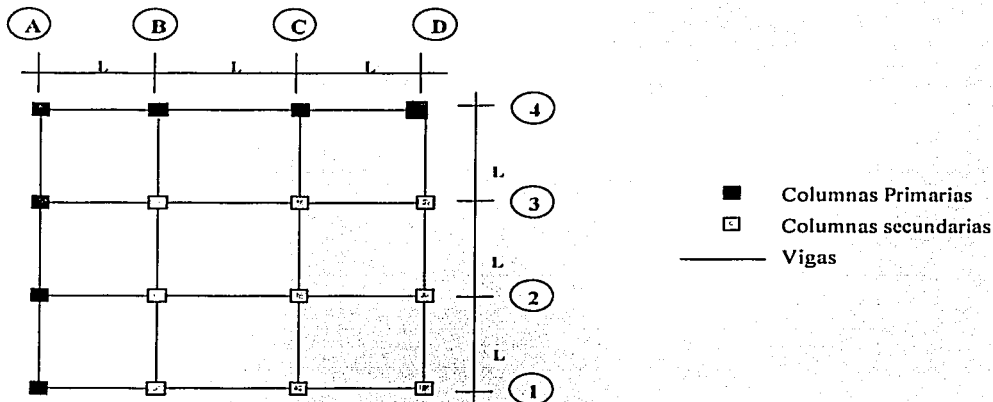


Fig. 3.16 Planta del modelo de 8 niveles.

Nivel	Columnas Primarias (cm)	Columnas Secundarias (cm)	vigas (cm)
1	75 x 75	65 x 65	55 x 70
2	75 x 75	65 x 65	50 x 65
3	70 x 70	60 x 60	50 x 65
4	70 x 70	60 x 60	45 x 65
5	70 x 70	60 x 60	45 x 65
6	65 x 65	55 x 55	40 x 60
7	65 x 65	55 x 55	40 x 60
8	65 x 65	55 x 55	40 x 55

Tabla 3.5 Propiedades geométricas del modelo.

Se obtuvo la distribución de los cortantes en cada una de los marcos correspondientes a la dirección X en planta del edificio de ocho niveles lo largo de toda su altura, para tener una mejor visualización de estas distribuciones, en las figs. 3.17 a la 3.20 se muestran las distribuciones de cortante para los marcos.

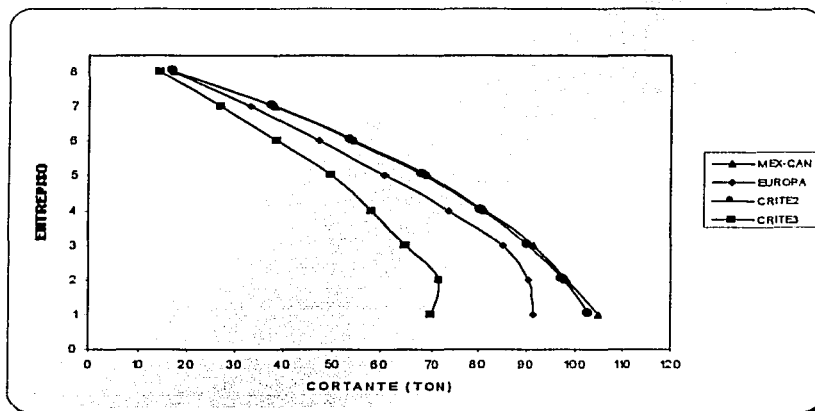


Fig. 3.17 Distribución de cortantes asignada por los códigos estudiados en el marco 1.

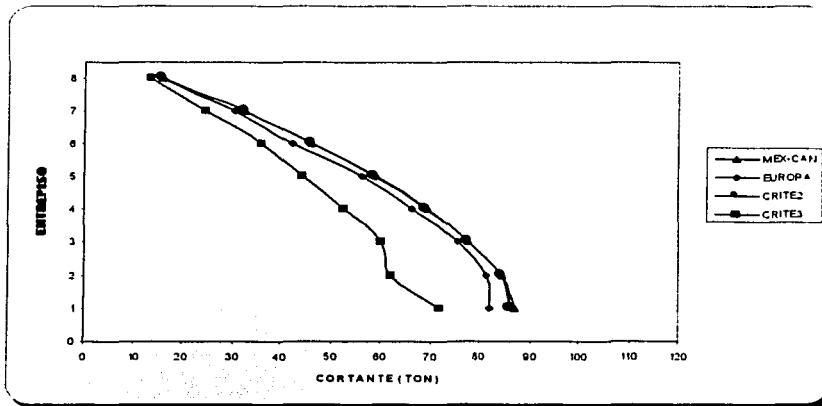


Fig. 3.18 Distribución de cortantes asignada por los códigos estudiados en el marco 2.

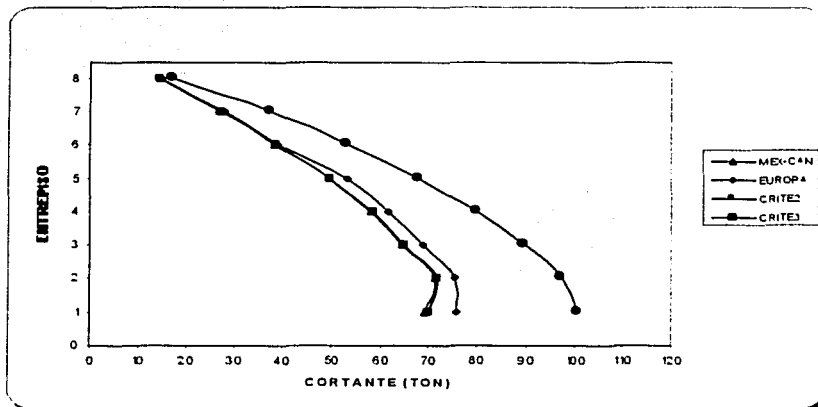


Fig. 3.19 Distribución de cortantes asignada por los códigos estudiados en el marco 3.

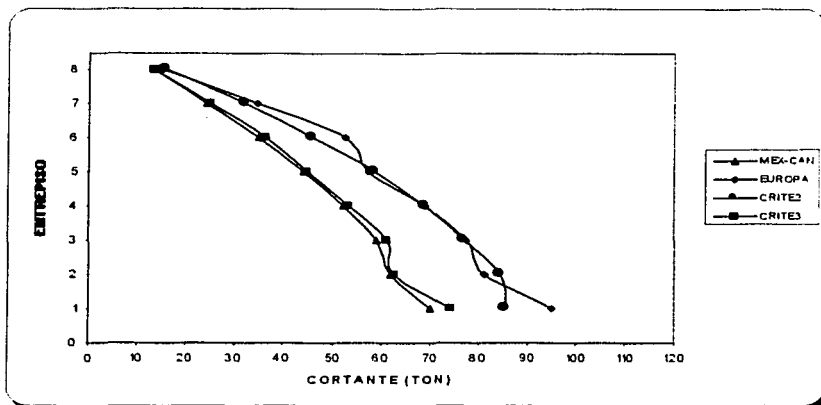


Fig. 3.20 Distribución de cortantes asignada por los códigos estudiados en el marco 4.

3.5 Observaciones

Se puede observar que en el edificio de un nivel, la distribución de la sobrerresistencia sobre cada uno de los planos se da de la siguiente manera:

1.- Cuando la excentricidad estructural (e_s) se da por rigideces, es decir, el centro de torsión se mueve de $-0.3b$ a $0.0b$, tomando como origen el centro de la planta del edificio, la mayor sobrerresistencia en el plano extremo izquierdo (plano 1), es dada por el código europeo y la menor es asignada por el código mexicano (criterio 1), el criterio 2 y el criterio 3 tienen valores de sobrerresistencia entre los dos códigos arriba mencionados, presentando valores mayores el criterio 3 con respecto al criterio 2; contrariamente a lo sucedido en el plano izquierdo, en el plano central (plano 2) la mayor sobrerresistencia la asigna el código mexicano y la menor es proporcionada por el código europeo; en el plano extremo derecho (plano 3), la mayor sobrerresistencia es asignada por el código mexicano y la menor es dada por el código europeo.

2.- Cuando la excentricidad estructural (e_s) es producida por bajos niveles de asimetría en masas ($0.1b$), los valores máximos y mínimos de sobrerresistencia en el plano resistente derecho e izquierdo los proporcionan el código mexicano y el europeo respectivamente. Para altos niveles de asimetría en masas ($0.3b$), los valores máximos y mínimos de sobrerresistencia en el plano resistente izquierdo los proporcionan el criterio 3 y el código mexicano respectivamente y en el plano resistente derecho los valores máximos y mínimos de sobrerresistencia los proporcionan el código mexicano y el europeo respectivamente. En el plano central no se presenta sobrerresistencia.

Las tendencias en la distribución de cortantes de los criterios estudiados es la misma tanto para el caso A (75% de rigidez total asignada para planos extremo) como para el caso B (66% de rigidez total asignada para los planos extremos). Es evidente que los máximos

valores de fuerzas cortantes se presentan para el primer caso debido a su mayor rigidez en los planos extremos.

En cuanto al porcentaje de sobrerresistencia por planos resistentes, el criterio 1 distribuye la sobrerresistencia por torsión en el elemento derecho tanto para la excentricidad estructural originada por masas y rigideces. Por otra parte los criterios 2 y 3 distribuyen la sobrerresistencia de manera mas uniforme.

El criterio 4 distribuye la sobrerresistencia por torsión en el elemento izquierdo, cuando la asimetría se origina rigideces.

Para altos niveles de excentricidad en masas (0.3b), el criterio 1 distribuye la sobrerresistencia por torsión en el elemento derecho. El criterio 3 proporciona los máximos valores de sobrerresistencia por torsión en el elemento izquierdo.

Para los planos central y derecho es el que proporciona los mayores porcentajes de sobrerresistencia, mientras que el código europeo presenta los valores menores.

En relación al porcentaje de sobrerresistencia global en el edificio, tablas 3.2 y 3.3, los porcentajes mayores los asigna el código mexicano y los menores el código europeo.

Como se puede observar en el edificio de varios niveles la distribución de cortantes para los marcos 1 y 2, figs. 3.17 y 3.18, el código mexicano y el criterio 2 alcanzan los valores máximos, teniendo valores un poco menores éste último en los entresijos inferiores, luego sigue el código europeo y al final el criterio 3. Para los marcos 3 y 4, figs. 3.19 y 3.20, el código mexicano ahora es el que muestra los valores menores, el criterio 2 muestra los valores máximos, seguido del código europeo y del criterio 3. Por lo que se puede concluir que el código mexicano asigna mayor resistencia al marco flexible (marco 1) que al marco rígido, por su parte el código europeo parece asignar resistencias muy parecidas a estos dos planos; el criterio 2 distribuye las resistencias de forma más equitativa, pero notándose que los marcos flexible y el más cercano al centro de torsión (marco 3) son los más favorecidos; el criterio 3 distribuye las resistencias muy parecidas en los cuatro marcos.

CAPÍTULO 4

MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO

Las estadísticas de daño ocasionado en las estructuras debido al sismo del 19 de Septiembre de 1985, muestra que más del 40% de los colapsos fueron causados o se vieron afectados por el efecto de torsión, lo cual es preocupante y más aún hace cuestionables las normas por torsión vigentes.

La normatividad actual para el diseño sísmico de edificios en torsión se ha basado en resultados de estudios de modelos elásticos deterministas, en donde se trata de tomar en cuenta los efectos no lineales mediante el uso de factores de comportamiento sísmico de acuerdo al tipo de estructura, adicionalmente se usan factores de seguridad con los cuales se incrementan las acciones y se trata de disminuir la capacidad de los elementos, lo anterior con objeto de cubrir las incertidumbres en las propiedades estructurales. Sin embargo, los resultados obtenidos de la aplicación de las normas arriba mencionadas han sido criticados, debido a que el comportamiento sísmico no lineal de estructuras asimétricas no ha sido muy parecido al comportamiento elástico lineal afectado por un factor de comportamiento sísmico. Aunque ya se ha visto la necesidad de mejorar las recomendaciones de diseño por torsión, no existen en México las suficientes investigaciones que permitan emitir tales recomendaciones, por lo cual hasta entonces se siguen usando los mismos procedimientos para el análisis y diseño de las estructuras que desarrollen un comportamiento elástico lineal o no lineal.

A continuación se describe la aplicación de los métodos que se utilizan en el Reglamento del Distrito Federal (RCDF-93), para el análisis y diseño de las estructuras.

Los métodos más comunes de análisis y diseño sísmico de estructuras son el *método sísmico estático* y el *método dinámico modal espectral*. El método sísmico estático se utiliza para estructuras que no tengan una altura mayor de 60 metros. Con cualquiera de los dos métodos es necesario tomar en cuenta ciertas consideraciones para una correcta aplicación, tales como espectros de diseño sísmico, factores de reducción de fuerzas, de comportamiento sísmico y tomar en cuenta las condiciones de regularidad de la estructura, así como su ubicación de desplante sobre el Distrito Federal.

4.1 Espectros de diseño sísmico.

Los espectros de temblores reales por lo general presentan formas irregulares y tienen variaciones bruscas en la respuesta máxima en función del periodo natural. Por lo que, varias estructuras pueden tener características dinámicas muy parecidas y sin embargo responder de manera muy diferente.

En la práctica y para fines de diseño, los reglamentos de construcción prescriben espectros suavizados en los que se ensanchan los picos y se eliminan los valles, esto se puede hacer gracias a la intervención del amortiguamiento que hace que las variaciones de los espectros sean menos bruscas y a parámetros que modifican el periodo fundamental de la estructura como la interacción suelo-estructura, sismos con distintas características, incertidumbre en

el cálculo de masas y rigideces y las incursiones de la estructura en el rango no lineal, siendo este último el que más influye.

Los espectros de diseño sísmico permiten conocer la ordenada de aceleraciones, a , que le corresponde a un edificio dado.

La ordenada de aceleraciones a , se expresa como una fracción de la gravedad y el espectro de diseño se construye mediante las ecuaciones siguientes:

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

$$a = c, \text{ si } T \text{ esta entre } T_a \text{ y } T_b$$

$$a = q c, \text{ si } T \text{ excede de } T_b$$

$$q = (T_b/T)^r$$

Donde T , es el periodo natural de interés de la estructura. c , es el **coeficiente sísmico**, y es el índice más importante de la acción sísmica que emplea el RCDF tanto para análisis estático como dinámico. Este coeficiente es una cantidad adimensional y define la fuerza cortante horizontal que actúa en la base de un edificio como una fracción del peso total del mismo, W .

Los valores de c , T_a , T_b y r , se muestran en la tabla 4.1 y dependen de la zona en que se encuentre la estructura. El valor de c que aparece en esa tabla corresponde a las construcciones del Tipo B, para las del Tipo A, c incrementará su valor en un 50%.

En el artículo 219 del RCDF, se describen las zonas en las que se divide el Distrito Federal, en la tabla 4.2 se muestran dichas zonas.

Zona	T_a	T_b	r	c
I	0.2	0.6	1/2	0.16
II	0.3	1.5	2/3	0.32
III	0.6	3.9	1	0.40

Tabla 4.1 Valores de T_a , T_b , r y c .

Zona	Tipo de suelo	Descripción
I	Lomas	Rocas o suelos generalmente firmes
II	Transición	Estratos arenosos y limoarcillosos
III	Lacustre	Depósitos de arcilla altamente compresible

Tabla 4.2 Zonas en que se divide el Distrito federal.

4.2 Reducción de fuerzas sísmicas

Diseñar estructuras para que se comporten elásticamente durante sismos severos sería poco práctico y además costoso, por lo que los reglamentos de construcción aceptan que las estructuras incurrieren en el rango no lineal y puedan disipar la energía inducida por un sismo mediante histéresis. Lo anterior produce que las fuerzas elásticas puedan reducirse con factores que representan la capacidad de la estructura para deformarse sin perder su resistencia ante fuerzas laterales. Para el RCDF, las fuerzas para análisis estático y las obtenidas por un análisis dinámico modal se pueden reducir dividiéndolas entre un factor Q' , su valor dependerá del factor de comportamiento sísmico Q .

El factor de reducción de fuerzas Q' se calcula de la siguiente manera:

Para estructuras que cumplan con las condiciones de regularidad que marcan las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo (NTCDS) fijadas en su sección 6.

$$Q' = Q \text{ si se desconoce } T \text{ o si este es mayor o igual que } T_a$$
$$Q' = 1 + (T/T_a)(Q-1), \text{ si } T \text{ es menor que } T_a$$

donde:

T , es el periodo fundamental de vibración si se emplea el método sísmico estático, o bien será el periodo del modo considerado si se usa un análisis modal espectral.

Para estructuras que no cumplan con las condiciones de regularidad fijadas en la sección 6 de las NTCDS el factor de reducción de fuerzas Q' se multiplicará por 0.8. Las deformaciones obtenidas por las fuerzas sísmicas reducidas en el método estático o modal, se calcularán multiplicándolas por el factor de comportamiento sísmico Q .

El factor de comportamiento sísmico Q , dependerá del tipo de sistema que tenga la estructura para resistir las fuerzas laterales y de los detalles del dimensionamiento que se le da a tal estructura. En la sección 5 de las NTCDS, se especifica el valor de Q que se debe adoptar de acuerdo a las características que tenga la estructura.

En todos los casos se usará para toda la estructura en la dirección de análisis el valor mínimo de Q que corresponde a los diversos entrepisos de la estructura en dicha dirección.

El factor Q puede ser diferente en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, de acuerdo a las propiedades de ésta en las respectivas direcciones.

4.3 MÉTODO SÍSMICO ESTÁTICO

4.3.1 Cálculo de fuerzas cortantes

En el cálculo de las fuerzas cortantes en los diferentes niveles de la estructura, el método supone un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos en donde se supongan concentradas las masas. Cada una de estas fuerzas se tomará igual al peso de la

masa correspondiente multiplicado por un coeficiente proporcional a h , siendo h la altura de la masa en cuestión sobre el desplante. El coeficiente se tomará de tal manera que la relación V_o/W_o sea igual a c/Q , donde V_o es la fuerza cortante basal y W_o es el peso de la construcción, el cual incluye las cargas muertas fijadas en el capítulo IV, título VI del Reglamento, así como las cargas vivas que aparecen en el capítulo V, título VI. El factor de comportamiento sísmico Q , se tomará el que fija la sección 5 de las NTCDS y c el coeficiente sísmico que establece el artículo 206 del Reglamento, excepto para la parte sombreada de la zona II de la figura 3.1 de las NTCDS donde se tomará $c=0.4$ para estructuras de 1 grupo B y $c=0.6$ para las del grupo A.

La fuerza horizontal P_i aplicada en el centro de masas del nivel i en un edificio sin apéndice, como es el caso de los edificios tratados en esta tesis, esta dado por la fórmula siguiente:

$$P_i = \frac{c}{Q} \left(\frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \right) W_o \quad (4.1)$$

4.3.2 Efectos de torsión

Para tomar en cuenta los efectos de torsión, es necesario definir que la excentricidad estructural e_s calculada en cada entrepiso, es la distancia entre el centro de torsión del entrepiso correspondiente y el punto de aplicación de la fuerza cortante en dicho entrepiso.

Se debe tener en cuenta que debido a los efectos dinámicos, el momento torsionante que actúa en cada entrepiso se puede amplificar y la excentricidad real puede variar de la calculada estáticamente. Por lo que la mayoría de los reglamentos de diseño aplican excentricidades de diseño que amplifican la excentricidad estática según lo más desfavorable, con objeto de añadir la naturaleza dinámica de las torsiones sísmicas en un proceso estático de análisis. Además la excentricidad de diseño tiene un término llamado excentricidad accidental que se suma o resta dentro de la ecuación, el cual considera incertidumbres en la estimación de masas y rigideces y las componentes rotacionales del terreno inducidas por sismos, que no se toman en cuenta en el análisis.

En el reglamento del Distrito Federal para fines de diseño, el momento torsionante se tomará por lo menos igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad de diseño (ecs. 2.2 y 2.3) que para cada marco o muro resulte más desfavorable, además la excentricidad de diseño en cada sentido no se tomará menor que la mitad del máximo valor de e_s calculado para los entrepisos que se hallan abajo del que se considera, ni se tomará el momento torsionante de ese entrepiso menor que la mitad del máximo calculado para los entrepisos que están arriba del considerado.

4.3.3 Efectos bidireccionales

El RCDF especifica que se deberá tomar en cuenta los efectos de ambas componentes horizontales del movimiento del terreno para cada dirección como el 100% de los efectos

que se aplican en una dirección y el 30% de los efectos en la dirección perpendicular, tomando en cuenta los signos que resulten en la combinación más desfavorable.

4.3.4 Distribución de las fuerzas sísmicas entre los elementos resistentes

Una vez que se tienen las fuerzas sísmicas que actúan en cada piso de una estructura, estas se distribuyen entre los diferentes elementos resistentes en función de su rigidez lateral. La fuerza cortante sobre un elemento resistente se tomará como la suma de dos efectos, uno debido a la fuerza cortante del entrepiso que se supone actúa en el centro de torsión y un segundo causado por el momento torsionante, resultado de multiplicar dicho cortante por la excentricidad de diseño que haya resultado más desfavorable.

4.4 MÉTODO DINÁMICO MODAL ESPECTRAL

El análisis modal espectral implica el uso simultáneo de modos de vibrar y espectros de diseño, los cuales toman en cuenta varios aspectos de la respuesta sísmica de los edificios, como las incertidumbres en la valuación de los periodos, los efectos de sismos de diferente origen, la influencia del amortiguamiento, los distintos tipos de suelo y el comportamiento inelástico por medio de los espectros de diseño inelásticos o reducidos.

Cuando se aplica el análisis dinámico modal se considera que la estructura se comporta elásticamente, por lo que, sus periodos y modos de vibrar se pueden calcular con los métodos tradicionales.

La ventaja de éste método se centra en que sólo es necesario determinar las respuestas debidas a unos cuantos de los primeros modos de vibrar, ya que en general la parte de la respuesta total del edificio debida a modos superiores es muy pequeña. Sin embargo, las NTCDS exigen incluir los efectos de todos los modos naturales de vibración cuyo periodo sea mayor o igual a 0.4 segundos, en caso de que se ignoren los giros de los pisos en el cálculo de los modos de vibrar, es necesario recurrir a lo que aplica el análisis estático para tomar en cuenta el efecto de las excentricidades estructurales y accidentales.

En el análisis modal espectral sólo es de interés las respuestas máximas que pueda arrojar un temblor futuro, tratando de predecir la intensidad sísmica por lo general los reglamentos se basan en los espectros de diseño suavizados, con los que podemos encontrar la máxima pseudoaceleración llamada A_j , para cada periodo T_j . Por lo que se puede escribir lo siguiente:

$$u_{nj \max} = A_j p_j z_{nj} / \omega_j^2 \quad (4.2)$$

La ecuación 4.4.1, nos da la contribución máxima del modo j al desplazamiento de la masa n . Además de que permite conocer cualquier respuesta máxima ya sea fuerza cortante, deformación de entrepiso, momento de volteo, de la estructura s_j debida al modo j . Aunque para fines de diseño la respuesta que interesa es la total máxima S , a la que contribuyen todos los modos de vibrar.

4.4.1 Combinación de las respuestas modales máximas

Se han desarrollado varios criterios para estimar las respuestas modales máximas, las NTCDS usan la expresión propuesta por Rosenblueth (1951), la cual funciona para estructuras con periodos en los modos de vibrar que sean bastante distintos entre si, en por lo menos un 10%.

$$S = \sqrt{\sum s_j^2} \quad (4.3)$$

Obviamente para cuando los periodos son muy cercanos entre si, se tiene que tomar en cuenta el acoplamiento entre sus modos correspondientes cuando se combinen sus contribuciones a la respuesta sísmica, por lo que Rosenblueth y Elorduy (1969), desarrollaron otra expresión que al parecer ofrece resultados satisfactorios, la expresión es la siguiente:

$$S = \left[\sum_j \frac{s_j s_j}{1 + \varepsilon_j} \right]^{1/2} \quad (4.4)$$

donde:

$$\varepsilon_j = \frac{\omega_i' - \omega_j'}{\xi_j' \omega_i + \xi_j' \omega_j} \quad (4.5)$$

$$\xi_j' = \xi_j + 2/(\omega_j t^*) \quad (4.6)$$

ω_i' , es la frecuencia circular amortiguada.

ω_j' , es la frecuencia circular no amortiguada.

ξ_j' , es la fracción del amortiguamiento crítico asociado al modo i .

t^* , es la duración del segmento de ruido blanco estacionario que equivale a la familia de temblores reales de diseño, que puede considerarse como la duración de la fase intensa del movimiento medida en segundos.

Wilson *et al.* (1981) desarrolló otro criterio para combinar las respuestas modales cuando las respuestas son cercanas entre sí, considerando a los sismos como procesos estocásticos estacionarios con duración grande en relación con los periodos de las estructuras, y es llamada combinación cuadrática completa:

$$S = \left[\sum_j \rho_j s_j s_j \right]^{1/2} \quad (4.7)$$

En caso de que los porcentajes de amortiguamiento crítico sean iguales, el coeficiente del producto cruzado está dado por la siguiente expresión:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2(1+r)r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\xi^2r(1+r)^2} \quad (4.8)$$

donde $r = \omega_i / \omega_j$.

4.4.2 Análisis dinámico en dos dimensiones y efectos de torsión

Cuando se hace un análisis en dos dimensiones, es decir, considerando efectos bidireccionales del movimiento del terreno de acuerdo a Reglamento, el método dinámico ignora los giros de los pisos de manera que el procedimiento del análisis modal espectral se puede efectuar de manera independiente para cada dirección del sismo, desde el cálculo de periodos y modos de vibrar, hasta la determinación de las fuerzas cortantes de entrepiso.

Para encontrar las fuerzas cortantes actuantes en los diferentes entrepisos se puede aplicar el concepto de que la fuerza es igual a la masa por la aceleración, por lo que es necesario encontrar la aceleración máxima relativa de un piso cualquiera con respecto al suelo en un modo cualquiera, la cual queda definida por la ecuación 4.4.1.

$$u_{nj \max} = A_j \rho_j z_{nj} \quad (4.9)$$

y la fuerza de inercia generada en un piso cualquiera se obtendrá multiplicando la aceleración por la masa correspondiente como sigue:

$$F_{nj \max} = m_n A_j \rho_j z_{nj} \quad (4.10)$$

Una vez que se conocen los cortantes de entrepiso en las dos direcciones de análisis, los efectos de torsión se incluyen de igual manera que en el método estático, así como la distribución de los cortantes finales entre los elementos resistentes.

4.4.3 Análisis dinámico tridimensional y efectos de torsión

El análisis sísmico modal espectral en tres dimensiones, se desarrolla siguiendo los mismos pasos que el análisis en dos dimensiones, solo que en el tridimensional se agrega el giro alrededor de un eje vertical que experimenta la masa de un piso cualquiera. Por lo tanto las ecuaciones 4.4.2.1 y 4.4.2.2 siguen siendo aplicables para encontrar las aceleraciones y las fuerzas que actúan en los niveles. Para tomar en cuenta la componente rotacional se aplica la siguiente expresión:

$$P_j = Z_j^T M R \quad (4.11)$$

En donde el vector R sirve para calcular el coeficiente de participación del modo j cuando se emplean modos ortonormales.

4.4.3.1 Consideraciones de diseño del análisis modal espectral

Para la valuación de momentos torsionantes de diseño cuando se realice un análisis modal en donde se consideren las rotaciones de los pisos como grados de libertad se debe tomar en cuenta que se incluyen automáticamente los efectos dinámicos sobre la excentricidad estática (e_s), por lo que no es necesario considerar los factores de amplificación dinámica que se aplican a e_s en las excentricidades de diseño considerados por un análisis estático. Sin embargo, es necesario tomar en cuenta la excentricidad accidental valuada por las NTCDS como $0.1b$, en cada dirección de análisis. Una manera de incluir la excentricidad accidental en el diseño de los elementos resistentes es sumar o restar el momento torsionante de diseño producto de la cortante dinámica por la excentricidad accidental, a los momentos torsionantes encontrados mediante el análisis modal espectral. Otra manera es mover las posiciones de los centros de masas que resulten de restar o sumar la excentricidad accidental, aunque esto es un poco más laborioso ya que se tienen que llevar a cabo dos análisis en cada dirección.

Se ha encontrado que por lo general los modelos dinámicos que incluyen las rotaciones de los pisos tienen sus modos con periodos muy cercanos entre sí, por lo que para encontrar las respuestas máximas se deben utilizar criterios que incorporen los productos cruzados de las respuestas modales, se ha desarrollado un expresión con la cual se toma en cuenta los criterios, la cual es la siguiente:

$$S_2 = s^T L s \quad (4.12)$$

donde:

s^T , es el vector cuyo i -ésimo elemento es la respuesta en el modo i , s_i .
 L_{ij} de la matriz L , es un coeficiente de correlación entre ambos modos que se aplica el producto $s_i s_j$ de las respuestas modales en las expresiones 4.4 y 4.7.

CAPÍTULO 5

ALCANCES Y LIMITACIONES DE LOS MODELOS DE CORTANTE (TRADICIONALES) VS. LOS MODELOS TRIDIMENSIONALES DE FLEXIÓN EN EL CÁLCULO DE LA ASIMETRÍA ESTRUCTURAL

5.1 Introducción

Es común hacer una idealización de un edificio como un modelo de cortante, por medio de un conjunto de subestructuras formadas por planos resistentes verticales (marcos y marcos-muros). Este hecho asume que las columnas de un marco sujeto a cargas laterales tienen puntos de inflexión, siempre y cuando las vigas sean lo suficientemente rígidas para imponerles la doble curvatura. Con base en lo anterior, es posible calcular rigideces de entrepiso y por lo tanto modelar al marco como una sucesión de resortes laterales que representan a cada entrepiso. El concepto de rigidez de entrepiso se puede definir como: el cociente de la fuerza cortante (V) entre el desplazamiento relativo (d) en un entrepiso cualquiera (i).

$$K_i = V_i / d_i \quad (5.1)$$

Por otro lado se puede analizar a la estructura como un modelo de flexión, ya sea de manera tridimensional, con ayuda de programas comerciales, que toman en cuenta la contribución de todos los elementos que forman la estructura, o bien mediante un ensamble de marcos planos ligados entre sí por sistemas de piso infinitamente rígidos en su plano.

5.2 Antecedentes

Existen evidencias que en la actualidad, en la práctica profesional, no se estima con suficiente aproximación el nivel de asimetría de las estructuras, particularmente cuando se realizan análisis sísmicos estáticos de edificios con distribuciones asimétricas de rigideces. Este problema radica principalmente en la estimación de la ubicación del Centro de Torsión (CT) en los entrepisos de un edificio, ya que éste se ha obtenido habitualmente utilizando modelos de cortante en los cuales su posición depende solamente de la localización en planta de los elementos resistentes y de su rigidez de entrepiso. Sin embargo, es necesario enfatizar que la ubicación del CT de edificios no sólo depende de los parámetros antes mencionados, sino también de la distribución lateral de cargas aplicadas a la estructura, Damy J. y Alcocer M. (1987).

En un trabajo reciente Chipol y García (2000), sobre la obtención y variación del centro de torsión en edificios de varios niveles y con diferentes asimetrías tanto en elevación como en planta. Básicamente se hace un estudio con modelos de 4 y 15 niveles, en los cuales se logra su asimetría en planta con algunas columnas de mayor dimensión en alguno de sus ejes o bien con muros de concreto o muros de mampostería por lo general en el borde de la planta.

Los resultados del estudio realizado muestran los alcances y limitaciones para el uso de modelos de cortante con relación a los modelos de flexión. Particularmente, se encontró que el cálculo del CT y por tanto la excentricidad estructural, no sufren variaciones importantes cuando se utilizan modelos de cortante en edificios de baja altura ó en aquellos que poseen muros de mampostería, sin embargo, dicha excentricidad puede ser subestimada en edificios medianos y altos con niveles importantes de asimetría, como la producida por la presencia de muros de concreto. Este hecho se debe a que los últimos entresijos experimentan excentricidades importantes que, según se demuestra en el artículo, pueden incluso cambiar el sentido de la torsión.

5.3 Modelos de cortante vs modelos de flexión

Después de analizar los resultados del trabajo de Chipol 2001 relativos a la variación espacial del centro de torsión, y observar las diferencias entre los diferentes modelos de edificios estudiados, en éste trabajo se propuso explorar con más detalle los alcances y limitaciones de los modelos de cortante para edificios regulares con presencia de muros, por considerarse una de las estructuraciones más representativas de las edificaciones existentes en la ciudad de México.

Con base en lo se decidió estudiar edificios de 3, 4, 5, 6, 9, 12 y 15 niveles provistos de muros de concreto reforzado aplicando las tres metodologías para calcular la posición del centro de torsión de entrepiso empleadas por Chipol 2001.

5.4 Modelos de cortante sin flexión y con flexión en vigas y modelos tridimensionales de flexión

Las metodologías utilizadas para obtener la posición del centro de torsión en cada uno de los modelos estudiados, es la misma que se presenta en forma detallada y explícita en Chipol (2000).

5.4.1 Modelos de cortante

En general para los modelos de cortante, considerando o no la flexión en las vigas, la ubicación del centro de torsión es función de la rigidez de entrepiso, Dammy y Alcocer (1987) desarrollaron expresiones (ecs. 5.2 y 5.3) basadas en las direcciones principales de rigidez de la estructura y que puede ser aplicables a marcos no ortogonales en planta (Dammy 1988).

$$x_r = [-K_{\theta_x} K_{xy} + K_{\theta_y} K_{xx}] / (K_{xx} K_{yy} - K_{xy}^2) \quad (5.2)$$

$$y_r = [-K_{\theta_x} K_{yy} + K_{\theta_y} K_{xy}] / (K_{xx} K_{yy} - K_{xy}^2) \quad (5.3)$$

donde:

$$K_{xx} = \sum K_i c_i^2,$$

$$K_{yy} = \sum K_i s_i^2,$$

$$K_{xy} = \sum K_i c_i s_i,$$

$$K_{\alpha x} = \sum K_i r_j c_i = \sum K_i y_i c_i^2 - \sum K_i x_i c_i s_i,$$

$$K_{\alpha y} = \sum K_i r_j s_i = \sum K_i x_i s_i^2 - \sum K_i y_i s_i c_i,$$

$$r_j = x_i s_i - y_i c_i$$

K_i = rigidez del entrepiso del marco i .

s_i = $\sin \beta_i$

c_i = $\cos \beta_i$

β_i = ángulo que forma el eje x con el marco i .

(x_i, y_i) = coordenadas de un punto cualquiera del eje del marco i .

Para obtener la ubicación del centro de torsión con el uso de modelos de cortante con flexión en vigas, se siguió el siguiente procedimiento: ya que el método requiere sólo del análisis del edificio en dos dimensiones y se basa en suma de la rigidez de entrepiso de cada marco, primero se realizó un análisis por marcos planos usando el programa de análisis Super-Etabs, para obtener los desplazamientos de entrepiso y luego multiplicarlos por la matriz de rigidez lateral de cada marco para calcular los cortantes en cada entrepiso de cada marco. Finalmente se obtiene la rigidez de entrepiso (cortante/desplazamiento) de cada marco y por estática se puede calcular la coordenada del centro de torsión de entrepiso, que resulta de multiplicar la rigidez de entrepiso del marco por la posición que tiene éste respecto al punto donde se tomen momentos sobre la planta del edificio dividida entre la sumatoria de la rigidez de todos los marcos.

Par los modelos de cortante sin flexión en vigas, sólo se tomó en cuenta la rigidez de los elementos columna y la contribución de los muros para obtener la rigidez de cada marco, sumando las rigideces de éstos se obtuvo la rigidez de entrepiso, y aplicando el mismo procedimiento que se hizo para los modelos de cortante con flexión en vigas, se obtuvo la coordenada del centro de torsión.

5.4.2 Modelos de flexión

Para la obtención del centro de torsión en los modelos de flexión se uso el programa de computadora COMBAT, y los resultados se compararon con el procedimiento planteado por Dammy y Alcocer (1987), en donde el cálculo del centro de torsión parte de la ecuación de equilibrio del edificio y se obtienen sus coordenadas mediante el análisis de la estructura en dos direcciones ortogonales e independientes. De manera que para una dirección seleccionada y aplicando la distribución de cargas laterales, se determinan los desplazamientos laterales sin permitir la rotación de los diafragmas, una vez hecho esto se calculan los momentos necesarios para que el nivel no gire y finalmente se calcula la coordenada del centro de torsión dividiendo el momento obtenido entre la fuerza sísmica actuante en el nivel. Lo anterior se hace para cada dirección de análisis.

5.5 Descripción de los modelos considerados

A continuación se hace una descripción de los modelos empleados para estudiar la variación espacial del centro de torsión. En la tabla 5.5.1 se presentan los modelos de edificios seleccionados.

En las figs. 5.1 y 5.2 se presenta la planta tipo de los modelos de 3 a 9 niveles y de 12 a 15 niveles respectivamente. En la fig. 5.3 se presentan las variantes estructurales de los modelos estudiados que permitieron producir diferentes niveles de asimetría estructural en planta. Finalmente en la tabla 5.1 se presentan las propiedades geométricas de los ocho modelos estudiados.

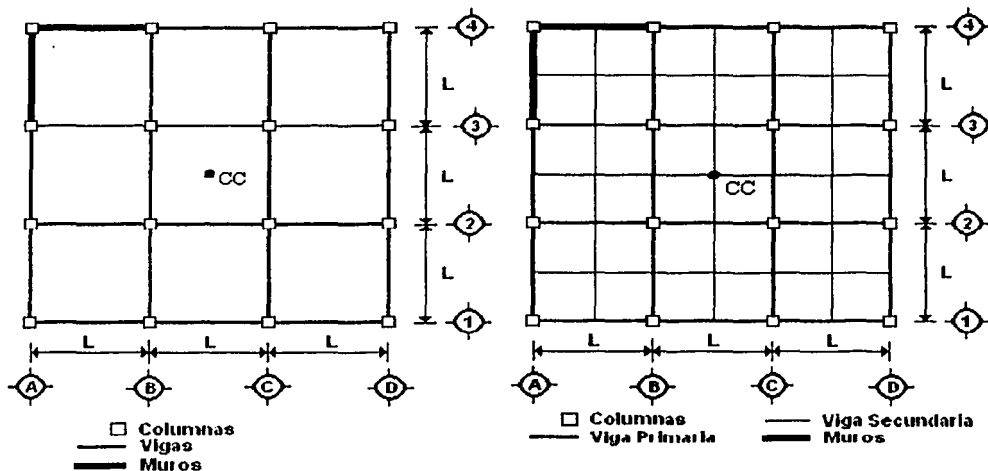


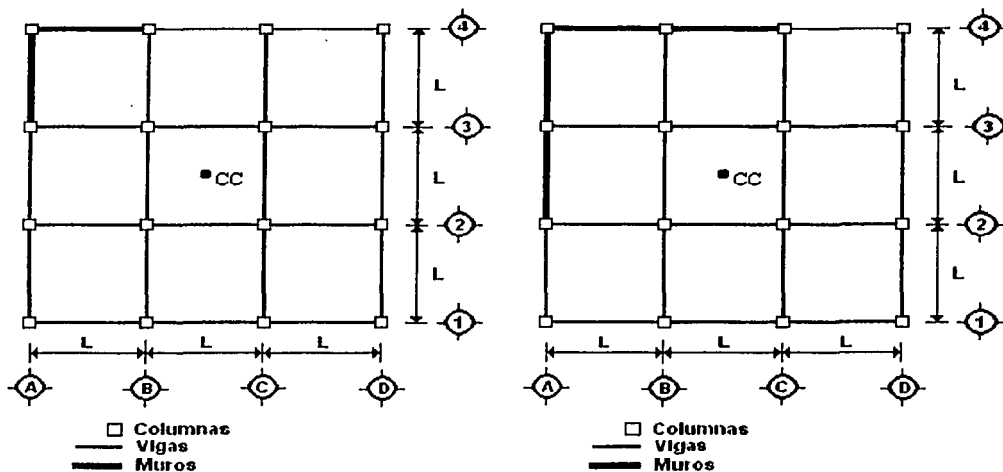
Fig.5.1 Planta tipo de modelos de 3-9 niveles. Fig.5.2 Planta tipo de modelos de 12 y 15 niveles.

No. de niveles del modelo	Identificación del modelo
3	I
4	II
5	III
6	IV
9	V
12	VI
15	VII

Tabla 5.1 Modelos estudiados.

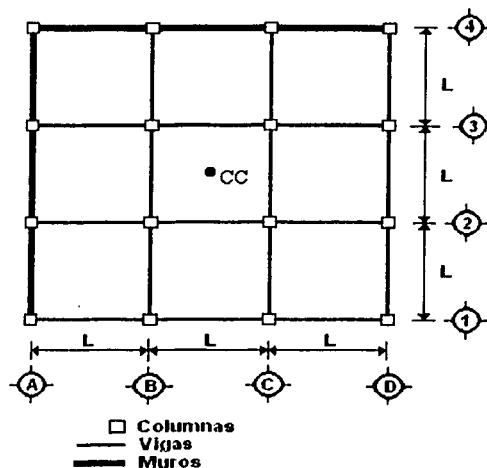
Los modelos presentados en la tabla 4, poseen tres variantes estructurales (A, B y C) que permiten variar su nivel de asimetría estructural en planta. En la fig. 5.4.3, se muestran las características estructurales de estas tres variantes utilizadas en los modelos de edificios.

Cada uno de los modelos se divide en tres submodelos, por ejemplo, modelo Ia, modelo Ib y modelo Ic. El modelo Ia corresponde al que contiene muro en los ejes A-B y 3-4; el modelo Ib contiene muros que van del eje A-C y de 2-4 y el modelo Ic contiene muro que comprenden los ejes A-D y de 1-4. Lo mismo sucede con los otros seis modelos.



a) Variante A

b) Variante B



c) Variante C

Fig. 5.3 Variantes estructurales de los modelos estudiados

Modelo	L(m)	Columnas(m)	Nivel.	Vigas Primarias(m)	Vigas Secundarias(m)	Espesor del muro (m)
I	4	0.40 x 0.40	1-3	0.40 x 0.20	X	0.13
II	4	0.45 x 0.45	1-4	0.40 x 0.20	X	0.13
III	4	0.50 x 0.50	1-5	0.40 x 0.20	X	0.13
IV	4	0.50 x 0.50	1-6	0.40 x 0.20	X	0.13
V	6	0.80 x 0.80	1-4	0.70 x 0.40	X	0.15
		0.70 x 0.70	5-9	0.70 x 0.40	X	0.15
VI	8	1.10 x 1.10	1-4	0.80 x 0.40	0.50 x 0.25	0.15
		1.00 x 1.00	5-8	0.80 x 0.40	0.50 x 0.25	0.15
		0.90 x 0.90	9-12	0.80 x 0.40	0.50 x 0.25	0.15
VII	8	1.30 x 1.30	1-5	0.90 x 0.35	0.70 x 0.30	0.15
		1.10 x 1.10	6-10	0.90 x 0.35	0.70 x 0.30	0.15
		1.00 x 1.00	11-15	0.90 x 0.35	0.70 x 0.30	0.15

Tabla 5.2 Propiedades geométricas de los modelos.

Para todos los modelos se utilizó un concreto en columnas y en muros con una resistencia de $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$.

Para los modelos del I al IV la altura de entrepiso es de 3.0 metros, en tanto que para el modelo V en el primer entrepiso su altura es de 4.50 m y de 3.0 m en los entrepisos restantes; para los modelos VI y VII la altura del primer entrepiso es de 4.0 m y de 3.20 m para los demás entrepisos.

Para los 21 modelos, se calculó la ubicación del centro de torsión en la dirección X (eje 1).

Dicha ubicación del centro de torsión se obtuvo mediante la aplicación de tres metodologías diferentes que son:

- a) Modelo de flexión, usando el programa COMBAT.
- b) Modelo de cortante tradicional, usando el programa SUPERETABS.
- c) Modelo de cortante perfecto, usando únicamente la rigidez a cortante de columnas y muros sin que intervengan las vigas.

Para todos los modelos mencionados se colocaron muros de concreto y solo para el inciso c, se colocaron muros de concreto y mampostería.

Lo anterior se hizo con el objeto de estudiar la localización del centro de torsión al ser calculado con cada uno de los métodos y con ello dar una recomendación para usar el método que sea más conveniente en el análisis de edificios con muros.

5.6 Presentación de resultados de los modelos estudiados

En las figs. 5.4 a la 5.10 se presentan los resultados obtenidos para todos los modelos estudiados de 3 a 15 niveles.

Como se puede observar en las figuras 5.4 a 5.10, la posición del centro de torsión calculado con el modelo de cortante sin tomar en cuenta la flexión de las vigas es el más conservador de todos los procedimientos, ya que se obtienen unas excentricidades altas en relación a la longitud de la planta, sucede lo contrario para los modelos provistos con muros de mampostería, ya que éstos muestran excentricidades pequeñas para el mismo procedimiento.

En los modelos de tres niveles (fig. 5.4), se puede ver que la posición del centro de torsión calculada por el modelo de flexión tiene un valor mayor que la obtenida por el modelo de cortante que toma en cuenta la flexión de las vigas, salvo en el último entrepiso donde sucede lo contrario, lo anterior se da en las tres variantes estudiadas. En los modelos de cuatro niveles (fig. 5.5), pasa lo mismo, excepto en la variante *b* y *c*, en donde en todos los entrepisos el modelo de cortante presenta las excentricidades mayores.

En los modelos de cinco niveles (fig. 5.6), se presenta una tendencia en la que se ve que en los primeros entrepisos el modelo de flexión muestra ser más conservador que el modelo de cortante, esto se marca más en la variante *a* y disminuye para las otras dos variantes.

En los modelos de seis niveles (fig. 5.7), se da la misma tendencia que en los modelos de cinco niveles, mostrando en la variante *a* un fenómeno extraño ya que para el modelo de flexión la posición del centro de torsión se aleja de la zona más rígida de la estructura en su último entrepiso, sobrepasando incluso a la posición del centro de cortante, por lo que a partir de esa altura existe una gran diferencia en valores de excentricidad, ya que incluso cambian de sentido (signo de la excentricidad). Lo anterior no sucede para las variantes *b* y *c*.

En los modelos de nueve, doce y quince niveles (figs. 5.8 a la 5.10), se ve la misma tendencia que en los modelos de seis niveles, incrementándose las excentricidades al lado flexible en los modelos de nueve y doce niveles para la variante *a* en sus últimos dos entrepiso del edificio y en el último entrepiso para la variante *b*, sin darse éste efecto en la variante *c*. En el modelo de quince niveles en las tres variantes se ve el efecto del cambio de la posición del centro de torsión al lado flexible de una manera muy marcada en los tres últimos entrepisos, en los últimos dos y en el último, para las variantes *a, b* y *c* respectivamente y notándose que en su mayor parte el modelo de cortante es más conservador que el modelo de flexión.

Por lo anterior se concluye que no es factible utilizar un modelo de cortante que no tome en cuenta la rigidez de vigas, ya que es demasiado conservador y ello llevaría a diseños muy sobrados con lo que se incrementaría su costo. Por otro lado usar modelos de cortante que toman en cuenta la flexión de las vigas puede ser apropiado solo hasta una altura de hasta cinco niveles, en donde el uso de cualquiera de los dos métodos ya sea de cortante o flexión es aceptable, pero a partir de seis niveles, al menos para modelos con un muro en una crujía es mejor utilizar un modelo de flexión que incluya todos los parámetros que forman parte del edificio, lo que no se hace al utilizar un modelo de cortante tradicional (modelo de cortante con flexión en vigas). A partir de nueve niveles es indiscutible que se debe usar un modelo de flexión para encontrar la ubicación del centro de torsión de entrepiso.

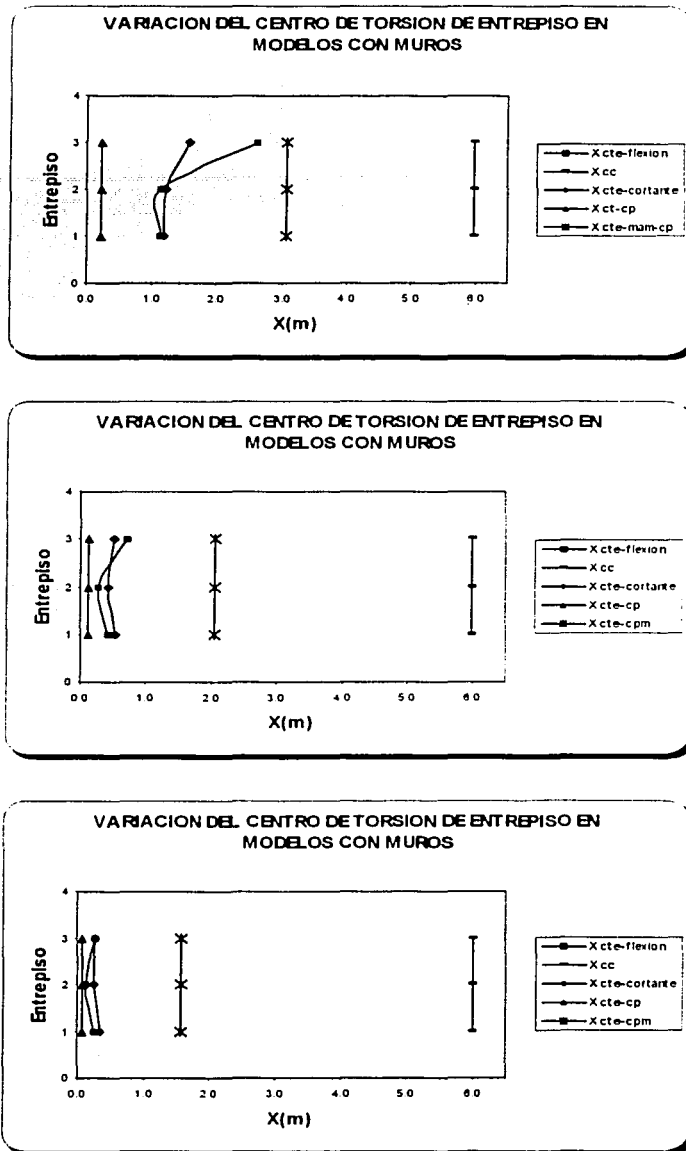


Fig. 5.4 Variación del centro de torsión del modelo I, variantes a, b y c.

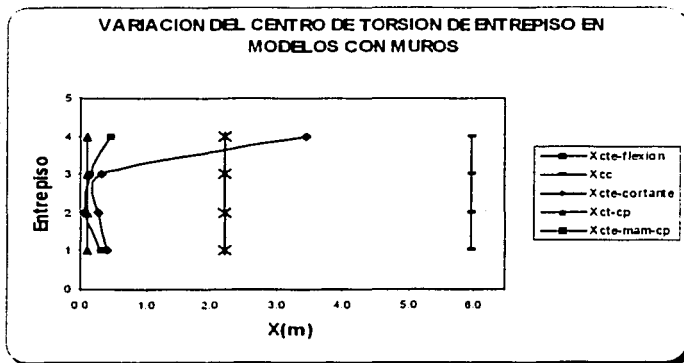
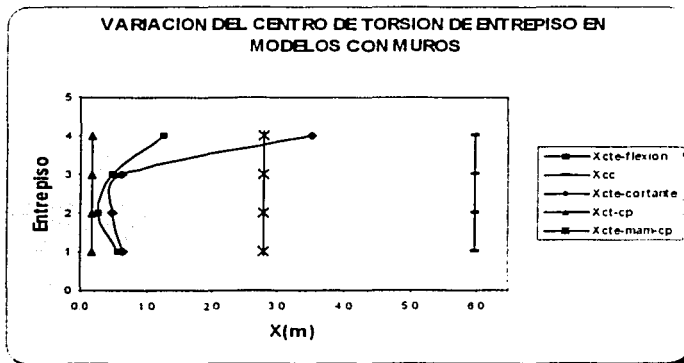
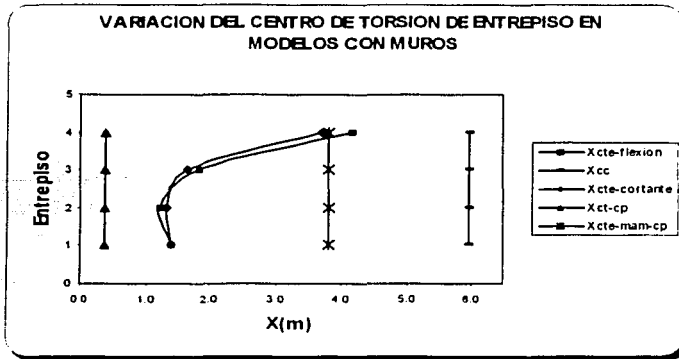


Fig. 5.5 Variación del centro de torsión del modelo II, variantes a,b y c.

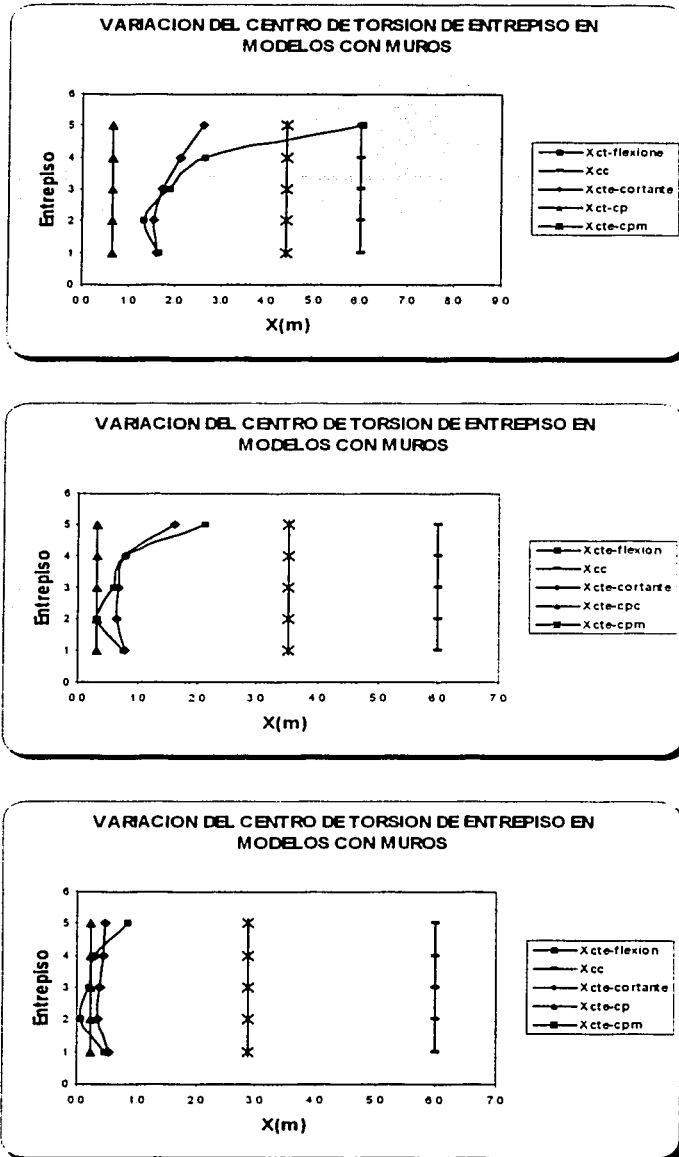


Fig. 5.6 Variación del centro de torsión del modelo III, variantes a,b y c.

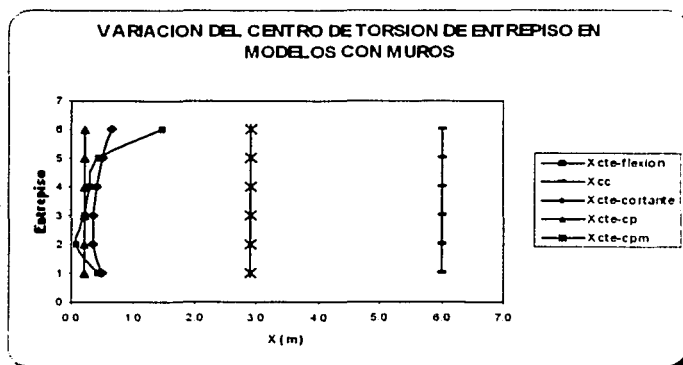
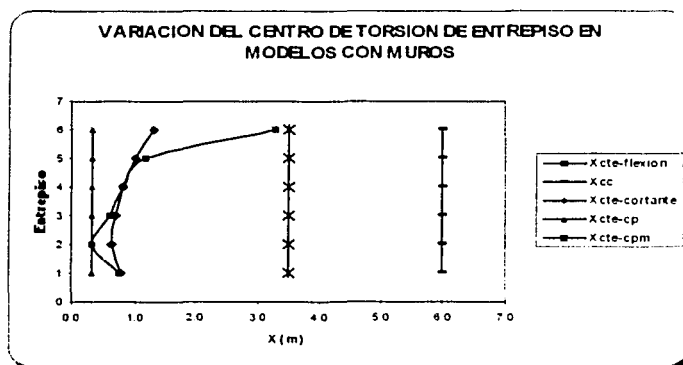
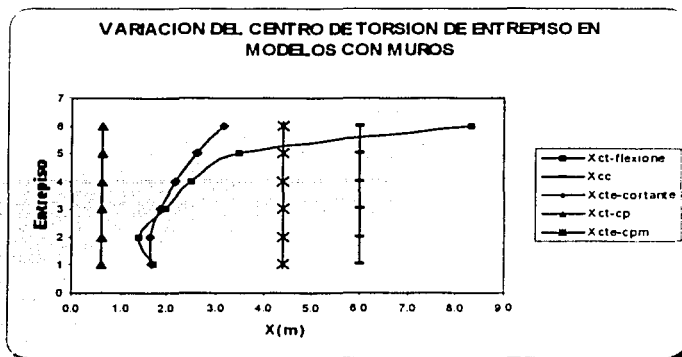


Fig. 5.7 Variación del centro de torsión del modelo IV, variantes a, b y c.

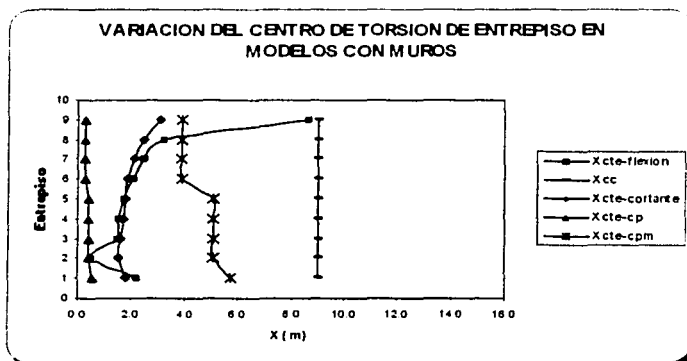
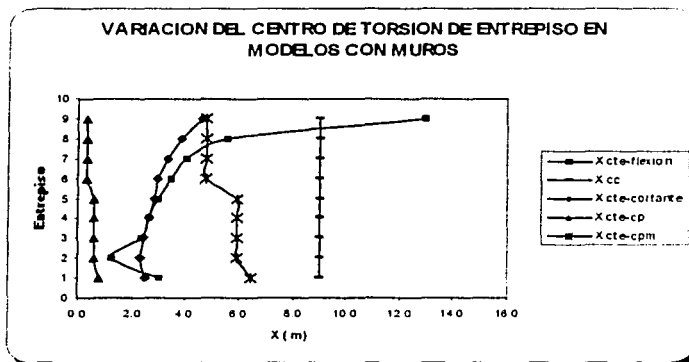
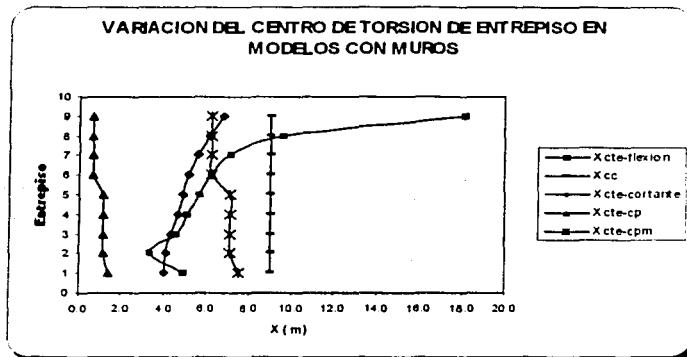


Fig. 5.8 Variación del centro de torsión del modelo V, variantes a,b y c.

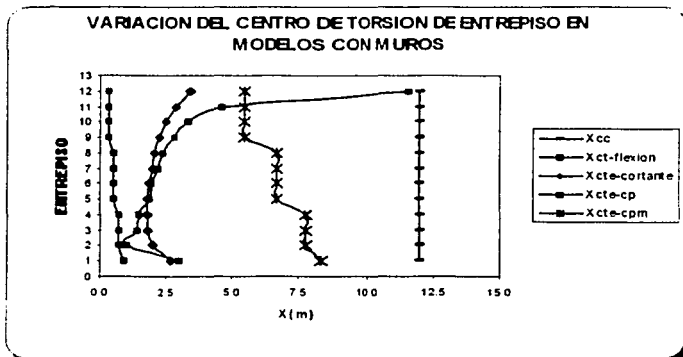
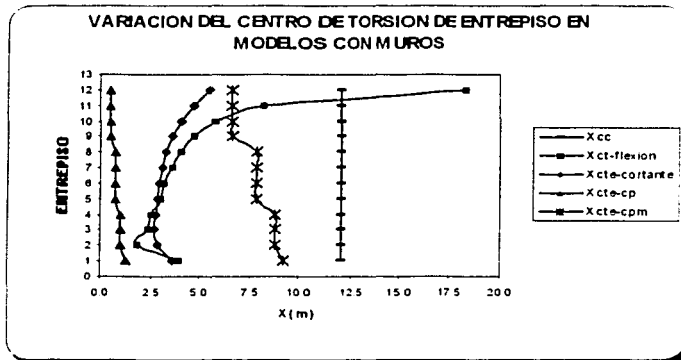
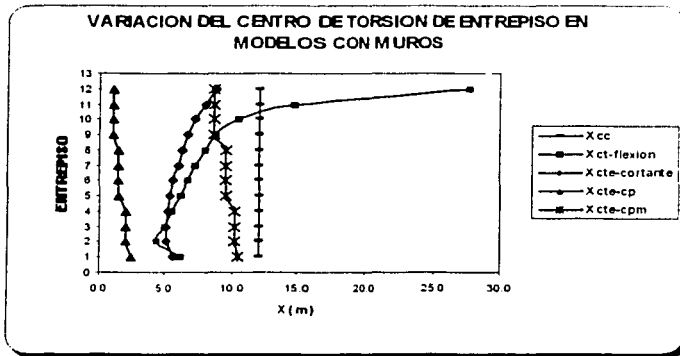


Fig. 5.9 Variación del centro de torsión del modelo VI, variantes a,b y c.

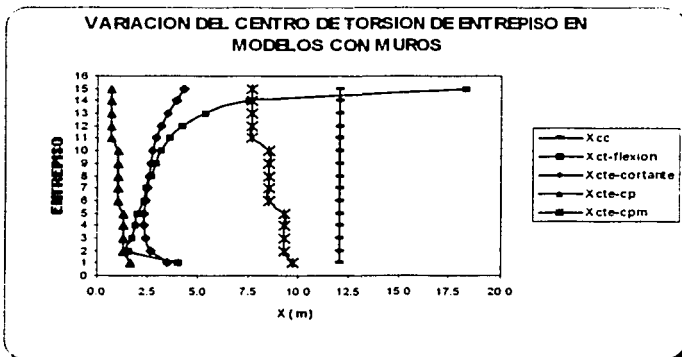
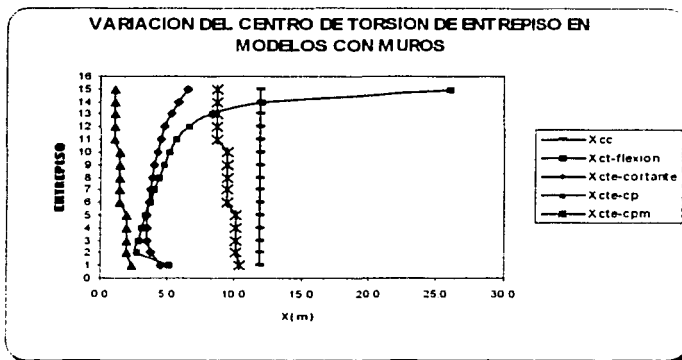
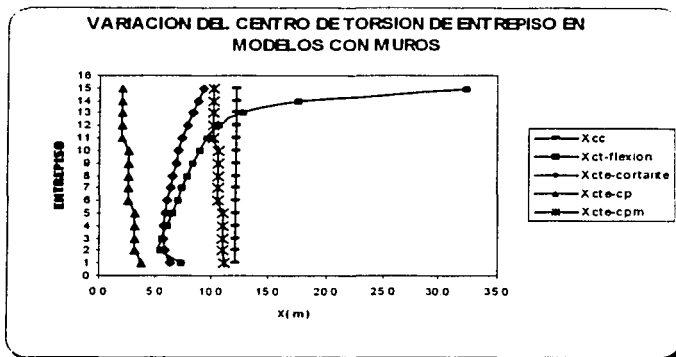


Fig. 5.10 Variación del centro de torsión del modelo VII, variantes a,b y c.

CAPÍTULO 6

EDIFICIO DISEÑADO CON TRES CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO POR TORSIÓN

6.1 Descripción del modelo en estudio

El modelo propuesto corresponde al de un edificio asimétrico de ocho niveles de concreto reforzado con una planta cuadrada dividida en tres crujeías de 7.0 m de longitud cada una en ambas direcciones ortogonales de la planta; el espesor de losa se consideró de 10 cm. Las dimensiones de los elementos estructurales se muestran en la tabla 6.1; el edificio se consideró empotrado en su base y desplantado en la zona III ($c=0.4$) de acuerdo a la zonificación geotécnica del Valle de México que establece el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF). El edificio se clasifica dentro de las estructuras del grupo B. En la figura 6.1.1 se muestra la geometría y elevación del modelo.

Como puede observarse en la figura 6.1 la asimetría estructural en el edificio se logró mediante la colocación de muros de concreto en la esquina.

Nivel	Columnas (cm)	Vigas (cm)
1	70x70	70x50
2	70x70	70x50
3	70x70	70x50
4	60x60	65x45
5	60x60	65x45
6	60x60	65x45
7	50x50	60x40
8	50x50	60x40

Tabla 6.1 Geometría de elementos columna y viga.

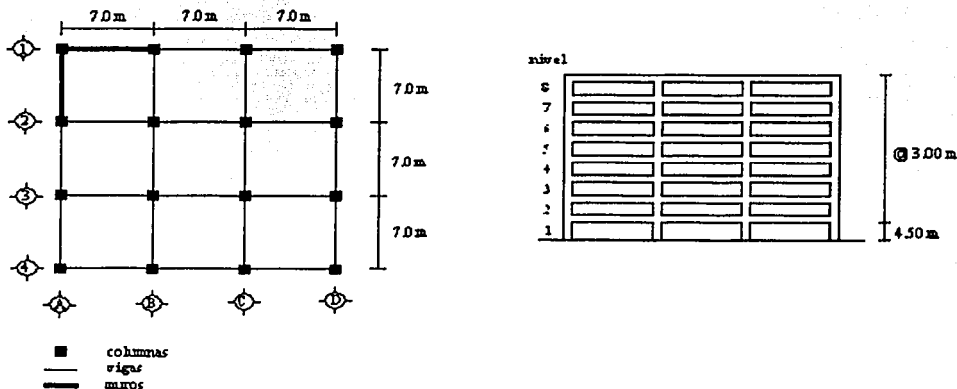


Figura 6.1 Geometría en planta y elevación del modelo.

6.2. Análisis de cargas

En el análisis de cargas se consideraron las cargas gravitacionales representativas de azotea y de entrepiso de un edificio de oficinas, las cuales se muestran en las tablas 6.2 y 6.3, el peso propio de todos los elementos estructurales se tomó en forma automática por el programa de análisis utilizado.

Azotea	Peso (kg/m ²)
Losa de 10 cm. de espesor	244
Relleno de tezontle para pendiente	85
Impermiabilizante	56
Carga adicional (Art. 197)	40
Falso Plafón	50
Mortero de yeso	25
Carga muerta	500
Carga viva máxima, Art. 199	100
Carga viva instantánea, Art. 199	70

Tabla 6.2 Cargas consideradas en azotea.

Entrepiso	Peso (kg/m ²)
Losa de 10 cm. de espesor	244
Mortero cemento-arena	50
Mosaico	45
Falso Plafón	50
Acabado de mármol	53
Mortero de yeso	25
Muros intermedios	100
Otros	23
Carga adicional (Art. 197)	40
Carga muerta	630
Carga viva máxima, Art. 199	250
Carga viva instantánea, Art. 199	180

Tabla 6.3 Cargas consideradas en entrepiso.

En las tablas 6.4 y 6.5 se muestran las cargas de diseño empleadas en los análisis gravitacional y sísmico del edificio.

Azotea	
Concepto	(kg/m ²)
Carga para diseño por fuerzas gravitacionales	600
Carga para diseño por sismo	570

Tabla 6.4 Cargas de servicio para azotea.

Entrepiso	
Concepto	(kg/m ²)
Carga para diseño por fuerzas gravitacionales	880
Carga para diseño por sismo	810

Tabla 6.5 Cargas de servicio para entrepiso.

6.2.1 Cálculo del centro de torsión

En la tabla 6.6 se presenta el cálculo de las fuerzas sísmicas estáticas utilizadas para obtener el centro de torsión de entrepiso del edificio.

Nivel	peso(Wi)	Altura(hi)	Wi*hi	Fuerza(Fi)	Cortantes
1	582.72	4.50	2622.26	22.91	515.13
2	565.21	7.50	4239.08	37.03	492.22
3	534.74	10.50	5614.74	49.05	455.19
4	527.45	13.50	7120.53	62.20	406.14
5	527.45	16.50	8702.87	76.03	343.94
6	521.31	19.50	10165.59	88.80	267.91
7	494.01	22.50	11115.23	97.10	179.11
8	368.15	25.50	9387.93	82.01	82.01

Tabla 6.6 Cálculo de fuerzas sísmicas estáticas.

En la figura 6.2 se presenta la variación del centro de torsión de entrepiso del edificio y en la tabla 6.7 se muestran los valores de las relaciones e_x/b originadas en cada entrepiso.

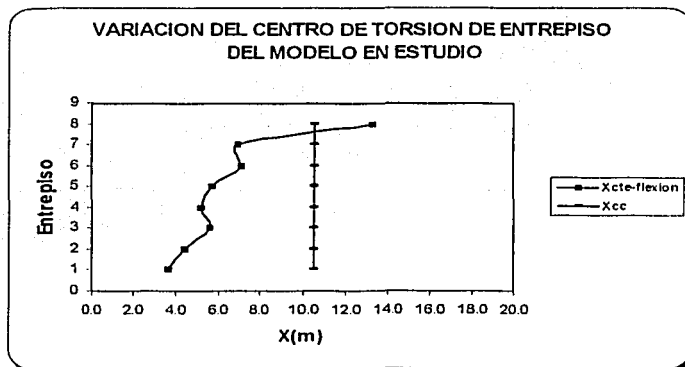


Fig. 6.2 Posición del centro de torsión del modelo en estudio.

entrepiso	es/b
1	0.33
2	0.29
3	0.24
4	0.25
5	0.23
6	0.17
7	0.17
8	0.13

Tabla 6.7 Relación de la excentricidad estructural e_s entre la longitud de la planta b .

6.2.2 Combinaciones de carga

Con base en los reglamentos vigentes, para el análisis de la estructura, se consideró un grupo de combinaciones de carga que pudieran resultar críticas de las cuales se seleccionó una envolvente de elementos mecánicos para realizar el diseño del modelo propuesto. Estas combinaciones se presentan a continuación.

1. $1.4CM + 1.4CV$
2. $1.1CM + 1.1CA + 1.1Fx + 0.33Fy$
3. $1.1CM + 1.1CA + 1.1Fx - 0.33Fy$
4. $1.1CM + 1.1CA - 1.1Fx + 0.33Fy$
5. $1.1CM + 1.1CA - 1.1Fx - 0.33Fy$
6. $1.1CM + 1.1CA + 0.33Fx + 1.1Fy$
7. $1.1CM + 1.1CA + 0.33Fx - 1.1Fy$
8. $1.1CM + 1.1CA - 0.33Fx + 1.1Fy$
9. $1.1CM + 1.1CA - 0.33Fx - 1.1Fy$

donde:

CM = Carga muerta gravitacional

CV = Carga viva máxima

CA = Carga viva instantánea

Fx = Fuerza sísmica en la dirección "X"

Fy = Fuerza sísmica en la dirección "Y"

Con la finalidad de hacer una evaluación de los tres criterios de diseño por torsión seleccionados, la resistencia de diseño de los elementos estructurales fue la nominal, es decir, no se consideraron criterios complementarios que tienden a uniformizar el diseño. Los valores de resistencia nominal resultantes se tomaron como base para realizar los análisis inelásticos de los modelos.

6.2.3 Análisis elástico del edificio

El análisis elástico de la estructura se llevo a cabo con el programa de computadora ETABS versión 5.1. Las distorsiones de entrepiso se limitaron a un valor de 0.006 veces el desplazamiento relativo entre la altura de entrepiso; como lo estipula en su art. 203 el RCDF cuando se trata de estructuras provistas con muros, como es el caso del edificio en estudio. Se utilizó un factor de comportamiento sísmico $Q=4.0$, el cual se afectó por 0.8 dadas las características de asimetría del edificio.

A partir de la posición del centro de torsión identificada para cada entrepiso y con la ayuda del programa ETABS 5.1, se llevaron a cabo los análisis sísmicos considerando la modificación de las excentricidades estructurales con base en los valores de los coeficientes involucrados en las excentricidades de diseño (ecs. 2.2 y 2.3) establecidas para cada uno de los reglamentos estudiados.

6.3 Criterios de diseño

A continuación se presenta una descripción de los criterios de diseño correspondientes a los tres reglamentos seleccionados para diseñar el modelo estructural.

a) Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF)

El reglamento del Distrito Federal establece las siguientes excentricidades de diseño:

$$ed_1 = 1.5 e_s + 0.1 b$$

$$ed_2 = 1.0 e_s - 0.1 b$$

b) Propuesta de modificación al código mexicano

Para la propuesta se usaron las siguientes excentricidades de diseño:

$$ed_1 = 1.25 e_s + 0.1 b$$

$$ed_2 = 0.75 e_s - 0.1 b$$

Los valores de $\alpha=1.25$ y $\delta=0.75$ se toman con base en estudios anteriores Ayala y Barrón (1991), García (1993), en donde proponen modificar los valores de α y δ del RCDF en dos criterios alternos, encontrando que los resultados obtenidos por éstos criterios presentaban mejores comportamientos en cuanto a los valores de ductilidades por rotación que el RCDF cuando la distribución de rigideces de los planos resistentes es muy similar a su resistencia en edificios de un nivel, y de lo estudiado en el presente trabajo al retomar esos criterios en el capítulo 3, con objeto de observar las tendencias que presentaban en la distribución de cortantes para un edificio de un nivel sección 3.4.1 y para un edificio de ocho niveles sección 3.4.2.

c) Código Europeo

Para el reglamento Europeo se usaron las siguientes excentricidades de diseño:

$$\begin{aligned}ed_1 &= \alpha e_s + 0.1b \\ed_2 &= 1.0 e_s - 0.1b\end{aligned}$$

A diferencia de la mayoría de los códigos de diseño por torsión, para éste caso el factor de amplificación dinámica no es un valor constante. Al respecto, el factor α indicado en la primera ecuación tiene un valor que se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\alpha = 1.0 + e_s / e_2 \quad (6.1)$$

Donde e_2 es una excentricidad adicional, que toma en cuenta el efecto dinámico de vibraciones simultáneas de traslación y rotación, la cual se tomará como el valor menor que resulte de evaluar las siguientes dos expresiones:

$$e_2 = 0.1(L/B)\sqrt{10e_s} / \sqrt{L} \leq 0.1(L+B) \quad (6.2)$$

y

$$e_2 = \frac{1}{2e_s} \left[ls^2 - e_s^2 - r^2 + \sqrt{(ls^2 + e_s^2 - r^2) + 4e_s^2 r^2} \right] \quad (6.3)$$

Donde:

$$ls^2 = (L^2 + B^2) / 12$$

L = longitud de la planta en la dirección "x".

B = longitud de la planta en la dirección "y".

r^2 = relación entre la rigidez torsional y la rigidez lateral de entrepiso.

La excentricidad e_2 puede ser omitida si se cumple que $r^2 > 5(ls^2 + e_s^2)$, como es el caso de estructuras con gran rigidez torsional.

En la tabla 6.8 se presentan los valores de α calculados para el edificio en estudio.

Entrepiso	α
1	1.61
2	1.25
3	1.59
4	1.79
5	1.86
6	2.21
7	2.17
8	2.53

Tabla 6.8 Valores de α para el código europeo.

6.4 Evaluación de la estructura en el rango no lineal

Partiendo de las resistencias nominales obtenidas del análisis elástico se prepararon los modelos de computadora para el programa de análisis no lineal CANNY-E, el cual permite realizar el análisis sísmico tridimensional de edificios considerando varios tipos de modelos de histéresis con los que es posible tomar en cuenta efectos como la degradación de rigidez y/o resistencia que experimentan los elementos estructurales cuando incursionan en el rango no lineal.

Para la flexión en vigas y muros se utilizó un modelo de flexión uniaxial con comportamiento bilineal con degradación de rigidez y resistencia, para columnas se uso un modelo de flexión uniaxial que considera la flexión y cortante biaxial, para el cortante de todos los elementos se consideró un modelo de cortante elástico.

Debido a que se utilizaron las resistencias nominales, fue necesario definir un grupo de parámetros diferentes para cada uno de los modelos de histéresis de los elementos estructurales.

6.5 Excitación sísmica

En la evaluación del comportamiento sísmico torsional no lineal del modelo, se utilizaron las dos componentes horizontales, SCT E-W y SCT N-S del registro del sismo ocurrido el 19 de septiembre de 1985 en la ciudad de México, sin embargo, es importante mencionar que éste registro solo es representativo para sitios con periodo $T_s = 2.0$ s.

6.6 Respuesta sísmica del edificio con base en resultados de análisis sísmico estático y dinámico modal espectral

Con objeto de comparar el comportamiento de la estructura diseñada con el método sísmico estático y el dinámico modal espectral, se retomó el modelo de ocho niveles para analizarse y diseñarse de acuerdo al RCDF y para la excentricidad de diseño ed_1 . Para el análisis del modelo se utilizaron las siguientes combinaciones de carga.

Para el método sísmico estático.

$$1. 1.4CM + 1.4CV$$

$$2. 1.1CM + 1.1CA + 1.1Fx + 0.33Fy$$

$$3. 1.1CM + 1.1CA + 0.33Fx + 1.1Fy$$

Para el método dinámico modal espectral.

$$1. 1.4CM + 1.4CV$$

$$2. 1.1CM + 1.1CA + 1.1Sx + 0.33Sy$$

$$3. 1.1CM + 1.1CA + 0.33Sx + 1.1Sy$$

donde:

S_x , es el espectro reducido en la dirección x .

S_y , es el espectro reducido en la dirección y .

En el análisis dinámico modal espectral la excentricidad o torsión accidental se tomó en cuenta agregando a la distribución de fuerzas cortantes producto del análisis, un momento torsionante obtenido de multiplicar el cortante de entrepiso por (βb) en todos los entrepisos del edificio.

Los valores de los cortantes causados por el momento torsionante se distribuyeron por planos resistentes empleando las ecs. 6.4 y 6.5.

En los marcos resistentes en la dirección x .

$$\frac{M_t R_{jx} y_{ji}}{(\sum R_{jx} y_{ji}^2 + \sum R_{jy} x_{ji}^2)} \quad (6.4)$$

En los marcos resistentes en la dirección y .

$$\frac{M_t R_{jy} x_{ji}}{(\sum R_{jx} y_{ji}^2 + \sum R_{jy} x_{ji}^2)} \quad (6.5)$$

donde:

M_t , es el momento torsionante debido a $(V_x$ ó V_y multiplicado por (βb)).

R_{jx} , es la rigidez de entrepiso de cada marco en la dirección x .

R_{jy} , es la rigidez de entrepiso de cada marco en la dirección y .

x_{ji}, y_{ji} , son las distancias en la dirección x e y del marco resistente j respecto al centro de torsión de entrepiso.

El valor del cortante de entrepiso calculado con las ecs. 6.4 y 6.5 se distribuyó proporcional a la rigidez lateral de las columnas que forman a los planos resistentes en cada entrepiso.

En el caso de marcos con muros, éstos se modelaron como columna ancha y el cortante se distribuyó proporcionalmente a la rigidez tanto del muro como de las columnas.

El siguiente paso fue evaluar el comportamiento del modelo en el rango no lineal con el programa Canny-e (Li, 1993), utilizando los mismos modelos de histéresis que se usaron para la evaluación del modelo diseñados por los tres reglamentos, excepto en el comportamiento a flexión de las columnas para las cuales el modelo de histéresis fue bilineal sin considerar degradación de resistencia, debido a que como el modelo no fue diseñado con base en ningún reglamento no se tuvo una resistencia mínima y en algunos elementos dicha resistencia era muy pequeña, por lo que al considerar degradación de resistencia el modelo tronaba. Para la evaluación del modelo se utilizó la excitación sísmica antes mencionada.

CAPÍTULO 7

DESEMPEÑO SÍSMICO DEL MODELO DISEÑADO CON TRES REGLAMENTOS POR TORSIÓN

7.1 Comportamiento no lineal y demanda de ductilidad

La demanda de ductilidad es una medida de la deformación inelástica, y tradicionalmente ha sido usada como un parámetro de daño. Aunque esta medida no es del todo satisfactoria debido a que no presenta información sobre el nivel de degradación de rigidez y resistencia, así como de la secuencia natural de la formación de articulaciones plásticas. Sin embargo, estudios realizados con base en relaciones cíclicas fuerza-deformación más realistas, han mostrado que la demanda de ductilidad de modelos con degradación es similar a aquella obtenida de modelos bilineales (Díaz-Molina 1988, Tso y Sadek 1985).

Las estructuras tienen diferentes niveles de capacidad de ductilidad. La metodología estática de diseño sísmico trata de asignar factores de reducción de resistencia (R) de acuerdo a la capacidad de las estructuras. A mayor ductilidad de la estructura menor resistencia de diseño necesita.

Un estudio sobre la demanda de ductilidad de un edificio de cinco niveles utilizando relaciones fuerza-deformación con comportamiento elasto-plástico y teniendo diagrama de piso rígido o flexible, concluye que la demanda de ductilidad de edificios con piso flexible es mayor que la de piso rígido, y que la demanda máxima ocurre para la relación $e/b=0.3$, siendo e la excentricidad estructural y b la dimensión máxima de la planta perpendicular al sismo.

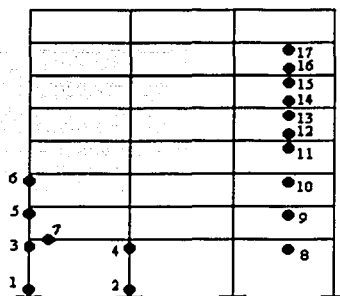
Estudios enfocados a la evaluación de la respuesta a torsión de estructuras, (Rutenberg y Pekau 1983) han mostrado que ciertamente los códigos estáticos subestiman la respuesta de los elementos localizados en el lado rígido, lo que conduce a que en sismos fuertes éstos elementos experimentarán grandes demandas de ductilidad.

7.2 Evaluación de las demandas de ductilidad del edificio diseñado por los tres criterios

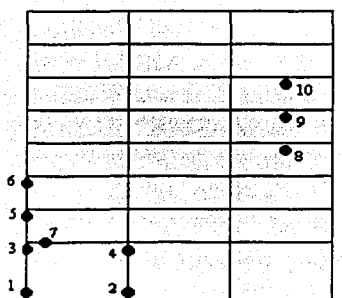
En éste trabajo se obtuvieron las demandas de ductilidad por rotación (figs. 7.1 a la 7.4 y tablas 7.1 a la 7.4) en los marcos o planos resistentes paralelos a la dirección más importante de la excitación sísmica considerada, encontrándose que para los tres códigos estudiados, el plano más demandado fue el plano B, que es el más cercano a la posición del centro de torsión elástico y también al lado rígido de la estructura. Los valores máximos de ductilidad se obtuvieron para el criterio alterno, seguido del europeo y el mexicano.

En el plano de mayor rigidez (plano A), el criterio alterno muestra menores demandas de ductilidad, las cuales se desarrollaron en los dos primeros entrepisos del marco y en líneas de columna sin presencia de muros. El código de diseño que presentó las mayores demandas de ductilidad fue el mexicano.

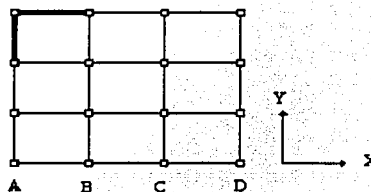
El marco D correspondiente al plano flexible presenta las menores demandas de ductilidad para los tres códigos. Es importante mencionar que éste plano no resultó ser el de mayor resistencia como tradicionalmente ocurre cuando no se diseña nominalmente, es decir, tomando en cuenta los requisitos complementarios de resistencia establecidos por los códigos.



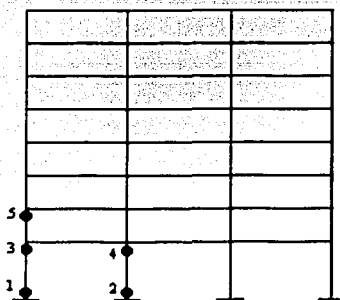
Código Mexicano.



Código Europeo.



PLANTA DEL MODELO



Criterio Alterno.

Nota:
Se enumeran primero las articulaciones de columnas, luego vigas y por último muros, no por orden de aparición de articulaciones

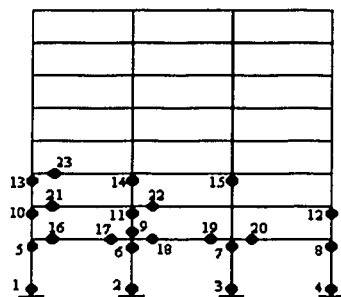
Fig. 7.1 Distribución de articulaciones en el plano A, obtenida por los tres criterios.

CÓDIGO MEXICANO					
COLUMNAS		VIGAS		MUROS	
Identificador	Ductilidad	Identificador	Ductilidad	Identificador	Ductilidad
1	1.30	7	1.05	8	5.44
2	1.22	*	*	9	2.53
3	4.80	*	*	10	6.20
4	1.25	*	*	11	1.43
5	3.07	*	*	12	2.70
6	1.02	*	*	13	50.00
*	*	*	*	14	10.70
*	*	*	*	15	60.70
*	*	*	*	16	2.90
*	*	*	*	17	6.60

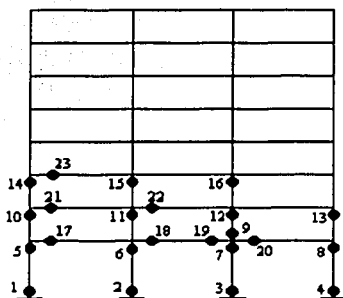
CÓDIGO EUROPEO					
COLUMNAS		VIGAS		MUROS	
Identificador	Ductilidad	Identificador	Ductilidad	Identificador	Ductilidad
1	1.43	7	1.13	8	1.60
2	1.24	*	*	9	2.24
3	3.30	*	*	10	1.10
4	1.24	*	*	*	*
5	4.23	*	*	*	*
6	1.00	*	*	*	*
*	*	*	*	*	*
*	*	*	*	*	*
*	*	*	*	*	*
*	*	*	*	*	*

CRITERIO ALTERNO					
COLUMNAS		VIGAS		MUROS	
Identificador	Ductilidad	Identificador	Ductilidad	Identificador	Ductilidad
1	1.25	*	*	*	*
2	1.18	*	*	*	*
3	4.40	*	*	*	*
4	1.28	*	*	*	*
5	1.31	*	*	*	*
*	*	*	*	*	*
*	*	*	*	*	*
*	*	*	*	*	*
*	*	*	*	*	*
*	*	*	*	*	*

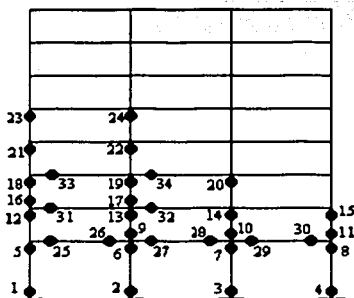
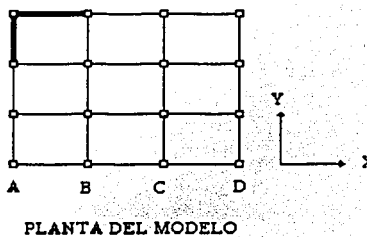
Tabla 7.1 Valor de las ductilidades en el plano A, obtenidas por cada uno de los criterios.



Código Mexicano.



Código Europeo.



Criterio Alterno.

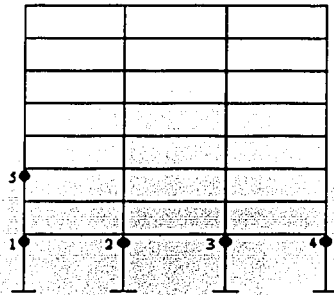
Fig. 7.2 Distribución de articulaciones en el plano B, obtenida por los tres criterios.

CÓDIGO MEXICANO			
COLUMNAS		VIGAS	
Identificador	Ductilidad	Identificador	Ductilidad
1	1.27	15	1.22
2	1.24	16	1.00
3	1.23	17	1.15
4	1.21	18	1.00
5	1.51	19	1.00
6	1.33	20	1.20
7	1.13	21	1.10
8	1.20	22	1.12
9	1.20	*	*
10	1.71	*	*
11	1.24	*	*
12	1.10	*	*
13	1.80	*	*
14	1.23	*	*
15	1.00	*	*

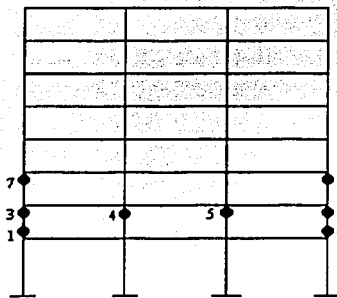
CÓDIGO EUROPEO			
COLUMNAS		VIGAS	
Identificador	Ductilidad	Identificador	Ductilidad
1	1.21	17	1.24
2	1.17	18	1.22
3	1.17	19	1.02
4	1.18	20	1.05
5	1.10	21	1.23
6	1.03	22	1.10
7	1.06	23	1.03
8	1.04	*	*
9	1.00	*	*
10	1.80	*	*
11	1.20	*	*
12	1.11	*	*
13	1.12	*	*
14	3.90	*	*
15	1.24	*	*
16	1.00	*	*

CRITERIO ALTERNO					
COLUMNAS				VIGAS	
Identificador	Ductilidad	Identificador	Ductilidad	Identificador	Ductilidad
1	2.04	13	1.46	1	1.50
2	1.83	14	1.33	2	1.44
3	1.75	15	2.20	3	1.47
4	1.92	16	1.16	4	1.15
5	3.74	17	1.00	5	1.53
6	2.17	18	4.56	6	1.40
7	1.36	19	1.10	7	1.43
8	2.20	20	1.05	8	1.41
9	1.23	21	2.20	9	1.33
10	1.06	22	1.10	10	1.16
11	1.15	23	1.10	*	*
12	4.90	24	1.00	*	*

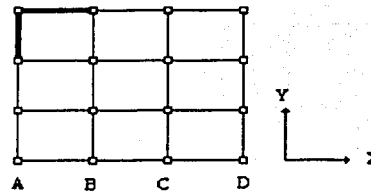
Tabla 7.2 Valor de las ductilidades en el plano B, obtenidas por cada uno de los criterios.



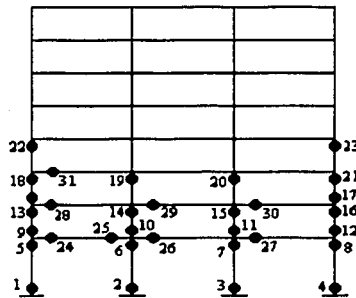
Código Mexicano.



Código Europeo.



PLANTA DEL MODELO



Criterio Alterno.

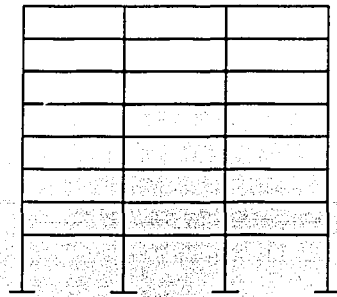
Fig. 7.3 Distribución de articulaciones en el plano C, obtenida por los tres criterios.

CÓDIGO MEXICANO	
COLUMNAS	
Identificador	Ductilidad
1	1.10
2	1.03
3	1.02
4	1.06
5	1.00

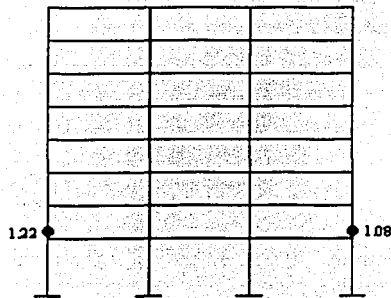
CÓDIGO EUROPEO	
COLUMNAS	
Identificador	Ductilidad
1	1.56
2	1.06
3	1.19
4	1.03
5	1.01
6	1.08
7	1.29
8	1.03

CRITERIO ALTERNO			
COLUMNAS		VIGAS	
Identificador	Ductilidad	Identificador	Ductilidad
1	1.51	24	1.21
2	1.74	25	1.10
3	1.68	26	1.35
4	1.76	27	1.60
5	3.30	28	1.16
6	1.84	29	1.12
7	1.39	30	1.10
8	2.38	31	1.05
9	2.42	*	*
10	1.10	*	*
11	1.07	*	*
12	1.07	*	*
13	2.45	*	*
14	1.44	*	*
15	1.33	*	*
16	1.87	*	*
17	1.12	*	*
18	1.65	*	*
19	1.24	*	*
20	1.13	*	*
21	1.13	*	*
22	1.10	*	*
23	1.02	*	*

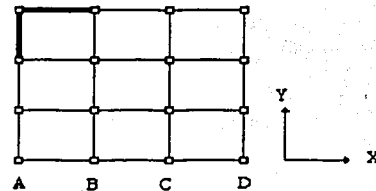
Tabla 7.3 Valor de las ductilidades en el plano C, obtenidas por cada uno de los criterios.



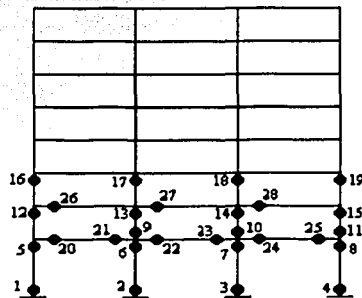
Código Mexicano.



Código Europeo.



PLANTA DEL MODELO



Criterio Alterno.

Fig. 7.4 Distribución de articulaciones en el plano D, obtenida por los tres criterios.

CÓDIGO MEXICANO	
COLUMNAS	
Identificador	Ductilidad
*	*

CÓDIGO EUROPEO	
COLUMNAS	
Identificador	Ductilidad
1	1.22
2	1.08

CRITERIO ALTERNO			
COLUMNAS		VIGAS	
Identificador	Ductilidad	Identificador	Ductilidad
1	1.87	20	1.16
2	1.73	21	1.16
3	1.73	22	1.21
4	1.85	23	1.22
5	2.84	24	1.17
6	1.87	25	1.23
7	2.00	26	1.07
8	2.38	27	1.07
9	1.02	28	1.07
10	1.02	*	*
11	1.00	*	*
12	2.26	*	*
13	1.37	*	*
14	1.37	*	*
15	1.93	*	*
16	1.23	*	*
17	1.07	*	*
18	1.04	*	*
19	1.17	*	*

Tabla 7.4 Valor de las ductilidades en el plano D, obtenidas por cada uno de los criterios.

7.2.1 Comparación entre la resistencia a cortante y la demanda sísmica del edificio

En las siguientes figs. 7.5 a la 7.8, se muestra la distribución de resistencia en cada uno de los planos dada por los tres criterios, como se puede ver el código europeo y el mexicano presentan distribuciones muy parecidas sobre todo en los planos rígido (plano A) y flexible (plano D). El criterio alterno muestra en el plano rígido valores mayores de resistencia en los tres primeros entrespisos que los otros dos códigos, sucediendo lo contrario en los siguientes cinco entrespisos, en plano B y C solo en el último entrespiso el criterio alterno tiene un valor más alto de resistencia que los otros dos códigos, y en el plano flexible éste criterio da una resistencia mucho mayor comparada con la otorgada por el código mexicano y europeo.

En cuanto a la demanda sísmica, figs. 7.9 a la 7.12, el código europeo y el mexicano tienen una demanda bastante similar en los planos B, C y D, en el plano rígido muestran una variación amplia, siendo éste más demandado por el código mexicano en sus tres entrespisos inferiores, el código alterno muestra los valores menos de demanda sísmica en el plano más rígido, mientras que en los otros tres planos presenta la misma tendencia mostrada en cuanto a la distribución de su resistencia.

También se presenta una comparación entre la resistencia a cortante y la demanda sísmica figs. 7.13 a la 7.24, en los planos para cada uno de los criterios. Como se puede observar la resistencia que proporciona el código europeo solo se ve rebasada en el entrespiso seis del plano más rígido (plano A). Para el código mexicano en ninguno de los cuatro planos se ve rebasada la resistencia por la demanda sísmica. En el criterio alterno la resistencia en el plano rígido es muy alta con respecto a la demanda sísmica, esto se da a partir del sexto entrespiso al primero, en los otros tres planos la resistencia es muy parecida a la demanda sísmica, llegando a ser casi igual en los primeros dos entrespisos.

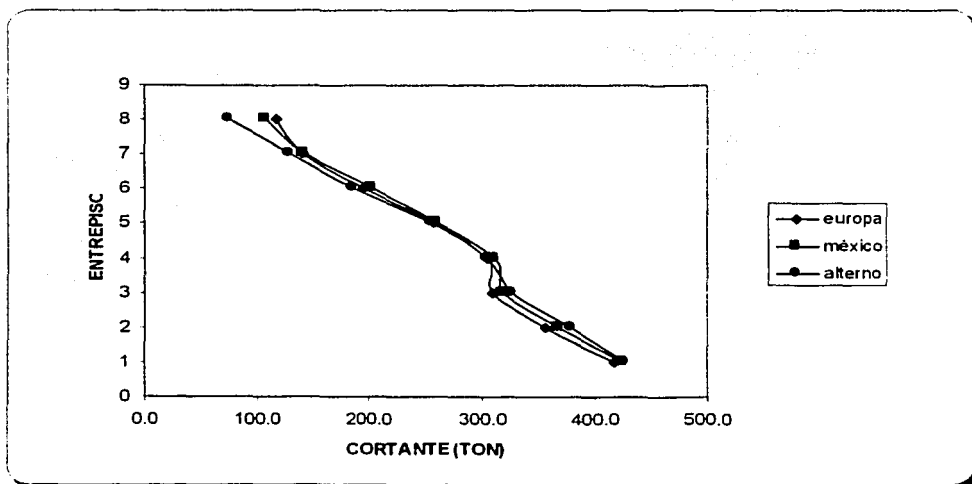


Fig. 7.5 Distribución de la resistencia a cortante en el plano A dada por los diferentes criterios.

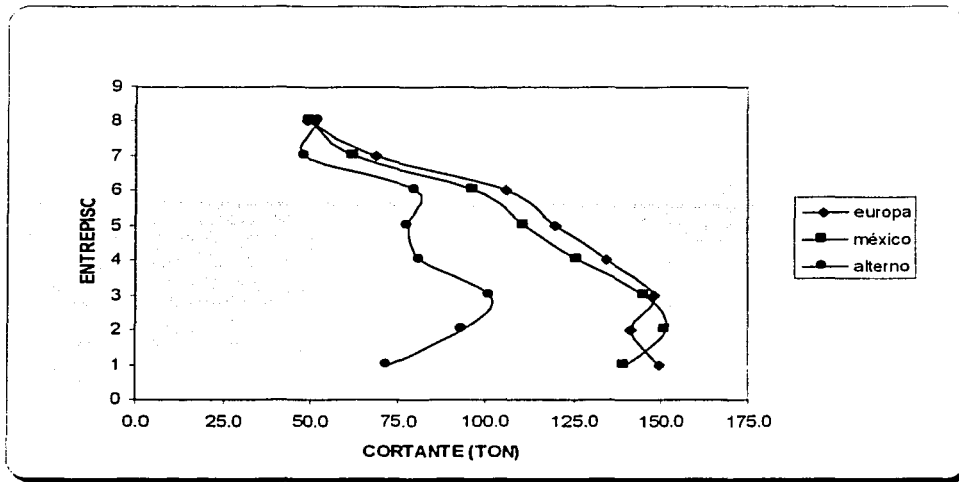


Fig. 7.6 Distribución de la resistencia a cortante en el plano B dada por los diferentes criterios.

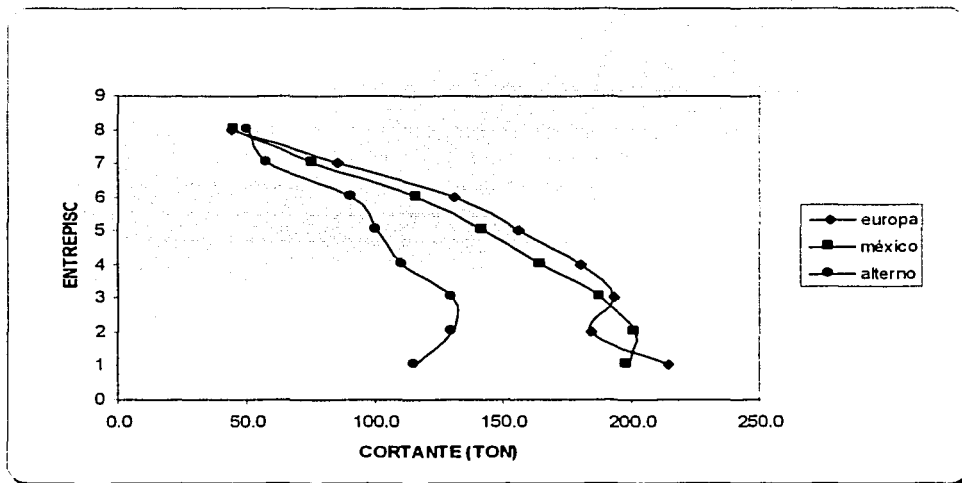


Fig. 7.7 Distribución de la resistencia a cortante en el plano C dada por los diferentes criterios.

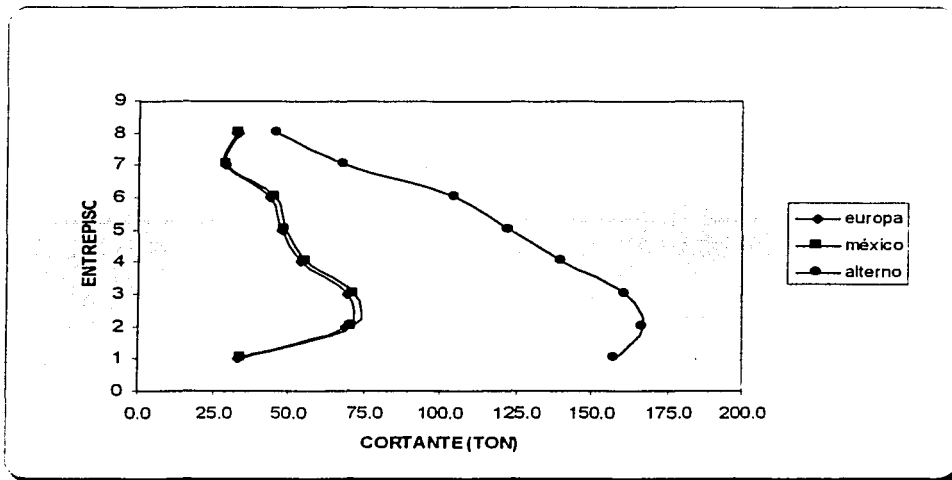


Fig. 7.8 Distribución de la resistencia a cortante en el plano D dada por los diferentes criterios.

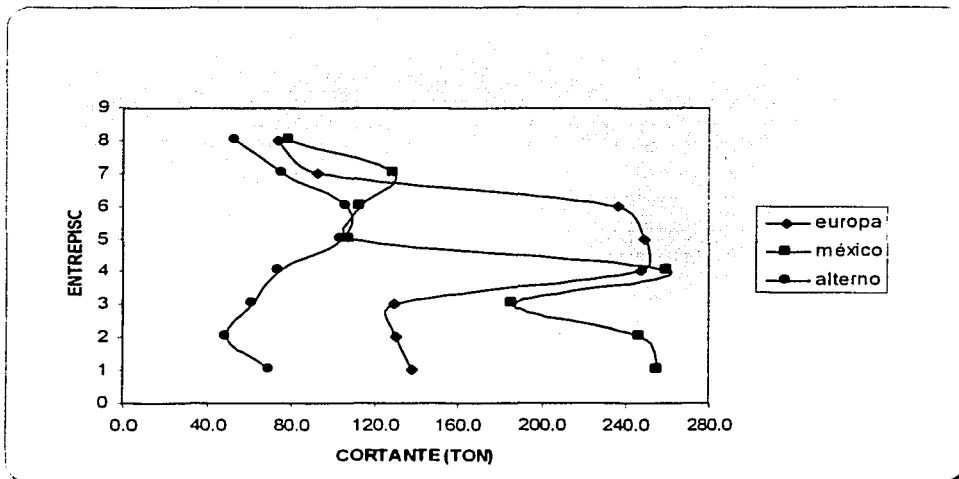


Fig. 7.9 Distribución de la demanda a cortante en el plano A dada por los diferentes criterios.

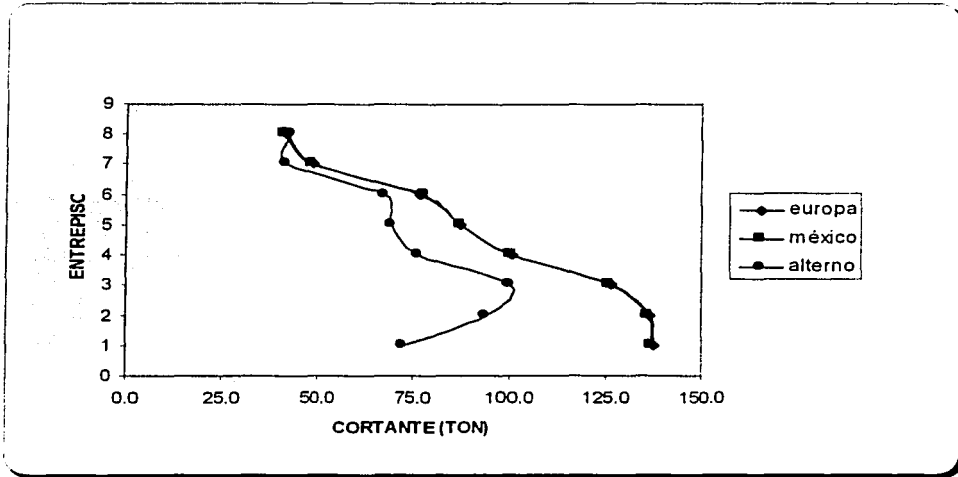


Fig. 7.10 Distribución de la demanda a cortante en el plano B dada por los diferentes criterios.

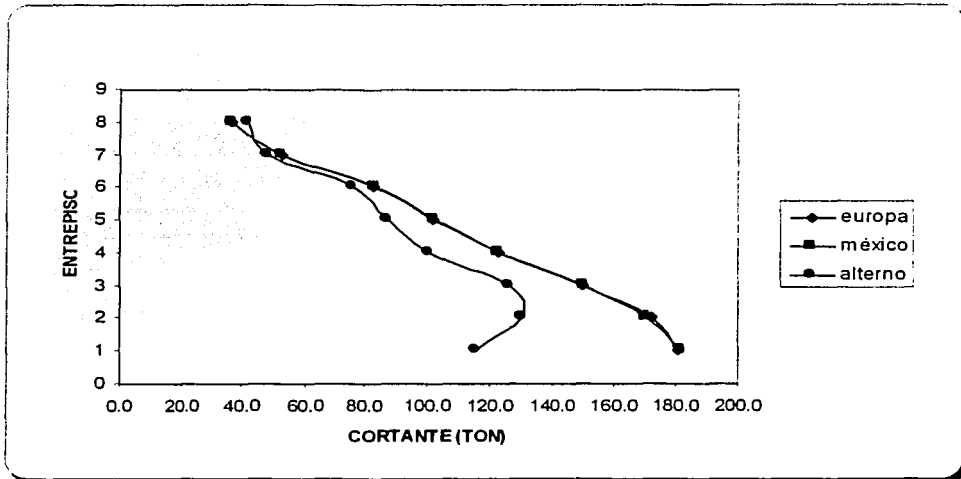


Fig. 7.11 Distribución de la demanda a cortante en el plano C dada por los diferentes criterios.

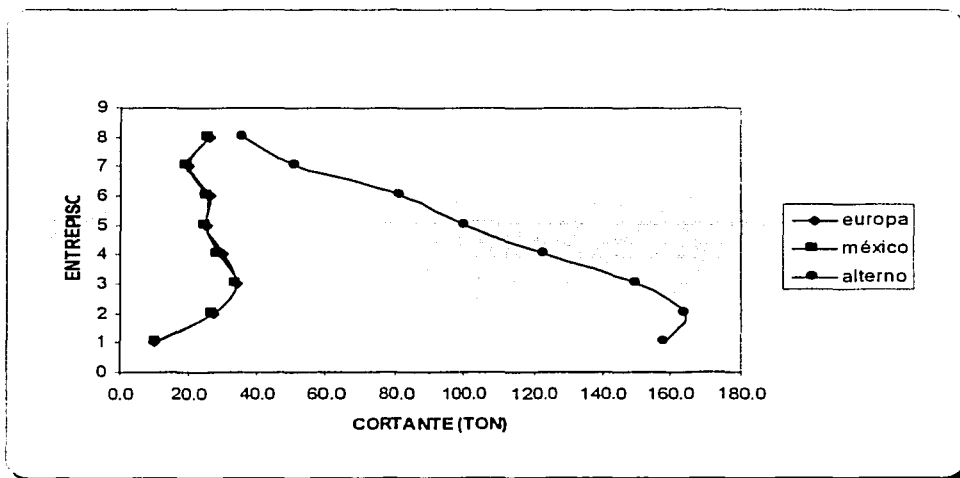


Fig. 7.12 Distribución de la demanda a cortante en el plano D dada por los diferentes criterios.

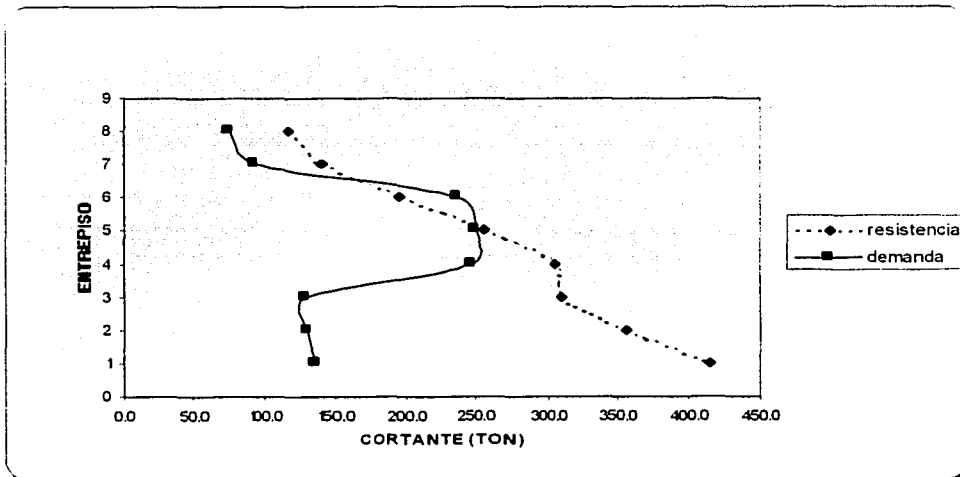


Fig. 7.13 Resistencia vs. demanda de cortante en el plano A para el código europeo.

TESIS CON
FALTA DE ORIGEN

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

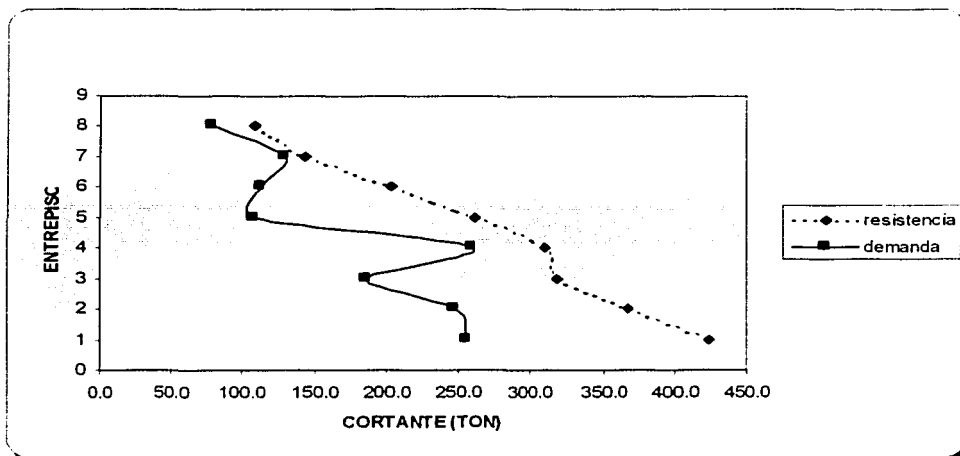


Fig. 7.14 Resistencia vs. demanda de cortante en el plano A para el código mexicano.

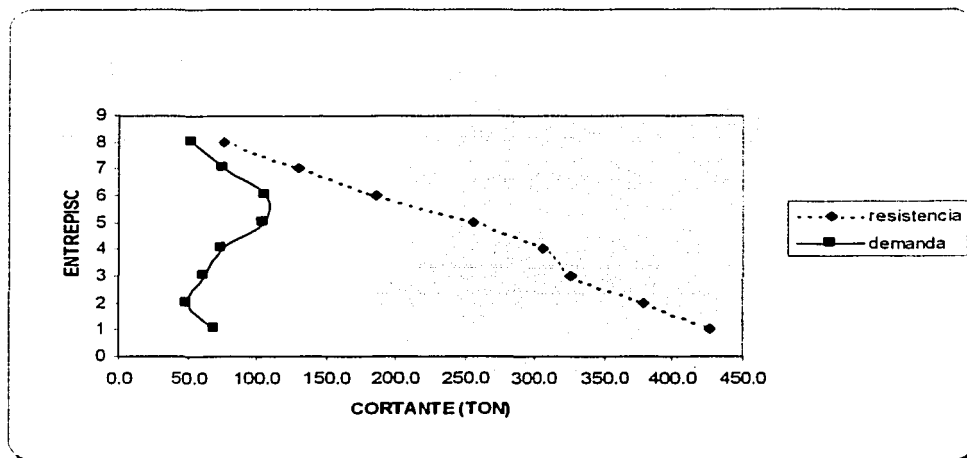


Fig. 7.15 Resistencia vs. demanda de cortante en el plano A para el criterio alterno.

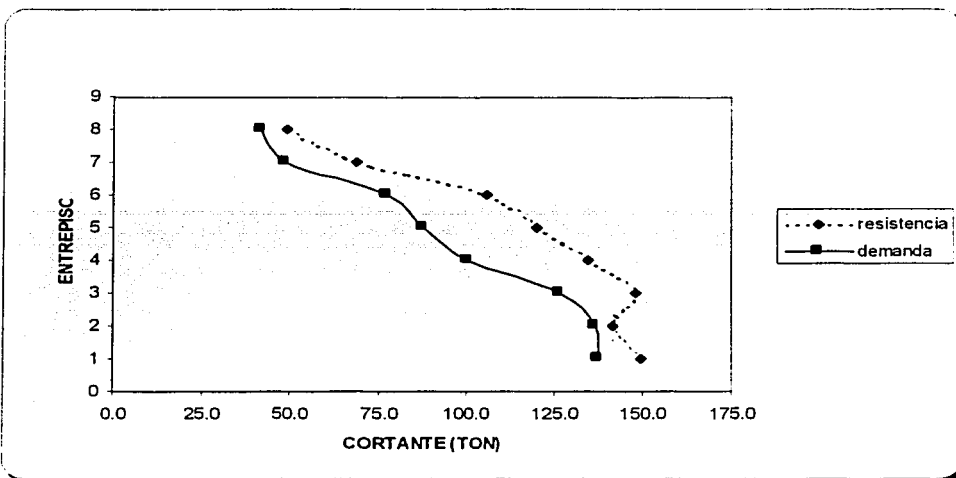


Fig. 7.16 Resistencia vs. demanda de cortante en el plano B para el código europeo.

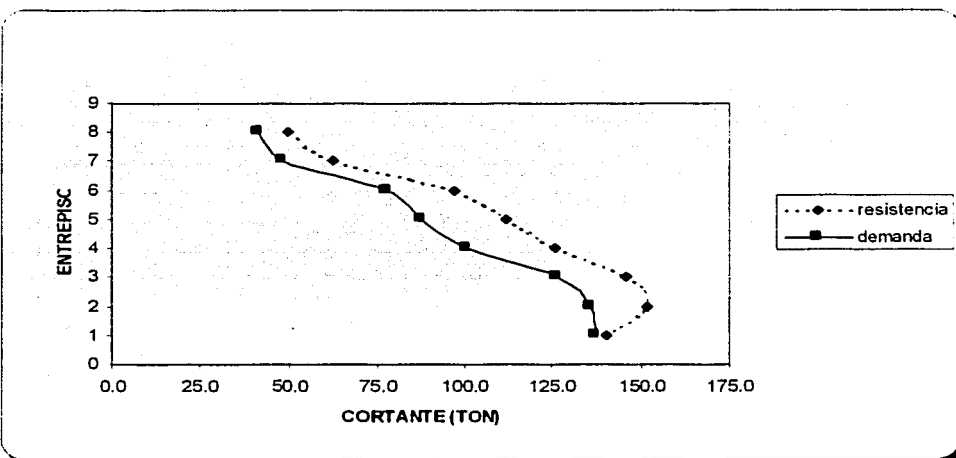


Fig. 7.17 Resistencia vs. demanda de cortante en el plano B para el código mexicano.

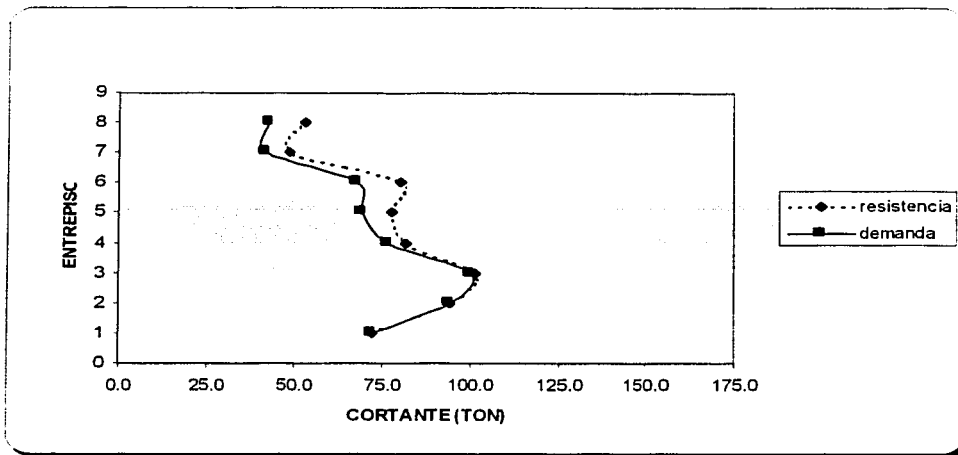


Fig. 7.18 Resistencia vs. demanda de cortante en el plano B para el criterio alterno.

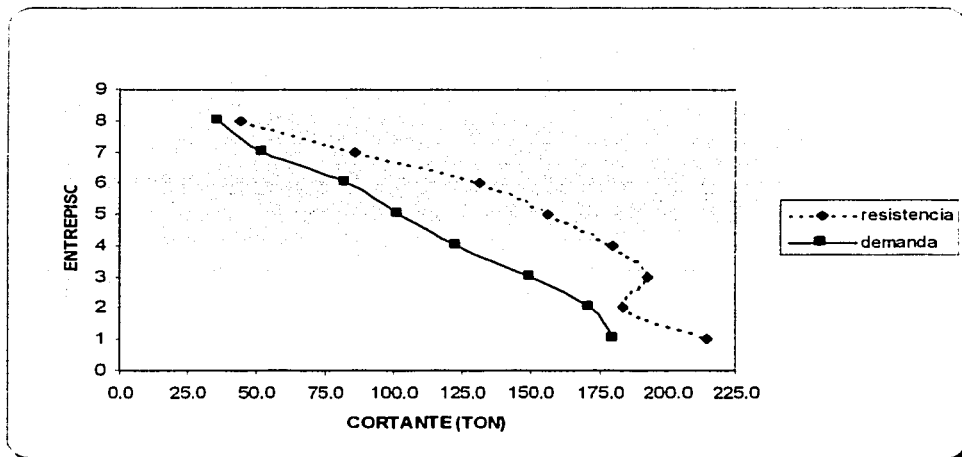


Fig. 7.19 Resistencia vs. demanda de cortante en el plano C para el código europeo.

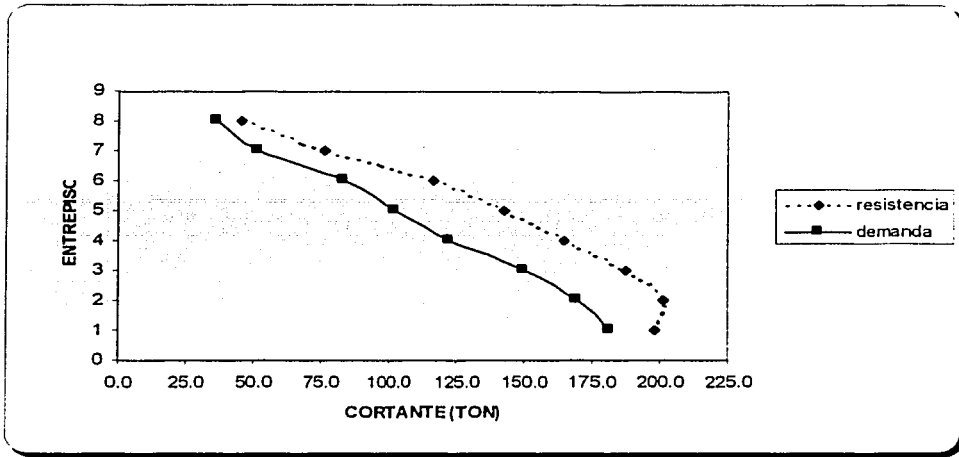


Fig. 7.20 Resistencia vs. demanda de cortante en el plano C para el código mexicano.

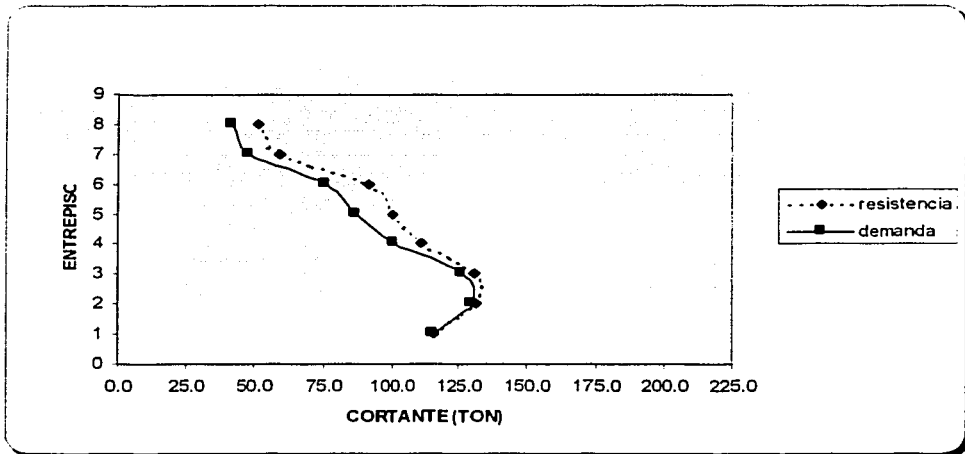


Fig. 7.21 Resistencia vs. demanda de cortante en el plano C para el criterio alterno.

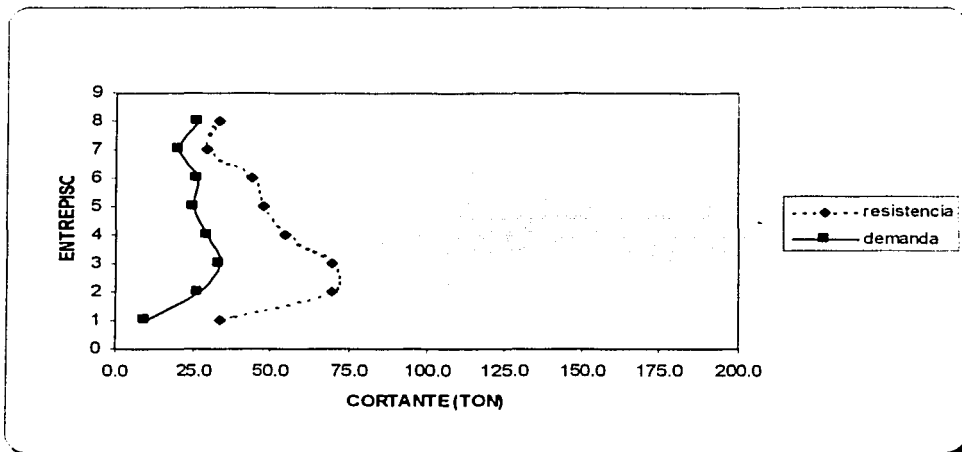


Fig. 7.22 Resistencia vs. demanda de cortante en el plano D para el código europeo.

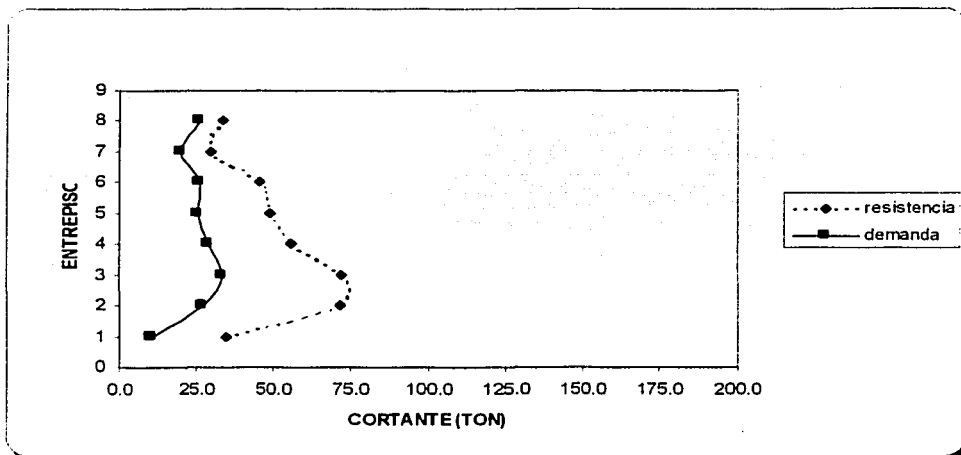


Fig. 7.23 Resistencia vs. demanda de cortante en el plano D para el código mexicano.

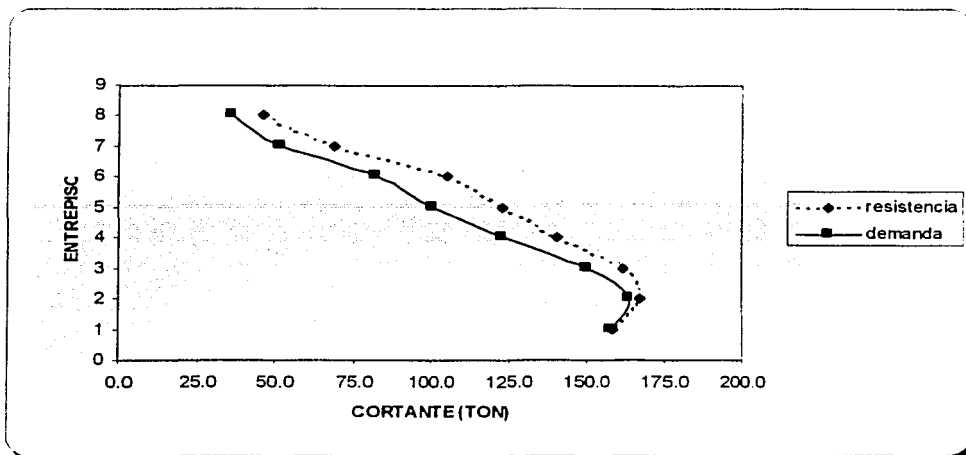


Fig. 7.24 Resistencia vs. demanda de cortante en el plano D para el criterio alterno.

7.3 Evaluación de las demandas de ductilidad del edificio diseñado por el método sísmico estático y el método dinámico modal espectral

Al igual que para el modelo diseñado por los tres reglamentos de diseño sísmico, para el modelo que fue diseñado por el método sísmico estático (MSE) y el método dinámico modal espectral (MDME), también se obtuvieron las demandas de ductilidad (figs. 7.25 a la 7.28 y tablas 7.5 a la 7.12) en los marcos o planos resistentes paralelos a la dirección más importante de la excitación sísmica considerada, encontrándose que para el MSE, el plano más demandado fue el plano B, que es el más cercano a la posición del centro de torsión elástico y también al lado rígido de la estructura. Respecto al MDME el plano más demandado fue el plano A, que es el plano rígido en lo que respecta a las ductilidades en elementos columnas, ya que en lo que se refiere a elementos viga el plano más demandado fue el B del primero al cuarto entpiso, seguido del plano C del quinto al octavo entpiso. Los valores máximos de ductilidad se obtuvieron para el modelo diseñado por el MDME.

En el plano de mayor rigidez (plano A), el MSE muestra que la demanda se concentró en la segunda hilera de columna, mientras que el MDME los valores máximos de ductilidad aparecen en la primera hilera de columna.

El marco D correspondiente al plano flexible presenta las menores demandas de ductilidad para el modelo diseñado por el MSE, mientras que para el diseño por el MDME muestra una distribución más uniforme en cuanto al daño.

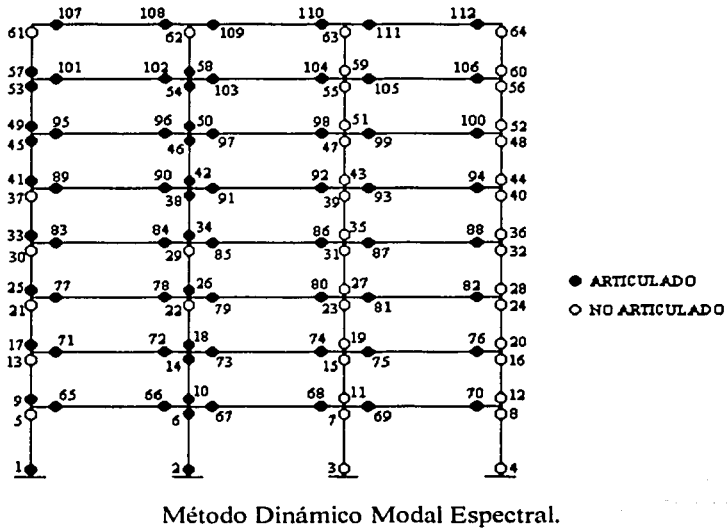
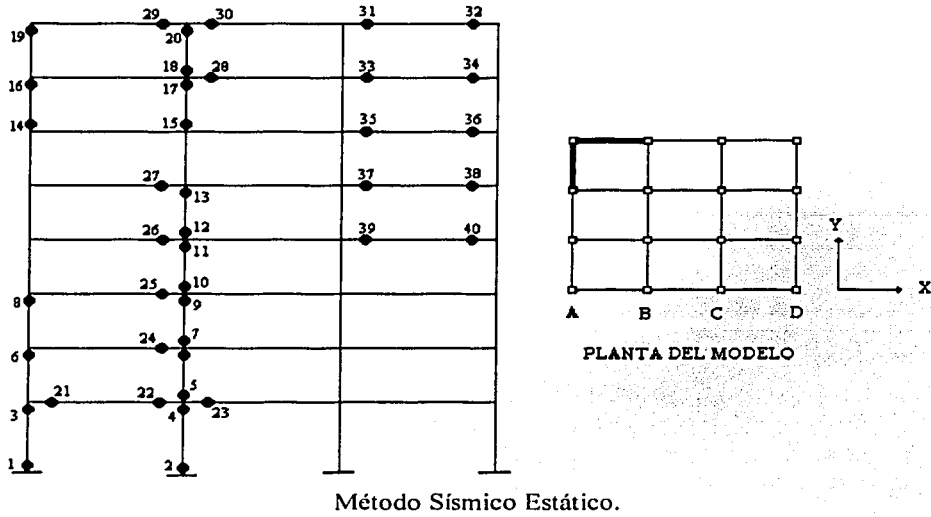


Fig. 7.25 Distribución de articulaciones en el plano A, obtenida por los dos métodos.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

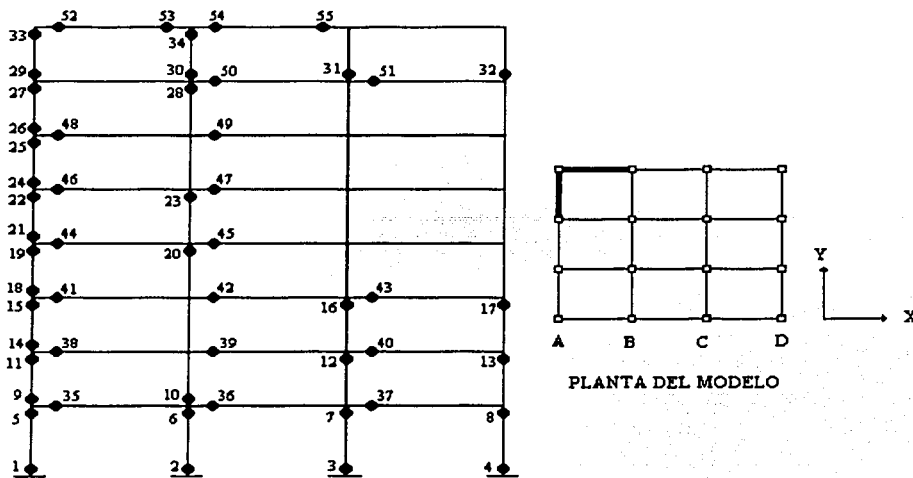
MÉTODO SÍSMICO ESTÁTICO			
COLUMNAS		VIGAS	
Identificador	Ductilidad	Identificador	Ductilidad
1	7.62	21	1.30
2	9.06	22	1.20
3	3.62	23	1.10
4	13.66	24	1.26
5	8.00	25	1.12
6	1.23	26	1.14
7	4.94	27	1.05
8	6.00	28	1.05
9	7.00	29	1.10
10	3.58	30	1.06
11	4.53	31	1.06
12	3.10	32	1.00
13	3.50	33	1.10
14	2.22	34	1.16
15	2.22	35	1.10
16	2.72	36	1.13
17	2.72	37	1.18
18	2.51	38	1.38
19	1.54	39	1.10
20	2.17	40	1.17

Tabla 7.5 Valor de las ductilidades en el plano A, obtenidas por el método sísmico estático.

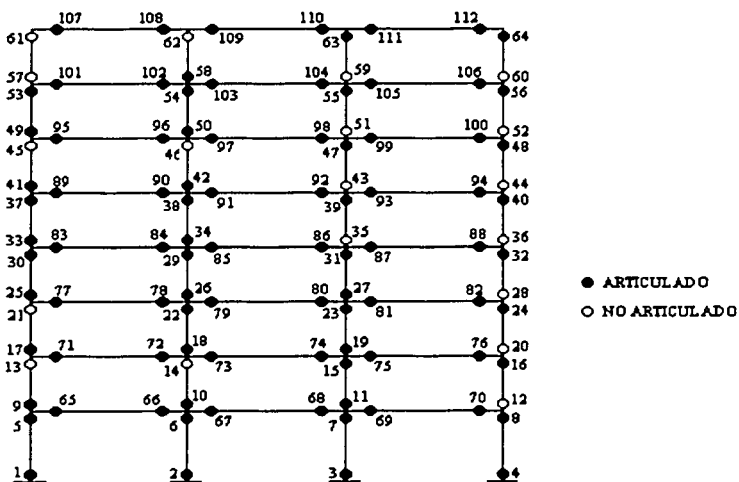
MÉTODO DINÁMICO MODAL ESPECTRAL							
COLUMNAS				VIGAS			
Identificador	Ductilidad	Identificador	Ductilidad	Identificador	Ductilidad	Identificador	Ductilidad
1	17.60	33	119.00	65	24.23	97	4.14
2	10.30	34	2.05	66	11.90	98	5.24
3	*	35	*	67	8.56	99	1.07
4	*	36	*	68	5.20	100	1.09
5	*	37	*	69	1.06	101	400.00
6	12.73	38	1.40	70	1.10	102	48.80
7	*	39	*	71	27.00	103	4.26
8	*	40	*	72	4.93	104	11.60
9	123.00	41	16.78	73	4.60	105	1.13
10	1.70	42	*	74	3.64	106	1.15
11	*	43	*	75	1.12	107	4.66
12	*	44	*	76	1.17	108	7.31
13	*	45	2.56	77	29.25	109	3.13
14	3.11	46	3.34	78	4.40	110	8.24
15	*	47	*	79	3.93	111	1.21
16	*	48	*	80	3.62	112	1.26
17	176.70	49	657.00	81	1.05	*	*
18	4.60	50	2.38	82	1.11	*	*
19	*	51	*	83	175.50	*	*
20	*	52	*	84	3.06	*	*
21	*	53	4.96	85	4.20	*	*
22	*	54	1.50	86	4.10	*	*
23	*	55	*	87	1.07	*	*
24	*	56	*	88	1.13	*	*
25	181.00	57	952.00	89	43.36	*	*
26	1.64	58	*	90	2.60	*	*
27	*	59	*	91	4.42	*	*
28	*	60	*	92	4.16	*	*
29	*	61	*	93	4.06	*	*
30	*	62	*	94	4.11	*	*
31	*	63	*	95	22.45	*	*
32	*	64	*	96	3.41	*	*

Tabla 7.6 Valor de las ductilidades en el plano A, obtenidas por el método dinámico modal espectral.

* Representa que no existe formación de articulación plástica en la posición del identificador sobre el elemento.



Método Sísmico Estático.



Método Dinámico Modal Espectral.

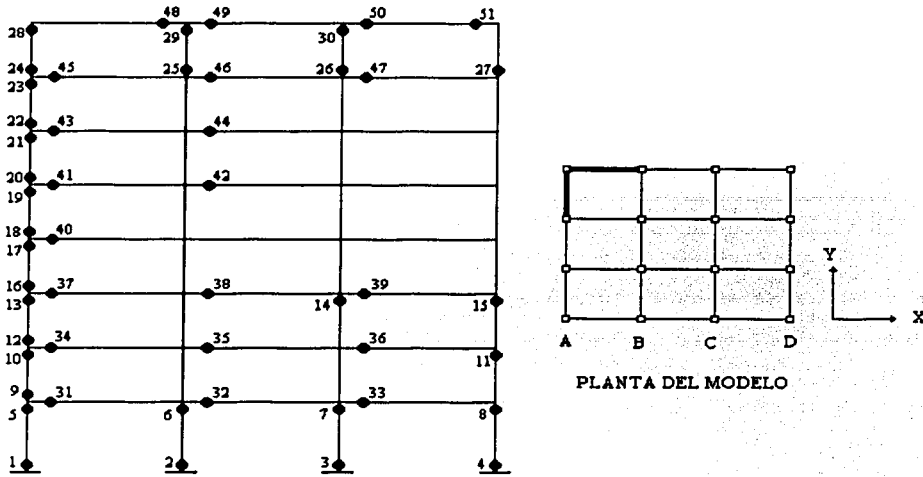
Fig. 7.26 Distribución de articulaciones en el plano B, obtenida por los dos métodos.

MÉTODO SÍSMICO ESTÁTICO			
COLUMNAS		VIGAS	
Identificador	Ductilidad	Identificador	Ductilidad
1	2.13	35	3.26
2	2.40	36	2.14
3	2.30	37	1.80
4	2.30	38	40.50
5	9.00	39	1.84
6	2.10	40	1.42
7	1.80	41	52.00
8	2.00	42	1.75
9	83.00	43	1.13
10	1.00	44	3.22
11	464.00	45	2.17
12	1.18	46	29.18
13	1.30	47	2.34
14	455.00	48	2.90
15	558.00	49	2.18
16	1.31	50	1.76
17	1.60	51	1.66
18	217.00	52	1.21
19	12.43	53	1.33
20	1.00	54	1.26
21	36.50	55	1.00
22	323.00	*	*
23	1.00	*	*
24	99.00	*	*
25	8.60	*	*
26	5.24	*	*
27	7.10	*	*
28	1.26	*	*
29	1.12	*	*
30	1.46	*	*
31	1.10	*	*
32	1.30	*	*
33	1.12	*	*
34	2.40	*	*

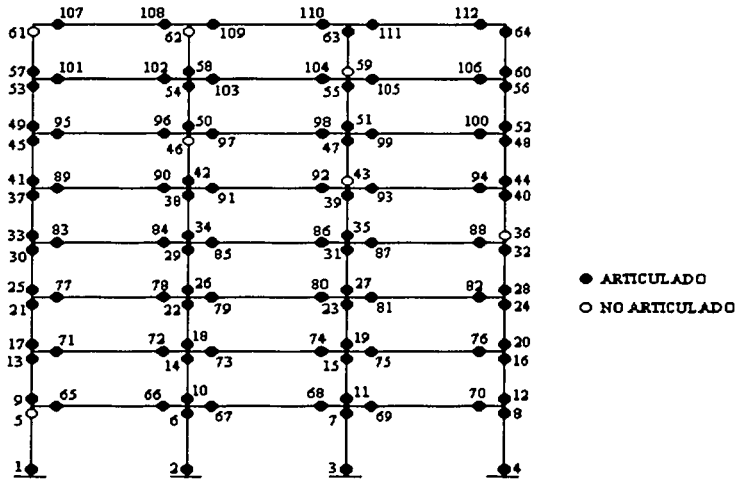
Tabla 7.7 Valor de las ductilidades en el plano B, obtenidas por el método sísmico estático.

MÉTODO DINÁMICO MODAL ESPECTRAL							
COLUMNAS				VIGAS			
Identificador	Ductilidad	Identificador	Ductilidad	Identificador	Ductilidad	Identificador	Ductilidad
1	13.70	33	17.90	65	38.00	97	32.18
2	10.14	34	2.80	66	43.00	98	51.90
3	9.90	35	*	67	46.00	99	9.90
4	9.80	36	*	68	64.00	100	22.00
5	5.00	37	6.60	69	27.40	101	3.46
6	6.40	38	1.70	70	56.00	102	56.00
7	4.90	39	6.20	71	194.00	103	5.70
8	9.60	40	58.60	72	29.00	104	12.90
9	21.70	41	8.80	73	30.00	105	39.00
10	4.80	42	3.70	74	42.50	106	5.70
11	2.80	43	*	75	9.40	107	3.40
12	*	44	*	76	83.00	108	384.00
13	*	45	*	77	146.00	109	8.80
14	*	46	*	78	25.00	110	23.50
15	4.30	47	1.70	79	29.00	111	22.40
16	71.80	48	7.15	80	37.00	112	5.50
17	122.00	49	4.00	81	7.70	*	*
18	2.90	50	2.70	82	80.00	*	*
19	1.50	51	*	83	27.70	*	*
20	*	52	*	84	23.30	*	*
21	*	53	5.40	85	102.00	*	*
22	3.80	54	5.21	86	42.00	*	*
23	3.60	55	1.50	87	9.00	*	*
24	72.80	56	11.60	88	163.00	*	*
25	67.00	57	*	89	13.50	*	*
26	2.50	58	4.18	90	16.50	*	*
27	4.10	59	*	91	121.00	*	*
28	*	60	*	92	35.60	*	*
29	3.80	61	*	93	8.15	*	*
30	5.70	62	*	94	36.80	*	*
31	9.30	63	5.40	95	8.90	*	*
32	62.00	64	3.80	96	20.60	*	*

Tabla 7.8 Valor de las ductilidades en el plano B, obtenidas por el método dinámico modal espectral.



Método Sísmico Estático.



Método Dinámico Modal Espectral.

Fig. 7.27 Distribución de articulaciones en el plano C, obtenida por los dos métodos.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

MÉTODO SÍSMICO ESTÁTICO			
COLUMNAS		VIGAS	
Identificador	Ductilidad	Identificador	Ductilidad
1	1.52	31	1.87
2	1.55	32	1.37
3	1.53	33	1.33
4	1.60	34	1.63
5	5.23	35	1.22
6	1.40	36	1.18
7	1.40	37	1.65
8	1.50	38	1.10
9	13.22	39	1.04
10	13.80	40	1.84
11	1.14	41	1.68
12	12.70	42	1.20
13	13.90	43	40.60
14	1.05	44	1.53
15	1.42	45	2.80
16	4.12	46	3.00
17	6.53	47	3.80
18	8.70	48	1.23
19	1.95	49	1.47
20	35.00	50	1.90
21	249.00	51	1.00
22	134.00	*	*
23	10.25	*	*
24	1.31	*	*
25	2.15	*	*
26	2.90	*	*
27	2.05	*	*
28	1.92	*	*
29	2.82	*	*
30	1.40	*	*

Tabla 7.9 Valor de las ductilidades en el plano C, obtenidas por el método sísmico estático.

MÉTODO DINÁMICO MODAL ESPECTRAL							
COLUMNAS				VIGAS			
Identificador	Ductilidad	Identificador	Ductilidad	Identificador	Ductilidad	Identificador	Ductilidad
1	14.50	33	20.00	65	15.00	97	76.50
2	11.10	34	2.71	66	31.00	98	44.00
3	10.90	35	2.85	67	18.00	99	19.50
4	11.20	36	*	68	36.70	100	204.00
5	*	37	7.30	69	15.40	101	12.50
6	1.40	38	5.00	70	36.70	102	120.50
7	1.50	39	7.50	71	28.70	103	17.40
8	33.90	40	50.00	72	27.80	104	64.60
9	104.00	41	11.50	73	19.60	105	66.60
10	7.80	42	2.00	74	34.80	106	108.50
11	7.00	43	*	75	15.70	107	12.60
12	24.00	44	3.30	76	46.50	108	165.00
13	5.40	45	2.40	77	34.00	109	25.00
14	9.50	46	*	78	29.00	110	37.00
15	5.90	47	1.31	79	20.00	111	149.00
16	16.00	48	295.00	80	36.00	112	193.00
17	25.40	49	11.52	81	14.70	*	*
18	12.00	50	3.30	82	48.70	*	*
19	3.90	51	1.40	83	49.00	*	*
20	2.60	52	6.00	84	23.50	*	*
21	8.90	53	7.60	85	25.00	*	*
22	6.00	54	2.60	86	32.00	*	*
23	5.70	55	6.14	87	15.00	*	*
24	57.00	56	727.00	88	47.00	*	*
25	27.20	57	1.10	89	243.00	*	*
26	9.90	58	18.90	90	20.00	*	*
27	4.42	59	*	91	26.50	*	*
28	2.00	60	114.00	92	29.00	*	*
29	6.70	61	*	93	13.40	*	*
30	8.20	62	*	94	49.00	*	*
31	7.80	63	13.80	95	34.00	*	*
32	41.00	64	421.00	96	25.00	*	*

Tabla 7.10 Valor de las ductilidades en el plano C, obtenidas por el método dinámico modal espectral.

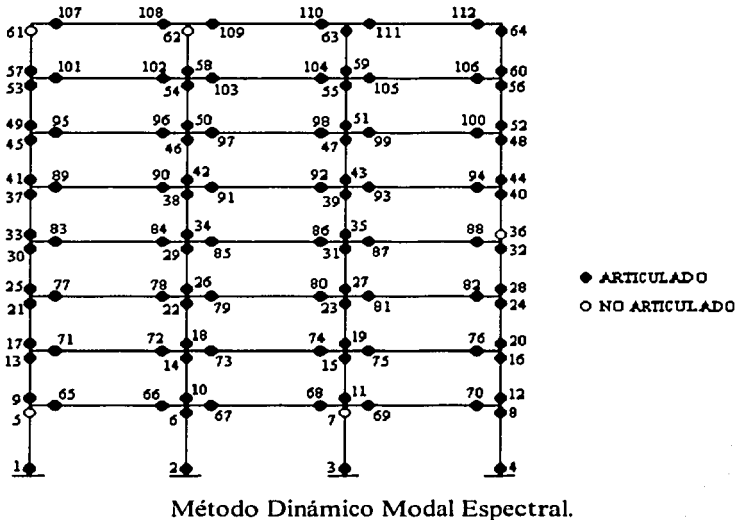
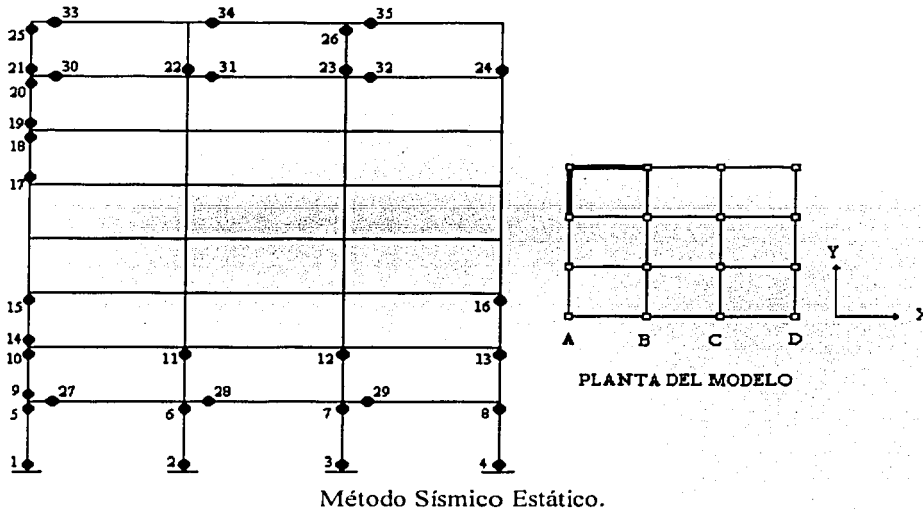


Fig. 7.28 Distribución de articulaciones en el plano D, obtenida por los dos métodos.

MÉTODO SÍSMICO ESTÁTICO			
COLUMNAS		VIGAS	
Identificador	Ductilidad	Identificador	Ductilidad
1	1.26	27	1.10
2	1.23	28	1.10
3	1.23	29	1.10
4	1.25	30	4.55
5	3.53	31	1.30
6	1.30	32	1.47
7	1.30	33	57.81
8	1.44	34	2.24
9	7.54	35	2.16
10	2.20	*	*
11	1.00	*	*
12	1.00	*	*
13	1.03	*	*
14	1.70	*	*
15	2.30	*	*
16	1.16	*	*
17	1.35	*	*
18	2.46	*	*
19	2.38	*	*
20	7.98	*	*
21	1.30	*	*
22	2.70	*	*
23	2.70	*	*
24	4.20	*	*
25	9.75	*	*
26	1.03	*	*

Tabla 7.11 Valor de las ductilidades en el plano D, obtenidas por el método sísmico estático.

MÉTODO DINÁMICO MODAL ESPECTRAL							
COLUMNAS				VIGAS			
Identificador	Ductilidad	Identificador	Ductilidad	Identificador	Ductilidad	Identificador	Ductilidad
1	13.50	33	9.56	65	10.33	97	22.15
2	11.35	34	20.70	66	24.45	98	22.60
3	11.12	35	8.07	67	11.65	99	14.03
4	12.45	36	10.04	68	26.30	100	22.05
5	*	37	8.54	69	10.95	101	93.10
6	1.10	38	19.17	70	24.41	102	22.10
7	*	39	11.04	71	15.23	103	47.40
8	3.51	40	17.14	72	24.80	104	24.10
9	43.84	41	36.17	73	14.30	105	36.10
10	10.82	42	26.71	74	27.14	106	39.15
11	11.10	43	13.41	75	12.12	107	136.60
12	19.74	44	2.81	76	30.00	108	49.75
13	5.41	45	4.10	77	15.40	109	231.20
14	6.10	46	12.87	78	23.10	110	80.80
15	8.00	47	14.74	79	12.93	111	89.80
16	10.10	48	33.47	80	24.62	112	196.50
17	11.85	49	11.90	81	12.66	*	*
18	9.43	50	15.48	82	27.30	*	*
19	6.55	51	13.90	83	14.25	*	*
20	15.56	52	11.93	84	17.17	*	*
21	33.50	53	5.46	85	14.33	*	*
22	11.62	54	10.42	86	19.80	*	*
23	10.67	55	11.33	87	11.11	*	*
24	66.00	56	17.05	88	21.21	*	*
25	36.20	57	26.70	89	13.76	*	*
26	15.90	58	3.87	90	14.80	*	*
27	12.14	59	2.84	91	15.31	*	*
28	25.25	60	10.82	92	17.28	*	*
29	19.57	61	*	93	11.84	*	*
30	23.31	62	*	94	21.74	*	*
31	15.37	63	12.12	95	24.50	*	*
32	40.30	64	185.33	96	16.80	*	*

Tabla 7.12 Valor de las ductilidades en el plano D, obtenidas por el método dinámico modal espectral.

7.3.1 Comparación entre la resistencia a cortante y la demanda sísmica del edificio

En las figs. 7.29 a la 7.32, se muestra la distribución de resistencia en cada uno de los planos dada por los dos métodos, como se puede ver el MDME da mayor resistencias en los planos A y D, planos rígido y flexible respectivamente, mientras que el MSE, asigna mayor resistencia al plano C, luego al plano A y al final al plano D.

En cuanto a la demanda sísmica, figs. 7.33 a la 7.36, en el modelo diseñado por el MDME, la resistencia es menor a la demanda en los planos A, B y C, y solo en el plano D sucede lo contrario, en lo que se refiere al modelo diseñado por el MSE, la demanda solo rebasa a la resistencia en el plano rígido (plano A).

También se presenta una comparación entre la resistencia a cortante y la demanda sísmica, figs. 7.37 a la 7.44, en los planos para cada uno de los métodos.

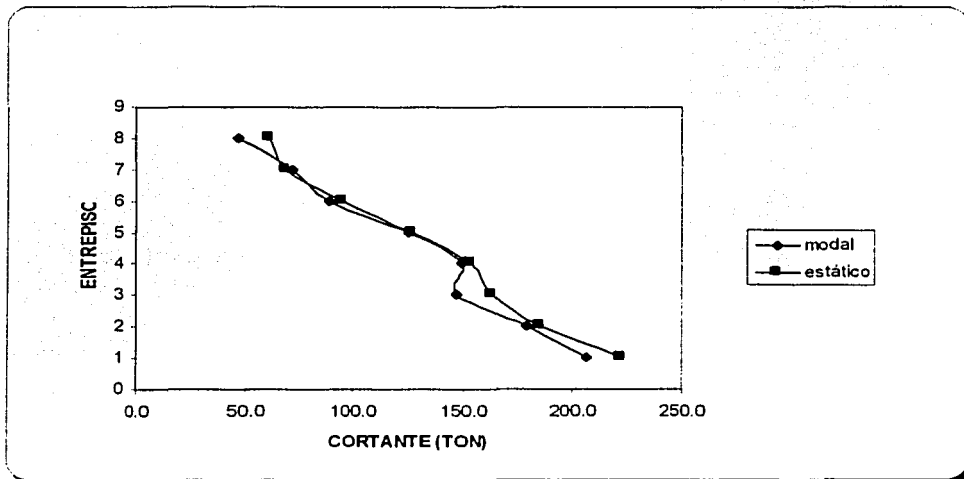


Fig. 7.29 Distribución de la resistencia a cortante en el plano A dada por los dos métodos.

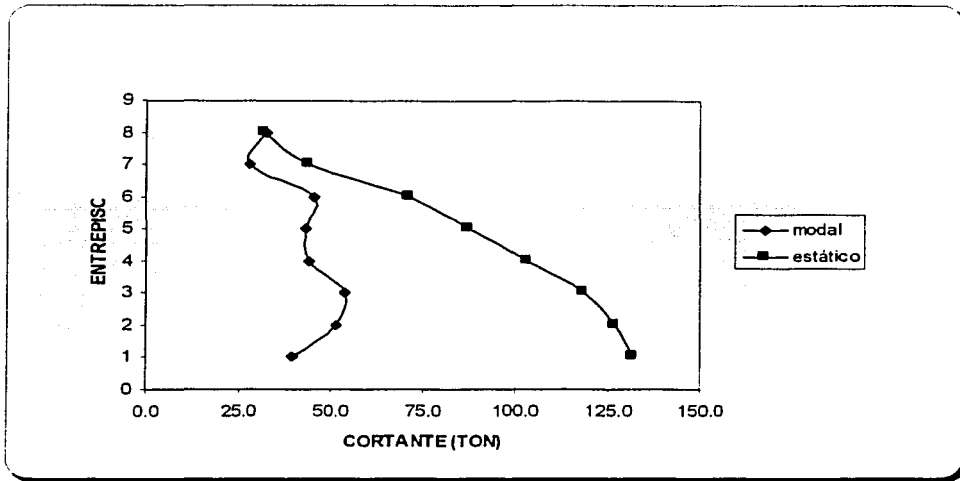


Fig. 7.30 Distribución de la resistencia a cortante en el plano B dada por los dos métodos.

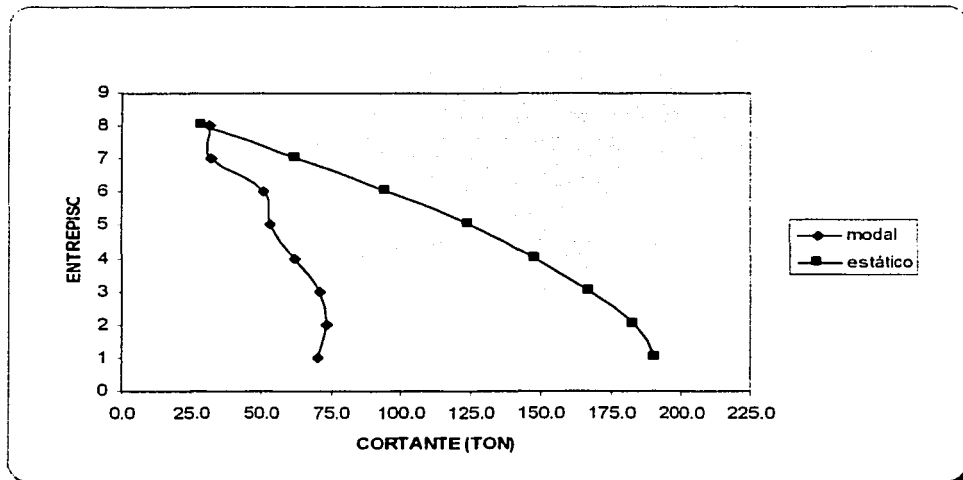


Fig. 7.31 Distribución de la resistencia a cortante en el plano C dada por los dos métodos.

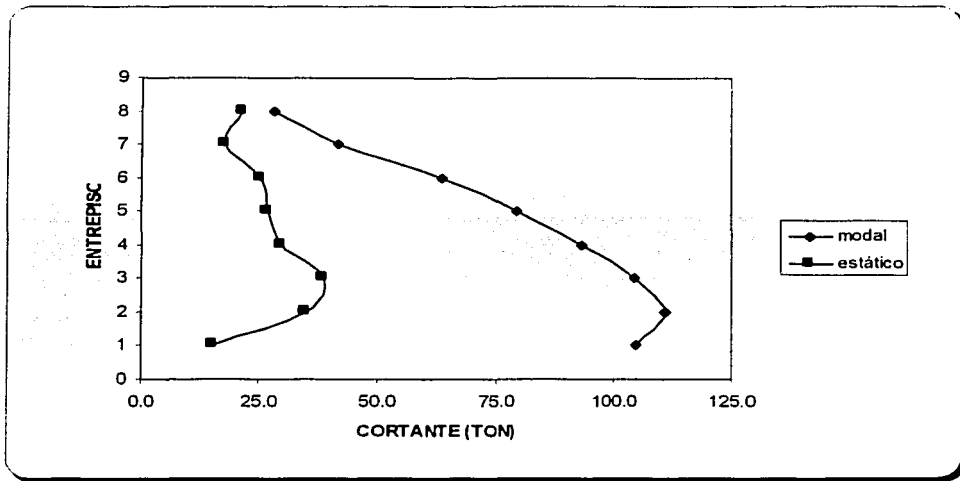


Fig. 7.32 Distribución de la resistencia a cortante en el plano D dada por los dos métodos.

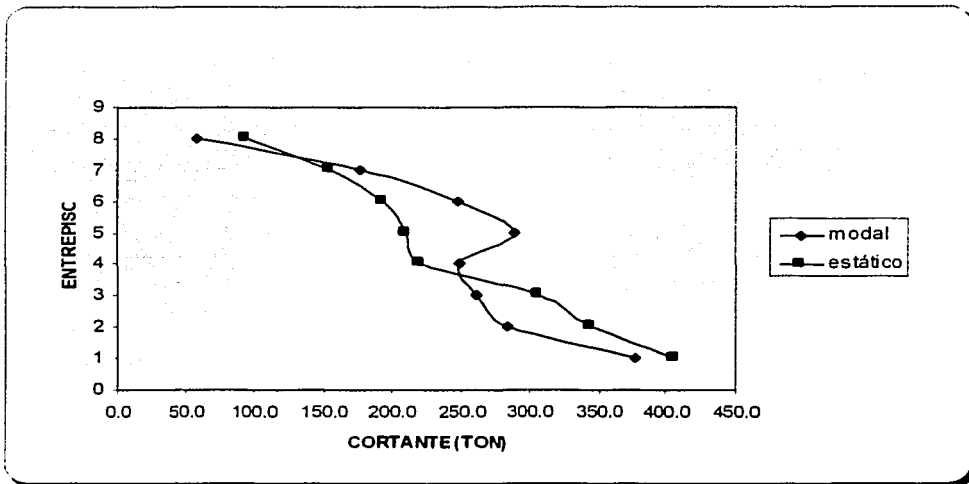


Fig. 7.33 Distribución de la demanda a cortante en el plano A dada por los dos métodos.

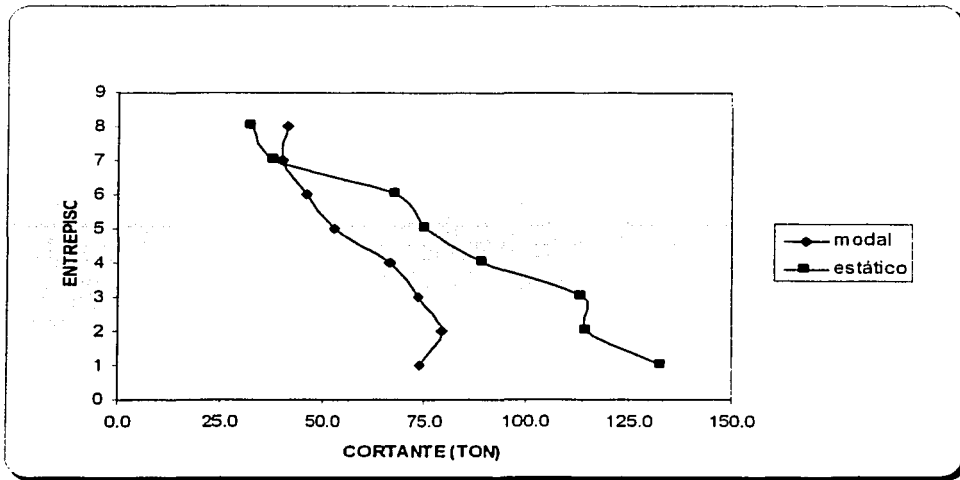


Fig. 7.34 Distribución de la demanda a cortante en el plano B dada por los dos métodos.

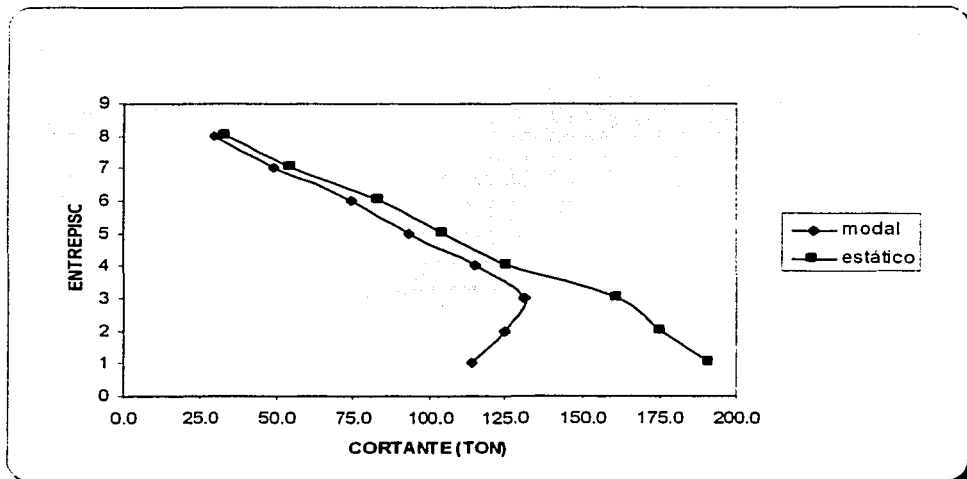


Fig. 7.35 Distribución de la demanda a cortante en el plano C dada por los dos métodos.

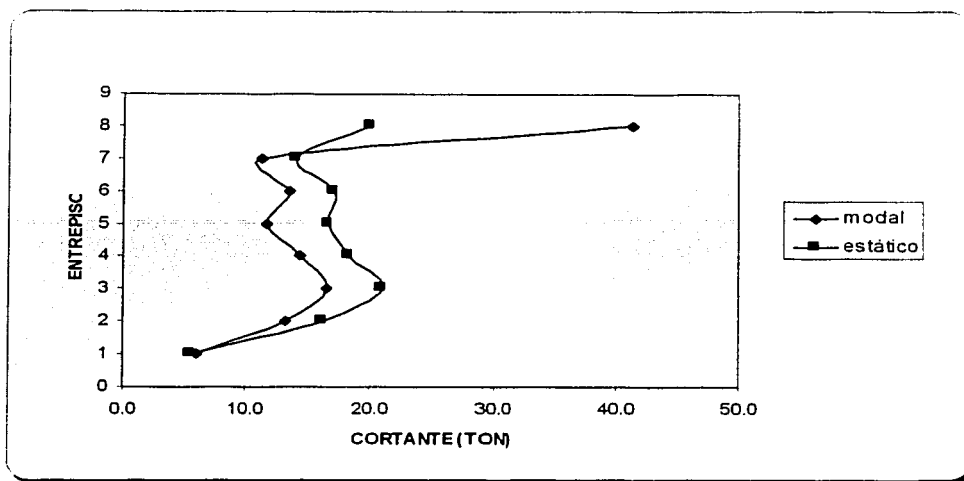


Fig. 7.36 Distribución de la demanda a cortante en el plano D dada por los dos métodos.

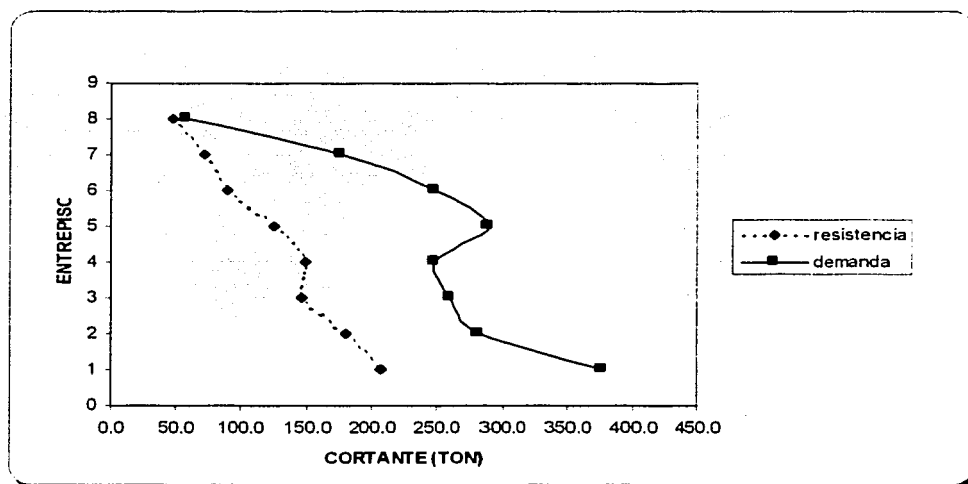


Fig. 7.37 Resistencia vs demanda de cortante en el plano A para el método dinámico modal espectral.

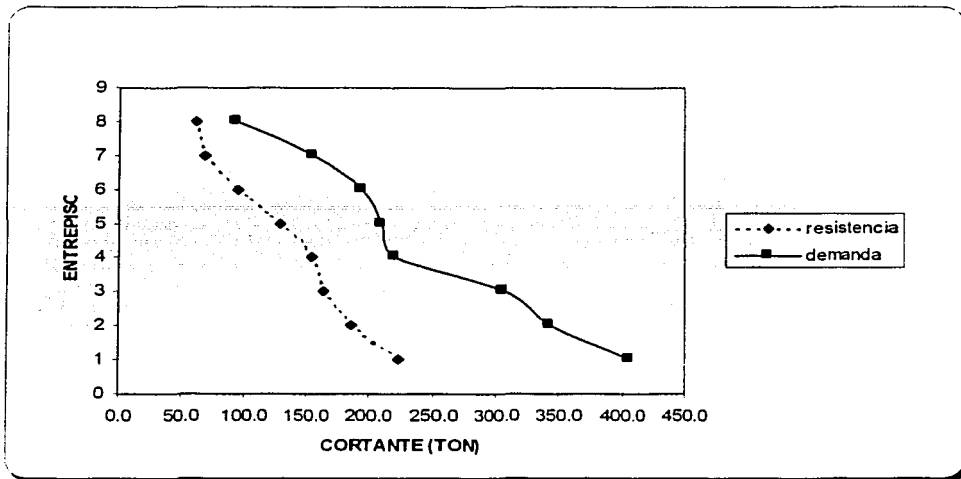


Fig. 7.38 Resistencia vs demanda de cortante en el plano A para el método sísmico estático.

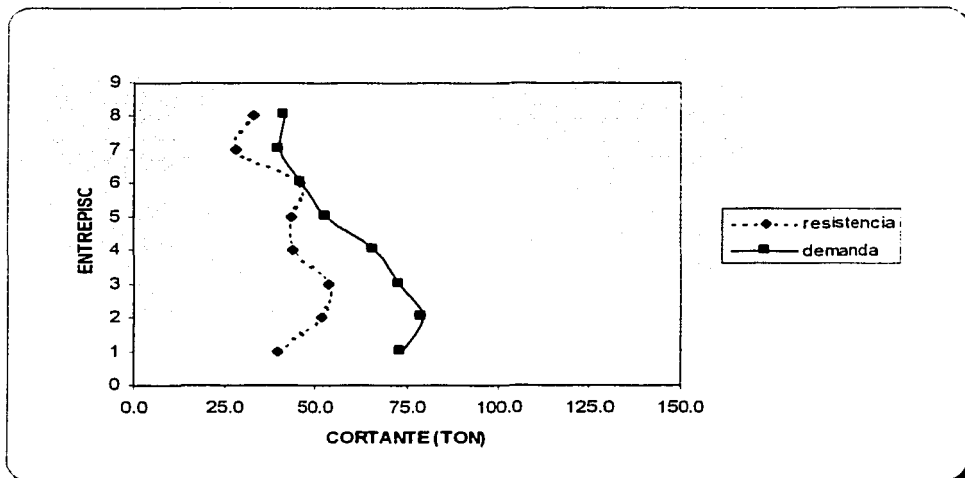


Fig. 7.39 Resistencia vs demanda de cortante en el plano B para el método dinámico modal espectral.

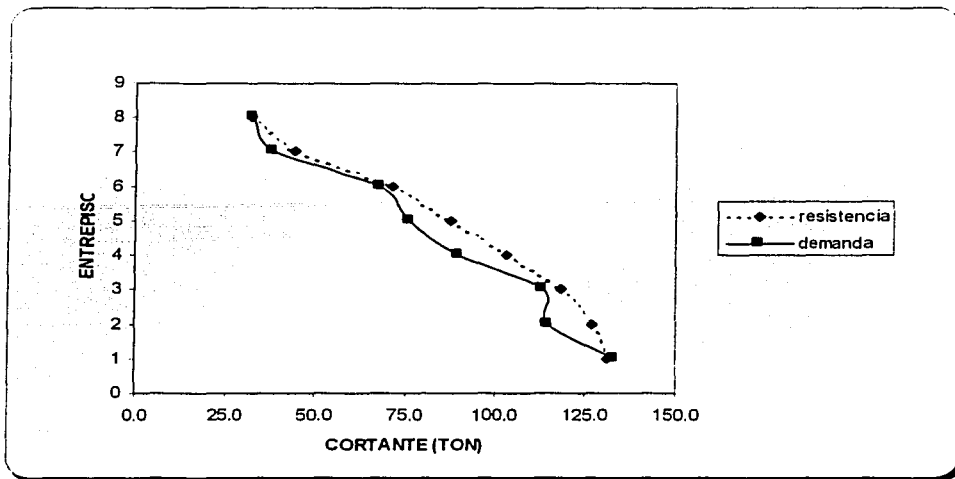


Fig. 7.40 Resistencia vs demanda de cortante en el plano B para el método sísmico estático.

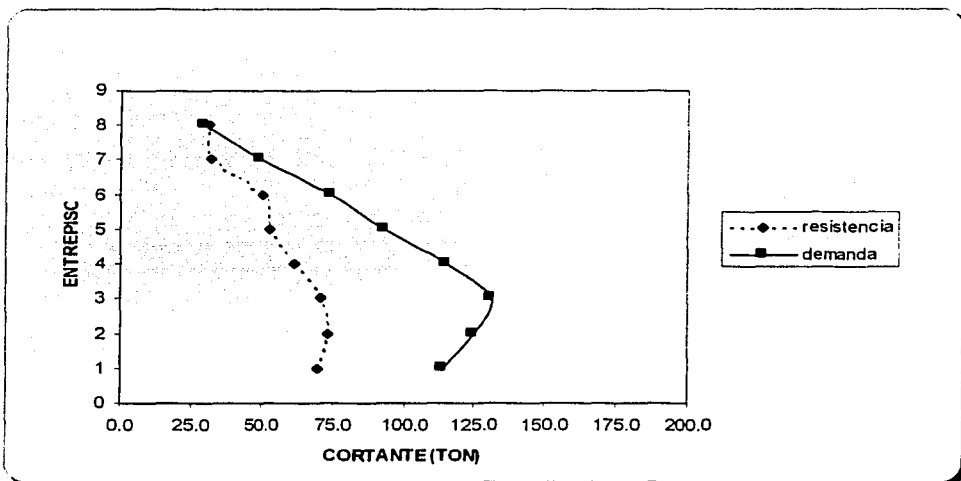


Fig. 7.41 Resistencia vs demanda de cortante en el plano C para el método dinámico modal espectral.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

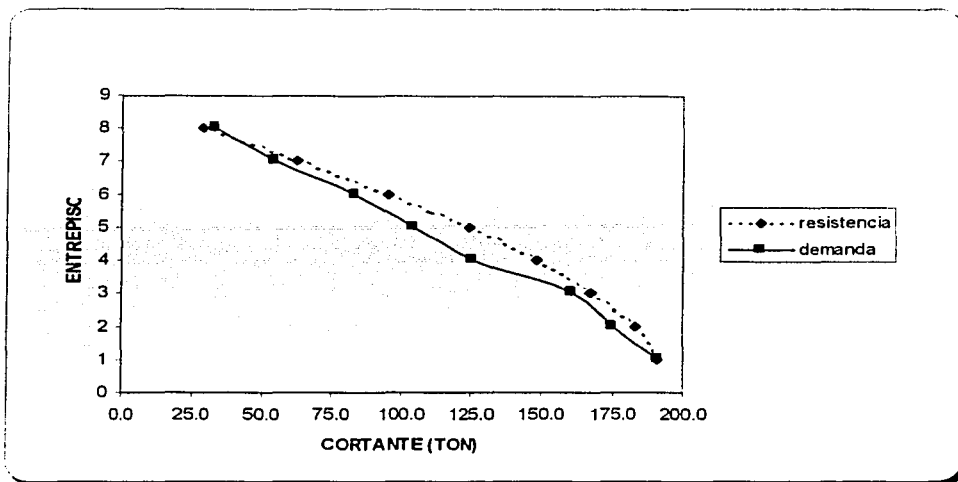


Fig. 7.42 Resistencia vs demanda de cortante en el plano C para el método sísmico estático.

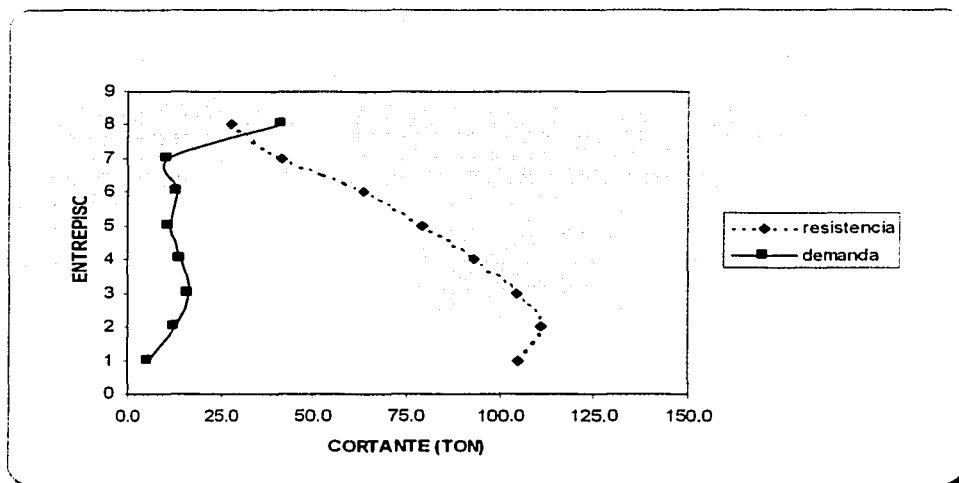


Fig. 7.43 Resistencia vs demanda de cortante en el plano D para el método dinámico modal espectral.

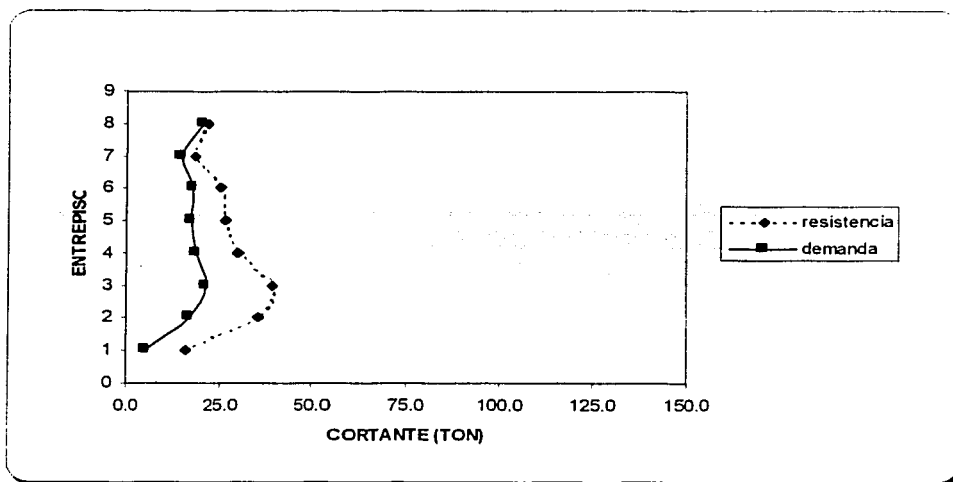


Fig. 7.44 Resistencia vs demanda de cortante en el plano D para el método sísmico estático.

CAPÍTULO 8

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Con base en los resultados obtenidos en el desarrollo de este trabajo, se presentan las siguientes conclusiones:

- ❖ La obtención de la posición del centro de torsión en edificios, considerando indistintamente modelos de cortante o de flexión, es aceptable para estructuras de baja altura y una gran rigidez, sin embargo, conforme el edificio aumenta en número de niveles, la variación con la altura del CT muestra diferencias considerables entre ambos tipos de modelos, las cuales incluso llegan a cambiar el sentido de la rotación en alguno de sus entresijos, sobre todo en niveles superiores de la estructura (modelo de flexión). En el presente trabajo se observó que, para edificios de mediana y gran altura (de seis a quince niveles), se presenta este fenómeno, por lo que se concluye que para este tipo de estructuras se pueden cometer errores importantes en el cálculo de la excentricidad estructural, y por consiguiente en la estimación y distribución de fuerzas cortantes en los planos o elementos resistentes de entresijo si no se consideran modelos de flexión.
- ❖ En este trabajo se observó que el término de rigidez de entresijo, cuando se habla de modelos de cortante o bien de modelos de flexión, es inadecuado ya que este parámetro no es constante y depende de la distribución lateral de cargas.
- ❖ Del estudio inelástico realizado para modelos de edificios de ocho niveles, diseñados con base en tres criterios diferentes, el RCDF, el CEB y un criterio alterno, se pudo observar que el plano más demandado fue el que se encontró más cercano a la posición del centro de torsión elástico, el plano menos demandado fue el plano flexible. Este resultado parece contradecir al comportamiento observado en la mayoría de los estudios realizados sobre torsión sísmica, sin embargo, es posible que se presente cuando la respuesta dominante en el comportamiento de las estructuras esta asociada a efectos de traslación.
- ❖ De los tres criterios de diseño sísmico por torsión estudiados, se pudo observar que, el tomar en cuenta el parámetro de rigidez torsional de entresijo en la estimación del coeficiente de amplificación dinámica establecido en la ecuación que define la excentricidad de diseño como lo hace el CEB, produjo las menores demandas de ductilidad. Esto se atribuye a que el criterio de diseño sísmico europeo (CEB) toma en cuenta de mejor manera las propiedades estructurales de los edificios, ya que los efectos de amplificación dinámica por torsión no son iguales para todas las estructuras.
- ❖ Respecto a la propuesta evaluada para tomar en cuenta la torsión accidental mediante momentos torsionantes adicionales y superpuestos a los resultados de un análisis dinámico modal espectral, se encontró que, se presentaron distribuciones de daño uniforme en todos los marcos, mientras que en el modelo diseñado con base en resultados de un análisis sísmico estático, el daño fue localizado en ciertas zonas de los marcos, principalmente en su base. A pesar de la distribución uniforme de daño que se obtuvo con la propuesta analizada, las menores demandas de ductilidad se obtuvieron

con el método sísmico estático. Esto puede atribuirse a que hay una gran diferencia en la resistencia de los elementos viga. Con base en lo anterior se sugiere estudiar otras propuestas que puedan mejorar la respuesta inelástica de las estructuras diseñadas con base en análisis dinámicos incluyendo la torsión accidental como se realizó en este trabajo o mediante algún criterio equivalente que se base en la filosofía que dio origen a esta.

- ❖ Para tomar en cuenta los efectos torsionales que se presentan en las estructuras asimétricas, el RCDF-93 estipula como una disposición general que se puede realizar un análisis estático de las estructuras, sin embargo, es claro que este procedimiento es muy laborioso y difícil de aplicar a estructuras reales, ya que generalmente los programas comerciales no consideran el cálculo del centro de torsión y por tanto la aplicación de los requisitos de diseño por torsión. Es claro que el desarrollo de los equipos y programas de cómputo, actualmente nos permiten realizar el análisis de una estructura mediante el uso de métodos dinámicos. Dadas las ventajas que éstos métodos ofrecen, al incluir directamente en el análisis de las estructuras los efectos torsionales, sería muy deseable generalizar su empleo para cualquier tipo de estructura, sin embargo, con base en los resultados obtenidos en este trabajo es importante estudiar y definir la forma más apropiada de incluir la torsión accidental.

REFERENCIAS.

1. Ayala, G. y Barrón, R. (1990), "Evaluación de la Respuesta Sísmica de Estructuras de Edificios Asimétricos Diseñados de Acuerdo a una Norma", Informe interno, Proyecto 9704, Instituto de Ingeniería, UNAM.
2. Ayala, G. Barrón, R. y Zapata, U. (1991), "Criterios de Diseño Sísmico para Estructuras en Torsión", Memorias IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica.
3. Ayala, G. Escobar, J.A. y García O. (1992), "Comportamiento Sísmico No Lineal de Modelos de Edificios Asimétricos", Memorias de la XII Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural, Asociación de Ingenieros Estructuristas, Buenos Aires, Argentina.
4. Ayala G. y García O. (1992), "Criterios de Diseño Sísmico para Estructuras en Torsión", Informe al Conacyt, Proyecto 0740, Instituto de Ingeniería, UNAM.
5. Bazán, E.y Meli, R. (1998), "Diseño Sísmico de Edificios", Limusa, Noriega Editores.
6. Chandler, A.M., Duan, X.N. y Rutenberg, A. (1995), "Seismic Torsional Response: Assumptions, Controversies and Research Progress", European Earthquake Engineering, Volume X-n. 1-1996, p. 37-51.
7. Chipol, A. (2001), "Estudio de la Respuesta Sísmica de Modelos Tridimensionales de Edificios Torsionalmente Acoplados", Tesis de Maestría, DEPFI, UNAM.
8. De la Colina, J. (2000), "Torsión Inelástica en Edificios de Varios Pisos", Memorias XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, noviembre.
9. Escobar, J.A. y Ayala, G. (1991), "Efecto de las Propiedades Estructurales Inciertas Sobre la Respuesta Sísmica No Lineal de Modelos de Edificios Asimétricos", Memorias IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VII Congreso de Ingeniería Estructural, Manzanillo, Colima, Vol. 1, pp. 3-11 a 3-20.
10. Gherzi, A. And Rossi, P. (1998), "Formulation of Design Eccentricity to Reduce Ductility Demand in Asymmetric Buildings", Catania, Italy.
11. Gómez, R., Ayala, G. y Jaramillo, J.D. (1987), "Respuesta Sísmica de Edificios Asimétricos", Informe interno, Instituto de Ingeniería, UNAM.
12. Li, K. N. "CANNY-E, Three-Dimensional Nonlinear Dynamic Structural Analysis Computer Program Package", Canny Consultants PTE LTD, Singapore.
13. NTCDS-93 (1993), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, México, D.F.

14. Ortega, J. (2001), "Efecto de la Variación del Periodo Fundamental en la Respuesta Sísmica Inelástica de Edificios Torsionalmente Acoplados" Tesis de Maestría, DEPFI, UNAM.
15. Ortiz, A. (2001), "Respuesta Sísmica Inelástica de Edificios Asimétricos de Varios Niveles Considerando Diferentes Relaciones de Aspecto de la Planta", Tesis de Maestría, DEPFI, UNAM.
16. RCDF-93 (1993), "Reglamento de Construcciones del Distrito Federal", Diario Oficial de la Federación, México, D.F.
17. Rutenberg, A. (1992) "Nonlinear response of asymmetric building structures and seismic codes: a state of the art review, Faculty of Civil Engineering Technion – Israel Institute of Technology, Haifa, Israel. Presently on sabbatical leave at McMaster University, Hamilton, Ontario, Canadá.
18. Sadek, W.K. and Moghadam, A.S. (1998), "Application of Eurocode 8 Torsional Provisions to Multi-Storey Buildings", 11th European Conference of Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam, Holanda.
19. Sadek, A.W. y Tso, W.K. (1988), "Strength Eccentricity Concept for Inelastic Analysis of Asymmetric Structures", Proceedings of Ninth Conference of Earthquake Engineering, Vol. V, agosto.
20. Shakib, H. (1998), "Non linear Seismic Torsional Behaviour of Buildings: A Proposal for Iranian Seismic Building Code-1988", 11th European Conference of Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam, Holanda.