

01161 2g.

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
Facultad de ingeniería

EVALUACION DEL COMPORTAMIENTO SISMICO DE
ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS ASIMETRICOS EN 3D

MAURICIO AYALA CASTILLO

TESIS

PRESENTADA A LA DIVISION DE ESTUDIOS DE

POSGRADO DE LA

FACULTAD DE INGENIERIA

DE LA

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

COMO REQUISITO PARA OBTENER

EL GRADO DE

MAESTRO EN INGENIERIA
(ESTRUCTURAS)

CD. UNIVERSITARIA, MARZO DE 1999

27/7/96
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

DEDICATORIA

A mi esposa, Alma Leticia

A mi hija, Vanessa Joselin

A mis padres, Juan Adolfo y Norma Aida

A mis suegros, Francisco y Josefina

A mis hermanos, Juan Adolfo y Eunice

Y a todos mis familiares y amigos.

AGRADECIMIENTOS

Al Dr. Gustavo Ayala Milián por su valioso y sincero apoyo como maestro y director de esta tesis.

Al Ing. Neftalí Rodríguez Cuevas, Dr. Roberto Meli Piralla, Dr. Oscar López Bátiz y al M.I. Octavio García Domínguez por su apoyo y comentarios constructivos durante la revisión de esta tesis y a todos mis profesores y compañeros que de alguna manera me brindaron su ayuda y apoyo durante mi investigación académica.

Agradezco al CONACyT y al Instituto de Ingeniería de la UNAM por su apoyo económico.

TABLA DE CONTENIDO

	página
RESUMEN	iii
ABSTRACT	iv
1. INTRODUCCION	1
2. TORSION SÍSMICA EN EDIFICIOS	5
2.1. Descripción del problema	5
2.2. Diseño sísmico por torsión	5
2.2.1. Criterio de diseño sísmico por torsión del RCDF-87	6
2.3. Estudios recientes	8
3. PROCEDIMIENTOS DEL ANALISIS INELÁSTICO	15
3.1. Análisis del empujón para marcos	15
3.2. Evolución del método del empujón en el del espectro de capacidad	17
3.3. Aplicación del análisis del empujón a edificios tridimensionales	23
3.4. Método propuesto	26
4. HERRAMIENTAS DE CALCULO	30
4.1. DYNDIR	30
4.2. DRAIN-3DX	31
4.3. CANNY-E	32
4.3.1. Análisis controlado por las cargas	32
4.3.2. Análisis controlado por los desplazamientos	33
4.4. Sistemas equivalentes de un grado de libertad	35
4.4.1. Sistema equivalente de 1GDL propuesto por Saiidi y Sozen	35
4.4.2. Sistema equivalente de 1GDL propuesto por Qi y Moehle	38

	página
5. MODELO ESTRUCTURAL EN ESTUDIO	42
5.1. Descripción de la estructura	42
5.1.1. Propiedades, dimensiones y refuerzo de los elementos	43
5.2. Modelación estructural	48
5.3. Análisis de las propiedades de las secciones de los elementos	50
5.4. Análisis dinámico	52
5.5. Registros sísmicos	53
5.6. Análisis del empujón de los modelos asimétricos	53
6. RESULTADOS	57
6.1. Curva cortante basal - desplazamiento de azotea del centro de masa	57
6.2. Aproximación bilineal de las curvas del empujón	57
6.3. Desplazamientos del método propuesto y del análisis dinámico	59
6.4. Desplazamientos relativos obtenidos con el método propuesto y con el análisis dinámico	61
6.5. Articulaciones plásticas	61
7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	65
FIGURAS DE RESULTADOS	69
REFERENCIAS	103

RESUMEN

En esta tesis se presenta un método simplificado de evaluación del comportamiento sísmico de estructuras de edificios tridimensionales, simétricos y asimétricos. El método se basa en un análisis no lineal del empujón y en el cálculo de la respuesta de un sistema equivalente de un grado de libertad (1GDL).

En su aplicación la estructura se empuja en dos direcciones ortogonales con fuerzas laterales definidas de acuerdo con lo recomendado por el RCDF-87. De este análisis se obtiene la curva cortante basal vs desplazamiento de azotea; misma que, a partir de relaciones de la dinámica estructural, se transforma en la curva de comportamiento de un sistema equivalente de 1GDL. A este sistema equivalente se le somete a un sismo ó grupo de sismos para determinar su desplazamiento máximo absoluto, y a partir de este, el correspondiente desplazamiento máximo del centro de masa de la azotea del edificio. Finalmente, el desempeño sísmico de la estructura se determina de los resultados del empujón correspondientes a este desplazamiento máximo de azotea.

La validez del método propuesto se demuestra a través de dos ejemplos ilustrativos, al comparar sus resultados con los correspondientes a los de un análisis dinámico no lineal paso a paso.

ABSTRACT

This thesis presents a new simplified method for the seismic performance evaluation of symmetric/asymmetric 3D building structures. The method is based on a nonlinear pushover analysis and on the analysis of an equivalent single degree of freedom system.

During the application of the method the structure is pushed in two orthogonal directions with lateral forces defined in accordance with a current seismic design code. From this analysis the curve base shear vs roof displacement is constructed and transformed using basic concepts of structural dynamics, into the behavior curve of an equivalent single degree of freedom system. This equivalent system is then subjected to an earthquake or group of earthquakes to determine the absolute maximum displacement, and from this, the corresponding maximum displacement of the center mass of the roof of the building. Finally, the seismic performance of the structures is determined from the pushover results corresponding to the maximum roof displacement.

The validity of the proposed method is assessed with two illustrative examples whose results are compared with those of a "true" non linear step by step dynamic analysis.

1. INTRODUCCION

En los códigos actuales de diseño sísmico se establece el uso de análisis lineales estáticos o lineales dinámicos; sin embargo, estos tipos de análisis suelen ser insuficientes para describir el comportamiento real de estructuras ante fuerzas dinámicas como las producidas por los sismos intensos. Para fines prácticos, los métodos de análisis dinámico no lineales paso a paso no representan la opción más recomendable para el estudio del comportamiento sísmico de estructuras, ya que son complejos y se requiere un gran esfuerzo para interpretar sus resultados. Este tipo de análisis sólo se justifica para ciertas investigaciones, donde se requiere un análisis más refinado.

Se ha observado que durante sismos intensos, como el ocurrido en Michoacán en 1985, la presencia de asimetría en planta de un edificio hace a la estructura de este más vulnerable al daño sísmico. Esto se debe a que la asimetría en planta, causa torsión en los niveles de un edificio incrementándose las demandas en algunas partes de la estructura. El problema se vuelve complejo, cuando por efecto de un sismo intenso, los edificios incursionan en intervalo no lineal de comportamiento, en el cual su respuesta torsional no solo depende de parámetros como: la distribución de rigideces en planta, la relación de frecuencias traslacionales y rotacionales entre otros, sino también se ve afectada fuertemente por la fluencia de los elementos estructurales.

Ya que la torsión ha sido una de las principales causas del pobre comportamiento sísmico de estructuras, recientemente se han realizado estudios detallados para entender el problema e identificar los parámetros estructurales que afectan la respuesta de estructuras asimétricas. La mayoría de estos estudios se han basado en modelos de estructuras tridimensionales simplificadas de un nivel, con las cuales se intentaron reproducir el comportamiento de estructuras complejas de varios niveles. Sin embargo, estos modelos no proporcionaron información suficiente sobre el comportamiento real de una estructura sometida a un sismo

intenso. Por tal motivo, se han realizado algunos estudios más elaborados, con modelos de estructuras de varios niveles, que representan de manera más realista la respuesta de edificios reales. Desafortunadamente, estos últimos estudios han sido limitados, debido a las dificultades inherentes en el análisis dinámico no lineal de estructuras tridimensionales.

En la actualidad existen varios procedimientos simplificados de análisis no lineal, para evaluar el comportamiento sísmico de estructuras de edificios en tres dimensiones, que se basan en realizar análisis del empujón. Estos consideran que la estructura vibra en su modo fundamental y que la distribución de las fuerzas estáticas no se modifica con el cambio del modo fundamental. Estos procedimientos simplificados, utilizan distribuciones de cargas triangulares ó distribuciones obtenidas de un análisis espectral del edificio, en donde estas actúan solo en una dirección.

El presente trabajo tiene como objetivo principal formular un método simplificado de análisis para evaluar el comportamiento sísmico no lineal de estructuras de edificios tridimensionales de varios niveles, en el cual se incluye el efecto de la torsión producido por la asimetría de la distribución de la masa; este método presenta algunas variantes con respecto a los procedimientos existentes, como lo son la de empujar la estructura del edificio en dos direcciones y la de considerar que la distribución de la carga estática es la correspondiente a los modos fundamentales de vibrar de la estructura.

En el capítulo 2 se destaca la importancia de considerar el efecto de la torsión en el diseño sísmico de estructuras, y se analiza el criterio que establece el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF-87) para incluir este efecto en el diseño de estructuras. Como antecedentes, se describen y discuten algunas investigaciones, sobre el comportamiento sísmico de estructuras asimétricas de un nivel, las cuales tratan de representar el comportamiento de estructuras de varios niveles.

En el capítulo 3 se define el análisis del empujón no lineal, como una herramienta útil en la evaluación del comportamiento sísmico de estructuras. Se comentan los diferentes tipos de distribución de carga lateral empleada, así como los resultados y el alcance que con este análisis aproximado se pueden obtener. Se lleva a cabo una evaluación sobre cuáles son las ventajas y desventajas del análisis del empujón, se revisa y describe de forma general el método del espectro de capacidad, el cual es una extensión del método del empujón. Se presenta una descripción general sobre los métodos existentes, que utilizan el empujón para evaluar estructuras de edificios tridimensionales, donde el efecto de la torsión es importante y se propone un nuevo método de evaluación de estructuras tridimensionales; este método difiere de otros, en que la estructura se empuja simultáneamente en ambas direcciones horizontales como lo establece el RCDF-87 y en que la distribución de las cargas horizontales es proporcional a la correspondiente al modo fundamental de vibrar de cada dirección.

En el capítulo 4 se lleva a cabo una evaluación de los programas de cómputo disponibles para realizar análisis no lineales de estructuras en tres dimensiones y de los métodos existentes para transformar un sistema de varios grados de libertad en un sistema equivalente de un grado de libertad.

Con la finalidad de estudiar la aplicación del método propuesto, en el capítulo 5 se describen dos edificios con alturas de 4 y 8 niveles, cada uno diseñado de acuerdo con el RCDF-87; se llevan a cabo sus modelaciones estructurales para determinar sus respuestas, tanto locales como globales, y se definen los parámetros necesarios para realizar sus análisis dinámico no lineales paso a paso. En este capítulo se seleccionaron registros sísmicos para evaluar el efecto de la torsión con el método propuesto al realizar los análisis no lineales. Se estudian estructuras de edificios como simétricas y asimétricas respecto a la distribución de la masa en planta. En los edificios simétricos, la distribución de la masa se considera uniforme sobre cada nivel de la estructura, mientras que en el caso asimétrico, la distribución de la masa en cada nivel es tal que el centro de masa

se mueve una distancia de $0.1b$ y $0.2b$ del centro geométrico. Para evaluar la validez del método propuesto, se consideran como parámetros de respuesta: (1) los desplazamientos máximos de cada nivel, (2) máximos desplazamientos relativos de entrepiso, (3) máximas demandas de ductilidad en vigas y (4) máximas demandas de ductilidad en columnas.

En el capítulo 6 se presentan los resultados obtenidos del método propuesto, como son la curva cortante basal vs desplazamiento de azotea, con su respectiva aproximación bilineal y se lleva a cabo una comparación de los resultados del método propuesto, contra los obtenidos de un análisis dinámico no lineal paso a paso.

Finalmente, en el capítulo 7, se presentan las conclusiones sobre el método propuesto y sobre los resultados de los edificios estudiados; también se proponen mejoras al método original y su posible aplicación en el desarrollo de normas de diseño sísmico, en las que los modelos estudiados son realmente los correspondientes a edificios reales de varios niveles.

2. TORSIÓN SÍSMICA DE EDIFICIOS

2.1. Descripción del problema

Un porcentaje grande de estructuras de edificios sometidos a sismos intensos han sido dañados y hasta colapsados por los efectos de la torsión. Es evidente que, sujetos a estos sismos, los edificios sufren daño al incursionar en el intervalo de comportamiento no lineal, en el cual la torsión no sólo depende de la distribución de rigideces en planta, sino también de la resistencia de sus elementos estructurales, de su distribución en planta de la masa y de la posición del eje de giro.

Para realizar el diseño sísmico de una estructura, los códigos actuales permiten calcular las fuerzas en sus elementos, mediante un análisis estático ó dinámico lineal. Estos códigos consideran el comportamiento inelástico de una estructura por medio de un factor reductor de fuerzas sísmicas. Sin embargo, este procedimiento no es generalmente correcto para representar el comportamiento no lineal de las estructuras. Por esto, estrictamente la evaluación del comportamiento de estructuras en tres dimensiones, se debe basar en un análisis dinámico no lineal paso a paso con sismos representativos del sitio. Sin embargo, estos análisis son complejos y no se pueden justificar económicamente, excepto en estructuras muy especiales. Una opción simple para estimar el comportamiento de estructuras ante sismos intensos, consiste en realizar un análisis sísmico no lineal simplificado, como el propuesto en el método del empujón.

2.2. Diseño sísmico por torsión

Recientemente la experiencia de los efectos de sismos intensos ha puesto en duda las normas de diseño sísmico que se establecen en los reglamentos de varios países, ya que un gran número de estructuras diseñadas bajo dichas normas han sido seriamente dañadas y otras incluso han colapsado, debido a la torsión sísmica.

En la respuesta sísmica torsional de edificios, los movimientos traslacionales y torsionales se encuentran acoplados; esto se debe a que la fuerza sísmica y la fuerza resistente no coinciden, lo que induce desplazamientos adicionales a los laterales causados solamente por traslación de las plantas en los niveles de un edificio. Estos desplazamientos adicionales aumentan las demandas sísmicas impuestas a los elementos estructurales, principalmente en aquellos colocados en o cerca del perímetro de la estructura. Por tal motivo, los reglamentos consideran llevar a cabo, además de un análisis traslacional de la estructura, un análisis que incluya el efecto de la torsión, para que los elementos estructurales resistan las demandas adicionales provocadas por el efecto de la torsión. Ya que, el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1987 (RCDF-87) toma en cuenta este efecto, a continuación se describe el criterio que se sugiere en este reglamento.

2.2.1. Criterio de diseño sísmico por torsión del RCDF - 87

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1987 (RCDF-87) acepta el uso del análisis estático en estructuras de altura menor de 60m; la geometría de la estructura en planta y elevación deben ser regulares y debe evitarse distribuciones no uniformes de masa y rigidez. Al cumplirse estos requisitos, el cortante sísmico se calcula como el peso de la estructura multiplicada por un coeficiente sísmico. Y para estructuras irregulares, se sugiere realizar un análisis dinámico modal espectral o un análisis paso a paso.

En este reglamento, las normas de diseño sísmico por torsión se obtuvieron a partir de resultados de modelos elásticos, con la posibilidad de que una estructura incurriera en el intervalo no lineal de comportamiento, contemplada mediante un factor de comportamiento sísmico (Q). El valor de este factor depende de las características propias de la estructura y de requisitos que se deben cumplir.

Este reglamento define la excentricidad torsional de rigideces o estática, que se calcula en cada entrepiso, e_s , como la distancia entre el centro de torsión del entrepiso correspondiente y el centro de cortante por el que pasa la fuerza sísmica en dicho entrepiso, y la excentricidad de resistencias al corte, e_r , como la distancia entre el centroide de las resistencias de todos los elementos resistentes ante fuerza cortante en el entrepiso que se considera y la línea de acción de la fuerza cortante en ese nivel.

El RCDF-87 especifica que se deben suministrar resistencias tales que, el centroide de las resistencias se halle del mismo lado del centro de torsión y de la fuerza cortante, para estructuras con un factor de comportamiento sísmico, Q , de 3, e_r no debe ser menor que $e_s - 0.2b$, y si Q excede de 3, e_r no debe ser menor que $e_s - 0.1b$.

La excentricidad de diseño se define por ecuaciones que toman en cuenta la amplificación dinámica, la excentricidad estática, la cual intenta tomar en cuenta el acoplamiento de la respuesta torsional de la estructura originada por la escasez de simetría en planta, y la excentricidad accidental que se presenta al tomar en cuenta la torsión de la estructura, originada de las discrepancias entre la distribución de la masa, rigideces y resistencias. El RCDF-87 indica que, para cada elemento resistente la excentricidad de diseño, e_d , debe ser la dimensión que resulte más desfavorable de:

$$e_{d1} = \alpha_1 e_s + \beta b$$

$$e_{d2} = \alpha_2 e_s - \beta b$$

donde:

e_s = Excentricidad estática o de rigideces de entrepiso

b = Máxima dimensión en planta de la estructura perpendicular a la dirección del sismo

α_1, α_2 = Factores de amplificación dinámica, con valores de 1.5 y 1.0
respectivamente

β = Coeficiente de excentricidad accidental; para este reglamento es igual a 0.1

El RCDF-87 permite realizar el análisis de las estructuras de edificios al desacoplar la traslación de los niveles de la torsión, e incluye los efectos rotacionales, al hacer la distribución de la fuerza cortante sísmica en cada uno de los elementos resistentes, mediante un momento torsionante en cada entrepiso, que se obtiene de multiplicar el valor de la fuerza cortante sísmica, por la excentricidad de diseño.

Este reglamento toma en cuenta los efectos bidireccionales, es decir los efectos de ambas componentes horizontales del sismo, al combinar, en cada dirección en que se analice la estructura, el 100% de los efectos en la dirección considerada y el 30% de los efectos en la dirección perpendicular, con los signos que para cada caso resulten más desfavorables.

2.3. Estudios analíticos recientes

Durante el sismo del 19 de septiembre de 1985, gran parte del daño que ocurrió en edificios se atribuyó a efectos de torsión producidos por distribuciones asimétricas en masa, rigidez y/o resistencias, que ocasionaron excentricidades entre la fuerza sísmica y la fuerza resistente de sus plantas. Ya que el daño ocurrió aún en estructuras diseñadas por torsión, se concluyó que este se debió a que las excentricidades se modificaron cuando algunos elementos estructurales de los edificios alcanzaron su resistencia de fluencia, lo que produjo mayores incursiones en el intervalo de comportamiento no lineal y por tanto, un aumento en la demanda de ductilidad.

Para estudiar este problema en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, se empezó a realizar investigación analítica acerca del comportamiento de estructuras

asimétricas. En estos primeros modelos, se estudiaron algunos parámetros que pueden afectar el comportamiento de estructuras con problemas de torsión. A continuación, se describen algunos de los trabajos realizados.

Gómez, Ayala y Jaramillo (1987), revisaron el problema de torsión elástica e inelástica en edificios de concreto reforzado. Del análisis de daño en edificios asimétricos ocasionados por el sismo del 85, se discutió la validez del diseño sísmico elástico en torsión. Se llevó a cabo un estudio paramétrico de estructuras de un piso, figura 2.3.1. En estas estructuras el diafragma de piso era perfectamente rígido y constaban de tres elementos resistentes a lo largo de la dirección Y, diseñados de acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito Federal, vigente hasta septiembre de 1985 y eran sometidos a una excitación que actuaba en esta dirección.

En los análisis que se llevaron a cabo, se supuso que el modelo sólo presentaba excentricidad en la dirección X, la cual se denominó e_s , definida como la distancia entre el centro de masa (CM) y el de rigidez (CS). El punto CR y la distancia e_r , se definieron como el centro y la excentricidad de resistencias, respectivamente, figura 2.3.1.

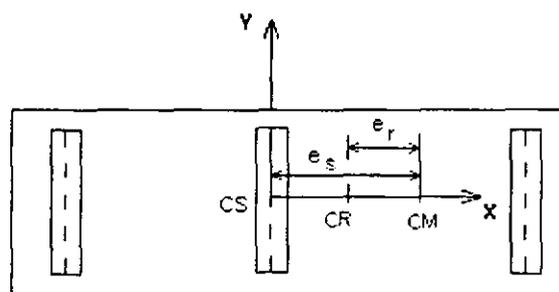


Figura 2.3.1 Modelo con tres elementos resistentes

En los análisis se consideraron tres periodos fundamentales de 0.5, 1.0 y 1.5 s, para representar aproximadamente con este artificio, edificios de 5 a 15 niveles. Para cada uno de los periodos mencionados se hicieron variar los valores de las excentricidades en rigideces y en resistencias, desde 0.0 a 0.4b, siendo b la distancia entre los elementos resistentes extremos.

Por lo que respecta a la excitación, se emplearon los acelerogramas obtenidos durante el sismo del 85 correspondientes a la componente E-W registradas en la Secretaría de Comunicaciones y Transporte (SCT), suelo blando; y la misma componente registrada en Ciudad Universitaria (C.U.), suelo firme. En esta investigación se concluyó que a medida que el valor de e_s aumenta, la ductilidad requerida por el modelo se incrementa para los casos donde se supone una excentricidad nula en resistencias. Por el contrario, el efecto anterior tiende a disminuir y a permanecer constante, a medida que se tiene mayor excentricidad en resistencias.

Ayala y Barrón (1990). evaluaron la respuesta sísmica por torsión en edificios diseñados de acuerdo al RCDF-87, estudiaron un modelo a cortante de un nivel con dos elementos resistentes paralelos al eje Y unidos por un diafragma de piso infinitamente rígido, figura 2.3.2, sometido a la componente E-W del registro grabado en SCT en 1985.

Para evaluar el criterio de distribución de fuerza cortante sísmica y con fines puramente comparativos, se propusieron, además de los coeficientes que definen la excentricidad de diseño del reglamento vigente, dos criterios alternos de diseño sísmico por torsión que se describen en la tabla 2.3.1.

En la evaluación de los criterios de diseño en estudio se consideraron los parámetros que son más relevantes en la respuesta de estructuras asimétricas, que son los siguientes: Periodo desacoplado de vibración libre en traslación, con periodos iguales a los de Gómez, Ayala y Jaramillo (1987), las rigideces de cada

elemento, la excentricidad estructural y la asimetría por rigideces y por masas, figura 2.3.2. La resistencia de los elementos y el cociente de frecuencia torsional a traslación desacopladas se consideró al variar la relación de aspecto de la planta.

Tabla 2.3.1 Criterios de diseño por torsión

Diseño	α_1	α_2	β
1	1.50	1.00	0.10
2	1.25	0.75	0.10
3	1.00	0.50	0.10

En este estudio se llegó a la conclusión de que en el intervalo de comportamiento no lineal la coincidencia de las frecuencias traslacional y torsional no produce grandes demandas de ductilidad. Sin embargo, cuando estas frecuencias no coinciden, las ductilidades pueden llegar a ser altas. Al incrementar la excentricidad estructural correspondientemente aumentan los valores de las demandas máximas de ductilidad en los elementos estructurales. Estructuras rígidas con periodo fundamental de vibración de 0.5s o menor, diseñadas con un alto factor de comportamiento sísmico, presentan grandes demandas de ductilidad y las demandas máximas de ductilidad obtenidas en los modelos estudiados, disminuyen cuando se incrementa la resistencia del elemento al cual se le resta el cortante por torsión.

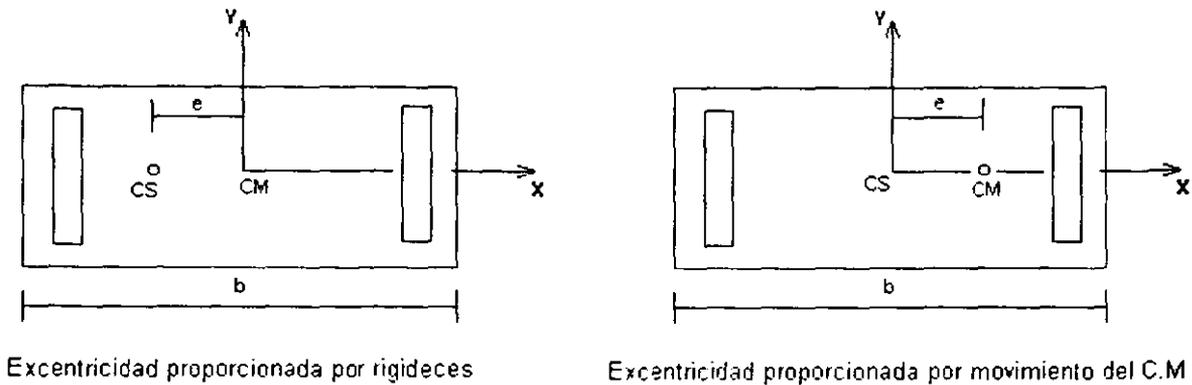
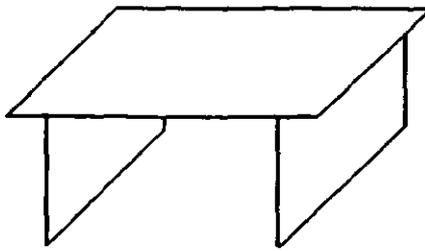


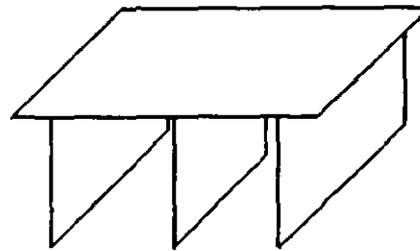
Figura 2.3.2 Modelo estudiado por Ayala y Barrón (1990)

Escobar y Ayala (1991), evaluaron la influencia de las propiedades estructurales inciertas sobre la respuesta sísmica no lineal de modelos de edificios asimétricos diseñados de acuerdo al RCDF-87. Se estudiaron modelos de un piso, figura 2.3.3, con 2 y 3 elementos resistentes en la dirección de la excitación sísmica. Los modelos correspondían a edificios de cortante con periodos fundamentales semejantes a los de Gómez, Ayala y Jaramillo (1987), correspondientes a edificios reales de varios niveles. En todos los casos analizados se mostró la importancia de la distribución en planta de las resistencias sobre la probabilidad de daño, y se resaltó el hecho de que la distribución actual requerida por el RCDF-87 puede llevar a probabilidades de daño excesivas.

Las incertidumbres en este estudio se debieron a la localización en planta del centro de masas y a las propiedades de resistencia en los elementos estructurales. Del análisis de los resultados se concluyó que el considerar resistencias estructurales y posición del centro de masas inciertas, da lugar a grandes dispersiones en la respuesta obtenida, lo que se refleja en un incremento en la probabilidad de daño; y que distribuciones en planta de resistencias similares a las de rigideces producen estructuras más seguras ante efectos de torsión. 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.



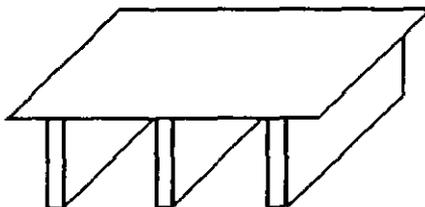
Modelo de dos elementos



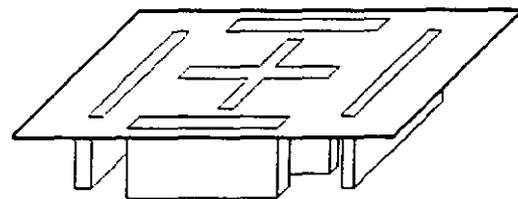
Modelo de tres elementos

Figura 2.3.3 Modelos estudiados por Escobar y Ayala (1991)

García (1992), estudió la torsión acoplada en modelos de edificios asimétricos cuando estos incurcionan en el intervalo no lineal, por efecto de una excitación sísmica. Se estudiaron dos modelos a cortante, figura 2.3.4, con tres y cuatro elementos resistentes en la dirección paralela al sismo y se adicionó al último modelo elementos resistentes en la dirección ortogonal los cuales fueron sometidos a una y dos componentes simultáneas de sismos reales.



Modelo estructural con 3 elementos



Modelo estructural con elementos resistentes en ambas direcciones ortogonales

Figura 2.3.4 Modelo estudiado por García (1992)

En esta investigación se evaluaron los mismos tres criterios de diseño sísmico por torsión estudiados por Ayala y Barrón (1990), el periodo desacoplado de vibración libre de los modelos fue de 0.5, 1.0 y 1.5 s. en la dirección del sismo para el

modelo de tres elementos y en ambas direcciones para el modelo con elementos resistentes en dos direcciones ortogonales, la excentricidad estática ó estructural normalizada con respecto a "b" se consideró desde 0.0 hasta 0.3 con intervalos de 0.1, se estudiaron tres diferentes relaciones de aspecto de la planta, i.e., 0.5, 1.0 y 2.0, y se asignó a los modelos un factor de sobrerresistencia de 1.5 (cociente de resistencia real a resistencia nominal de la estructura).

Los resultados obtenidos mostraron que el incremento en la resistencia de un elemento estructural disminuía en general su demanda máxima de ductilidad hasta un cierto límite, que demandas menores de ductilidad se obtenían en estructuras donde la distribución de resistencias era similar a las de rigideces y que el diseño del RCDF-87, no necesariamente representaba la mejor alternativa de diseño al distribuir toda la sobrerresistencia por torsión que arroja la aplicación de las excentricidades de diseño, entre aquellos elementos resistentes a los cuales se le suma el cortante producido por el momento torsionante.

En este estudio se verificaron los resultados obtenidos de los modelos probabilistas estudiados por Escobar (1991) en cuanto a las distribuciones en planta de rigideces y resistencias.

La aplicabilidad directa de los resultados de los estudios anteriores sobre torsión no ha sido posible ya que estos se han realizado sobre estructuras tridimensionales de un nivel con las que se intenta representar a sistemas estructurales complejos de varios niveles. Debido a que en la actualidad existen programas de cómputo en los cuales se puede modelar la estructura completa y los equipos de computo que nos permiten analizar estos modelos eficientemente, en el presente trabajo se investiga un método que permite pasar de una estructura tridimensional real a un sistema equivalente de un solo grado de libertad y mediante la aplicación del proceso inverso convertir los resultados que se obtenga del sistema equivalente a los correspondientes de la estructura tridimensional.

3. PROCEDIMIENTO DEL ANÁLISIS INELÁSTICO SIMPLIFICADO

3.1. Análisis del empujón para marcos

En el reglamento vigente, el análisis sísmico de las estructuras se puede realizar a través de un análisis estático con cargas equivalentes ó mediante un análisis dinámico modal espectral. Ambos son lineales, y se considera el comportamiento no lineal por medio de un factor de comportamiento sísmico. Este procedimiento en general no es correcto ya que no proporciona información sobre el comportamiento no lineal de la estructura. Este comportamiento se puede obtener de un análisis dinámico tridimensional paso a paso no lineal. Sin embargo, este análisis sólo se justifica en casos muy especiales.

Una opción simple que actualmente se utiliza en varios países para evaluar el comportamiento no lineal de estructuras nuevas y existentes ante acciones sísmicas extremas, es llevar a cabo un análisis del empujón. Este consiste en aplicar a la estructura fuerzas laterales crecientes con una distribución que aproximadamente represente las fuerzas de inercia que la estructura experimentaría durante un sismo, y empujarla hasta una deformación prescrita. Un parámetro importante para llevar a cabo este análisis es determinar la distribución de cargas laterales a la que estará sujeta la estructura, algunas de las más utilizadas son la distribución uniforme, la distribución lineal y la distribución parabólica, figura 3.1.1, Kunnath y coautores, (1996).

Es costumbre graficar en este tipo de análisis la relación cortante basal vs desplazamiento de azotea en la cual se observa la etapa elástica e inelástica de la estructura bajo un patrón de cargas prescritas. Este análisis ya es un método aceptable para la evaluación sísmica de estructuras en varios países. La popularidad de este análisis estático no lineal, se debe a su simplicidad conceptual y a la capacidad para gráficamente describir la relación cortante basal vs

desplazamiento de azotea de una estructura comúnmente definida como la curva de capacidad de una estructura.

Generalmente se supone para definir la distribución de cargas sísmicas que la estructura responde en el modo fundamental de vibración, por tanto, esta distribución representa sólo las fuerzas laterales correspondientes a este modo. Si se requiere más refinamiento en los resultados de un análisis del empujón, esta distribución de fuerzas puede ser evolutiva cada vez que ocurra fluencia en elementos estructurales que modifiquen la forma modal. De igual manera, para estructuras altas, en las que el efecto de los modos superiores son importantes, estos deben considerarse en la definición de la distribución de fuerzas sísmicas, Requena (1999).

Lawson y coautores (1994), han discutido que el análisis del empujón es una herramienta útil pero no infalible para evaluar la resistencia inelástica y las demandas de deformación y para exponer las debilidades del diseño de una estructura. Su máxima ventaja reside en que obliga al ingeniero de diseño a reconocer la importancia de la respuesta sísmica no lineal y a usar el juicio completo concerniente a las demandas de deformación y las capacidades que controlan las respuestas sísmicas cercanas a la falla. Por tanto, el análisis del empujón es mucho más útil que el análisis elástico estático. Desafortunadamente, al igual que con el análisis elástico, el análisis del empujón puede dar un sentido falso de la seguridad, si sus defectos y dificultades no son reconocidas durante su aplicación.

Un análisis del empujón realizado cuidadosamente da una idea de los aspectos estructurales que controlan el comportamiento durante sismos severos. Para estructuras que vibran en el modo fundamental, el análisis del empujón muy probablemente da también una buena estimación de las demandas locales y globales de deformación inelástica previas a la falla, Lawson y coautores (1994).

Del lado negativo, las deformaciones estimadas obtenidas del análisis del empujón pueden ser muy imprecisas para la estructura donde el efecto de los modos superiores son significativos y en donde la relación de fuerza cortante de piso a distorsión de piso son sensibles al patrón de cargas aplicadas. Este problema se puede disminuir con la aplicación de varios patrones de carga, incluyendo patrones que toman en cuenta el efecto de los modos superiores. Aún con la aplicación de múltiples patrones de carga, este análisis puede dar resultados engañosos, Lawson y coautores (1994).

Independientemente de los comentarios discutidos por Lawson y coautores (1994), en esta investigación se propone llevar a cabo el análisis del empujón como una herramienta de análisis no lineal.

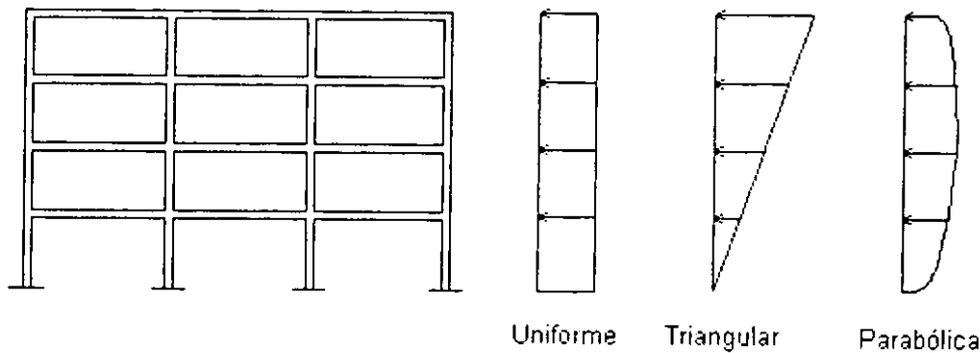


Figura 3.1.1 Formas de distribución de cargas laterales

3.2. Evolución del método del empujón en el del espectro de capacidad

El método del espectro de capacidad se desarrolló originalmente como un método de evaluación rápida para un proyecto piloto de riesgo sísmico de la Marina de los Estados Unidos, Freeman y coautores (1975). Este método se utilizó para aproximar el nivel de comportamiento de una estructura ante cargas sísmicas,

definido por un espectro de demanda; llevar a cabo una evaluación rápida para un grupo de edificios existentes y realizar una evaluación detallada del diseño de un edificio para verificar que el sistema estructural se comporta de forma adecuada ante la demanda sísmica impuesta.

En este método la capacidad de resistir fuerzas laterales de una estructura se representa por la relación cortante basal vs desplazamiento de azotea que se obtiene de un análisis estático no lineal del empujón y la demanda sísmica se define por medio de un espectro de respuesta, obtenido del reglamento vigente o de registros sísmicos. Estas dos relaciones se sobreponen y si la curva de capacidad alcanza ó sobrepasa la envolvente de la demanda, el edificio sobrevive al sismo, en caso contrario el edificio colapsara para ese sismo ó espectro en particular. La intersección de las dos curvas aproximan la respuesta y el nivel de comportamiento de la estructura para un sismo dado. Por tanto, para diferentes tipos de registros, la intersección de las curvas cambia por lo que el comportamiento también cambia.

La curva de demanda se representa por un espectro de respuesta sísmica. Este puede tener diferentes niveles de amortiguamiento. Por ejemplo, el 5% se puede usar para representar la demanda cuando la estructura responde elásticamente y amortiguamientos superiores, 10% a 20%, Freeman y coautores (1975), se usan para representar las demandas inelásticas. Por tanto, entre más alto el nivel del amortiguamiento, menor será la demanda sísmica.

La suposición que generalmente se hace para llevar a cabo este método, es que la estructura vibra en el modo fundamental, es decir, los modos superiores de vibrar no contribuyen significativamente al mecanismo de falla.

El procedimiento del método del espectro de capacidad es el siguiente:

1. Se lleva a cabo un análisis estático no lineal del empujón de la estructura para determinar la relación cortante basal vs desplazamiento de azotea, con una distribución lineal (triángulo invertido) de las cargas laterales. Estas cargas se incrementan hasta alcanzar un desplazamiento prescrito que define al estado límite de capacidad de la estructura.
2. Para representar el espectro de capacidad de la estructura, el desplazamiento de azotea se convierte en desplazamiento espectral, S_d , y el cortante basal en aceleración espectral, S_a .
3. Se define el espectro de respuesta, curva de demanda, para un sismo en particular con un nivel de amortiguamiento no conocido de antemano. Esta curva que generalmente se grafica en términos de aceleración espectral contra periodo se convierte a aceleración espectral contra desplazamiento espectral.
4. La curva de capacidad y el espectro de demanda se superponen y si estas se cruzan, la estructura sobrevive al sismo, y si éstas no se intersectan la estructura alcanza un mecanismo de falla antes de verse sometida a la acción máxima de la demanda. El punto de intersección de ambas curvas aproxima la respuesta y el comportamiento de la estructura para el sismo seleccionado, con este punto se puede determinar el cortante basal, el desplazamiento de azotea y el periodo fundamental de una manera rápida. Con estos datos se define un nuevo espectro de demanda consistente con la respuesta esperada y se repiten los pasos 3 y 4 hasta alcanzar la precisión deseada.

En el Instituto de Ingeniería se han realizado algunas investigaciones con el método del espectro de capacidad, como una herramienta para evaluar la capacidad de edificios y su posible comportamiento inelástico ante sismos intensos, así como el índice global de daño estructural. A continuación se describen algunos de los trabajos realizados.

Correa (1993), estudió la capacidad sísmica de una estructura de concreto reforzado de catorce niveles diseñada de acuerdo al RCDF-87. Para llevar a cabo este estudio, se consideró únicamente la contribución del modo fundamental de vibrar de la estructura y se seleccionó un marco plano representativo de la estructura para realizar el análisis del empujón. En esta investigación se calculó el daño que experimenta el edificio, se supuso que el porcentaje de daño varía linealmente entre el límite de fluencia y el límite de la capacidad última, por tanto, se pudo interpolar linealmente para la localización del punto de cruce del espectro de capacidad y el espectro de demanda.

En este estudio se comparó la demanda sísmica, la cual se representó por medio del espectro de diseño del RCDF-87 para la zona del lago y estructuras del tipo B, con la capacidad sísmica que se obtuvo al realizar un análisis no lineal del empujón, se observó que la estructura superó la demanda y continuó con un comportamiento inelástico creciente hasta el colapso. Se concluyó que las estructuras diseñadas de acuerdo al reglamento vigente poseen capacidad resistente aceptable bajo la acción de una demanda sísmica como lo es el espectro de capacidad para la zona del lago.

Camilo (1995), aplicó el método del espectro de capacidad a tres marco planos de 3, 14 y 20 niveles, para cada modelo se calculó el espectro de capacidad y se superpuso el espectro de respuesta de la componente E-W del acelerograma registrado en la estación de SCT durante el sismo del 19 de septiembre de 1985. El amortiguamiento viscoso se supuso como una función de la ductilidad global que la estructura puede desarrollar, al usar el método de la Energía Geométrica, Iwan (1979), en el intervalo elástico de comportamiento seleccionó un amortiguamiento del 5%, mientras que en el intervalo inelástico, el amortiguamiento dependió del nivel de ductilidad global obtenida.

El daño que experimenta la estructura se calculó con base a los índices de daño global propuestos por Roufaiel y Meyer (1987), los que relacionan los parámetros

asociados con los estados límites de desplazamiento máximo inducido por la excitación y de desplazamiento último o de falla de la estructura, con su estado de daño; y el índice de daño global propuesto por Ayala y Ye (1995) que se basa en los parámetros modales, específicamente en la degradación de la rigidez de la estructura y su relación con el cambio en el periodo natural de vibración.

Ye (1996) analizó cuatro estructuras de edificios de concreto reforzado, el edificio del Sistema de Transporte Colectivo (STC) de 10 niveles y un sótano y tres diseñados de acuerdo al RCDF-87 de 4, 8 y 12 niveles; en cada estructura se analizó un marco plano interior representativo para evaluar su comportamiento y el daño que experimenta la estructura, se calculó en base a los índices de daño global propuesto por Ayala y Ye (1995).

En este estudio, se usó el método del espectro de capacidad con algunas modificaciones respecto a la versión original de Freeman (1975), el método modificado consiste de los siguientes pasos:

1. Se realiza un análisis del empujón de la estructura y se grafica el espectro de capacidad, es decir la curva cortante basal - desplazamiento de azotea, ésta se idealiza como una curva bilineal. Se calculan los valores espectrales de desplazamiento, S_d , y aceleración, S_a , del punto de fluencia de la curva idealizada y se calcula el periodo fundamental equivalente correspondiente al punto de fluencia.
2. Se lleva a cabo un análisis no lineal de un sistema equivalente de un grado de libertad (1GDL) que tiene el periodo inicial igual al periodo fundamental de la estructura y la deformación de fluencia igual al punto de fluencia del paso anterior, es decir un sistema de 1GDL bilineal equivalente a la estructura original, sujeto al registro del sismo seleccionado. De la historia de la respuesta se obtiene la deformación máxima para el sistema equivalente a 1GDL.

3. En el espectro de capacidad obtenido en el paso 1, se determina el punto de comportamiento, es decir el punto correspondiente a la respuesta máxima del sistema equivalente a 1GDL. Conocido este punto, es posible conocer los resultados parciales obtenidos en la generación de la curva del empujón, el valor de la aceleración espectral, el cortante basal máximo, el desplazamiento máximo de azotea, etc.

Del análisis de los resultados obtenidos, se consideró que este procedimiento simplificado es aplicable para evaluar respuestas sísmicas y daño estructural en edificios de concreto reforzado.

Fajfar y Gaspersic (1996), de la Universidad de Ljubljana, Slovenia, propusieron el método N2 para obtener la respuesta sísmica de estructuras de concreto reforzado en dos dimensiones; las características básicas del método son: el uso separado de dos modelos matemáticos, el primero de varios grados de libertad y el segundo de un solo grado de libertad, la aplicación de un espectro de respuesta y un análisis estático no lineal. En este método se supone que la estructura se deforma de una manera conocida.

El método consiste en obtener los datos estructurales, en adición a los datos necesarios para el análisis elástico, los momentos de fluencia deben ser especificados, se debe calcular un espectro elástico de pseudo aceleraciones y suponer la forma de desplazarse de la estructura para determinar la distribución vertical de la carga lateral, con esta distribución se lleva a cabo el análisis del empujón de la estructura para determinar la relación cortante basal vs desplazamiento de azotea.

La estructura de varios grados de libertad se transforma en un modelo equivalente a un grado de libertad y la relación cortante basal vs desplazamiento de azotea obtenida con el empujón se aproxima a una curva bilineal que representa la rigidez del modelo equivalente con la cual se obtiene el periodo de este modelo.

El desplazamiento del sistema equivalente de un grado de libertad se transforma en el desplazamiento del sistema de varios grados de libertad, este es comúnmente denominado como el desplazamiento clave de la azotea.

Por último, se calculan las demandas sísmicas locales y globales, esto es, se lleva a cabo un análisis del empujón del modelo de varios grados de libertad hasta que el desplazamiento clave de azotea se alcanza.

3.3. Aplicación del análisis del empujón a edificios tridimensionales

En general los edificios asimétricos y simétricos se comportan diferente bajo carga sísmica. La respuesta de edificios asimétricos, a diferencia de los edificios simétricos, se afecta por la respuesta torsional. La torsión particularmente influye en la respuesta de los marcos estructurales localizados en/o cerca del perímetro de sus plantas.

En los últimos años el análisis sísmico basado en el empujón se ha implementado en guías de diseño de varios países para formar parte del diseño o evaluación sísmica de marcos planos de concreto reforzado, este análisis es una técnica simple y eficiente para examinar la relación cortante basal vs desplazamiento de azotea, el mecanismo de falla y el daño de un edificio bajo una distribución de cargas laterales prescritas sobre su altura, normalmente una distribución triangular basada en su modo fundamental de vibrar.

Existen varios métodos para determinar el comportamiento sísmico de modelos tridimensionales de edificios simétricos o asimétricos en planta que se basan en el análisis del empujón en dos o tres dimensiones. En las investigaciones realizadas la asimetría de los edificios se debe, principalmente, a la distribución no uniforme de la masa sobre los niveles del edificios. Algunos de estos métodos se describen a continuación:

Moghadan y Tso (1996), propusieron un procedimiento simplificado para analizar una estructura en tres dimensiones con una distribución simétrica de rigideces en planta, pero con distribuciones asimétricas de las masas de los pisos. Este procedimiento supone que la estructura responde a la excitación de la base en el primer modo y que la estructura de varios grados de libertad puede ser reducida a un sistema equivalente de un grado de libertad. El procedimiento usa los resultados de dos análisis del empujón en tres dimensiones, junto con la respuesta de un análisis dinámico inelástico de un sistema equivalente de un grado de libertad, para estimar las demandas sísmicas de los elementos.

El procedimiento consiste en realizar primero un análisis del empujón de la estructura en tres dimensiones al aplicar una distribución triangular de carga lateral prescrita en el centro de masa de cada nivel del edificio; con este análisis se obtiene la relación cortante basal vs desplazamiento de azotea; esta relación se idealiza como una curva bilineal la cual representa la rigidez del sistema equivalente de un solo grado de libertad; a este sistema se le aplica un sismo para obtener el máximo desplazamiento absoluto que corresponde al desplazamiento del centro de masa de la azotea, Y_{max} . Ya determinado este desplazamiento, se lleva a cabo un segundo análisis del empujón en tres dimensiones para determinar el estado de esfuerzos y deformaciones del edificio, y se incrementa la carga hasta alcanzar el desplazamiento Y_{max} del centro de masa de la azotea.

Tso y Moghadan (1997), propusieron un método alternativo para utilizar el procedimiento del empujón, en edificios simétricos y asimétricos en planta, el cual solo necesita llevar a cabo análisis del empujón en dos dimensiones (2D), ya que en un edificio asimétrico, los desplazamientos máximos de azotea en cada marco son diferentes debido a la respuesta torsional. En este método no se necesita crear un sistema equivalente no lineal de un grado de libertad (1GDL) para obtener los desplazamientos claves, ya que estos se calculan del modelo elástico en 3D y de manera independiente para cada marco estructural, en lugar de estimar únicamente el desplazamiento clave del centro de masa.

El procedimiento consta de dos etapas. Primero, el edificio se modela como una estructura elástica en tres dimensiones (3D). El desplazamiento clave para cada marco plano del edificio se obtiene de un análisis dinámico elástico paso a paso en 3D del modelo estructural. Una vez que se encuentra el desplazamiento clave, se lleva a cabo un análisis en 2D no lineal del empujón para los diferentes marcos del edificio. Cada marco plano se carga con un conjunto de cargas estáticas con la misma distribución que la distribución de la fuerza elástica sobre el marco obtenida de un análisis espectral del edificio. Cada marco plano se empuja hasta que el desplazamiento máximo de azotea alcance el desplazamiento clave.

Tso y Moghadan (1998), propusieron una modificación al procedimiento propuesto anteriormente, que consiste en usar un análisis espectral elástico, en lugar de llevar a cabo un análisis dinámico elástico paso a paso, para obtener los desplazamientos claves de los marcos planos del edificio. Una vez que los desplazamientos claves y sus correspondientes distribución de cargas laterales se conoce, se lleva a cabo un análisis del empujón en 2D para los diferentes marcos planos.

Los procedimientos anteriores se asemejan entre sí, ya que consideran que la estructura vibra en el modo fundamental y que de la distribución de la fuerza estática horizontal no se modifica con el cambio del modo fundamental. Los métodos propuestos por Tso y Moghadan(1996, 1997 y 1998) utilizan distribuciones de cargas triangulares ó distribuciones obtenidas de un análisis espectral del edificio, en donde estas actúan solo en una dirección. Sin embargo, los dos últimos métodos propuestos tienen la desventaja de que se necesita calcular tantos desplazamientos claves como marcos planos existen en el modelo estructural. Después de un análisis detallado de los métodos de análisis basados en el empujón, en este trabajo se propone un procedimiento análogo que si bien mantiene las hipótesis básicas de los anteriores, intenta disminuir las limitaciones y obtener mejores resultados en estructuras tridimensionales.

3.4. Método propuesto

En este estudio se propone un nuevo método para evaluar estructuras asimétricas en 3D el cual consiste en:

1. Determinar la distribución de las fuerzas laterales considerando los efectos bidireccionales que se establecen en el RCDF-87, es decir, los efectos de ambas componentes horizontales se combinan en cada dirección en que se analiza la estructura y se toma el 100% de los efectos de la componente que obra en esa dirección y 30% de los efectos en dirección perpendicular a ella. En este método se supone que la estructura vibra en sus modos fundamentales y que las distribuciones de las fuerzas sísmicas equivalentes con la altura no cambian en cada incremento más allá de la fluencia, por lo tanto, una distribución razonable de las fuerzas para llevar a cabo el empujón es que sean proporcionales a la forma modal del primer modo de cada dirección horizontal de la estructura. La ecuación que representa estas distribuciones es la siguiente:

$$F_i = \frac{M_i \phi_i}{\sum_i M_i \phi_i} V \quad (3.4.1)$$

Donde

F_i = Fuerza en el nivel i

M_i = Masa del nivel i

ϕ_i = Valor de la forma modal en el nivel i .

V = Cortante basal.

2. Realizar un análisis estático no lineal del empujón en 3D, al llevar a cabo este análisis se obtiene la curva de capacidad de la estructura, la cual se representa por la curva cortante basal vs desplazamiento de azotea del sistema de VGDL. El análisis de empujón se efectúa al considerar que el cortante sísmico actúa con 100% en dirección que se considera el análisis y 30% en dirección ortogonal. Los momentos torsionales en los pisos, ocasionados por el incremento de la excentricidad estructural, debido a efectos dinámicos, se deben aplicar en cada piso incrementándose, de acuerdo con los incrementos de cortantes en cada dirección. Debido a la falta de información sobre excentricidades dinámicas en el intervalo no lineal de comportamiento, el método aquí propuesto no considera su contribución en los análisis de empujón.

3. La curva cortante basal vs desplazamiento de azotea que se obtiene en el paso anterior, se convierte en aceleración y desplazamiento espectral de un sistema equivalente a 1GDL, respectivamente. La aceleración espectral, al ser multiplicada por el peso correspondiente al primer modo, se obtiene el cortante basal modal; por tanto, se dibuja la relación cortante basal modal vs desplazamiento espectral, esta curva se aproxima con una relación bilineal que representa la curva de comportamiento del sistema equivalente, la cual se usa en un programa de análisis no lineal de sistemas de 1GDL. Las siguientes ecuaciones se utilizan para convertir el sistema de VGDL a un sistema equivalente de 1GDL.

Aceleración Espectral del sistema de 1GDL

$$S_{xm} = \frac{V_m}{\alpha_m W} \quad (3.4.2)$$

Desplazamiento Espectral del sistema de 1GDL

$$S_{dm} = \frac{\delta_{xm}}{PF_{xm}} \quad (3.4.3.)$$

Donde:

$$PF_m = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{im}) / g \right]}{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{im}^2) / g \right]} \phi_m \quad (3.4.4.)$$

$$\alpha_m = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{im}) / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N w_i / g \right] \left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{im}^2) / g \right]} \quad (3.4.5.)$$

PF_m = Factor de Participación modal en la azotea para el modo fundamental.

w_i = Peso asignado al nivel i.

g = Aceleración de la gravedad.

ϕ_{im} = Amplitud del modo fundamental en el nivel i.

ϕ_m = Amplitud del modo fundamental en la azotea.

α_m = Factor de participación modal del cortante basal para el modo fundamental

S_{xm} = Seudoaceleración para el modo fundamental (en función de la aceleración de la gravedad)

V_m = Fuerza lateral total para el modo m.

W = Peso total de la estructura.

δ_{xm} = Desplazamiento lateral en el nivel x para el modo fundamental.

S_{dm} = Seudodesplazamiento para el modo fundamental

4. El sistema equivalente de 1GDL se somete al sismo ó sismos seleccionados para determinar el desplazamiento espectral máximo absoluto que el sistema equivalente experimenta; este se convierte en el desplazamiento clave del sistema de VGDL con las ecuaciones del paso anterior.

5. La estructura se vuelve a empujar hasta alcanzar el desplazamiento clave, que es en donde se obtiene el cortante basal, los desplazamientos de cada nivel, los desplazamientos relativos de entrepiso, las articulaciones plásticas, los elementos mecánicos, etc.

4. HERRAMIENTAS DE CÁLCULO

Con el avance de los programas de cálculo se ha desarrollado un gran número de programas de análisis lineales y no lineales, estáticos o dinámicos, para obtener una respuesta aproximada de las estructuras de concreto reforzado. Algunos de los programas de análisis no lineal más conocidos son el DRAIN-2DX, Prakash y coautores (1992), Ruaumoko, Carr (1996), para análisis bidimensional y DYNDIR, Gillies (1979), DRAIN-3DX, Prakash y coautores (1993), y CANNY-E, Li, (1996), para análisis en tres dimensiones. Para seleccionar el programa utilizado en esta investigación, se evaluaron los programas en 3D mencionados anteriormente.

4.1. DYNDIR

DYNDIR es un programa que realiza análisis estático y dinámico no lineal de estructuras de edificios en tres dimensiones bajo excitación sísmica horizontal y/o vertical. El registro sísmico no necesariamente tiene que ser aplicado en la dirección de las coordenadas globales. El análisis se puede llevar a cabo al idealizar la estructura como un modelo de cortante o como un conjunto de miembros discretos. Cuenta con varios modelos de histéresis, en los cuales se puede incluir una relación de la rigidez a la post-fluencia, como una función de la rigidez inicial. La fluencia se permite en vigas y columnas; para los elementos vigas, la fluencia puede ser función solo del momento flexionante, mientras en columnas la fluencia puede ser originada por la flexión biaxial que interactúa con la carga axial. La masa solo se puede concentrar en los nudos. La respuesta sísmica se puede determinar por la integración directa de la ecuación del movimiento o por medio de la técnica de superposición modal. El programa permite considerar amortiguamiento viscoso del tipo de Rayleigh.

4.2. DRAIN-3DX

DRAIN-3DX es un programa de computadora para el análisis dinámico y estático no lineal de estructuras de edificios tridimensionales. La estructura se idealiza como un conjunto de elementos discretos conectados en los nudos, los cuales pueden ser, en principio, elementos viga-columna, elementos armadura, elementos vigas, y elementos con conexiones semi-rígidas. La fluencia se localiza en los extremos de los elementos, donde se forman articulaciones plásticas. La masa de la estructura se concentra en los nudos. La respuesta dinámica se determina por integración directa de la ecuación matricial de movimiento, con la hipótesis de aceleración constante durante cada paso de integración ó para comportamiento elástico, por medio de un análisis espectral que usa las formas modales y periodos calculados para el estado inicial.

Se puede realizar análisis estático por cargas de gravedad donde la estructura permanece lineal. El programa también realiza un análisis estático no lineal del empujón, donde las cargas se colocan sobre los nudos y se aplican en un número de pasos, este análisis se puede controlar por los incrementos de las cargas y/o por los desplazamientos. En cada paso, se usa una solución evento a evento, y se divide cada paso en subpasos, en cada evento. El análisis del segmento termina cuando se alcanza el factor de incremento de la carga o el incremento del desplazamiento para el segmento. El análisis estático finaliza cuando la carga o el desplazamiento prescrito se exceden.

Para llevar a cabo el análisis no lineal, la versión de DRAIN-3DX cuenta sólo con dos elementos de tipo viga-columna, uno con articulaciones de fibras en los extremos de cada elemento (Tipo 08) y el otro elemento tipo viga-columna dividida por segmentos y estos por fibras, donde la articulación se puede especificar en los extremos (Tipo 15).

4.3 CANNY-E

CANNY-E es un programa tridimensional de análisis inelástico de estructuras de concreto reforzado. En este programa la estructura se idealiza como un conjunto de elementos viga y columna con orientación arbitraria, elementos armadura, muros, elementos de resortes y elementos cable, es decir, puede modelar estructuras irregulares con configuración compleja. Puede analizar secciones de elementos de concreto reforzado, realizar análisis lineales y/o no lineales bajo cargas estáticas, pseudo-dinámicas y cargas sísmicas tridimensionales; incluye un análisis del empujón, que se puede llevar a cabo con cargas de gravedad o con un incremento gradual de las cargas laterales controlado por los desplazamientos y/o cargas. CANNY-E contiene varios modelos de comportamiento histerético para los distintos tipos de elementos modelados.

Ya que el programa DYRDIR no cuenta con la opción de realizar un análisis estático no lineal del empujón y que se consideró que para los fines de esta investigación, no se necesitaba evaluar con tanto refinamiento el comportamiento no lineal de la sección transversal de los miembros estructurales del DRAIN3DX, en este estudio, se seleccionó CANNY-E como la herramienta de análisis estático del empujón y de análisis dinámico no lineal. Los programas DYRDIR y DRAIN3DX, sin embargo, se utilizaron para comprobar los resultados elásticos del programa CANNY-E.

A continuación se describe el procedimiento que se utiliza para llevar a cabo el análisis del empujón.

4.3.1. Análisis controlado por las cargas

En este tipo de análisis estático se requieren como datos de entrada los factores de distribución de carga, es decir la distribución de las fuerzas horizontales sobre

la estructura. Durante la carga, esta se puede incrementar o disminuir; sin embargo, la carga mantiene la proporción especificada por los factores de carga.

Con los factores de distribución de carga, el programa forma un vector de cargas unitarias $\{F\}$ y normaliza el mayor factor de carga, a un valor igual a 1.0.

Ya que el análisis estático se hace por el control de la carga, el valor de la carga destino y el incremento de la carga, Δf , se fija en un paso de carga. El incremento del vector de cargas y el correspondiente incremento en el desplazamiento se calcula de la siguiente manera :

$$\{\Delta F\} = \Delta f \cdot \{\bar{F}\} \quad (4.3.1.1)$$

$$\{\Delta D\} = [K]^{-1}(\{\Delta F\} + \{UF\}) \quad (4.3.1.2)$$

donde $[K]$ es la matriz de rigidez estructural, y $\{UF\}$ es la fuerza de desequilibrio en el paso anterior.

4.3.2. Análisis controlado por los desplazamientos

En este tipo de análisis, los datos de control por desplazamientos son: el desplazamiento destino, D_d , y el incremento del desplazamiento, ΔD_i , en cada paso. El análisis se inicia con un desplazamiento y un incremento dado en un nudo o en un entrespaño y finaliza cuando se alcanza el desplazamiento destino, D_d . El procedimiento del análisis es el siguiente:

1. El programa calcula un vector de desplazamientos unitarios $\{\bar{D}\}$, y si hay fuerzas de desequilibrio $\{UF\}$ durante el paso de la carga, también calcula el

desplazamiento $\{UD\}$ que causa esta fuerza. El desplazamiento y el incremento del desplazamiento se calculan como:

$$\{\bar{D}\} = [K]^{-1} \{\bar{F}\} \quad (4.3.2.1)$$

$$\{UD\} = [K]^{-1} \{UF\} \quad (4.3.2.2)$$

2. Se estima un incremento del vector de fuerzas y desplazamientos, $\{\Delta F\}$ y $\{\Delta D\}$ respectivamente.

$$\{\Delta F\} = \frac{\Delta D_i}{D_i} \{\bar{F}\} \quad (4.3.2.3)$$

$$\{\Delta D\} = \frac{\Delta D_i - UD_i}{\bar{D}_i} \{\bar{D}\} \quad (4.3.2.4)$$

Donde, ΔD_i es el incremento del desplazamiento en el punto de control, UD_i es el desplazamiento en el punto de control causado por las fuerzas de desequilibrio, y \bar{D}_i es el desplazamiento unitario en el punto de control.

3. En este paso se calcula el incremento individual del desplazamiento de los elementos y con esto se calculan las fuerzas y la nueva matriz de rigideces, con el modelo de histéresis seleccionado.
4. Calcula el incremento del vector real de fuerzas $\{\Delta F_r\}$ al final del paso de la carga

5. Se examina el desplazamiento en el punto de control; si este alcanzó o sobrepasó el desplazamiento destino D_d el programa termina.

4.4 Sistemas equivalentes de un grado de libertad

El desplazamiento máximo de azotea de estructuras de concreto reforzado de varios grados de libertad (VGDL), obtenido de un análisis dinámico lineal o no lineal, se puede calcular también, de una manera aproximada, con una estructura equivalente de 1GDL. Por eso es de importancia conocer los métodos de transformación de una estructura de VGDL a una estructura equivalente de un grado de libertad (1GDL).

Existen varias ventajas al representar la estructura en un sistema equivalente de 1GDL:

1. Su derivación se puede expresar matemáticamente al usar conceptos elementales de la dinámica estructural.
2. Su periodo se aproxima cercanamente al periodo fundamental elástico del sistema de VGDL
3. A partir de su respuesta, es posible obtener el desplazamiento de azotea del sistema de VGDL, el cual es, el parámetro más representativo de la respuesta de edificios.

4.4.1. Sistema equivalente de 1GDL propuesto por Saiidi y Sozen

Estos autores, Saiidi y Sozen (1981), propusieron un método de evaluación sísmica de estructuras que se fundamenta en dos simplificaciones; (1) reducir la estructura de VGDL a una equivalente de 1GDL, figura 4.4.1.1; y (2) la variación

de la rigidez de la estructura de VGDL se aproxima por la de un solo resorte no lineal. La reducción de un sistema de VGDL a uno de 1GDL es un procedimiento establecido y explícito si se conoce una forma característica de deformación de la estructura, Biggs(1964). La definición de la rigidez no lineal histerética del sistema equivalente se basa en la curva no lineal cortante basal vs desplazamiento de azotea, la cual se obtiene al llevar a cabo un análisis no lineal del empujón de la estructura de VGDL, con una distribución triangular de las cargas estáticas.

Mediante el uso de las consideraciones anteriores, los autores proponen la siguiente ecuación diferencial del equilibrio dinámico para el sistema de 1GDL.

$$\alpha_m M_1 \ddot{x} + \alpha_r Kx = \alpha_r F_1 \quad (4.4.1.1)$$

En donde :

M_1 = Masa total del sistema de VGDL.

K = Rigidez angular equivalente del sistema de VGDL, figura 4.4.1.1.

F_1 ($F_1 = -M_1 \ddot{u}_g$) = Fuerza externa del sistema de VGDL.

x = Desplazamiento lateral de la masa del sistema de 1GDL con respecto a la base

\ddot{u}_g = Aceleración en la base.

$$\alpha_r = \sum_{r=1}^j M_r \phi_r / M_1 \quad (4.4.1.2)$$

$$\alpha_m = \left(\sum_{r=1}^j M_r \phi_r^2 \right) / M_1 \quad (4.4.1.3)$$

M_r = Masa del nivel r.

ϕ_r = Factor de forma del desplazamiento en el nivel r normalizado con respecto al último nivel, figura 4.4.1.1.

Al Sustituir $F_r = -M_r \ddot{u}_g$ en (4.4.1.1), y dividir ambos lados por α_r , y al sumar la fuerza de amortiguamiento, se tiene :

$$M_e \ddot{x} + C \dot{x} + Kx = -M_e \ddot{u}_g \quad (4.4.1.4)$$

En donde:

$$M_e = (\alpha_m / \alpha_r) M_r$$

C = Coeficiente de amortiguamiento viscoso.

El uso de una rigidez angular en el sistema de 1GDL hace necesario definir una altura, L_e , de la masa equivalente, M_e , la cual se define como :

$$L_e = \frac{\sum_{r=1}^J M_r \phi_r h_r}{\sum_{r=1}^J M_r \phi_r} \quad (4.4.1.5)$$

En donde h_r es la altura del nivel r desde la base. La masa equivalente se supone esta concentrada en L_e , para proporcionar una correlación directa con el sistema de varios grados de libertad.

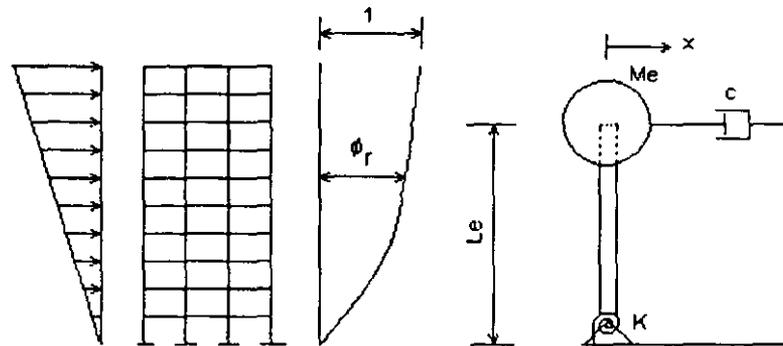


Figura 4.4.1.1 Relación del modelo de VGDL al modelo de 1GDL.

En el curso de esta investigación se trato de justificar, sin éxito, este procedimiento, y aun persisten dudas sobre su validez.

4.4.2. Sistema equivalente de 1GDL propuesto por Qi y Moehle

Qi y Moehle (1991), con los mismos lineamientos de Biggs (1964), propusieron un método para transformar sistemas de varios de libertad (VGDL) a un sistema equivalente de un grado de libertad (1GDL), mediante transformaciones de la ecuación de movimiento para un sistema de VGDL que puede ser escrita en forma matricial como:

$$M\{\ddot{U}(t)\} + C\{\dot{U}(t)\} + \{R(t)\} = -M\{1\}\ddot{u}_g(t) \quad (4.4.2.1)$$

Donde

M = matriz de masa diagonal

C = matriz de amortiguamiento

$\{R(t)\}$ = vector de resistencia con términos correspondientes a cada grado de libertad lateral, y

$\{U(t)\}$ = vector de desplazamiento.

Para convertir esta ecuación a la de un sistema equivalente de 1GDL se propone una forma de deformación del edificio dada por el vector $\{\phi\}$. Este vector se obtiene de someter a la estructura a un sistema de cargas estáticas laterales con una distribución triangular, la cual se incrementa monotonamente hasta un desplazamiento predefinido en la azotea.

Al considerar que las cargas laterales aplicadas a la estructura, se expresan como el producto de un factor de carga R y una función de distribución de carga $\{P\}$, y que en cualquier tiempo, t , el desplazamiento de la estructura, en cada nivel, se puede expresar como:

$$\{U(t)\} = \{\phi\}D(t) \quad (4.4.2.2)$$

Donde $D(t)$ representa la magnitud del desplazamiento al nivel de azotea, es posible obtener una curva cortante basal vs desplazamiento de azotea, al graficar los resultados de los análisis estático no lineales de la estructura. Esta curva es en general continua; sin embargo, se puede idealizar como una forma bilineal, figura 4.4.2.1; se definen como punto de fluencia y de estado último, aquellos correspondientes a una curva con igual energía de deformación que la original.

De acuerdo con lo anterior, al sustituir la ecuación (4.4.2.2) en (4.4.2.1) se tiene:

$$M\{\phi\}\ddot{D}(t) + C\{\phi\}\dot{D}(t) + \{R(t)\} = -M\{I\}\ddot{u}_g(t) \quad (4.4.2.3)$$

Premultiplicando por la transpuesta del vector de forma $\{\phi\}$ sobre ambos lados de la ecuación anterior se tiene la siguiente ecuación escalar:

$$M^* \ddot{D}(t) + C^* \dot{D}(t) + R^*(t) = -L^* \ddot{u}_g(t) \quad (4.2.2.4)$$

En donde:

$$M^* = \{\phi\}^T M \{\phi\} \quad (4.4.2.5)$$

$$C^* = \{\phi\}^T C \{\phi\} \quad (4.4.2.6)$$

$$R^*(t) = \{\phi\}^T R \{\phi\} \quad (4.4.2.7)$$

$$L^* = \{\phi\}^T M \{1\} \quad (4.4.2.8)$$

Las cantidades de M^* , C^* y R^* son la masa, el coeficiente de amortiguamiento y la función de resistencia respectivamente.

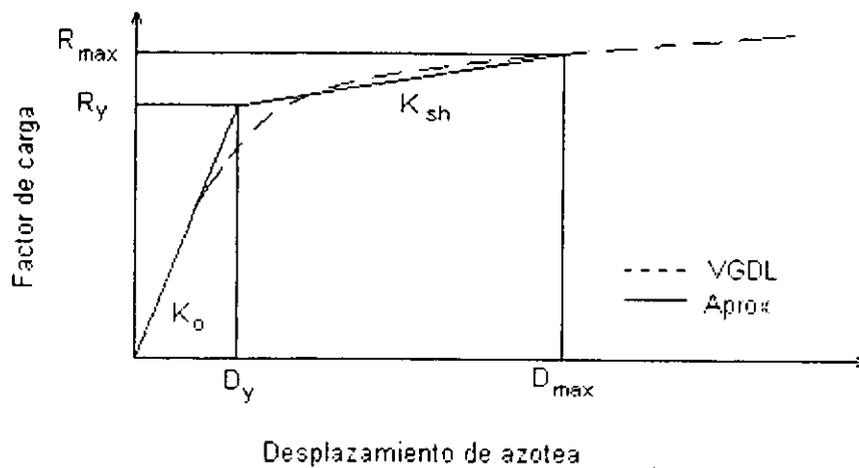


Figura 4.4.2.1 Relación cortante basal vs desplazamiento de azotea

En esta investigación se utilizó la aproximación de Qi y Moehle (1991) mejorada para transformar el sistema de VGDL al sistema de 1GDL, en la que en vez de usarse una distribución triangular de fuerzas laterales para calcular una forma deformada, se usa directamente la correspondiente al primer modo y no se utiliza que el área de la curva bilineal y la calculada del empujón, tengan igual área para los valores máximos considerados, sino más bien para los valores correspondientes al punto de comportamiento.

5. MODELO ESTRUCTURAL EN ESTUDIO

5.1 Descripción de la estructura

Para llevar a cabo el método propuesto se seleccionaron dos edificios, con una misma distribución de los elementos estructurales en planta (figura 5.1.1) pero con diferente número de niveles, i.e. cuatro y ocho niveles. Estos edificios, formados por marcos planos de concreto reforzado fueron diseñados, Luaces (1995), de acuerdo al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y las Normas Técnicas Complementarias 1987.

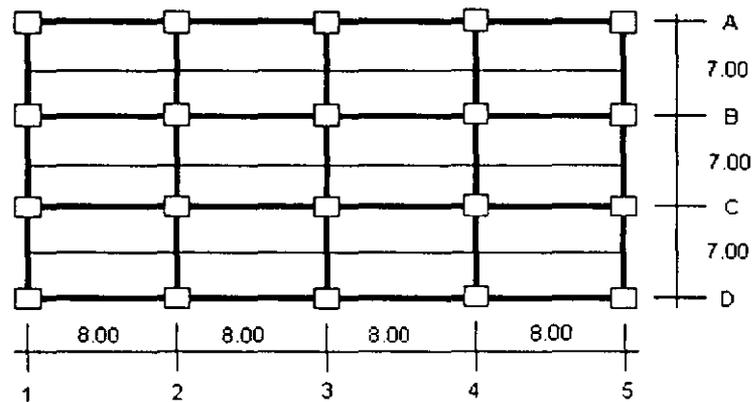


Figura 5.1.1 Vista en planta del edificio de 4 y 8 niveles

Los edificios se catalogan como estructuras tipo B (oficinas), con una distribución regular en planta; la planta tipo cuenta con tres crujías de 7.0 m. en el sentido transversal y cuatro crujías de 8.0 m. en el longitudinal; al centro de cada crujía de 7.0 m. se colocaron traveses secundarios. La altura de entrepiso se tomó igual a 3.30 m.

Se consideró que ambos edificios se ubican en la zona del lago del Distrito Federal (Zona III), a la que corresponde un coeficiente sísmico de 0.4 y se

propuso un factor de comportamiento sísmico de 4.0, dadas las características estructurales y de diseño.

Para los fines de esta investigación se definen los dos modelos estructurales como se indica a continuación:

Modelo1 - Edificio de 4 niveles

Modelo2 - Edificio de 8 niveles

5.1.1 Propiedades, dimensiones y refuerzo de los elementos

Las propiedades nominales de los materiales que se consideran en el diseño son :

Resistencia a la compresión del concreto : $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

Modulo de Young : $E_c = 221359.0 \text{ kg/cm}^2$

Peso Volumétrico del concreto : $\gamma_c = 2400 \text{ kg/cm}^3$

Esfuerzo nominal de fluencia : $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
del acero de refuerzo

Las dimensiones de los elementos para los distintos modelos se presentan a continuación:

Losa

Modelo1 : 0.10 m

Modelo2 : 0.10 m

Trabes Principales

Modelo1 : 0.7 x 0.3 m

Modelo2 : 0.8 x 0.4 m

Trabes Secundarias

Modelo1 : 0.6 x 0.25 m

Modelo2 : 0.6 x 0.25 m

Columnas

Modelo1 : 0.7 x 0.7 m

Modelo2 : 0.8 x 0.8 m

En las siguientes tablas se muestra el armado seleccionado para el modelo1 y modelo2

Tabla 5.1.1.1 Vigas principales longitudinales (Modelo1)

Nivel	Eje A y D			Eje B y C		
	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3
1	2#6+1#5	2#8+2#5	@17	2#8	3#8+1#6	@20
2	2#6+1#5	2#8+2#5	@17	2#8	3#8+1#6	@20
3	2#6	2#8+1#5	@17	2#6+1#5	3#8	@24
4	2#6	2#6+1#5	@25	2#6	2#8	@35

Tabla 5.1.1.2 Vigas principales transversales (Modelo1)

Nivel	Eje 1 y 5			Eje 2,3 y 4		
	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3
1	3#6	3#8+1#5	@15	2#8+1#6	4#8+2#6	@9
2	3#6	3#8+1#5	@15	2#8+1#6	4#8+2#6	@9
3	2#6+1#5	2#8+2#5	@17	2#8+1#5	4#8+1#6	@13
4	2#6	3#6	@24	3#6	3#8	@22

Tabla 5.1.1.3 Trabes Secundarias (Modelo1 y Modelo2)

Nivel	Refuerzo positivo		Refuerzo negativo	
	Extremo	Central	Extremo	Central
Entrepiso	3#8	2#8	3#8	2#8
Cubierta	2#8	2#8	2#8	2#8

Tabla 5.1.1.4. Columnas (Modelo1)

Tipo	Nivel	Localización	Armado Long.	Estribos
C.1	1-4	Ejes 1 y 5	12#8	4 ramas #4 @10
C.2	1-4	Ejes 2,3,4 Con A y D	8#8+4#6	4 ramas #4 @10
C.3	1-4	Ejes 2, 3,4 Con B y C	4#8+8#6	4 ramas #4 @10

El sistema de piso está formado por losas macizas coladas monolíticamente con las trabes. La separación del acero de refuerzo aparece en la tabla 5.1.1.5. Ya que existe una contribución importante de la losa al incremento de la capacidad a flexión de las trabes, y se estima que su contribución es considerablemente mayor que lo estipulado en los reglamentos de diseño, es necesario considerar un ancho efectivo de losa. Para establecer este ancho, se tomó como criterio los resultados encontrados por Alcocer y Jirsa (1993) que recomiendan como anchos efectivos para secciones de borde y secciones interiores, el 50 % del ancho total de la losa. Esta consideración sólo se tomó en cuenta para el Modelo1, ya que al efectuar los

análisis con el método propuesto en el modelo2, este no se desplazó los suficiente en el intervalo inelástico de comportamiento y como el objetivo del presente trabajo es proponer un método aproximado de análisis no lineal y no el de realizar una evaluación detallada de las estructuras, en el modelo2 no se consideró la sobrerresistencia proporcionada por el ancho efectivo de la losa.

Tabla 5.1.1.5 Varillas de refuerzo para losas (Modelo1y Modelo2)

Nivel	Refuerzo positivo # 3		Refuerzo negativo # 3	
	Claro corto (cm)	Claro Largo (cm)	Claro corto (cm)	Claro Largo (cm)
Entrepiso	25	25	20	25
Azotea	25	25	25	25

Tabla 5.1.1.6. Vigas principales longitudinales (modelo2)

Nivel	Eje A y D			Eje B y C		
	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3
1	4#8	6#8	@10	3#8	6#8	@9
2	4#8	6#8	@10	3#8	6#8	@9
3	4#8	6#8	@10	3#8	6#8	@9
4	4#8	6#8	@10	3#8	6#8	@9
5	2#8	4#8	@13	2#8+1#6	5#8	@10
6	2#8	4#8	@13	2#8+1#6	5#8	@10
7	3#6	2#8+1#6	@16	3#6	3#8	@27
8	3#6	3#6	@20	3#6	2#8	@35

Tabla 5.1.1.7 Vigas principales transversales (modelo2)

Nivel	Eje 1 y 5			Eje 2,3 y 4		
	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3
1	4#8+1#5	7#8	@8.5	4#8	8#8	@6.5
2	4#8+1#5	7#8	@8.5	4#8	8#8	@6.5
3	4#8+1#5	7#8	@8.5	4#8	8#8	@6.5
4	4#8+1#5	7#8	@8.5	4#8	8#8	@6.5
5	2#8+1#6	5#8	@11	3#8	6#8	@7.5
6	2#8+1#6	5#8	@11	3#8	6#8	@7.5
7	3#6	3#8	@15	2#8	4#8	@16
8	3#6	3#6	@20	3#6	2#8+2#5	@27

Tabla 5.1.1.8 Columnas (modelo2)

Tipo	Nivel	Localización	Armado Long.	Estribos
C.4	1-4	Ejes 1 y 5 Con A y D	12#10+4#8	4 ramas #4 @10
C.3	1-4	Ejes 1,2,3,4y 5 Con B y C	12#10	4 ramas #4 @10
C.2	1-4	Ejes 2, 3,4 Con A y D	8#10+4#8	4 ramas #4 @10
C.4	4-8	Todas	8#8+4#10	4 ramas #4 @10

5.2 Modelación estructural

Las estructuras se pueden idealizar como un modelo de cortante, el cual es adecuado para edificios altos; la principal desventaja que presenta este modelo es que, la idealización de un edificio real como un modelo de cortante solamente provee información sobre la respuesta global a nivel de entrepiso. Esta idealización es más apropiada para la filosofía de diseño viga fuerte vs columna débil, que para la actual de viga débil vs columna fuerte.

Una segunda aproximación consiste en aceptar a la estructura como un conjunto de miembros discretos, que toma en cuenta el comportamiento individual de los miembros de la estructura, En esta aproximación, la estructura se puede modelar como microscópica o macroscópica.

En la representación microscópica la respuesta del miembro se obtiene de un análisis detallado del comportamiento esfuerzo vs deformación del material de la sección transversal, cuando se somete a una carga específica.

Una aproximación macroscópica acepta características mecánicas simplificadas no lineales de los miembros, y se ignoran las variaciones de las propiedades a lo largo de cada elemento, lo cual hace posible estimar la magnitud y distribución de las deformaciones inelásticas, sólo en los extremos de los elementos.

Para llevar a cabo los análisis estructurales con el programa CANNY-E, la estructura se idealizó con la aproximación de miembros discretos y los elementos como macroscópicos, es decir, se idealizó como un número finito de nudos rígidos, conectados a un número de elementos deformables. En cada nivel de piso, se supuso que las losas se comportaron como diafragmas rígidos, esto es, las losas eran rígidas en su propio plano, por lo que se consideraron tres grados de libertad estructural por piso, dos de traslación (X , Y) y una rotación alrededor de Z . Se despreció la interacción suelo estructura. La masa se consideró

concentrada en el centro de gravedad de cada nivel. La unión viga - columna se supuso rígida y representada por zonas rígidas al final de cada elemento, y los momentos y cortantes adicionales provocados por las cargas verticales, es decir, los efectos de segundo orden no se tomaron en cuenta.

Los elementos vigas se representaron por modelos que tienen flexión uniaxial, con la opción de incluir las deformaciones axiales y por cortante. La deformación a flexión inelástica de un elemento viga se representó por la rotación de dos resortes inelásticos a la flexión, los cuales se concentran en los extremos. Las deformaciones axiales y por cortante de la viga se aproximaron por resortes independientes colocados al centro del claro. Ya que se supuso diafragma rígido, se despreciaron las deformaciones axiales en las vigas.

El elemento columna es similar al elemento viga, con diferencias en la rigidez torsional de la columna, que se puede simular por medio de resortes torsionales. A diferencia de las vigas, para esta investigación se consideró la deformación axial y la rigidez torsional de las columnas.

El comportamiento histerético de los elementos columna y viga de concreto reforzado se representó por modelos con relaciones momento - rotación bilineales sin degradación de rigidez y resistencia, figura 5.2.1. En este estudio, la rigidez en la post-fluencia, se supuso igual al 1% de la rigidez inicial. Se seleccionó este tipo de comportamiento, ya que, la finalidad de la investigación es proponer un método simplificado de análisis no lineal y no el de realizar una evaluación detallada de las estructuras.

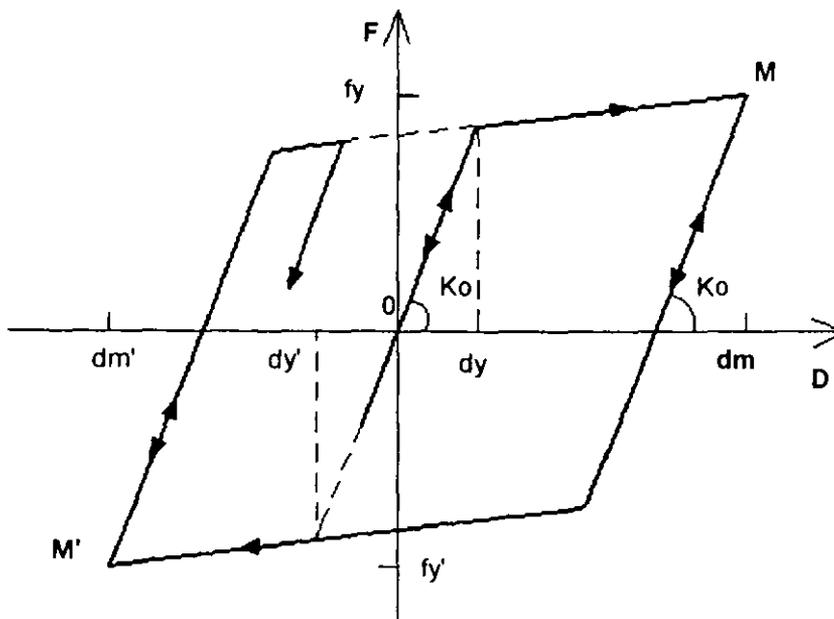


Fig. 5.2.1 Comportamiento histerético de los elementos de concreto reforzado

5.3. Análisis de las propiedades de las secciones de los elementos

Las propiedades geométricas y la relación momento – curvatura para elementos estructurales, como vigas y columnas, son una parte fundamental del análisis inelástico de estructuras de concreto reforzado. Como se seleccionó CANNY-E, como programa de análisis estructural, este requiere como datos de entrada los momentos resistentes, es decir, los momentos de agrietamiento y de fluencia, y los factores de rigideces de los miembros estructurales, para realizar los análisis no lineales.

Para simplificar el cálculo de la curva momento – curvatura, generalmente se supone:

1. Las secciones planas antes de la deformación, permanecen planas después de la deformación

2. Se desprecia la resistencia a tensión del concreto al alcanzar la capacidad de agrietamiento
3. Existe una relación esfuerzo - deformación para el acero y el concreto, del tipo que se muestran en las figuras 5.3.1 y 5.3.2 respectivamente
4. La sección está sometida a una fuerza axial constante
5. Se desprecia el efecto del recubrimiento del concreto
6. Se ignora el efecto de desplazamiento por adherencia entre el concreto y el acero de refuerzo.

El calculo de las propiedades geométricas y de la curva momento - curvatura de las secciones, para obtener los momentos resistente, se llevó a cabo con el programa MC de CANNY-E; para determinar esta curva, el programa itera para definir la posición del eje neutro a partir de las condiciones de compatibilidad y equilibrio, y considera constante el efecto del recubrimiento del concreto y la carga axial.

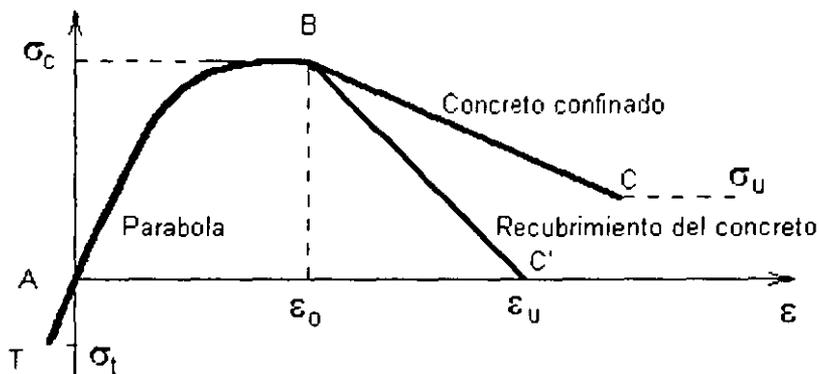


Figura 5.3.1 Curva esfuerzo vs deformación para el concreto

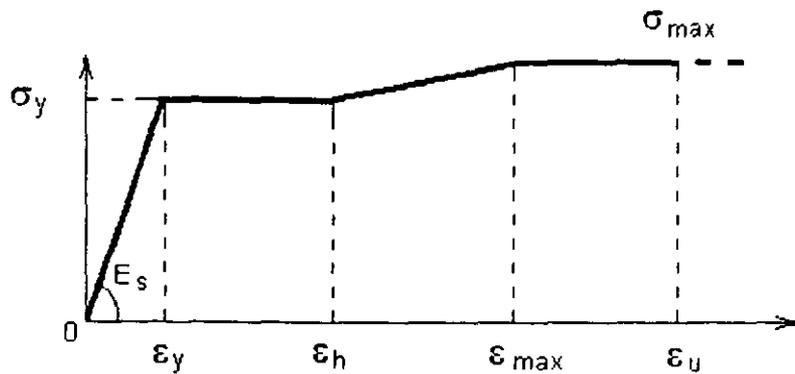


Figura 5.3.2 Curva esfuerzo vs deformación para el acero

5.4. Análisis dinámico

La evaluación del comportamiento de estructuras en tres dimensiones se debe basar en un análisis dinámico no lineal paso a paso, y utilizar un conjunto de sismos representativos del sitio.

Para obtener la respuesta de las estructuras bajo excitación sísmica, es necesario resolver la ecuación de movimiento para edificios mediante un procedimiento de integración numérica paso a paso. Para resolver esta ecuación, en esta investigación se utilizó el método β de Newmark, con un coeficiente de integración $\beta=0.25$, necesario para que el método sea incondicionalmente estable, y se consideró que la masa del edificio estaba concentrada en el centro de masa de cada nivel, por lo que la matriz de masas es una matriz diagonal.

Para resolver la ecuación del movimiento es necesario conocer la matriz de amortiguamiento del tipo viscoso del edificio. Esta matriz se puede expresar en la forma de Rayleigh, Clough (1993), proporcional a la matriz de rigidez y de masa. La forma de esta matriz del amortiguamiento es la siguiente:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K]$$

Los coeficientes α y β se determinan de la siguiente ecuación:

$$\begin{Bmatrix} \xi_m \\ \xi_n \end{Bmatrix} = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1/\omega_m & \omega_m \\ 1/\omega_n & \omega_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha \\ \beta \end{Bmatrix}$$

donde

ω_m y ω_n = frecuencia circular para los modos m y n

ξ_m y ξ_n = relación del amortiguamiento crítico para los modos m y n

En este estudio para evaluar los coeficientes α y β , se seleccionó para ambos modelos la primera y la cuarta frecuencia circular y un porcentaje de amortiguamiento crítico igual a 5%, para las dos frecuencias. Este valor se considera apropiado para estructuras de concreto reforzado.

5.5. Registros sísmicos

Para llevar a cabo el análisis dinámico paso a paso, los modelos estructurales se sometieron a registros sísmicos reales. En esta investigación, se seleccionaron como representativos de suelo blando, los registros de aceleraciones obtenidos durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la estación de la Secretaría de Comunicaciones y Transporte, SCT, en las direcciones este - oeste, SCT E-W, y norte - sur, SCT N-S.

5.6. Análisis del empujón de los modelos asimétricos

Para estudiar el efecto de la excentricidad en el método de análisis propuesto los modelos 1 y 2, se idealizaron como estructuras simétricas y asimétricas en planta. En los edificios simétricos la distribución de masa es uniforme sobre cada nivel del edificio por lo que el centro de masa, el de rigideces y el geométrico coinciden. En

los edificios asimétricos, la distribución de la masa en cada nivel considera que el centro de masa se mueva a una distancia de $0.1b$ y $0.2b$ del centro geométrico, en dirección perpendicular de las fuerzas. En la figura 5.6.1 a 5.6.3, se muestran las configuraciones en planta de los modelos simétricos y asimétricos. Estas condiciones de excentricidad se consideraron también en los análisis dinámicos no lineales para poder comparar las respuestas de ambos métodos de análisis.

Para determinar la combinación de carga más desfavorable a utilizar en el análisis del empujón de la estructura tridimensional, se llevó a cabo una serie combinaciones de los efectos bidireccionales, i.e. la estructura se empujó con el 100% en la dirección en que se consideró el análisis y el 30% en dirección perpendicular, ambas con signo positivo; en la siguiente combinación, se cambió el signo de una ó de las dos cargas estáticas. En la figura 5.6.1 a 5.6.3 se muestra la dirección de las cargas estáticas que se seleccionaron para llevar a cabo el análisis del empujón, en los modelos simétricos y asimétricos.

Para evaluar la validez del método propuesto, es necesario comparar las respuestas del análisis estático no lineal del empujón, contra los resultados del análisis dinámico no lineal paso a paso. Para llevar a cabo esta comparación se seleccionaron parámetros que expresan el nivel de comportamiento local y global de la estructura. Los principales parámetros de respuesta considerados en este estudio son: (1) desplazamientos máximos de cada nivel, (2) máximos desplazamientos relativos de entrepiso, (3) máximas demandas de ductilidad en columnas y (4) máximas demandas de ductilidad en vigas. El primer y segundo parámetro describen la respuesta global de una estructura y, el tercer y cuarto parámetro se utilizan como indicadores del daño estructural para representar la respuesta local de los elementos.

Otro aspecto importante a considerar en este estudio fue la curva de capacidad, es decir, la curva cortante basal vs desplazamiento de azotea, que se obtiene al llevar a cabo un análisis estático no lineal del empujón, de la cual se obtiene

información importante acerca de la rigidez inicial, rigidez en la post-fluencia y de la resistencia de la estructura.

Los resultados de los análisis estático no lineal y dinámico paso a paso no lineal se describen en el capítulo de resultados.

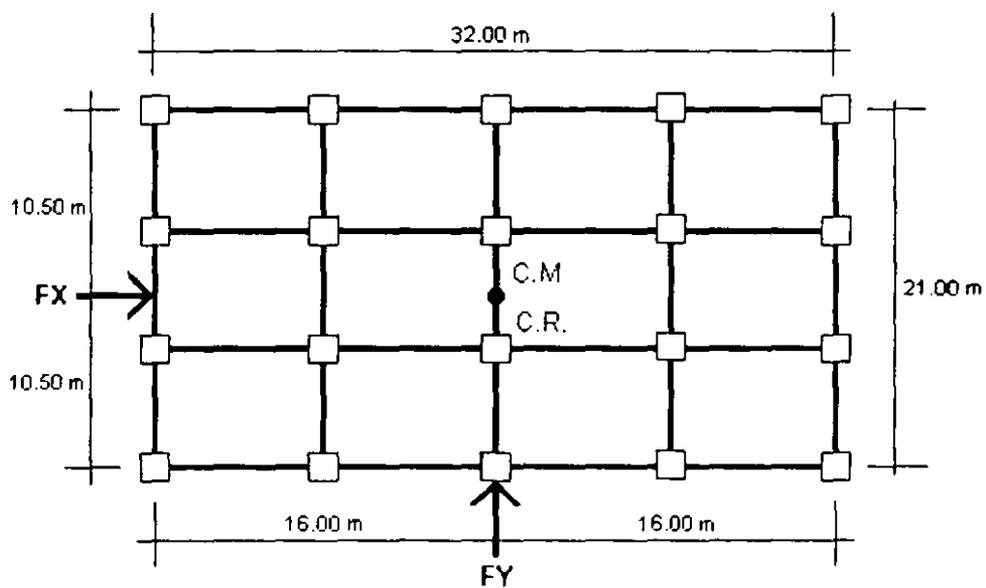


Figura 5.6.1 Configuración y dirección de la carga estática en planta para los modelos 1 y 2 simétricos

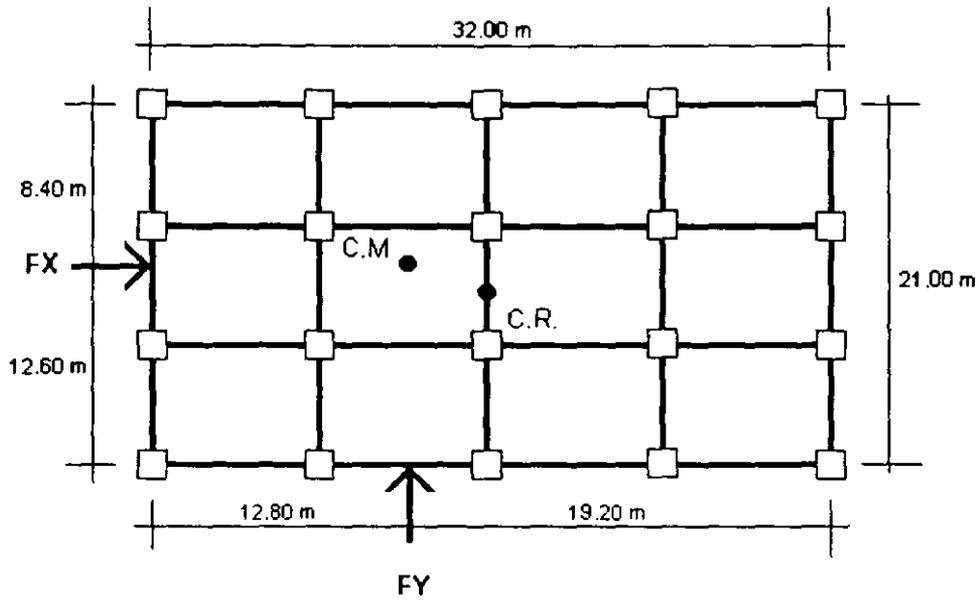


Figura 5.6.2 Configuración y dirección de la carga estática en planta para los modelos 1 y 2 asimétricos con excentricidad de 0.1b

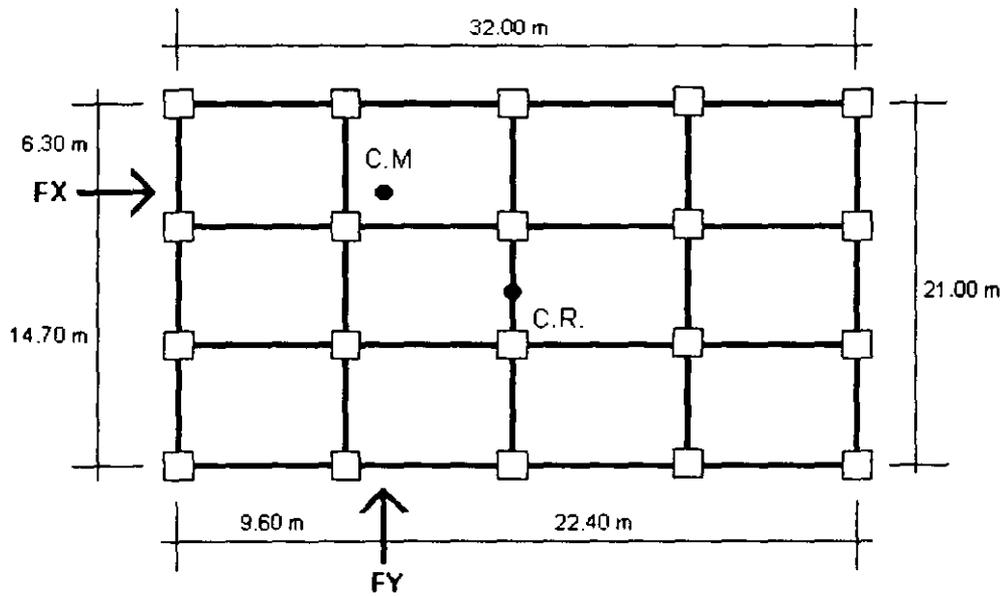


Figura 5.6.3 Configuración y dirección de la carga estática en planta para los modelos 1 y 2 asimétricos con excentricidad de 0.2b

6. RESULTADOS

En este capítulo se discuten los resultados obtenidos de la aplicación del método propuesto para la evaluación sísmica de dos modelos de edificios de cuatro y ocho niveles. Se comparan los resultados de análisis obtenidos contra los resultados de un análisis dinámico no lineal paso a paso. Ambos análisis, el simplificado basado en el empujón y el dinámico en 3D, se realizaron con el programa de análisis CANNY-E.

6.1. Curva cortante basal vs desplazamiento de azotea del centro de masa

El objetivo principal del análisis del empujón es obtener la curva cortante basal vs desplazamiento de azotea de una estructura. A esta curva se le llama la curva de capacidad o algunas veces, se le refiere como curva de comportamiento de la estructura. El comportamiento no lineal de los modelos 1 y 2 en estudio bajo cargas laterales al utilizar el empujón, se ilustra en las curvas de capacidad de la figura 6.1.1. Estas curvas se obtienen considerando que la distribución de las cargas laterales es igual que la del primer modo de vibrar, la distribución de éstas con la altura no cambia en cada incremento más allá de la fluencia y que las cargas laterales se aplican en el centro de masa de cada nivel de los modelos estructurales. En estas curvas se incluye las correspondientes de los modelos simétricos, para mostrar como afecta la excentricidad en los resultados obtenidos. Al comparar las curvas de la figura 6.1.1 se observa que al aumentar la excentricidad de las estructuras, la rigidez y la resistencia de los edificios disminuyen.

6.2. Aproximación bilineal de las curvas del empujón

Para llevar a cabo el análisis no lineal con el método propuesto, es necesario transformar el sistema de VGDL a un sistema equivalente a 1GDL, la curva cortante basal vs desplazamiento de azotea se sustituye por aceleración espectral,

S_a , y desplazamiento espectral, S_d , respectivamente. Posteriormente, la curva S_a vs S_d se idealiza como una relación bilineal y de ésta se obtienen las propiedades del sistema de 1GDL, como son la rigidez inicial y a la post-fluencia y el cortante basal de fluencia.

En las figuras 6.2.1 a la 6.2.6 se ilustran las curvas cortante basal vs desplazamiento de azotea, aceleración vs desplazamiento espectral y su correspondiente idealización bilineal para el modelo1 (estructura de 4 niveles), para los casos simétricos y asimétricos con 0.1b y 0.2b de excentricidad en masa. En estas figuras se muestra la idealización bilineal sobre la curva del sistema equivalente a 1GDL; esta aproximación se debe a que la estructura responde esencialmente en el modo fundamental; en estas figuras se muestra también que la idealización bilineal no se realizó sobre la curva completa, únicamente se formó sobre las dos primeras ramas de la curva, ya que los desplazamiento de este modelo son pequeños y al idealizar la curva bilineal sobre la curva completa, la discrepancia entre los resultados del método simplificado con el dinámico eran grandes.

En las figuras 6.2.7 a la 6.2.12 se muestran las curvas cortante basal vs desplazamiento de azotea, aceleración vs desplazamiento espectral y su correspondiente idealización bilineal para el modelo2 (estructura de 8 niveles). En la figura 6.2.13 se muestra la curva S_a vs S_d para el modelo2 obtenidas al invertir el sentido de los sismos, para estudiar la influencia que esto produce en la idealización de la curva bilineal. En el modelo2, la curva bilineal para el caso simétrico y asimétrico se ajustó para que el método propuesto y el análisis dinámico coincidieran en el desplazamiento lateral máximo de azotea; este proceso de ajuste de curva se llevo a cabo por medio de iteraciones. La diferencia entre la curva del sistema equivalente y de la idealización bilineal, se debe probablemente a la participación en la respuesta de los modos superiores.

En la figura 6.2.13 se muestra que al invertir el sismo, es decir, la componente del registro de SCT N-S actúa en la dirección de la componente SCT E-W y viceversa, la idealización bilineal en dirección X no cambió, pero en la dirección de Y, la curva se modificó, por lo que la idealización de la curva, para este caso en particular, depende del sismo seleccionado.

6.3. Desplazamientos del método propuesto y del análisis dinámico.

En las figuras 6.3.1 a 6.3.2 se muestran los desplazamientos en el centro de masa (C.M.) para el modelo1, en dirección X y Y respectivamente, en los casos simétrico y asimétrico con diferentes valores de excentricidad. En estas figuras al método simplificado se le denomina SE y al dinámico no lineal paso a paso como SD. En la figura 6.3.1 se muestra que los desplazamientos en la parte alta de la estructura simétrica son muy similares entre el método propuesto y el análisis paso a paso. Cuando la estructura es asimétrica, con excentricidad igual a 0.1b, se observa que los desplazamientos de los niveles 3 y 4 son semejantes en ambos análisis y en los niveles inferiores, existe poca diferencia entre ambos métodos. Para la estructura asimétrica, con excentricidad igual a 0.2b, únicamente el desplazamiento de azotea es similar entre ambos métodos, al igual que para el caso con excentricidad igual a 0.1b, en los niveles inferiores existe diferencia entre ambos métodos. En estas figuras se observa que al aumentar la excentricidad, hay un aumento en diferencia de desplazamientos de los niveles inferiores; sin embargo, el desplazamiento de azotea es similar en ambos métodos. Para la estructura con excentricidad igual a 0.1b los dos métodos concuerdan razonablemente bien. En los niveles inferiores, se aprecia que los desplazamientos del análisis dinámico son mayores que los del análisis estático.

En la figura 6.3.2 se observa que los desplazamientos en el C.M. del modelo simétrico son similares en los dos métodos. En las estructuras asimétricas, el desplazamiento de azotea del centro de masa del método propuesto es mayor en 6.5% al del análisis paso a paso en la estructura con excentricidad igual a 0.1b y

en el de asimetría con 0.2b la diferencia es 4.73%. Los desplazamientos de los niveles inferiores son similares en ambos métodos.

En las figuras 6.3.3 a 6.3.4 se muestran los desplazamientos laterales máximos, en dirección X y Y respectivamente, para el modelo2, simétrico y asimétrico, con excentricidades iguales a 0.1b y 0.2b. En la figura 6.3.3. se observa que los desplazamientos del nivel 6 al 8 son muy parecidos en los dos análisis para el caso simétrico, mientras que en los niveles inferiores, los desplazamiento del análisis dinámico son superiores que los del método propuesto. En la estructura asimétrica con excentricidad de 0.1b, los desplazamientos de los niveles 7 y 8 son superiores en el método simplificado, en el nivel 6 son iguales y en los niveles inferiores los desplazamientos del análisis dinámico son superiores a los obtenidos del análisis simplificado. Cuando el edificio es asimétrico con excentricidad de 0.2b, se observa que el desplazamiento de azotea en ambos análisis es parecido, pero, en los niveles inferiores, el desplazamiento es superior en análisis dinámico paso a paso.

En la figura 6.3.4 se observa que para la estructura simétrica los desplazamientos en ambos métodos son muy similares. En la estructura asimétrica con excentricidad de 0.1b, los desplazamientos de los niveles 7 y 8 concuerdan con los obtenidos del análisis dinámico, pero en los niveles inferiores se observa que existe una diferencia considerable entre ambos métodos. Finalmente, para la estructura asimétrica con excentricidad de 0.2b, los desplazamientos en los niveles 7 y 8 se aproximan mucho en los dos análisis, pero en los niveles inferiores los desplazamientos son mayores en el análisis dinámico paso a paso.

La diferencia de los desplazamientos en los niveles inferiores entre ambos métodos se estima que se debe a que se consideró que la estructura vibra en sus modos fundamentales y por lo tanto se empujó con la distribución correspondiente a estos modos.

6.4. Desplazamientos relativos obtenidos con el método propuesto y con el análisis dinámico.

En las figuras 6.4.1 a 6.4.2 se muestran los desplazamientos relativos de entrepiso en el C.M. para el modelo1, en dirección X y Y respectivamente, en el caso simétrico y asimétrico. En estas figuras, se observa que en el método propuesto los desplazamientos relativos son mayores excepto en el entrepiso inferior (1).

En las figuras 6.4.3 a 6.4.4 aparecen los desplazamientos relativos en el C.M. para el modelo2, en dirección X y Y respectivamente, en el caso simétrico y asimétrico. En estas figuras, se observa que los movimientos relativos son mayores en el método propuesto, excepto en los entrepisos 1, 2 y 3 donde los resultados del análisis dinámico son mayores. En la figura 6.4.4 en el caso simétrico, se observa que los resultados del análisis dinámico son mayores en los entrepisos 1 y 2.

6.5. Articulaciones plásticas

En esta sección se presenta una descripción de la formación de las articulaciones plásticas para el modelo1 y modelo2 y se lleva a cabo una comparación del análisis propuesto contra el análisis dinámico, con el objeto de facilitar la interpretación de resultados; en las figuras que se describen enseguida, la formación de las articulaciones se representa a escala, en función de la ductilidad por desplazamiento.

La distribución de las articulaciones plásticas para el modelo1 aparece en las figuras 6.5.1 a 6.5.3, en donde la estructura se empuja con el 100% de las fuerzas sísmicas en dirección X y el 30% de estas en Y. En las figuras 6.5.4 a 6.5.6 la estructura se empuja con el 30% en dirección X y el 100% en Y de las fuerzas sísmicas calculadas.

En las figuras 6.5.7 a 6.5.12 se muestra la distribución de articulaciones plásticas obtenidas para el modelo2. En las figuras 6.5.7 a 6.5.9 se aplicó el 100% de las fuerzas sísmicas en dirección de X y el 30% de estas en dirección de Y. En las figuras 6.5.10 a 6.5.12, la estructura se empuja con el 30% en dirección de X y con el 100% en Y. En estas figuras se muestra la distribución de las articulaciones para los modelos seleccionados en los casos simétricos y asimétricos, con excentricidad en masa de 0.1b y 0.2b. Para el caso simétrico y asimétrico, al empujar con el 100% en dirección X y 30% en Y, se seleccionó el marco A de la figura 5.1.1 y viceversa al empuje anterior, se seleccionó el marco 1 de la figura 5.1.1. Estos marcos se seleccionaron porque al someter a la estructura al análisis dinámico paso a paso, resultaron ser los más dañados. Al llevar a cabo el análisis en 3D del empujón, se buscó que la distribución de fuerzas en el centro de masa provocará el máximo daño a estos marcos, de tal manera que la distribución de las articulaciones en el análisis propuesto y el dinámico fuera similar.

En las figuras 6.5.1 a 6.5.3 se muestran la formación de las articulaciones para el marco A y en las figuras 6.5.4. a 6.5.6 se muestran para el marco1 del modelo1.

Para el marco A, cuyos resultados se presentan en las figuras 6.5.1 a 6.5.3, la distribución de las articulaciones en vigas, para los casos simétricos y asimétricos obtenidas del método propuesto, es similar que la distribución del análisis dinámico. Para columnas, en la figura 6.5.1. se observa que la distribución de articulaciones en los dos métodos de análisis es distinta, mientras que en el análisis dinámico se articularon todas las columnas de la base, en el método propuesto solo se articularon las columnas exteriores de la base. En las figuras 6.5.2 y 6.5.3 se observa que la formación de las articulaciones en las columnas es similar en el método propuesto y en el análisis dinámico paso a paso.

Para el marco1, figura 6.5.4, se observa que con el análisis paso a paso se articularon dos vigas del primer nivel mientras que con el método propuesto, se articuló una de este mismo nivel, pero la distribución de articulaciones de ambos

análisis se formaron sobre el mismo nivel. Las columnas no se articularon en este marco para el caso simétrico. En las figuras 6.5.5 a 6.5.6 se observa que con el método propuesto y el análisis dinámico se formaron las mismas articulaciones en vigas. En columnas, la figura 6.5.5 muestra que con el análisis dinámico se articularon todas las de la base mientras que con el análisis estático no hubo articulaciones. En la figura 6.5.6 se observa que los dos análisis formaron articulaciones en la base, pero en el análisis dinámico se articularon las columnas en la parte superior del entrepiso 2.

En las figuras 6.5.7 a 6.5.9 se muestra la formación de las articulaciones para el marco A y en las figuras 6.5.10 a 6.5.12 se muestran para el marco1 del modelo2.

En la figura 6.5.7 se observa que con el método simplificado, se articularon más vigas que con el dinámico y en columnas sucedió lo contrario; en el análisis estático las columnas de la base se articularon y en el dinámico, además de la base, se articularon las columnas en la parte superior de los entrepisos 3 y 4.

En la figura 6.5.8, la distribución de las articulaciones en las vigas con ambos métodos es similar, en columnas con el análisis estático solo se articularon las columnas de la base y con el análisis dinámico, además de la base, se articularon las columnas en su parte superior de los entrepisos 3 y 4.

La figura 6.5.9 muestra que con el análisis estático y dinámico la distribución de articulaciones en vigas es similar hasta el nivel 7, ya que con el análisis estático se articularon algunas vigas del nivel 8. En columnas, la distribución de las articulaciones en la base y en los entrepisos 4, 5 y 6 es similar con los dos métodos analizados, Con ambos métodos se articularon las columnas del entrepiso 2 con la diferencia de que en el análisis estático las articulaciones se formaron en la parte inferior de las columnas, mientras que con el dinámico, estas se formaron en la parte superior de la columna. Además, con el análisis dinámico, también se articularon las columnas interiores del entrepiso 3.

En el marco1 de la figura 6.5.10 se presenta el mecanismo de falla calculado con el análisis estático y dinámico para el caso simétrico. La formación de las articulaciones en vigas es similar en los niveles 1, 2, 3 y 5 en los dos métodos de análisis. Con el método propuesto también se articulan las vigas del nivel 4 y la viga intermedia del nivel 6. Respecto a las columnas, con el análisis dinámico se articularon todas las columnas de la base, mientras que con el análisis estático, únicamente se articularon las columnas intermedias de la base.

En la figura 6.5.11 se presenta el mecanismo de falla para el marco1 para el caso asimétrico con excentricidad igual a $0.1b$. En esta figura se observa que los dos métodos tienen la misma distribución de articulaciones en vigas. En columnas, con el análisis simplificado solo se articularon las de la base y con el análisis dinámico, además, de la articulación de las columnas en la base de la estructura, también se articularon las de los entrepisos 2 y 3 en su parte superior.

En la figura 6.5.12 se observa el mecanismo de falla de los dos métodos de análisis para el marco1 con excentricidad de $0.2b$. Para las vigas, la distribución de articulaciones es similar en los dos métodos de análisis, pero en columnas, con el análisis estático se articularon las columnas de la base y las del entrepiso 1, mientras que con el análisis dinámico, además, de la articulaciones de las columnas en la base de la estructura, se articularon las de los entrepisos 3, 4 y 5.

Con base en las observaciones hechas a las figuras anteriores, se puede apreciar que el método propuesto da una idea aproximada sobre la distribución de articulaciones en vigas y columnas.

En el siguiente capítulo se presentan las conclusiones y recomendaciones, con base a los resultados mencionados en este capítulo.

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este trabajo se estudió la aplicación de un nuevo procedimiento de análisis no lineal simplificado, como una herramienta para la evaluación de estructuras simétricas y asimétricas. En estas últimas, la asimetría se proporcionó por el movimiento del centro de masa. Para ilustrar el método propuesto, se estudiaron dos edificios de 4 y 8 niveles previamente diseñados. Del trabajo realizado se puede concluir lo siguiente:

1. La idealización bilineal de la curva S_a vs S_d depende del sismo ó sismos que se utilicen, como se muestra en la figura 6.2.13.
2. Al evaluar los desplazamientos del método propuesto, contra los del análisis dinámico del modelo1 en la dirección X, se concluye que para el caso simétrico y asimétrico con 0.1b, los desplazamientos son muy similares con los del análisis dinámico, pero al aumentar la excentricidad, la diferencia entre los desplazamientos de los niveles inferiores se incrementa. En dirección de Y, los desplazamientos en el caso simétrico y asimétrico son muy similares en los dos análisis. Con base en estos resultados, se puede decir que las hipótesis consideradas (que la estructura vibra en sus modos fundamentales y que la variación de la distribución de la carga no varia con el cambio de los modos fundamentales), resultaron adecuadas para el modelo1, para estructuras simétricas y asimétricas.
3. En el modelo2, el método propuesto, en todos los casos estudiados predijo con suficiente aproximación el desplazamiento de los niveles superiores; en los niveles inferiores los desplazamientos obtenidos del análisis dinámico fueron superiores a los del método propuesto. Para el caso simétrico en dirección de Y ambos métodos coincidieron.

4. El método propuesto sobrestimó los desplazamientos relativos de entrepiso, excepto en el entrepiso uno, del modelo1, en los dos casos estudiados.
5. Para el modelo2 el método propuesto sobrestima también los desplazamientos relativos de entrepiso, excepto para los entrepisos uno, dos y tres, de las dos estructuras estudiadas.
6. En lo referente a la formación de articulaciones plásticas en vigas y columnas, el método propuesto predice el mecanismo de falla, solo que las ductilidades generalmente son menores que las obtenidas de un análisis dinámico.
7. Al empujar la estructura con los efectos bidireccionales que establece el RCDF-87, se puede apreciar que los resultados de ambos métodos, para el modelo1, son más precisos que para el modelo2, donde los efectos de los modos superiores pueden influir más en su respuesta.
8. Las diferencias entre los resultados del método aproximado y los del análisis dinámico no lineal paso a paso, son mayores entre mayores sean los efectos inelásticos. Esto se aprecia en los resultados del modelo2.
9. El procedimiento propuesto de análisis simplificado en 3D, que busca reducir a un modelo de VGDL en un sistema equivalente de 1GDL, se puede usar para predecir la respuesta de una estructura, en función de: Los desplazamientos máximos de los niveles, los desplazamientos relativos de entrepiso que son indicadores de la respuesta global y las demandas máximas de ductilidad en vigas y columnas, que son indicadores del daño estructural y representan la respuesta local de los elementos.

Recomendaciones

1. Para que el método arroje mejores resultados, es necesario que la curva del empujón se idealice como una curva multilineal, la cual represente con mayor aproximación las propiedades de estructuras tridimensionales en los modelos simplificados de 1GDL.
2. Se necesita llevar a cabo más estudios sobre estructuras asimétricas en masas, rigideces y/o en resistencias.
3. Es necesario llevar a cabo estudios respecto a los efectos bidireccionales, como los que considera el RCDF-87, para establecer criterios de aplicación en el método del empujón de estructuras tridimensionales.
4. Para obtener resultados más refinados en el método propuesto, se recomienda empujar la estructura con una distribución de carga horizontal en la cual se incluyan los efectos de los modos superiores. Esta distribución se puede determinar al combinar los modos o las cargas, mediante la regla de superposición modal de la raíz de la suma de los cuadrados, SRSS.
5. Otro aspecto importante a considerar en investigaciones posteriores reside en modificar la distribución de la carga horizontal al cambiar el modo fundamental.
6. Considerar el efecto de la interacción suelo - estructura, en la posición del eje de giro y las implicaciones consecuentes.
7. Analizar el resultado del movimiento en los marcos laterales, en vez de considerar únicamente el movimiento del centro de masa.
8. Verificar que no exista inestabilidad global, por cambio de signo en el valor determinante de la matriz de rigideces, ya que esto invalida el procedimiento de cálculo propuesto, al existir bifurcación en la condición de estabilidad del sistema.

9. Estudiar el efecto de amplificación dinámica de excentricidad, en modelos de edificios que incursionan en el intervalo no lineal de comportamiento.

10. Si se cuenta con información sobre excentricidad dinámica mencionada en el punto anterior, reformular y calibrar el método propuesto en esta tesis para estudiarla.

FIGURAS DE RESULTADOS

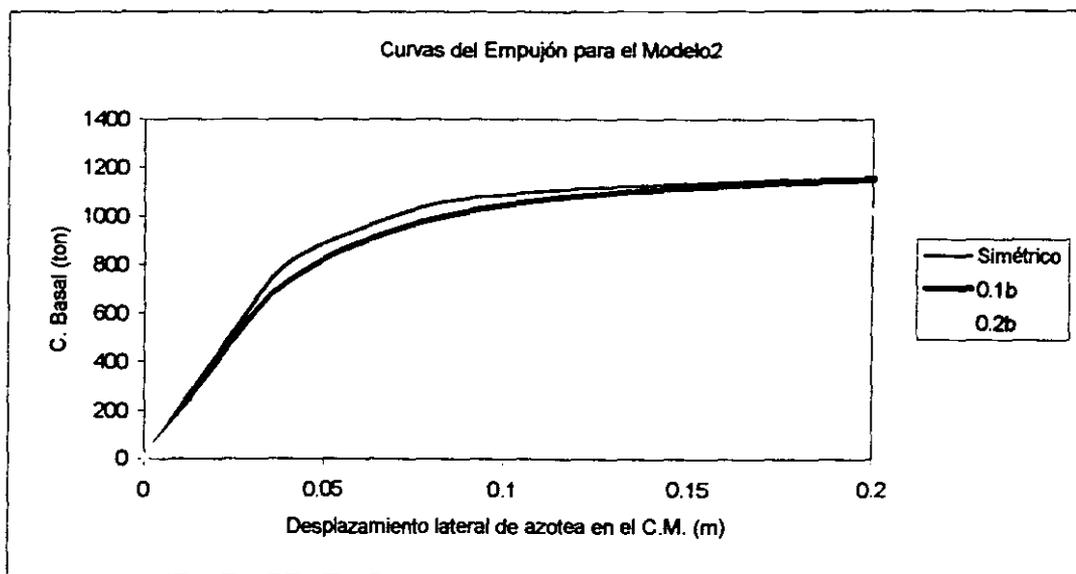
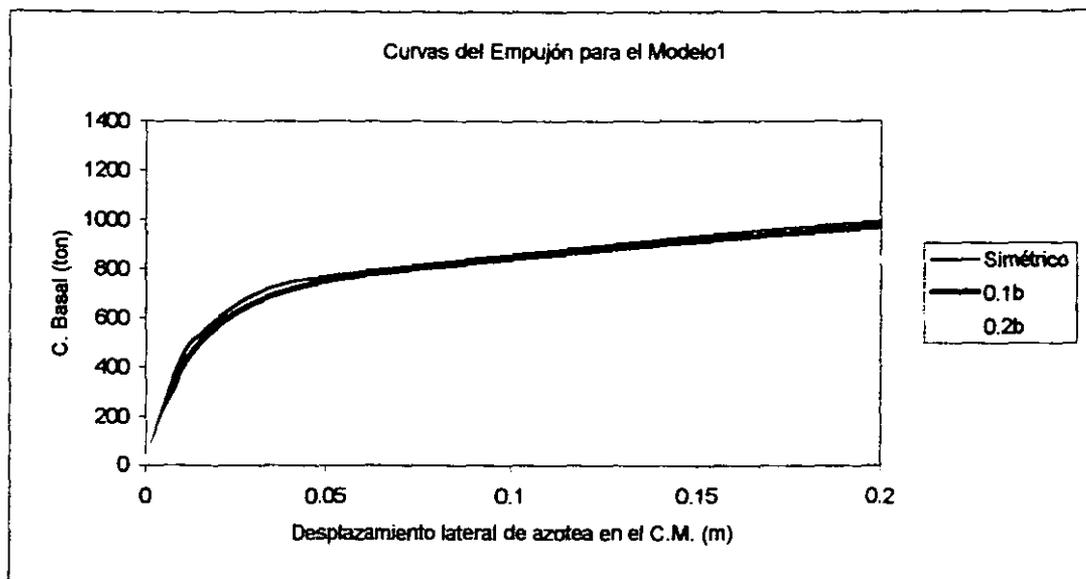
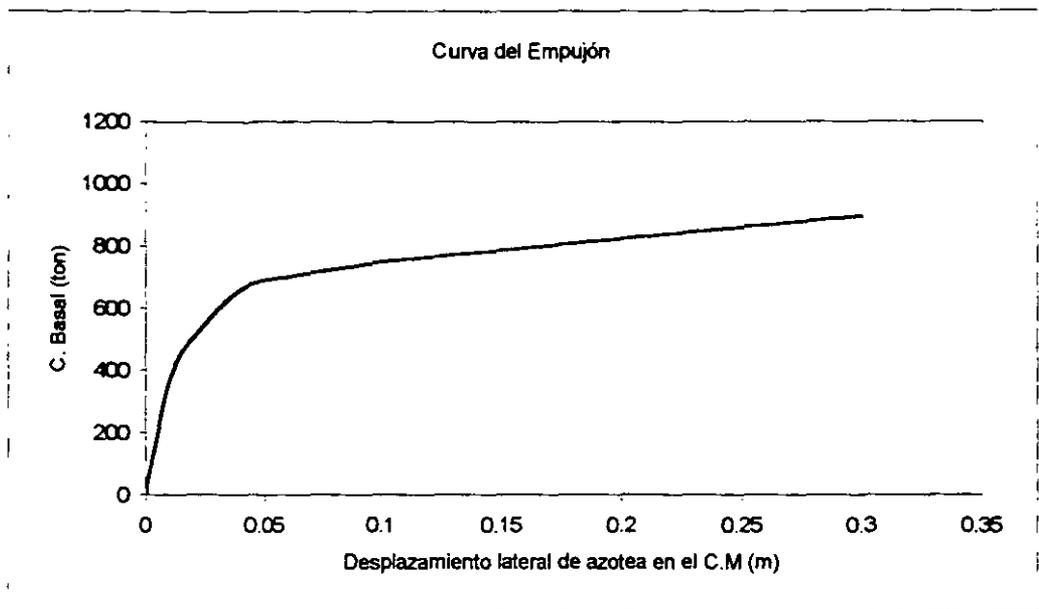
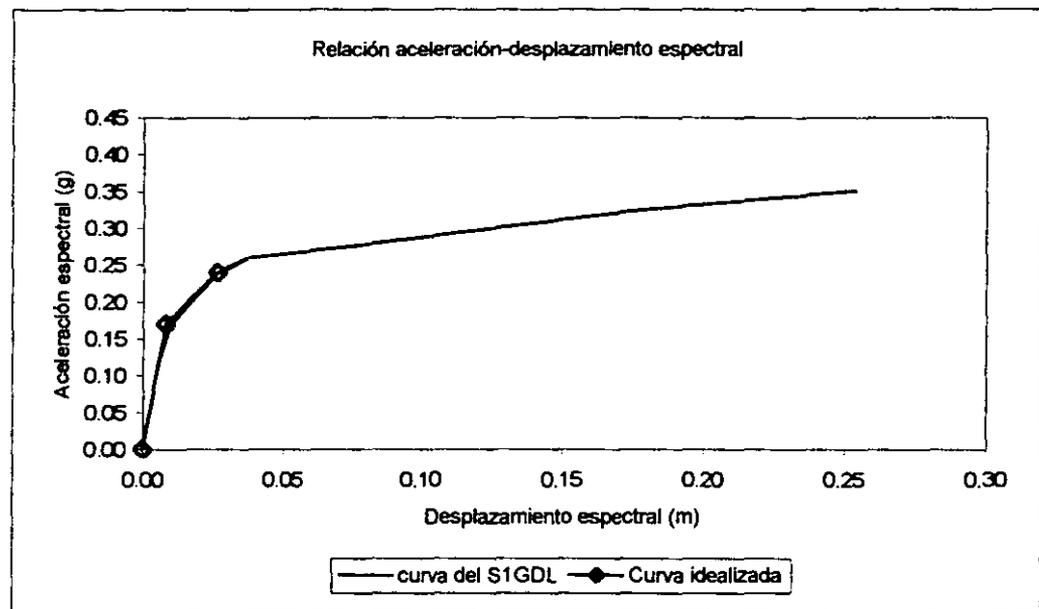


Figura 6.1.1. Curvas de capacidad para los modelos 1 y 2 en de dirección de Y

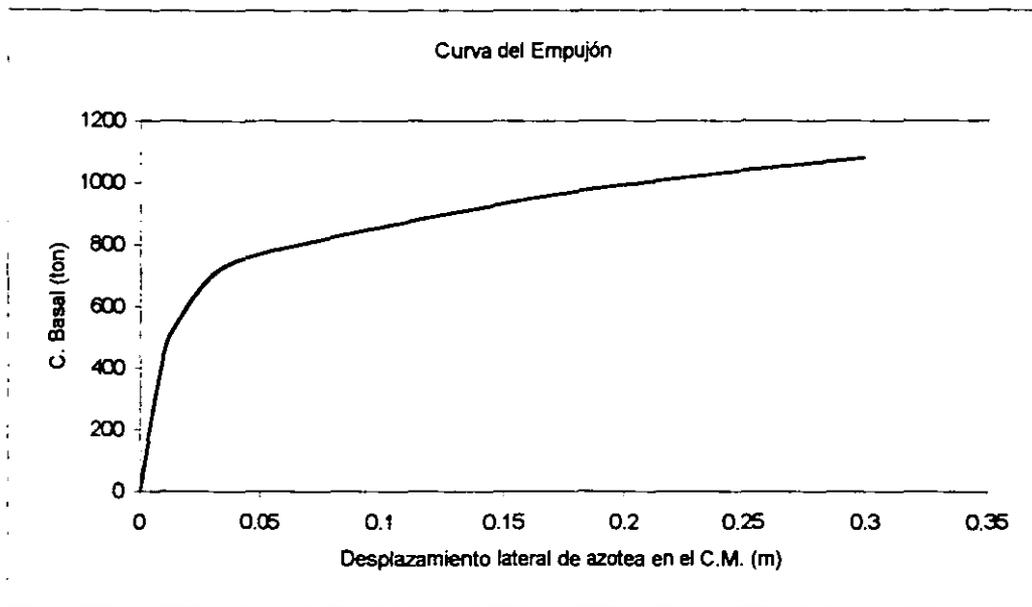


(a)

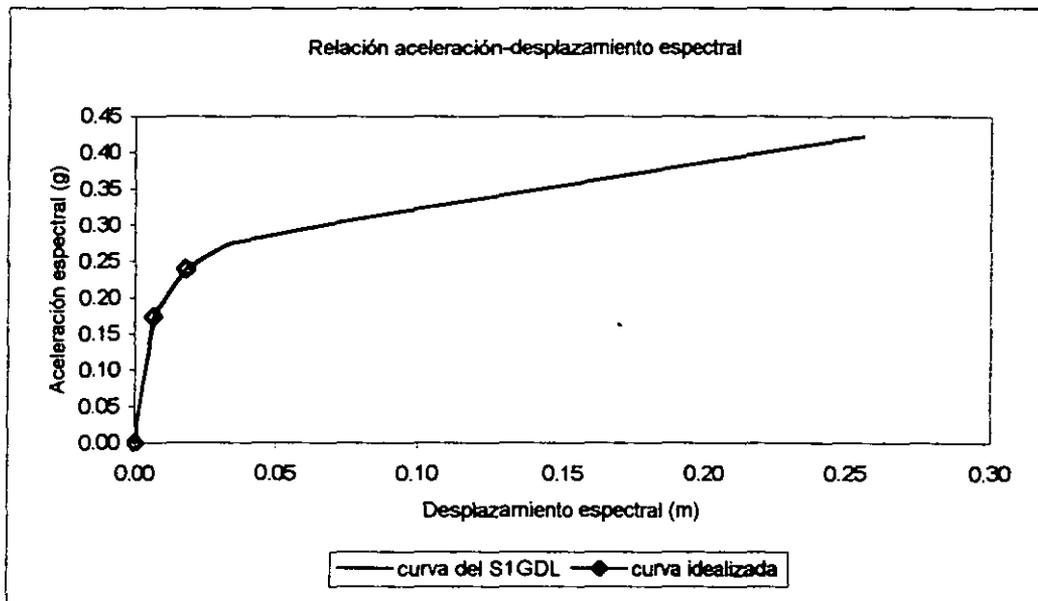


(b)

Figura 6.2.1. Curvas para el modelo1 simétrico en dirección de X
 (a) Curva del empujón
 (b) Curva Sa vs Sd e idealización de la curva bilineal

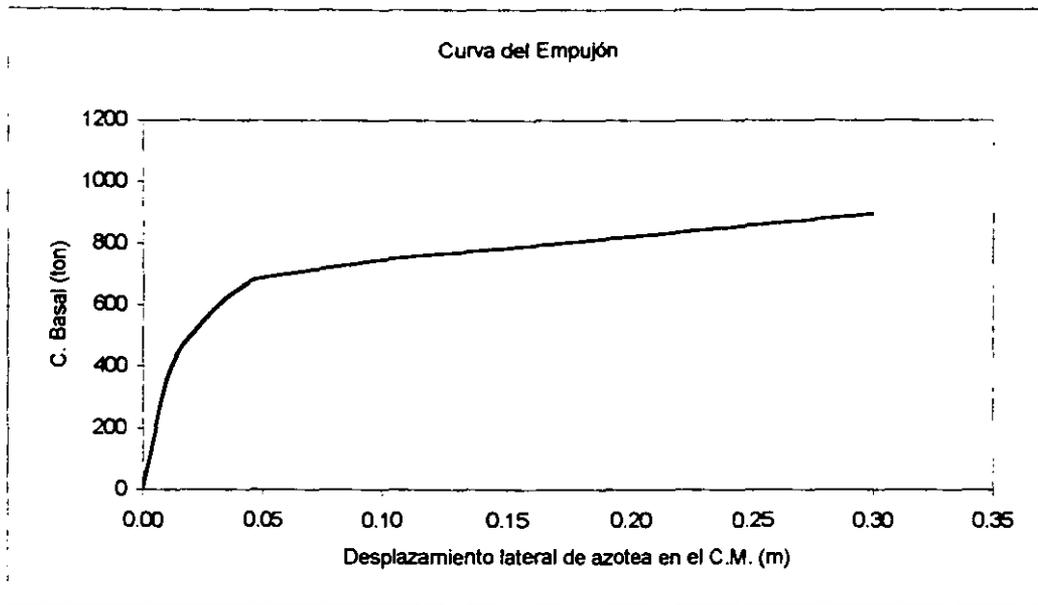


(a)

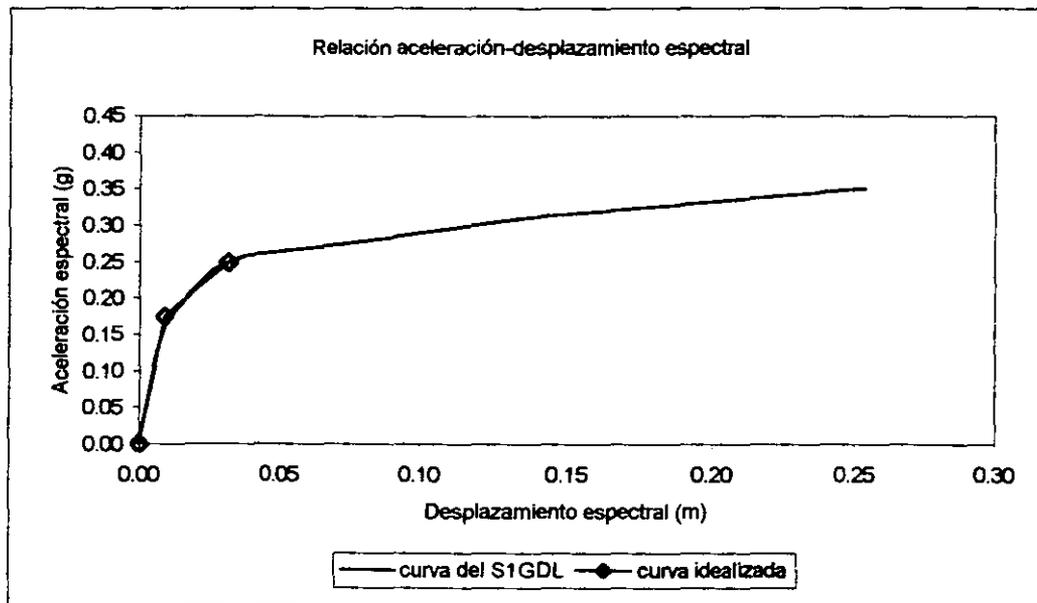


(b)

Figura 6.2.2. Curvas para el modelo1 simétrico en dirección de Y
 (a) Curva del empujón
 (b) Curva S_a vs S_d e idealización de la curva bilineal

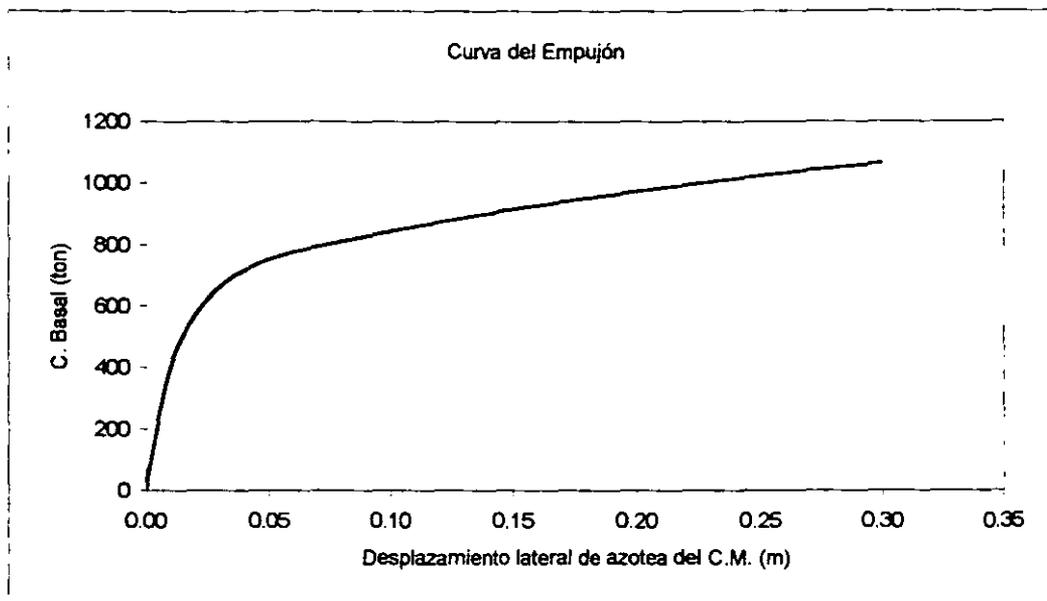


(a)

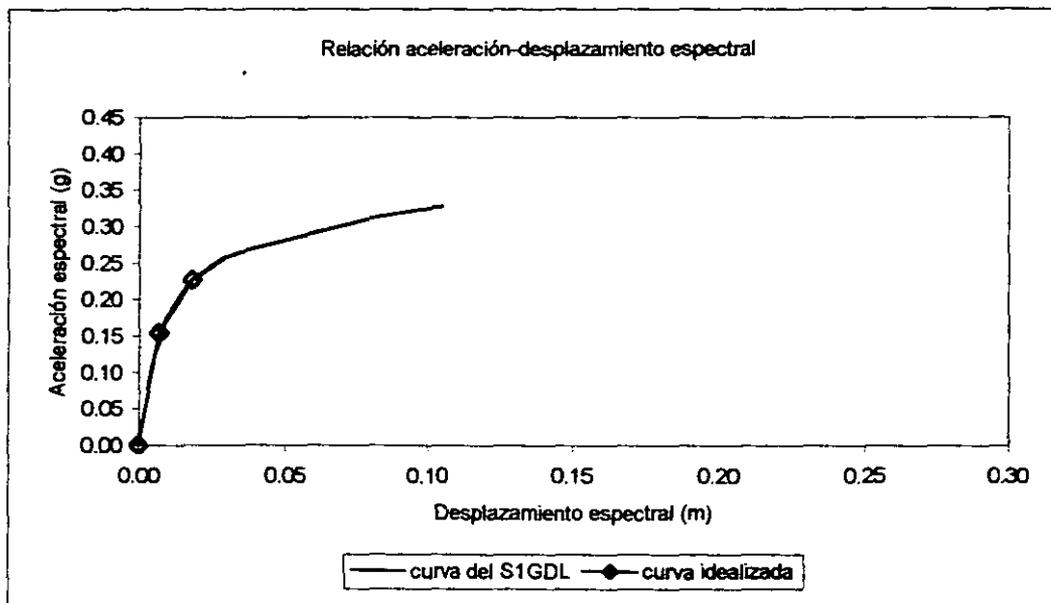


(b)

Figura 6.2.3. Curvas para el modelo1 asimétrico (0.1b) en dirección de X
 (a) Curva del empujón
 (b) Curva S_a vs S_d e idealización de la curva bilineal

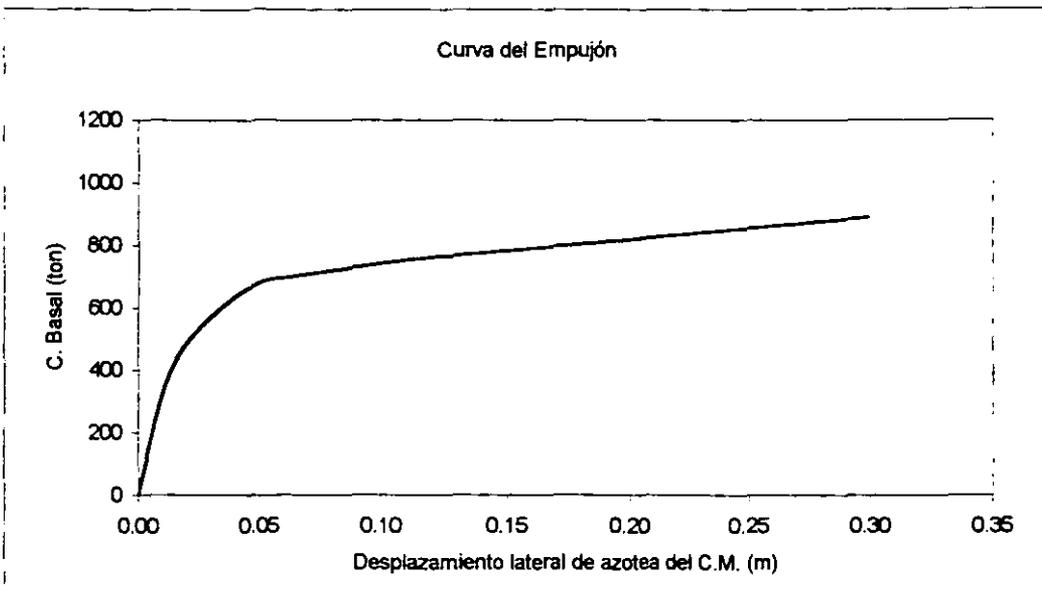


(a)

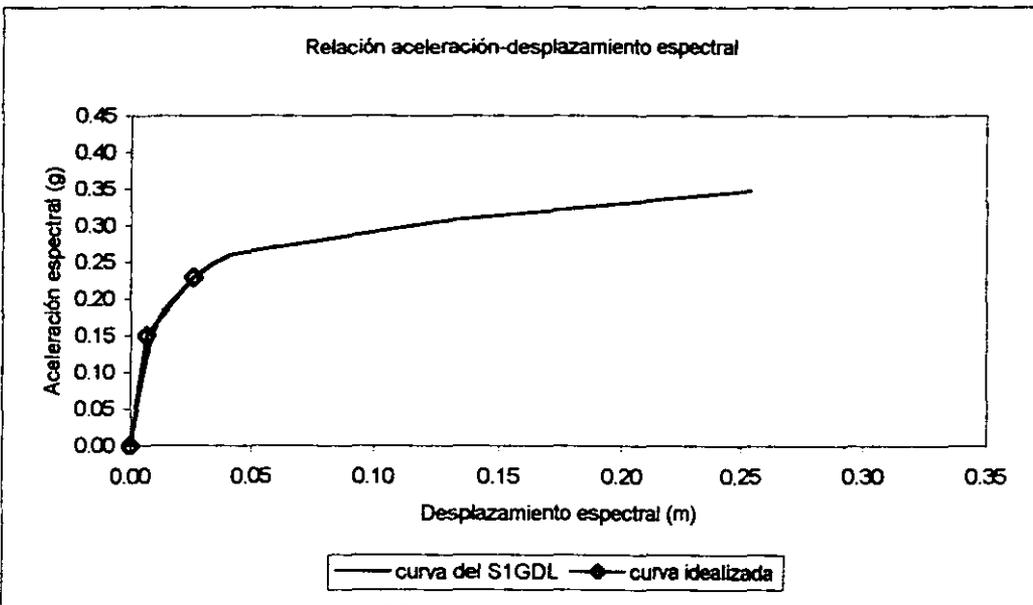


(b)

Figura 6.2.4. Curvas para el modelo1 asimétrico (0.1b) en dirección de Y
 (a) Curva del empujón
 (b) Curva S_a vs S_d e idealización de la curva bilineal

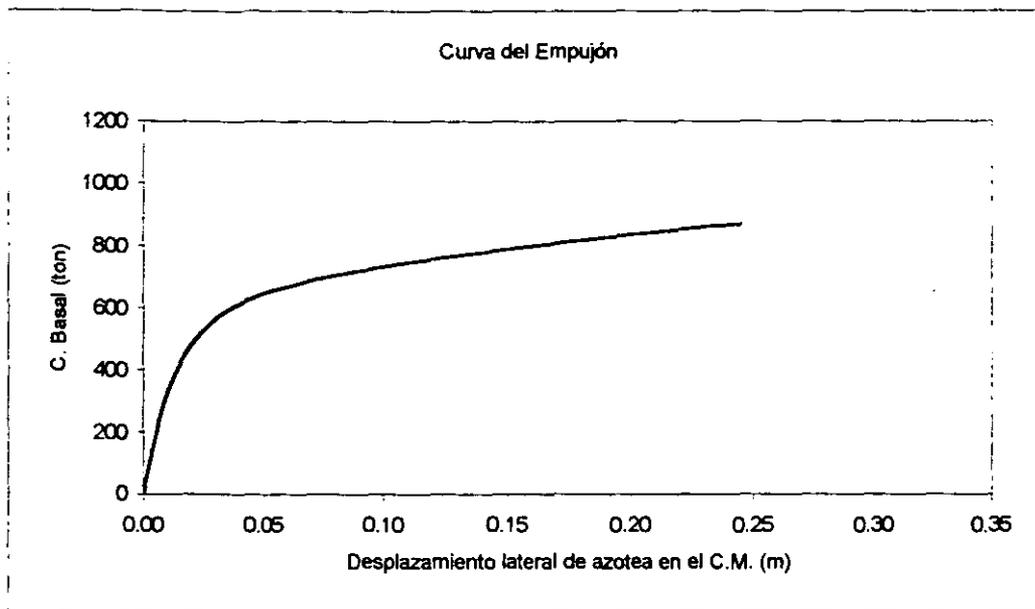


(a)

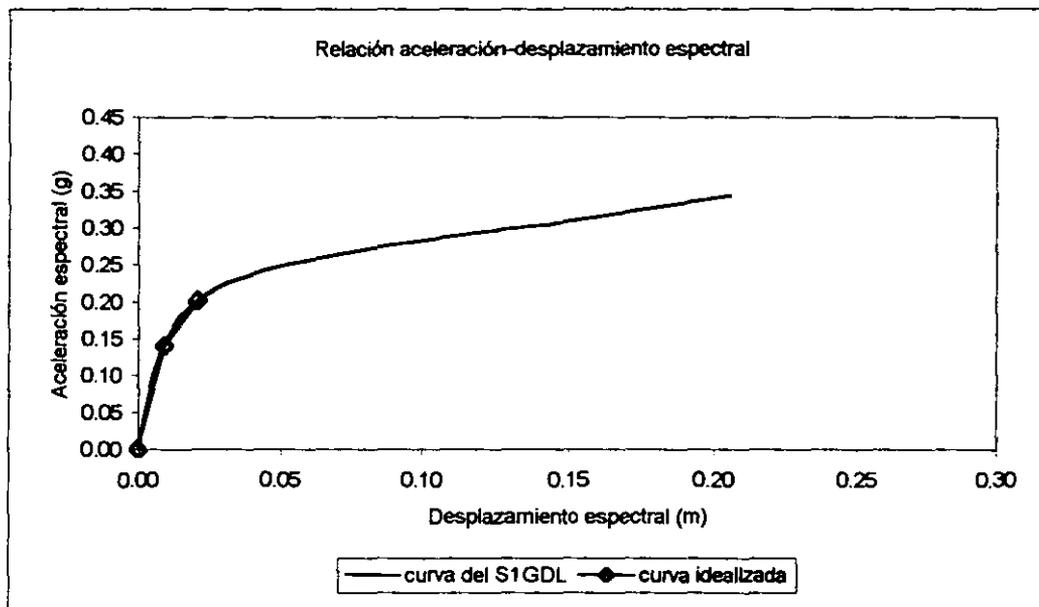


(b)

Figura 6.2.5. Curvas para el modelo1 asimétrico (0.2b) en dirección de X
 (a) Curva del empujón
 (b) Curva S_a vs S_d e idealización de la curva bilineal

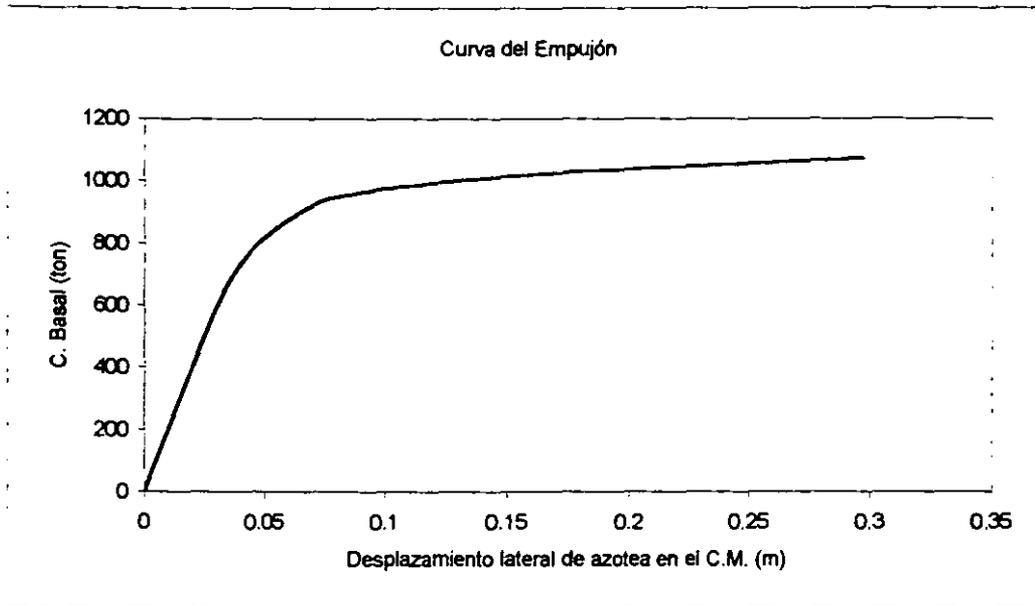


(a)

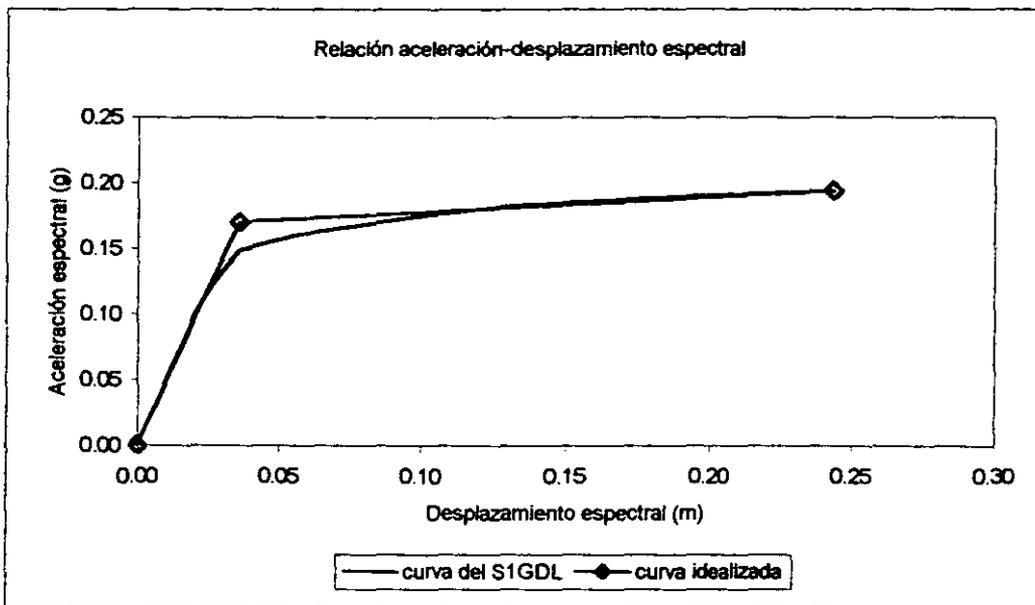


(b)

Figura 6.2.6. Curvas para el modelo1 asimétrico (0.2b) en dirección de Y
 (a) Curva del empujón
 (b) Curva S_a vs S_d e idealización de la curva bilineal

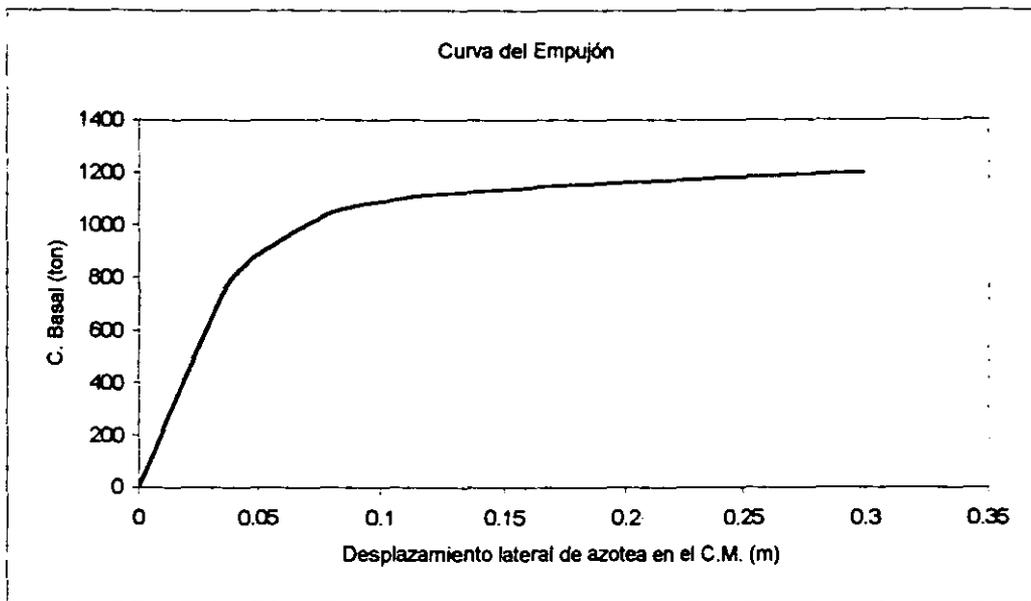


(a)

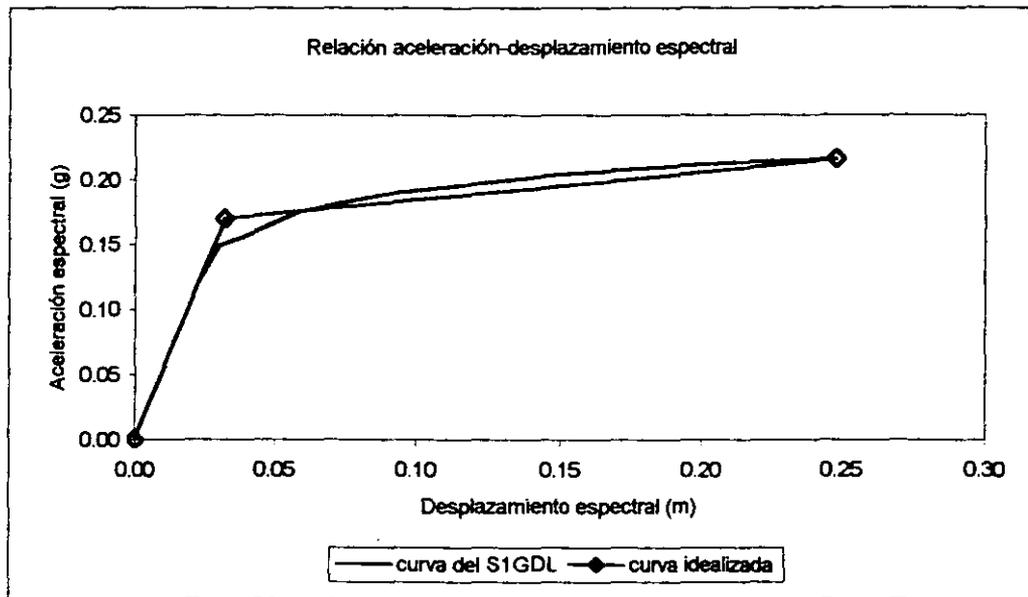


(b)

Figura 6.2.7. Curvas para el modelo2 simétrico en dirección de X
 (a) Curva del empujón
 (b) Curva S_a vs S_d e idealización de la curva bilineal

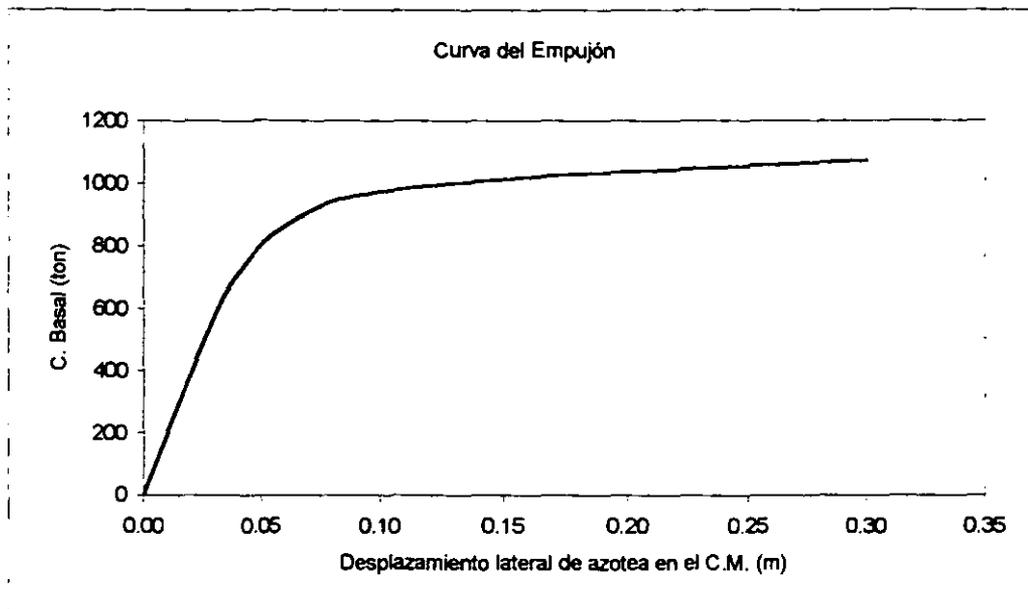


(a)

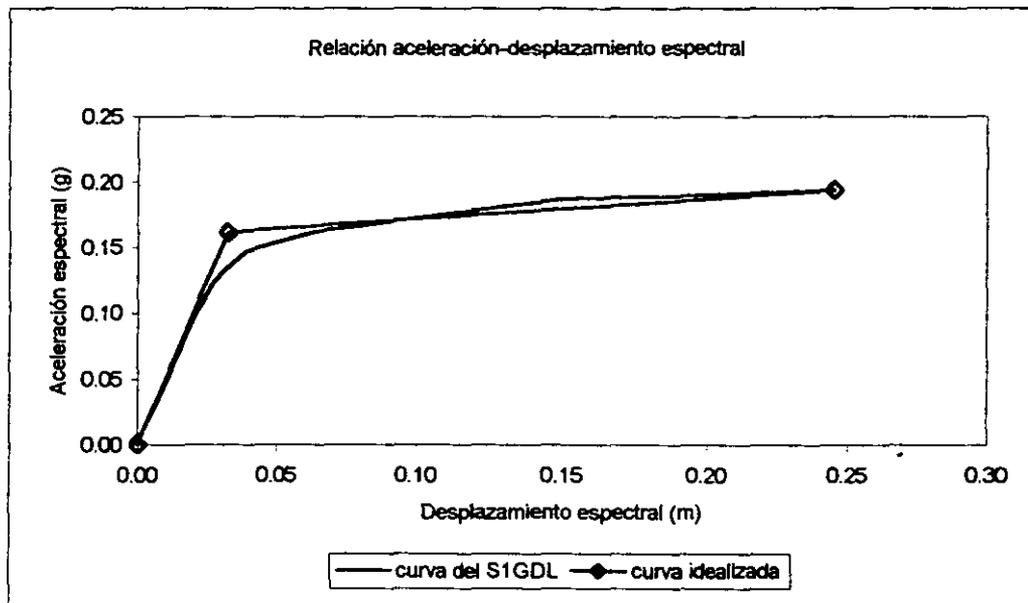


(b)

Figura 6.2.8. Curvas para el modelo2 simétrico en dirección de Y
 (a) Curva del empujón
 (b) Curva S_a vs S_d e idealización de la curva bilineal



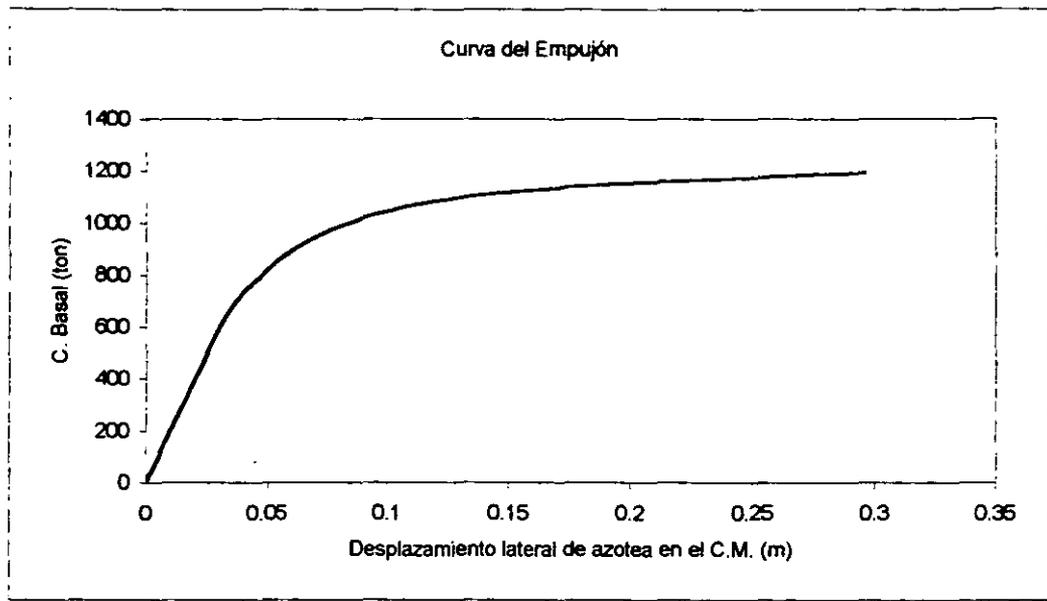
(a)



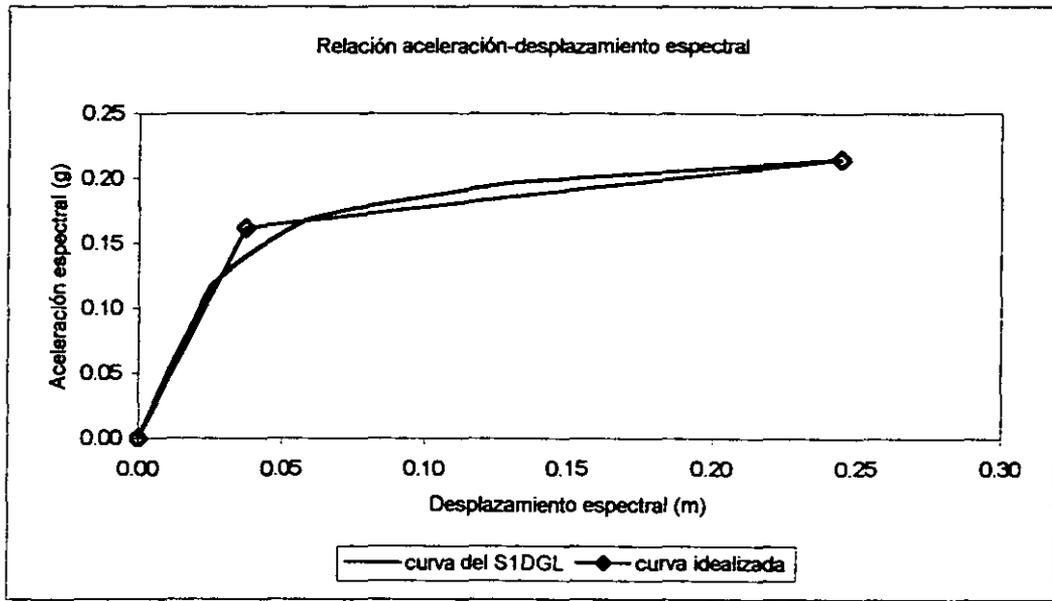
(b)

Figura 6.2.9. Curvas para el modelo2 asimétrico (0.1b) en dirección de X
 (a) Curva del empujón
 (b) Curva S_a vs S_d e idealización de la curva bilineal

ESTA TESIS NO DEBE SALIR DE LA BIBLIOTECA

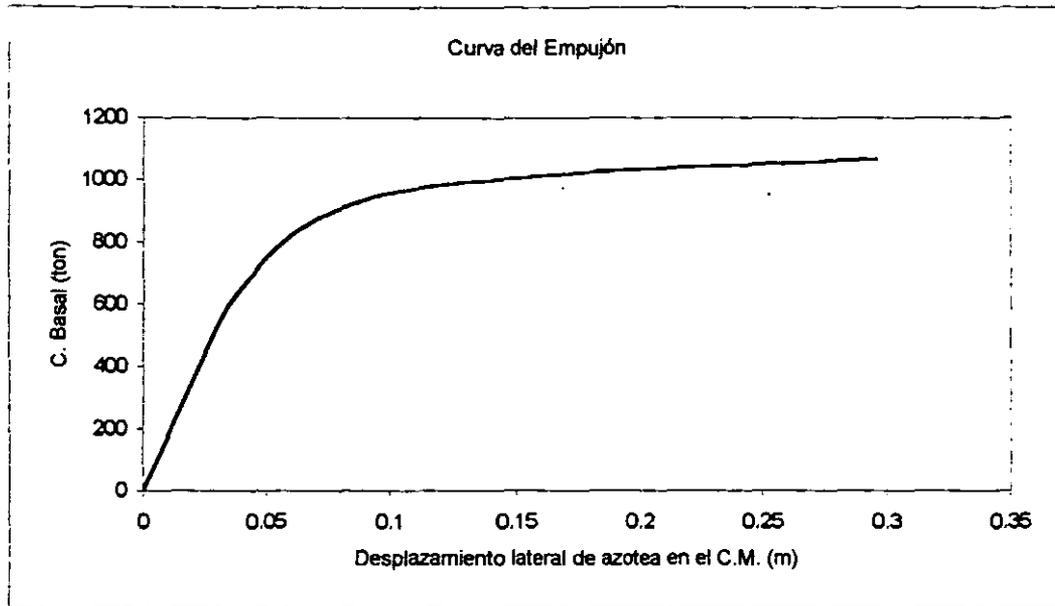


(a)

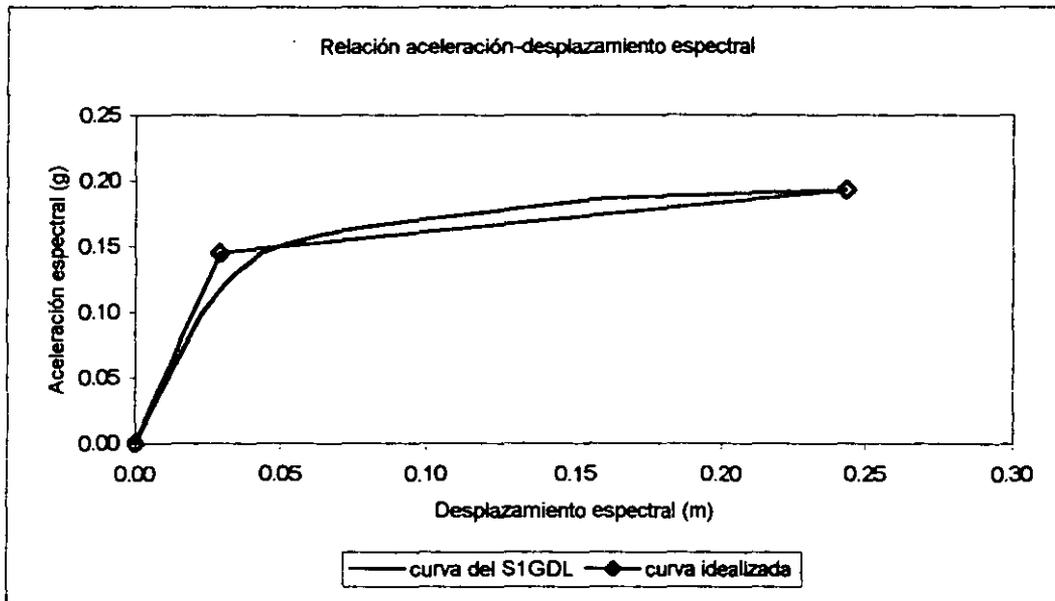


(b)

Figura 6.2.10. Curvas para el modelo2 asimétrico (0.1b) en dirección de Y
(a) Curva del empujón
(b) Curva S_a vs S_d e idealización de la curva bilineal

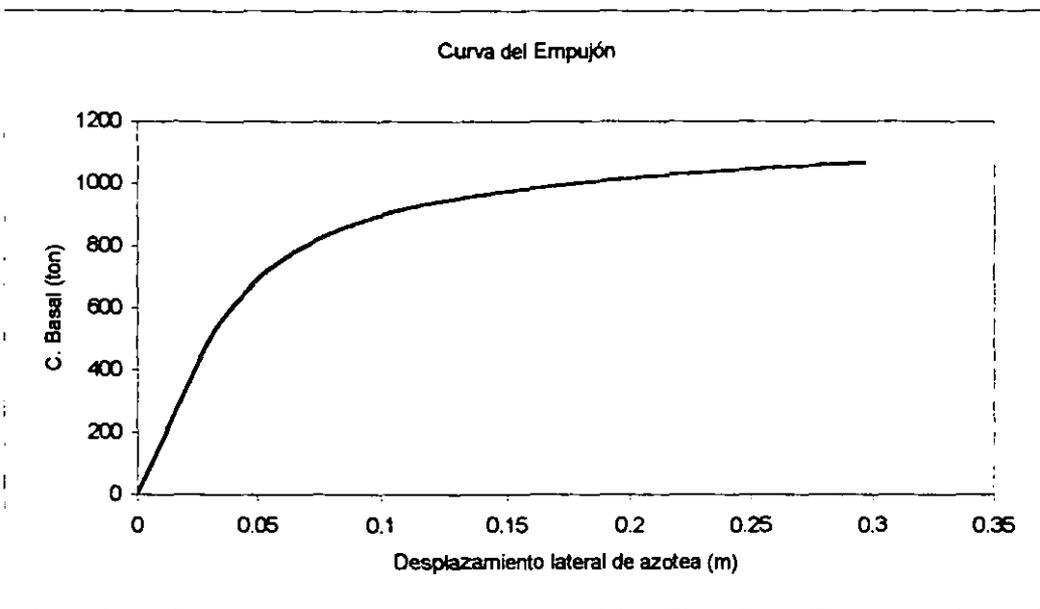


(a)

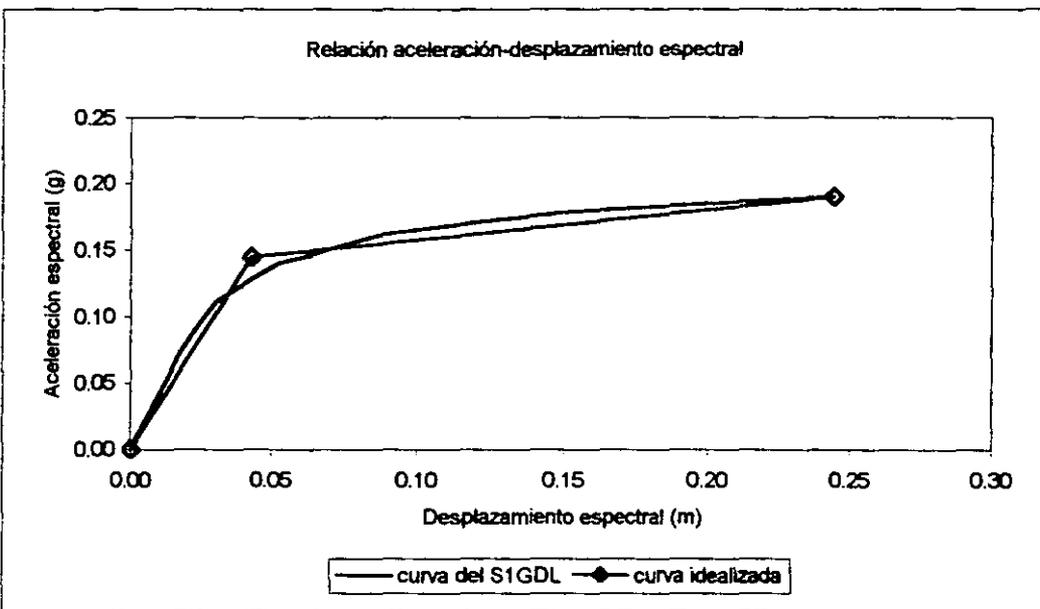


(b)

Figura 6.2.11. Curvas para el modelo2 asimétrico (0.2b) en dirección de X
 (a) Curva del empujón
 (b) Curva S_a vs S_d e idealización de la curva bilineal

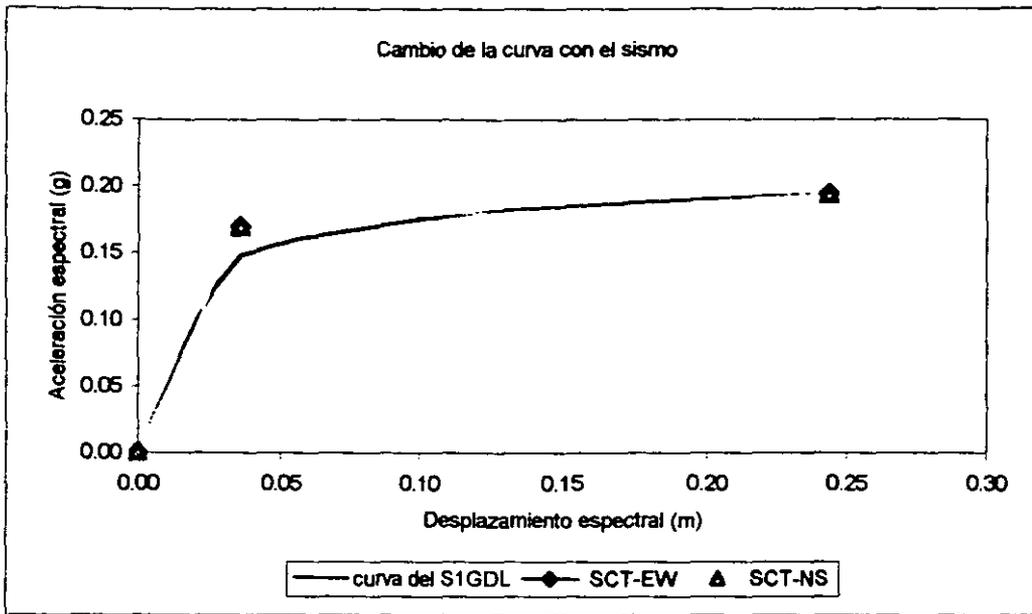


(a)

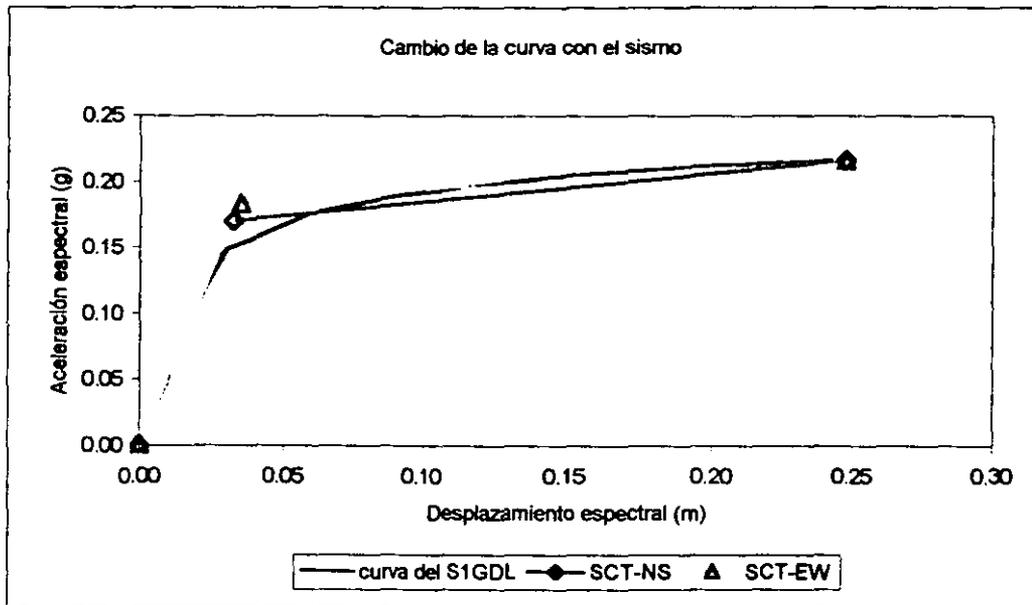


(b)

Figura 6.2.12. Curvas para el modelo2 asimétrico (0.2b) en dirección de Y
 (a) Curva del empujón
 (b) Curva S_a vs S_d e idealización de la curva bilineal



(a)

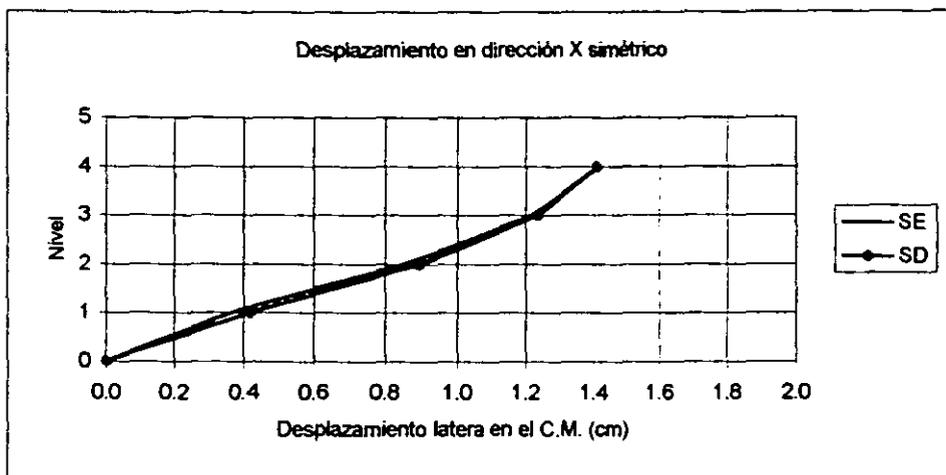


(b)

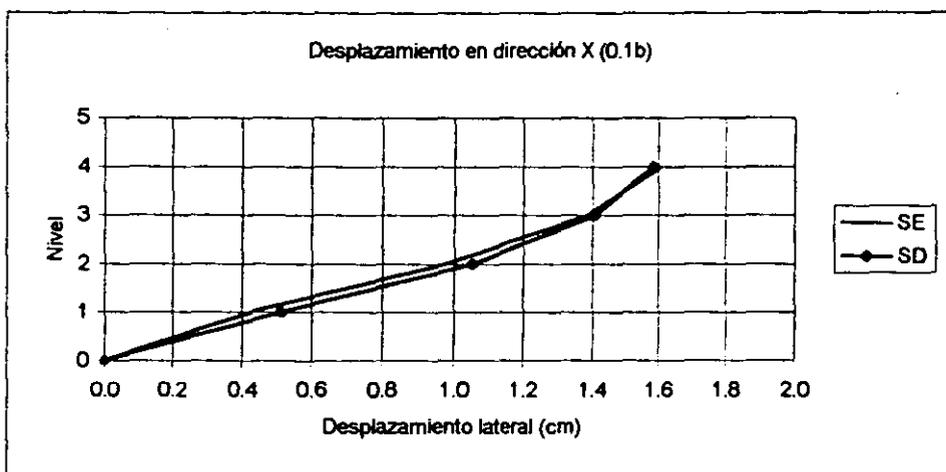
Figura 6.2.13. Variación de la curva idealizada con el sismo para el modelo2 simétrico

(a) Dirección X

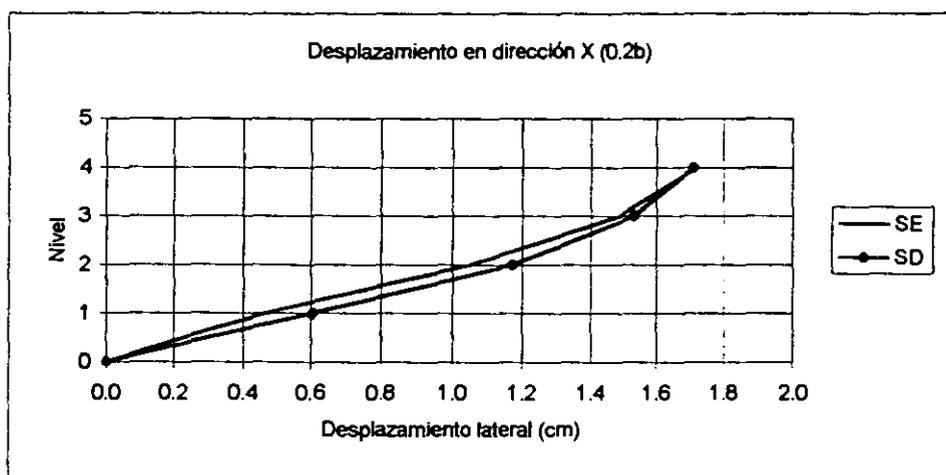
(b) Dirección Y



(a)



(b)



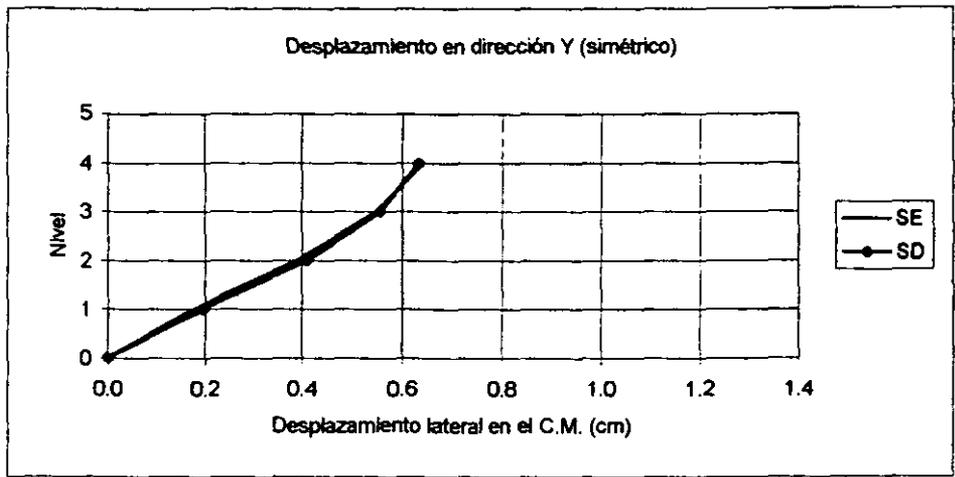
(c)

Figura 6.3.1. Desplazamientos laterales en el C.M. en dirección de X (4 niveles)

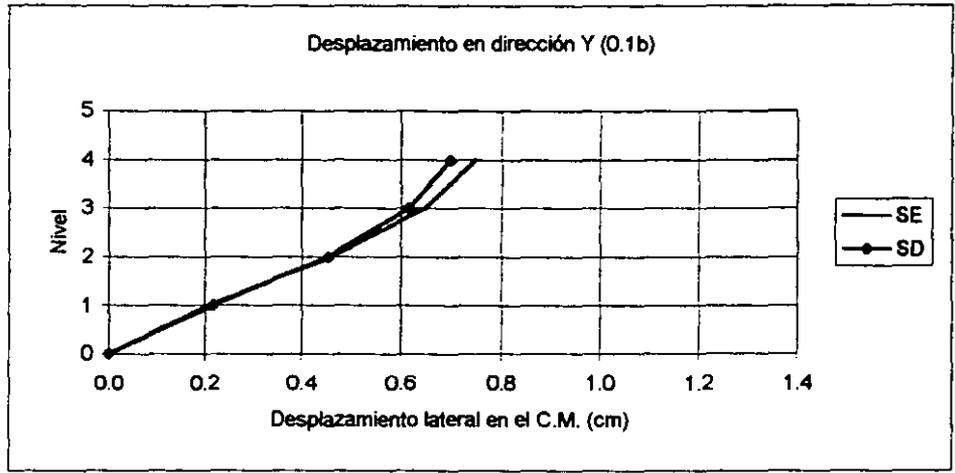
(a) Simétrico

(b) Asimétrico con excentricidad de 0.1b

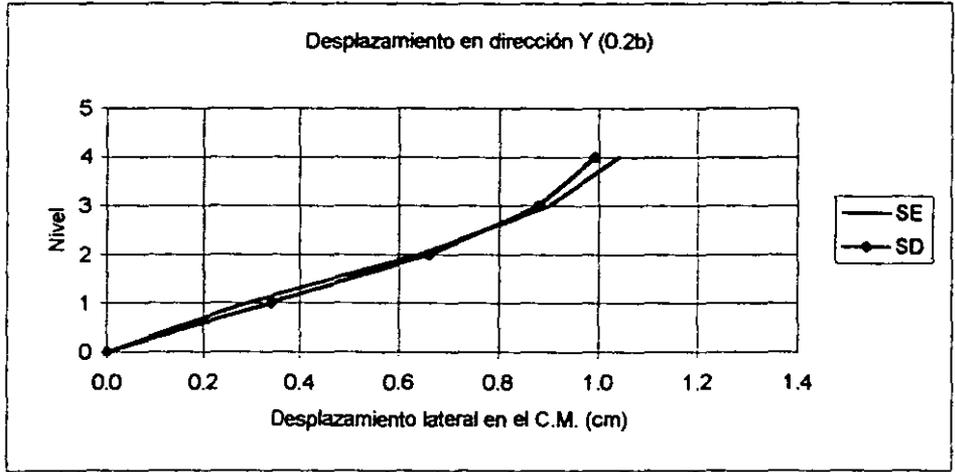
(c) Asimétrico con excentricidad de 0.2b



(a)

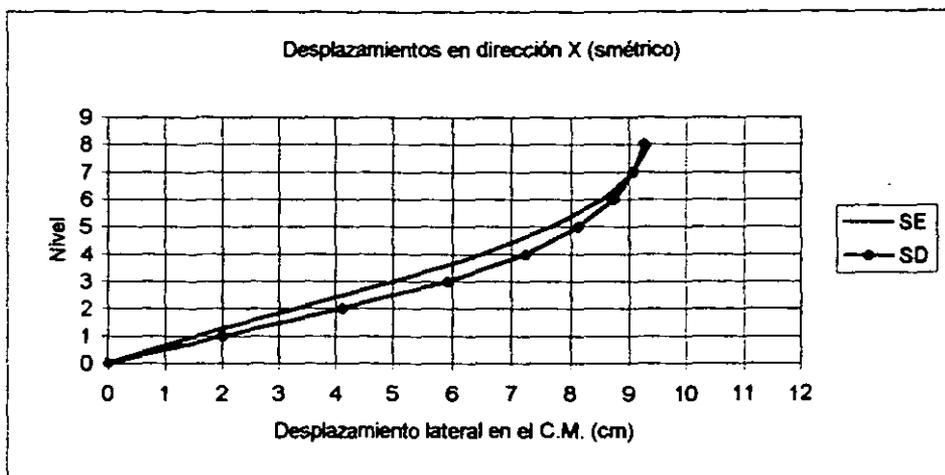


(b)

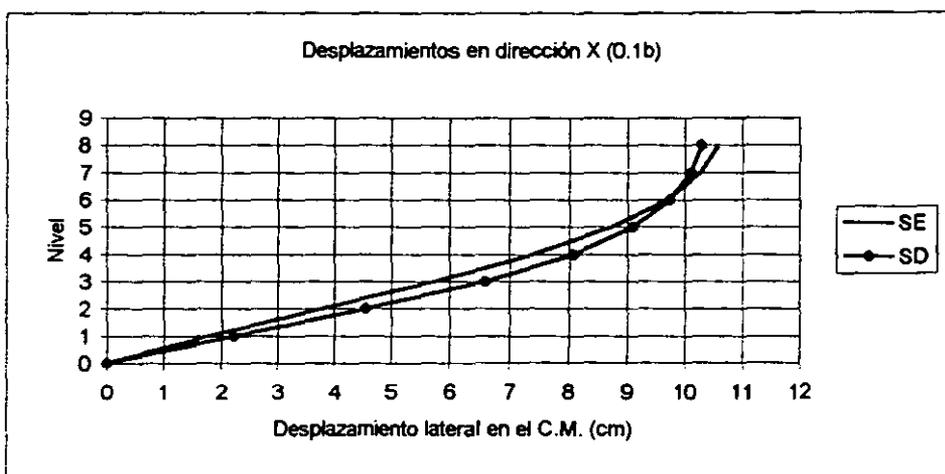


(c)

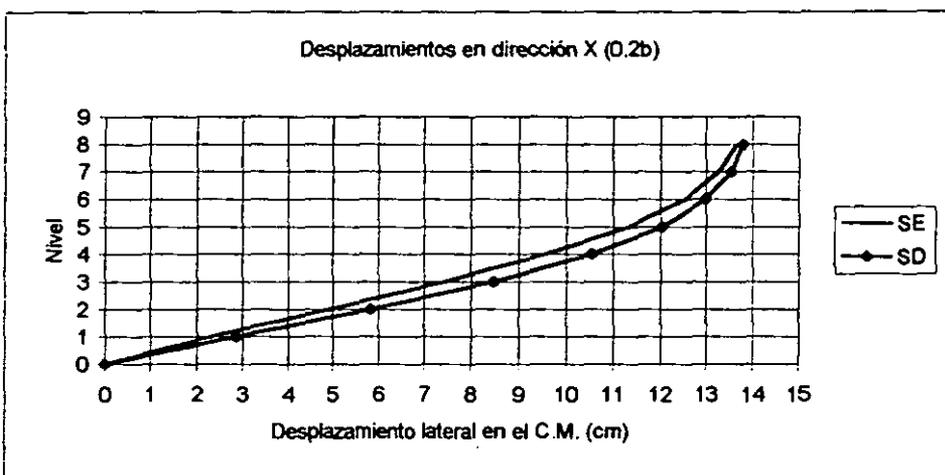
Figura 6.3.2. Desplazamientos laterales en el C.M. en dirección de Y (4 niveles)
 (a) Simétrico
 (b) Asimétrico con excentricidad de 0.1b
 (c) Asimétrico con excentricidad de 0.2b



(a)



(b)



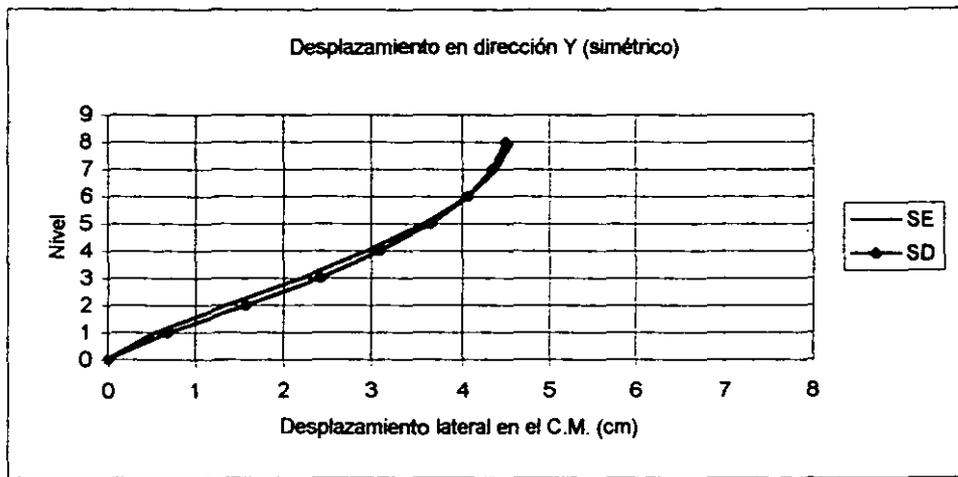
(c)

Figura 6.3.3. Desplazamientos laterales en el C.M. en dirección de X (8 niveles)

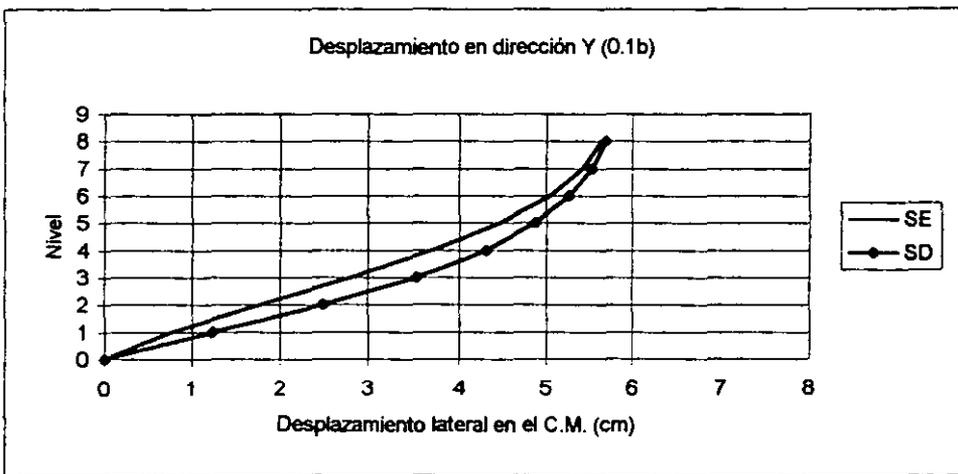
(a) Simétrico

(b) Asimétrico con excentricidad de 0.1b

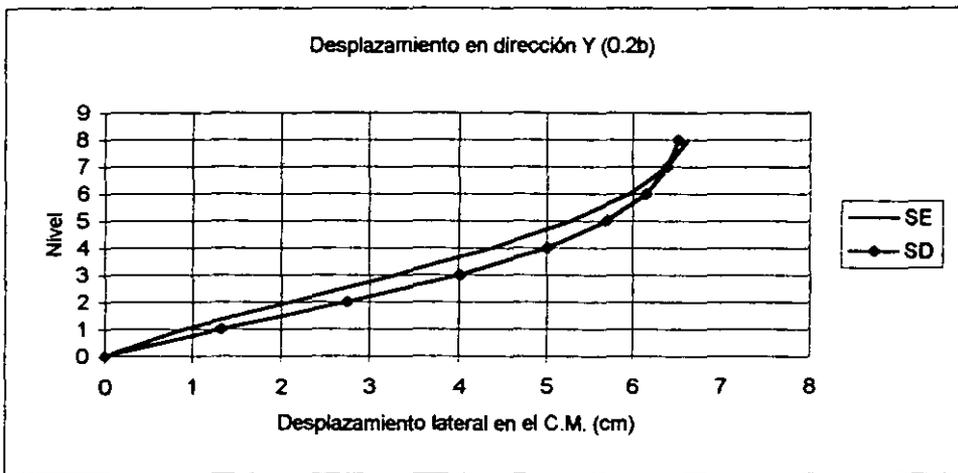
(c) Asimétrico con excentricidad de 0.2b



(a)



(b)



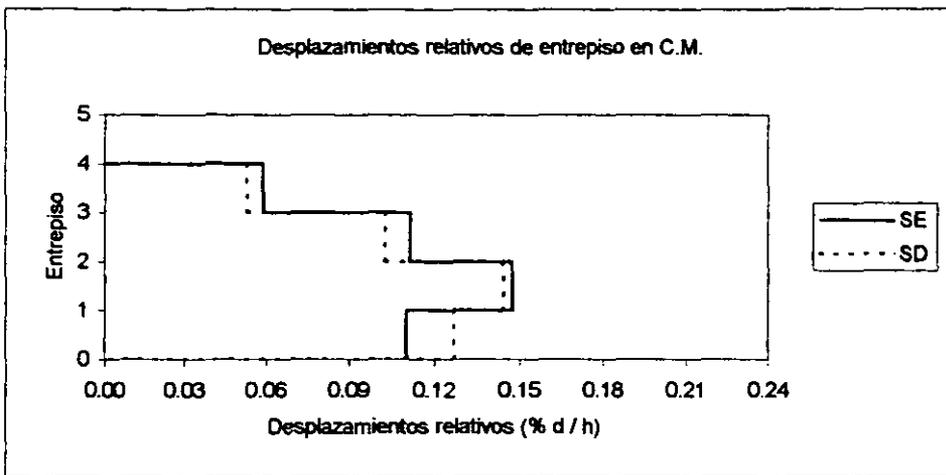
(c)

Figura 6.3.4. Desplazamientos laterales en el C.M. en dirección de Y (8 niveles)

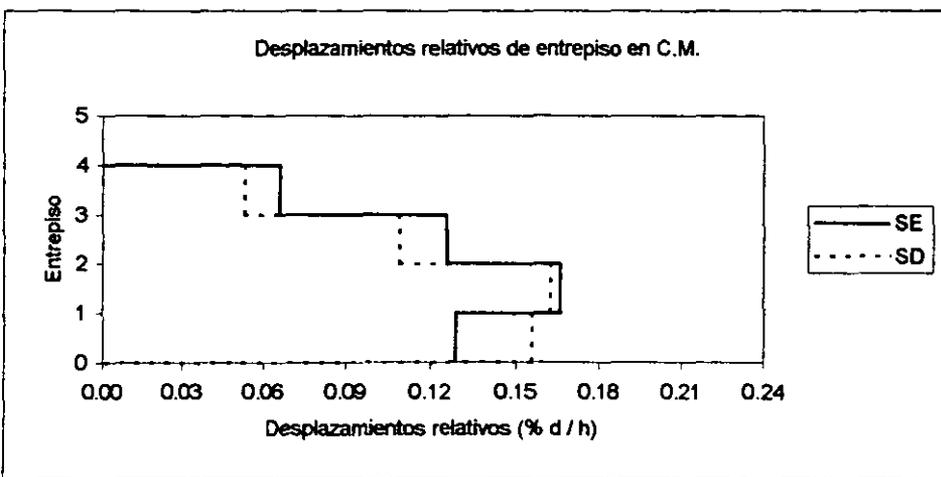
(a) Simétrico

(b) Asimétrico con excentricidad de 0.1b

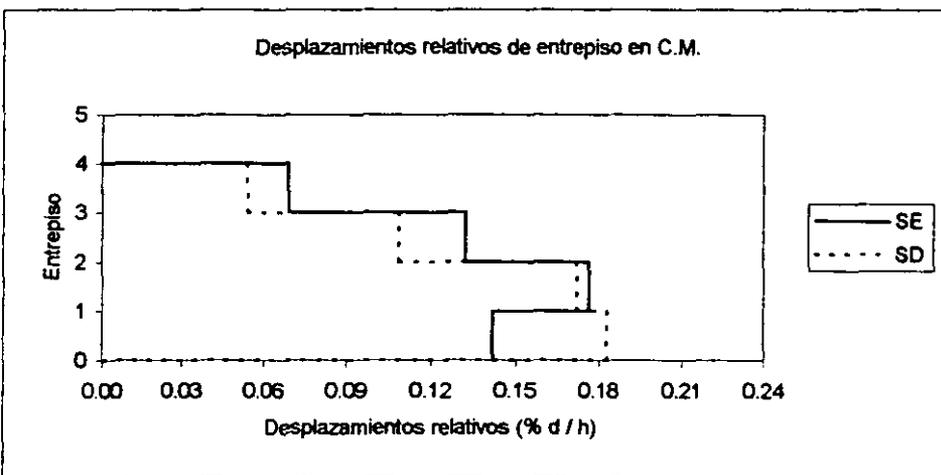
(c) Asimétrico con excentricidad de 0.2b



(a)



(b)



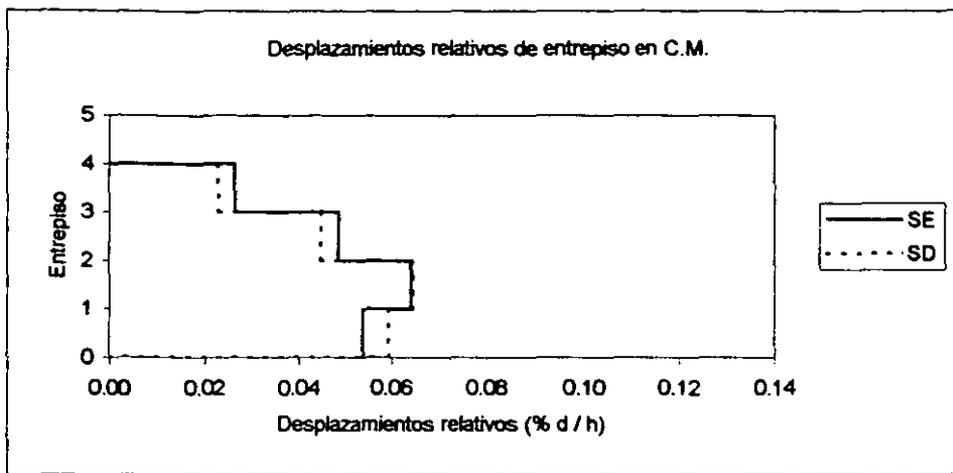
(c)

Figura 6.4.1. Desplazamientos relativos en el C.M. en dirección de X (4 niveles)

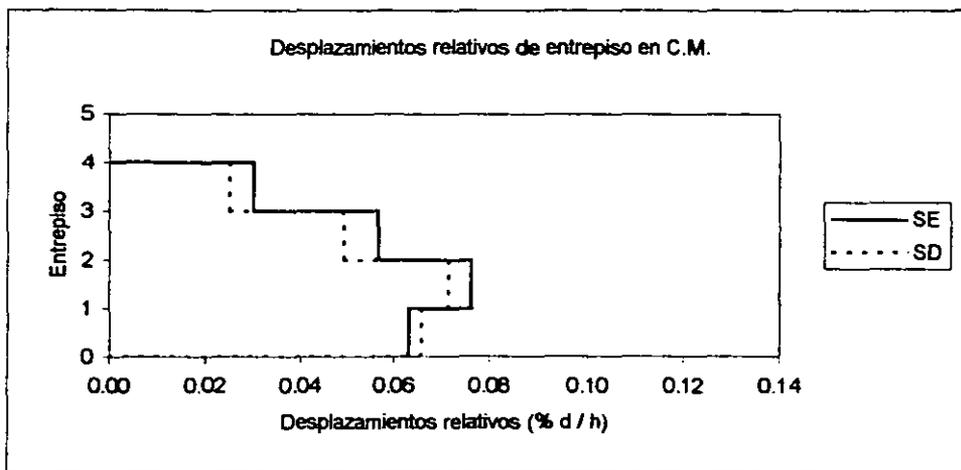
(a) Simétrico

(b) Asimétrico con excentricidad de 0.1b

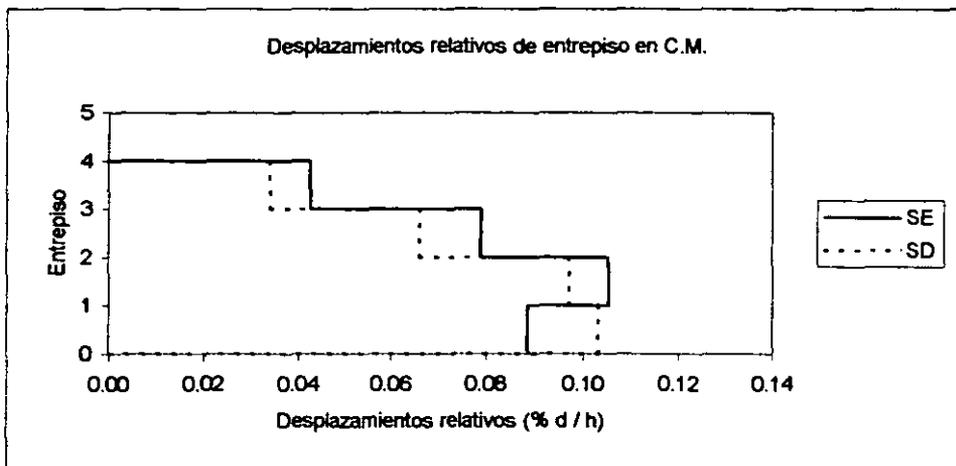
(c) Asimétrico con excentricidad de 0.2b



(a)

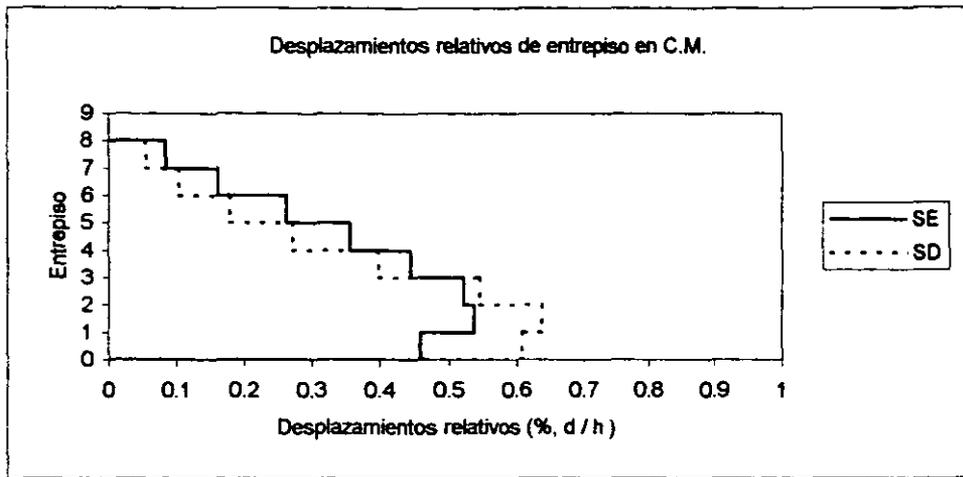


(b)

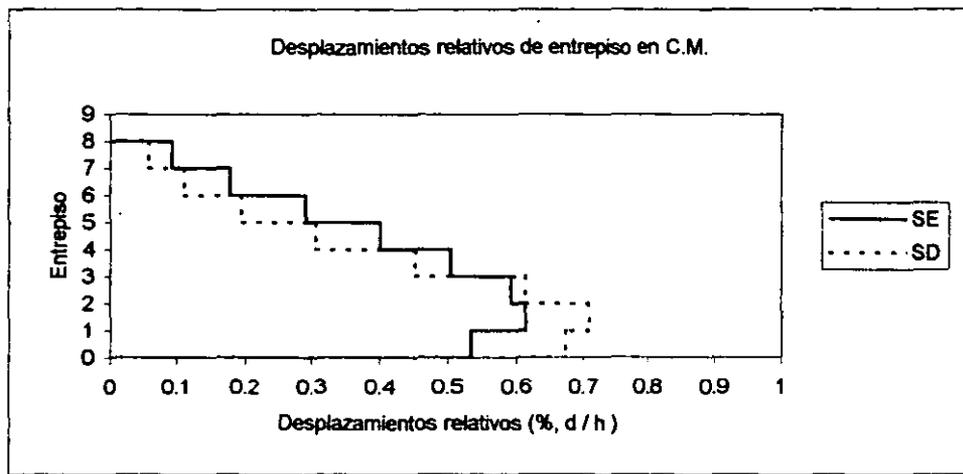


(c)

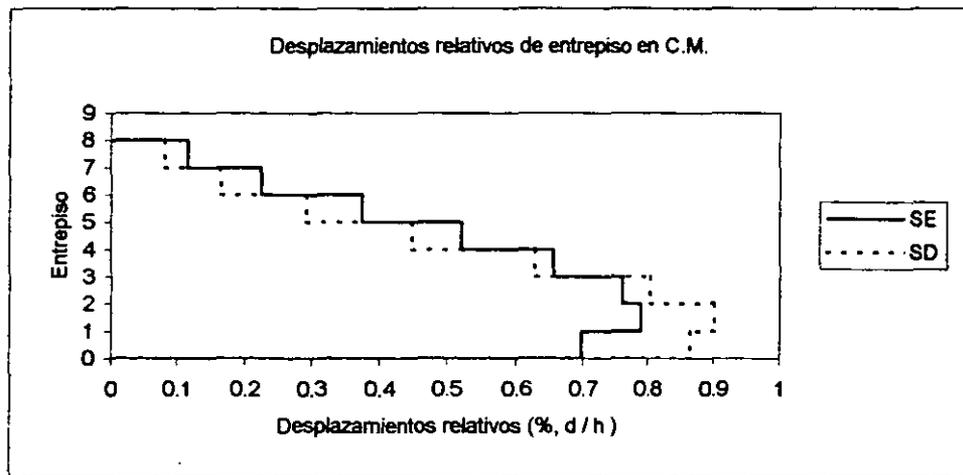
Figura 6.4.2. Desplazamientos relativos en el C.M. en dirección de Y (4 niveles)
 (a) Simétrico
 (b) Asimétrico con excentricidad de 0.1b
 (c) Asimétrico con excentricidad de 0.2b



(a)



(b)



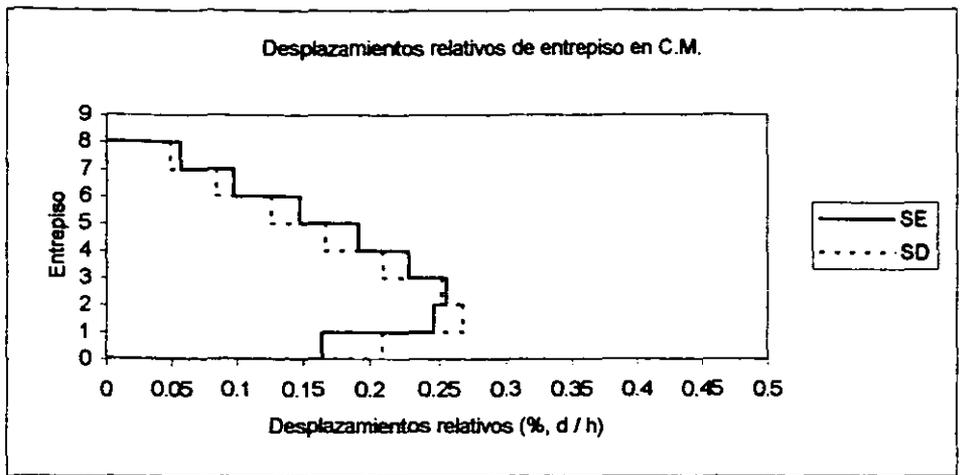
(c)

Figura 6.4.3. Desplazamientos relativos en el C.M. en dirección de X (8 niveles)

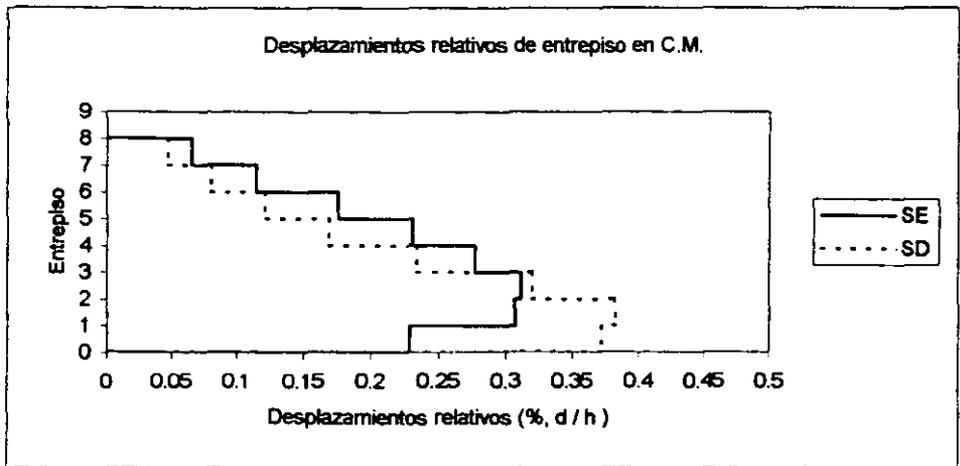
(a) Simétrico

(b) Asimétrico con excentricidad en masa de 0.1b

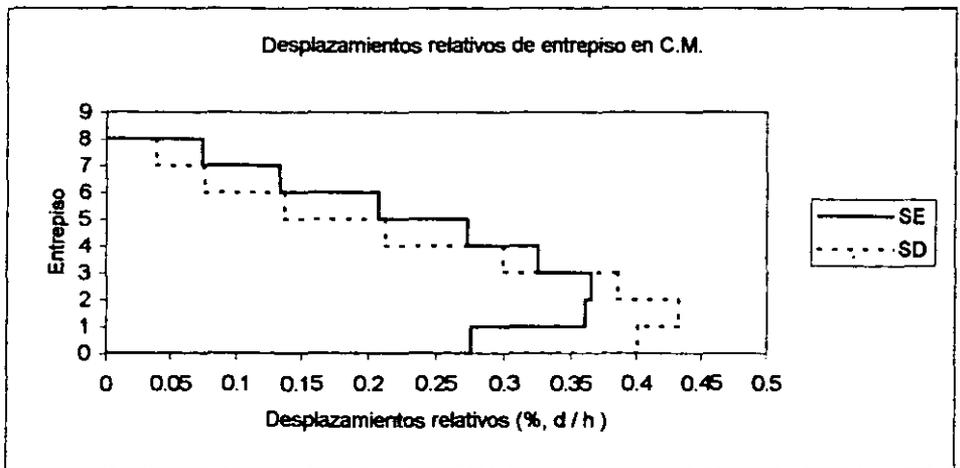
(c) Asimétrico con excentricidad en masa de 0.2b



(a)



(b)



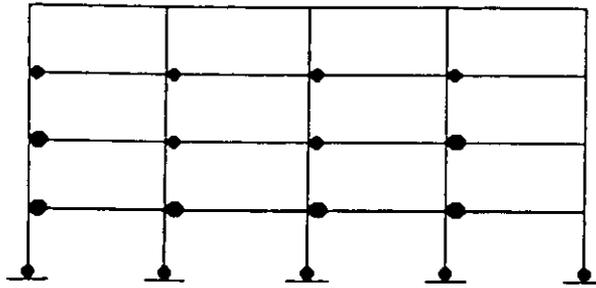
(c)

Figura 6.4.4. Desplazamientos relativos en el C.M. en dirección de Y (8 niveles)

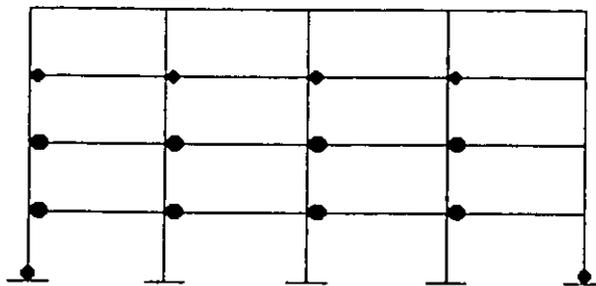
(a) Simétrico

(b) Asimétrico con excentricidad en masa de 0.1b

(c) Asimétrico con excentricidad en masa de 0.2b



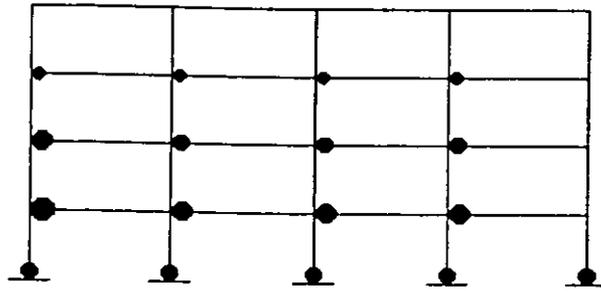
Análisis Dinámico



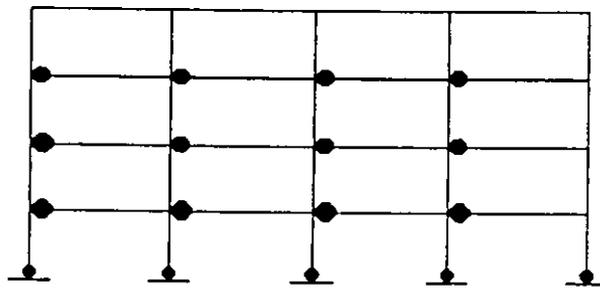
Análisis Estático

	Ductilidad
•	1-1.99
●	2-2.99
●	3-3.99
●	4-4.99
●	5-5.99
●	6 y más

Figura 6.5.1. Formación de articulaciones para el modelo1 simétrico y escala de la articulación en función de la ductilidad

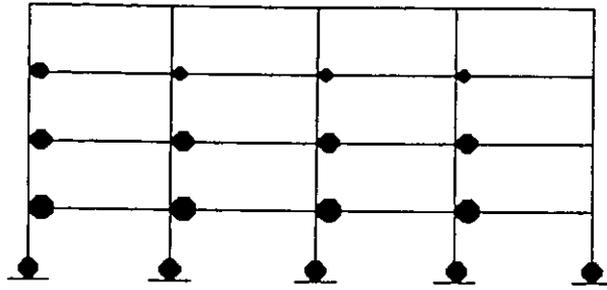


Análisis Dinámico

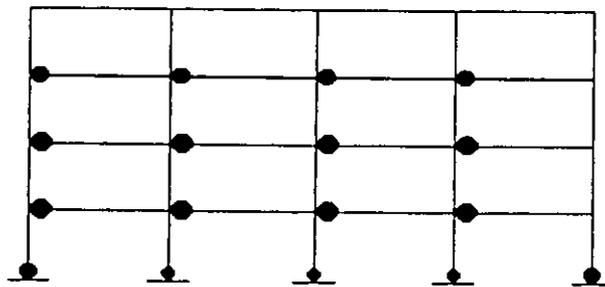


Análisis Estático

Figura 6.5.2. Formación de articulaciones el modelo1 con excentricidad de 0.1b en masa

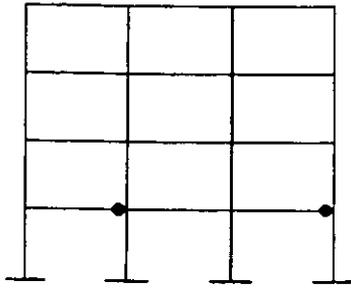


Análisis Dinámico

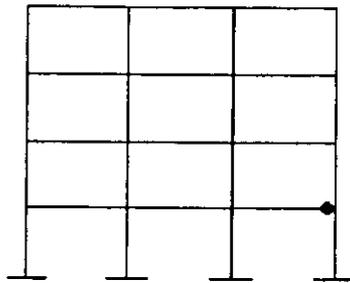


Análisis Estático

Figura 6.5.3. Formación de articulaciones para el modelo1 con excentricidad de 0.2b en masa

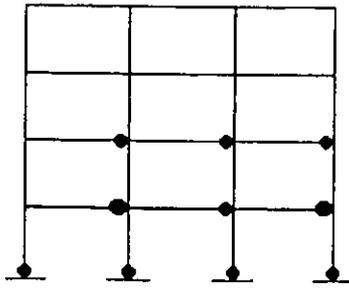


Análisis Dinámico

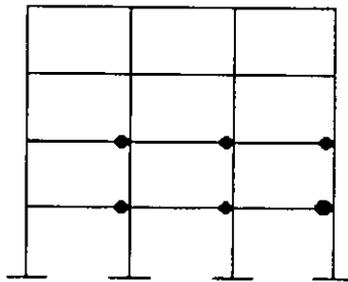


Análisis Estático

Figura 6.5.4. Formación de articulaciones para el modelo1 simétrico

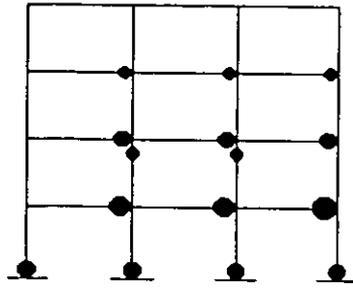


Análisis Dinámico

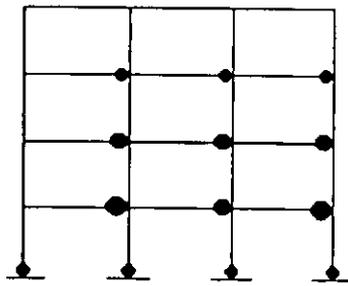


Análisis Estático

Figura 6.5.5. Formación de articulaciones para el modelo1 con excentricidad de 0.1b en masa

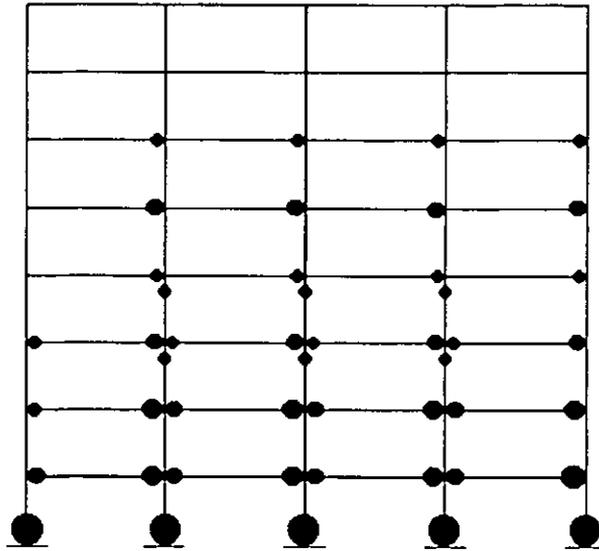


Análisis Dinámico

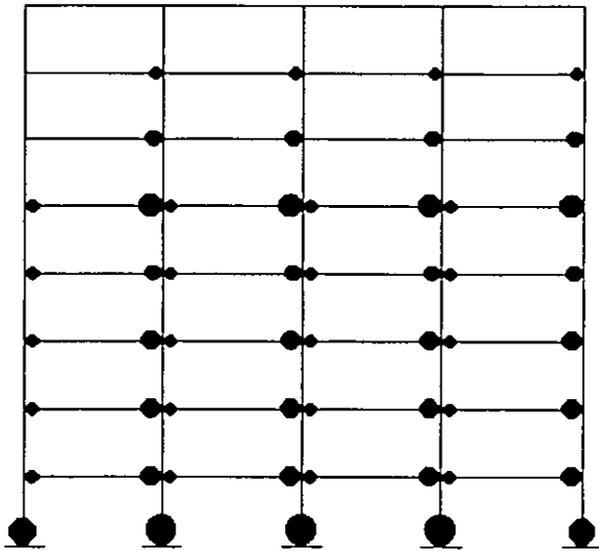


Análisis Estático

Figura 6.5.6. Formación de articulaciones para el modelo1 con excentricidad de $0.2b$ en masa

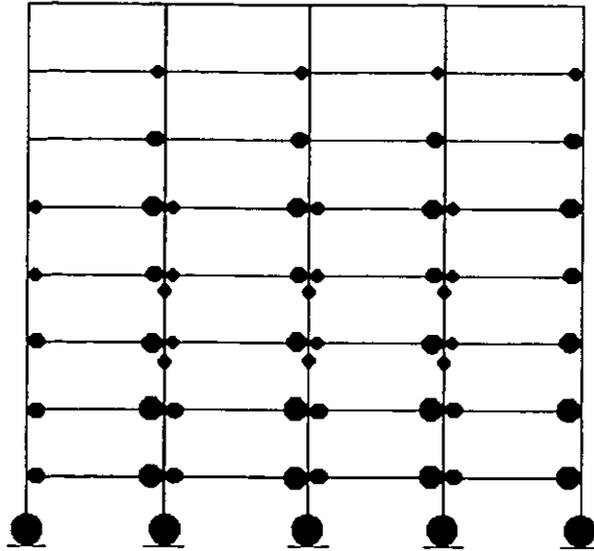


Análisis Dinámico

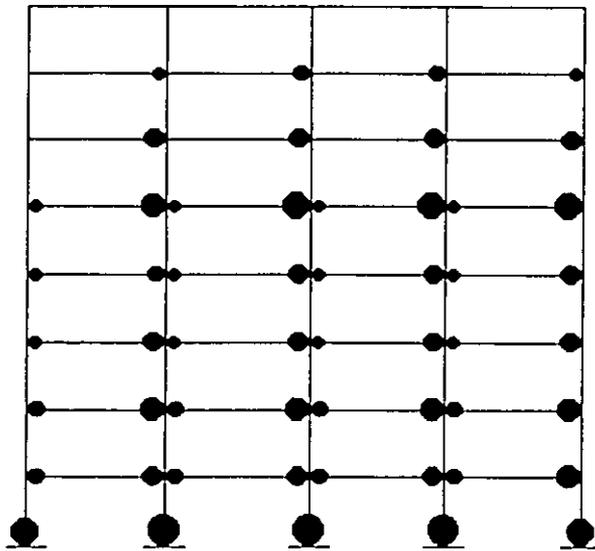


Análisis Estático

Figura 6.5.7. Formación de articulaciones para el modelo2 simétrico

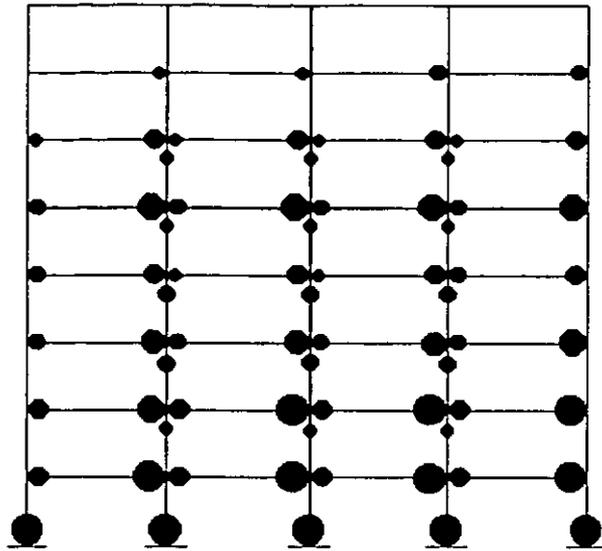


Análisis Dinámico

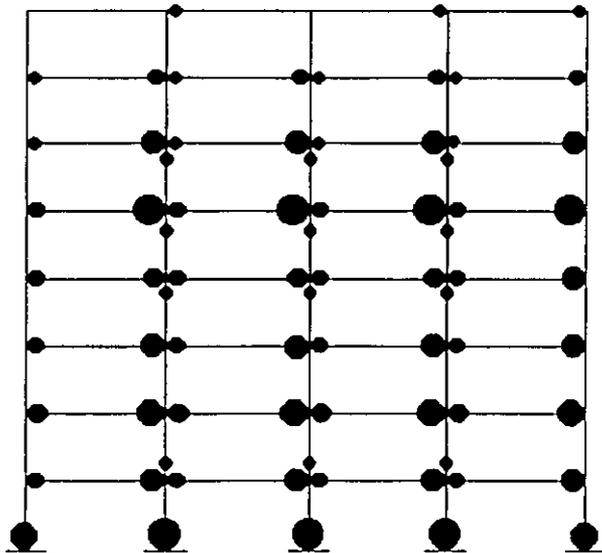


Análisis Estático

Figura 6.5.8. Formación de articulaciones para el modelo2 con excentricidad de 0.1b en masa

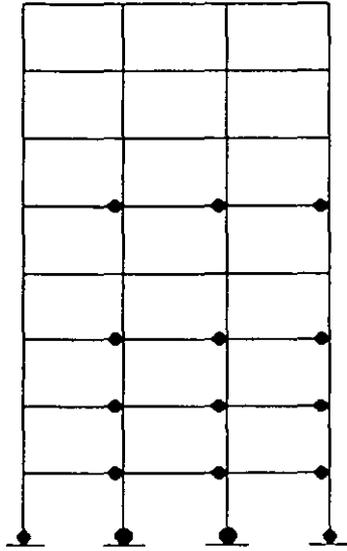


Análisis Dinámico

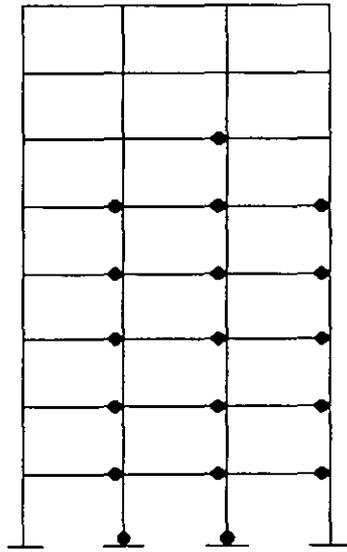


Análisis Estático

Figura 6.5.9. Formación de articulaciones para el modelo2 con excentricidad de $0.2b$ en masa

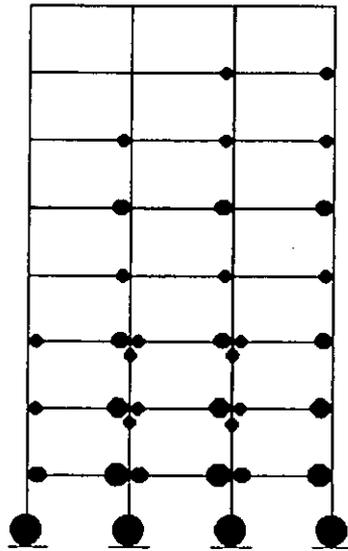


Análisis Dinámico

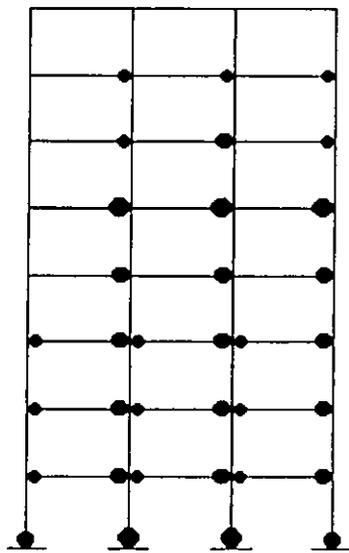


Análisis Estático

Figura 6.5.10. Formación de articulaciones para el modelo2 simétrico

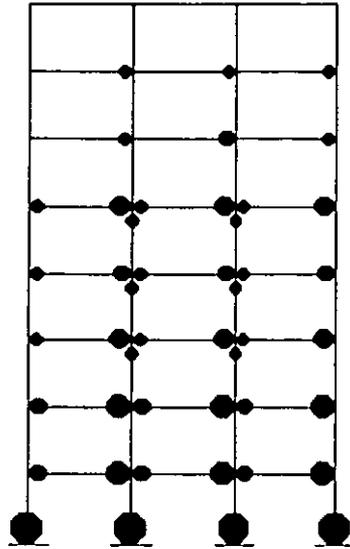


Análisis Dinámico

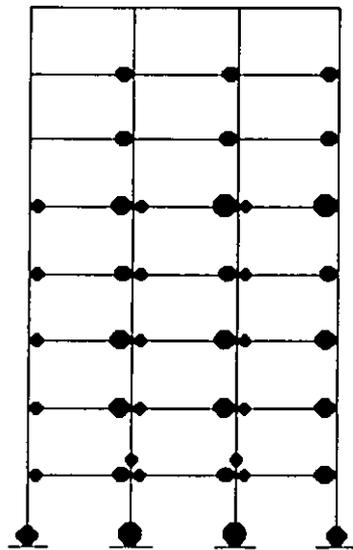


Análisis Estático

Figura 6.5.11. Formación de articulaciones para el modelo2 con excentricidad de 0.1b en masa



Análisis Dinámico



Análisis Estático

Figura 6.5.12. Formación de articulaciones para el modelo2 con excentricidad de $0.2b$ en masa

REFERENCIAS

Alcocer, S. M. y Jirsa, O. (1993), "Strength of Reinforced Concrete Frame Connections Rehabilitated by Jacketing", ACI Structural Journal, Vol. 90, No 3., mayo-junio.

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, México.

Biggs, J. M. (1964), "Introduction to Structural Dynamics", McGraw-Hill, Inc., Nueva York, N.Y., pp. 202-205.

Camilo, L. (1995), "Procedimiento Aproximado para la Determinación de la Capacidad Sísmica de Edificios", Tesis de Maestría, DEPFI, UNAM, México.

Carr J. (1996), "Ruaumoko: Inelastic Dynamic Analysis", Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Nueva Zelanda, febrero.

Clough, R. W. y Penzien, J. (1993), "Dynamics of Structures", second edition McGraw-Hill Inc., Nueva York, N.Y.

Correa, M. (1993), "Aplicación del Método del Espectro de Capacidad a Edificios en el Valle de México ", Tesis de Maestría, DEPFI, UNAM, México.

Escobar, J. A. y Ayala, G. (1991), "Efecto de las Propiedades Estructurales Inciertas Sobre la Respuesta Sísmica No Lineal de Modelos de Edificios Asimétricos", IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VII Congreso de Ingeniería Estructural, Manzanillo Col., Vol. I, pp. 3-11 a 3-20

Fajfar, P. y Gaspersic, P. (1996), "The N2 Method for the Seismic Damage Analysis of RC Buildings", Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol. 25, 31-46.

Freeman, S. A., Nicoletti, J. P. y Tyrrell, J. V. (1975), "Evaluation of Existing Buildings for Seismic Risk, A Case Study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington", Proc. of the U.S. National Conference on Earthquake Engineering-1975, EERI, Ann Arbor, Michigan, junio pp. 113-122.

García, O. (1992), "Comportamiento Sísmico de Modelos de Edificios en Torsión", Tesis de Maestría, DEPMI, UNAM, México.

Gillies, A. G. (1979), "DYNDIR: Post-Elastic Dynamic Analysis of Three-Dimensional Frame Structures", Report No. 218, University of Auckland, Auckland, Nueva Zelanda, septiembre.

Gómez, R., Ayala, G. y Jaramillo, J. D. (1987), "Respuesta Sísmica de Edificios Asimétricos", Informe interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, Mayo.

Iwan, W. D. y Gates, N. C. (1979), "Estimating Earthquake Response of Simple Hysteretic Structures", Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, vol. 105, No. EM3, junio.

Kilar, V. y Fajfar, P. (1997), "Simple Push-Over Analysis of Asymmetric Buildings", Earthquake Engineering And Structural Dynamics, Vol. 26, pp. 233-249.

Kunnath, S. K., Valles-Mattox, R. E. y Reinhorn, A.M. (1996), "Evaluation of Seismic Damageability of Typical R/C Building in Midwest United States", Proc. 11th WCEE, Acapulco, México.

Lawson, R. S., Vance, V. y Krawinkler, H. (1994), " Nonlinear Static Push-Over Analysis-Why, When and How?", 5th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Chicago, Illinois, Vol. 1, pp. 283-292.

Li, K. N. (1996), "CANNY-E. Three-Dimensional Nonlinear Dynamic Structural Analysis Computer Program Package", Canny Consultants PTE. LTD, Singapore.

Luaces, F. (1995), "Sobrerresistencia en Estructuras a Base de Marcos de Concreto Reforzado", Tesis de Maestría, DEPMI, UNAM. , México.

Moghadam, A. S. y Tso, W. K. (1996), "Damage Assessment of Eccentric Multistorey Buildings Using 3-D Pushover Analysis", 11th WCEE, Acapulco, México.

Moghadam, A. S. y Tso, W. K. (1997), "Seismic Response of Asymmetrical Buildings Using Pushover Analysis", Proceedings of the International Workshop on Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, Bled, Slovenia, 24-27 de junio. A. A. Balkema International Publishers, Rotterdam, Holanda.

Moghadam, A. S. y Tso, W. K. (1998), "Pushover Analysis for Asymmetrical Multistorey Buildings", 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, EERI, Seattle, Washington.

Prakash, V., Powell, G. H. y Fillipou, F.C. (1992), "DRAIN-2DX: Base Program User Guide", Department of Civil Engineering University of California, Berkeley, CA.

Prakash, V., Powell, G. H. y Cambell, S. (1993), "DRAIN-3DX: Base Program Description and User Guide", Department of Civil Engineering University of California, Berkeley CA.

Qi, X. y Moehle, J. P., (1991), "Displacement Design Approach for Reinforced Concrete Structures Subjected to Earthquakes", Report UCB/EERC-91/02, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, (1987), Departamento del Distrito Federal, México, D.F.

Requena, M., (1999), "Método Aproximado para la Evaluación del Comportamiento Sísmico de Edificios Altos", Tesis de Maestría, DEPFI, UNAM, México

Roufaiel, M. y Meyer, C., (1987), "Analytic Modeling of Hysteretic Behavior of R/C Frames", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 113, No. 3, mayo, pp. 429-444.

Saiidi, M. y Sozen, M., (1981), "Simple Nonlinear Seismic Analysis of R/C Structures", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 107, pp 937-952.

Ye, X., (1996), "Evaluación de Daño Estructural en Edificios de Concreto Reforzado Sujetos a Sismos", Tesis Doctoral, DEPFI, UNAM, México.