

01161

7



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

TESIS

**ESTIMACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA
ESTRUCTURAL UTILIZANDO SISTEMAS
LINEALES EQUIVALENTES DE MÚLTIPLES
GRADOS DE LIBERTAD**

PRESENTADA POR:

MIGUEL ANGEL FERNÁNDEZ PALAFOX

PARA OBTENER EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERÍA
(ESTRUCTURAS)**

DIRIGIDA POR:

DR. LUIS ESTEVA MARABOTO

CIUDAD UNIVERSITARIA, 2003



cl

TESIS CON
FALLA DE CONTENIDO



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.

DEDICATORIAS Y RECONOCIMIENTOS

A mi padre. Nicolás Fernández, por todo tu amor y apoyo que me has dado siempre, sobre todo por el ejemplo de persona que eres.

A la memoria de mi madre. Trinidad Palafox, para ti donde quiera que estés.

Dedico también este trabajo a toda mi familia: a mis hermanos y sobrinos. Gracias por su amistad, confianza y aprecio.

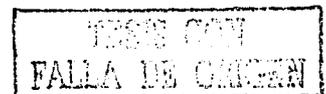
Quiero agradecer a mi director de tesis, Dr. Luis Esteva Maraboto, por el gran apoyo que me ha dado, por su confianza, por todos los conocimientos compartidos conmigo, pero sobre todo por su invaluable ejemplo de excelencia no solo académica.

Agradezco de manera especial al Dr. Orlando Díaz López por su gran ayuda y orientación en esta tesis. También a los doctores, Roberto Meli, Sonia E. Ruiz y Jaime García por su revisión y valiosos comentarios.

Agradezco a las instituciones y profesores que me han formado profesionalmente, al Instituto Tecnológico de Apizaco, a la Universidad Nacional Autónoma de México, en especial al Instituto de Ingeniería.

Finalmente, agradezco el apoyo económico otorgado por el Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) durante mis estudios de maestría.

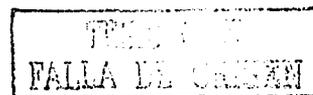
5



CONTENIDO

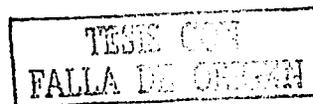
1. INTRODUCCIÓN	1
2. ANTECEDENTES	3
3. SISTEMA LINEAL EQUIVALENTE	5
3.1 Planteamiento teórico	5
3.2 Condición de linealización equivalente: desplazamiento en la azotea	6
3.2.1 Rigidez lateral efectiva	7
3.2.2 Amortiguamiento efectivo	8
3.3 Análisis modal espectral con las nuevas propiedades del SLE	9
3.4 Algoritmo general para la determinación de las propiedades mecánicas y respuestas no lineales calculadas a partir del SLE	10
4. CASOS ESTUDIADOS	13
4.1 Generalidades	13
4.2 Consideraciones en el diseño de los edificios	15
4.3 Características principales de los edificios	16
4.4 Propiedades medias	19
4.4.1 Valores medios en la geometría de las secciones de los elementos estructurales	19
4.4.1.1 Trabes	19
4.4.1.2 Columnas	20
4.4.2 Valores medios en las resistencias de los materiales	20
4.4.2.1 Esfuerzo de compresión del concreto, f'_c	20
4.4.2.2 Esfuerzo de fluencia del acero, f_y	20
4.4.2.3 Parámetros que definen la curva f_s - ϵ del acero, propuestos por Park y Paulay	21
4.4.3 Valores medios en las cargas gravitacionales	22
4.4.3.1 Carga viva	22
4.4.3.2 Carga muerta	22
4.5 Modelo detallado	23

C



4.6 Métodos de análisis	23
4.6.1 Análisis paso a paso, APP	24
4.6.2 Modelos de comportamiento histerético	24
4.6.2.1 Modelo bilineal	25
4.6.2.2 Modelo con degradación de rigidez (Takeda)	26
4.6.2.3 Modelo con degradación de rigidez y deterioro de resistencia	28
4.7 Sistema simplificado de referencia, SSR	30
4.8 Excitación sísmica	34
5. RESULTADOS	35
5.1 Resultados	35
5.2 Sistema lineal equivalente	35
5.3 Análisis paso a paso	48
5.4 Sistema simplificado de referencia	50
5.5 Comparación de respuestas: desplazamientos máximos en la azotea	54
5.6 Comparación de respuestas: distorsiones de entrepiso	55
5.7 Segundo criterio de linealización equivalente	61
5.7.1 Cálculo del amortiguamiento y de la rigidez de entrepiso equivalente	62
5.7.2 Análisis con las nuevas propiedades del sistema lineal equivalente	63
6. CONCLUSIONES	64
6.1 Conclusiones	64
6.2 Recomendaciones	66
Bibliografía	
Apéndice A	

d

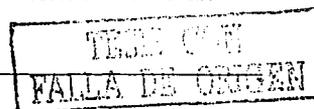




CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN

En el marco de los criterios de diseño sísmico basados en desempeño es de fundamental importancia conocer las demandas de desplazamiento máximo de los sistemas sometidos a una intensidad sísmica dada. La necesidad de contar con nuevas alternativas para estimar la respuesta de los sistemas estructurales sometidos a excitaciones sísmicas, ha promovido el desarrollo de nuevas herramientas de análisis aproximadas, que ayudan y simplifican la labor diaria del ingeniero estructurista. Por otro lado, el desarrollo y accesibilidad de nuevos programas computacionales con los que se pueden hacer análisis sísmicos dinámicos no lineales, ha permitido implementar nuevas metodologías de análisis y diseño sísmico; sin embargo, muchas de éstas quedan fuera del alcance de aplicaciones comunes en la práctica del diseño sísmico en nuestro país, debido a la complejidad en sus procedimientos y al costo en tiempo que representa su aplicación, por lo que en este trabajo se busca una nueva alternativa que permita efectuar dichos análisis sin que represente un costo y esfuerzo excesivo.

El objetivo de este trabajo es proponer un método para estimar la respuesta sísmica no lineal de marcos de edificios de múltiples grados de libertad. El método se basa en un procedimiento iterativo en el cual se calcula la respuesta de la estructura mediante un análisis modal espectral convencional en cada etapa del proceso haciendo uso de un





sistema lineal equivalente (SLE). Las propiedades de rigidez y porcentaje de amortiguamiento del sistema lineal equivalente se determinan en cada iteración a partir de un análisis de empuje lateral, tomando el valor del desplazamiento máximo en la azotea como variable de referencia para establecer el criterio de linealización equivalente. El método se aplica a muestras de marcos interiores de edificios de planta cuadrada, de 5, 10 y 15 niveles con propiedades geométricas, mecánicas y cargas medias.

Con el propósito de simplificar el cálculo de las propiedades del sistema lineal equivalente, específicamente en lo referente al cálculo de la matriz de rigidez, se propone utilizar un sistema de cortante, para el cual, cada rigidez de entrepiso se determina utilizando los valores de la rigidez secante, dada por la relación del cortante de entrepiso entre la deformación correspondiente. El porcentaje de amortiguamiento equivalente se determina a partir de la energía disipada por el sistema durante su ciclo de respuesta.

Las estructuras estudiadas se diseñaron de acuerdo con el reglamento de construcciones para el Distrito Federal (RCDF); sus características se describen en forma detallada en el Capítulo 4. Se consideró un factor de comportamiento sísmico Q de 4 y coeficientes de diseño c con valores de 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5 y 0.6, con lo cual se cubre un intervalo amplio de valores.

La calibración del método propuesto de linealización equivalente para sistemas de múltiples grados de libertad, se lleva a cabo comparando la respuesta global (respuesta máxima en la azotea) y local (distorsiones de entrepiso), de los sistemas estructurales estudiados que se obtienen con otros métodos de análisis: el método del sistema simplificado de referencia (SSR), y el método de análisis paso a paso (APP). En los análisis paso a paso se incluyen diferentes modelos de comportamiento bajo carga cíclica reversible de los elementos estructurales que forman los sistemas estudiados. En el Capítulo 4 se da una descripción detallada de los métodos mencionados anteriormente.

Se utiliza como excitación el registro del sismo del 19 de septiembre de 1985, componente EW, registrado en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes ubicada en la Ciudad de México.



CAPÍTULO 2

ANTECEDENTES

Se han hecho varios estudios que tratan de la estimación de la máxima demanda de desplazamiento inelástico de sistemas de un grado de libertad mediante linealización equivalente; por ejemplo, el método propuesto por Rosenblueth y Herrera (ref. 23) para estructuras sometidas a excitaciones armónicas, considerado el primer método de linealización equivalente que propone el valor de la rigidez secante correspondiente a un valor de deformación máxima como base para determinar el periodo de vibración del sistema. Por otra parte, con base en estudios experimentales, Gulkan y Sozen (ref. 9) proponen una fórmula empírica para estimar el porcentaje de amortiguamiento efectivo del sistema. Iwan (ref. 10) propone expresiones empíricas para estimar el periodo y amortiguamiento equivalente del sistema, que resultan del ajuste a resultados de análisis de respuesta obtenidas mediante análisis paso a paso. Sin embargo, el uso de las expresiones propuestas en los trabajos anteriores queda limitado a sistemas de un grado de libertad. Un estudio completo acerca de varios de los criterios de linealización equivalente aplicados a sistemas de un grado de libertad se puede ver en Miranda y Ruiz (ref. 15).

Recientemente algunos investigadores han desarrollado métodos aproximados que permiten hacer estimaciones de las respuestas sísmicas inelásticas de sistemas de múltiples grados de libertad ante una excitación sísmica. Vamvatsikos y Cornell (ref. 25),



proponen el método de análisis dinámico incremental (incremental dynamic analysis, en la literatura en inglés), que es básicamente un análisis de empuje lateral dinámico donde se supone a la estructura de interés sujeta a un conjunto de acelerogramas escalados a intensidades diferentes. De los análisis de la estructura se traza una curva que relaciona, por ejemplo, las fuerzas cortantes en la base con los desplazamientos en la punta, o la aceleración espectral *versus* la distorsión máxima de entrepiso. De esta curva se estima la intensidad que produce la falla, que es la intensidad para la cual la curva se vuelve horizontal, o casi.

En otro trabajo, Chopra y Goel (ref. 1), proponen un método de análisis de empuje lateral modal para estimar las demandas sísmicas inelásticas de marcos de edificios. En este análisis, para cada modo de vibración se estiman las respuestas de la estructura de interés mediante un análisis de empuje lateral, utilizando como excitación la distribución invariante en la altura de fuerzas de inercia que crecen monótonamente, correspondientes a cada uno de los modos de vibrar. Los autores hacen notar que es suficiente tomar los tres primeros modos de vibración para llevar a cabo el análisis. La respuesta sísmica total se estima combinando las respuestas modales debidas a los primeros modos de vibración de la estructura. Este método aun no ha sido lo suficientemente calibrado para verificar su efectividad en diferentes tipos de sistemas estructurales.

Estos dos últimos métodos mencionados arriba estiman con una precisión aceptable las demandas sísmicas no lineales de los sistemas estructurales estudiados si es que éstas se comparan con las respuestas que se estiman mediante un análisis paso a paso. Sin embargo, su desarrollo implica un esfuerzo importante en tiempo de cómputo respecto del que típicamente se toma en condiciones de la práctica del diseño estructural, por lo que su aplicación en problemas de diseño estructural es limitado.

Por lo anterior, en este trabajo se propone un método de análisis aproximado para estimar la respuesta de marcos de edificios de varios niveles que se comportan en forma inelástica ante la acción de un evento sísmico. Este método tiene la ventaja de que su aplicación no implica un marco de desarrollo operativo y teórico muy elaborado.



CAPÍTULO 3

SISTEMA LINEAL EQUIVALENTE

3.1 Planteamiento teórico

El método de análisis propuesto para estimar la respuesta sísmica no lineal de sistemas de múltiples grados de libertad (SMGL) se basa en el uso de un sistema lineal equivalente (SLE). Las propiedades mecánicas de este sistema, rigidez lateral y porcentaje de amortiguamiento, se determinan mediante un proceso iterativo. La respuesta total en cada uno de los entrepisos de la estructura analizada durante cada etapa del proceso iterativo se estima combinando las respuestas modales del sistema lineal equivalente calculadas mediante un análisis modal espectral convencional (AME). Se propone la condición de linealización equivalente en términos de un solo grado libertad, el desplazamiento máximo en la azotea.

Considérese un SMGL con comportamiento no lineal y propiedades mecánicas definidas por la matriz de rigidez lateral K y porcentaje de amortiguamiento ξ sometido a una excitación sísmica de intensidad y , para intensidades bajas (comportamiento estructural elástico). Su respuesta dinámica se puede estimar mediante un AME; las contribuciones de los modos de vibración que influyen de manera importante en la respuesta se pueden

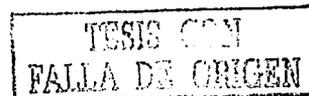


combinar mediante algún criterio adecuado, por ejemplo la regla de combinación modal propuesta por Rosenblueth y Elorduy (ref. 22), -la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados- RCSC, que es válida para estructuras con frecuencias naturales de vibración lo suficientemente separadas, como podrían ser los edificios de varios niveles con planta simétrica. En este trabajo supondremos que la operación anterior se puede llevar a cabo también para excitaciones sísmicas con intensidades mayores (respuesta estructural inelástica) haciendo uso de un sistema lineal equivalente.

Las propiedades mecánicas del SLE, rigidez lateral y amortiguamiento, se escogen (se calculan) de tal forma que representen la reducción de rigidez y disipación de energía histerética que resulta del comportamiento no lineal de los elementos estructurales. Lo anterior se lleva a cabo en cada paso iterativo mediante un análisis de empuje lateral pseudo-estático incremental (pushover en la literatura en inglés), considerando que la forma del vector de fuerzas aplicado al sistema es igual a la configuración de fuerzas obtenida mediante alguna regla de combinación modal estimada en el análisis modal espectral previo.

3.2. Condición de linealización equivalente: desplazamiento máximo en la azotea.

Sean K_i y ξ_i los valores de la matriz de rigidez y porcentaje de amortiguamiento asociados al SLE al inicio de la i -ésima iteración; la respuesta de este sistema se puede calcular mediante un análisis modal espectral AME, aplicando la regla de combinación RCSC. Los valores de desplazamiento de cada nivel asociados al vector ϕ_i , de la configuración de fuerzas laterales equivalentes de inercia asociadas al vector Q_i , del desplazamiento máximo en la azotea u_i y del cortante basal V_i resultantes, se utilizan enseguida para llevar a cabo un análisis de empuje lateral de la estructura de interés con el propósito de determinar la matriz de rigidez K'_i y porcentaje de amortiguamiento ξ'_i que servirán para caracterizar al nuevo sistema lineal equivalente.





3.2.1 Rigidez lateral efectiva

Con el propósito de simplificar el desarrollo del método, se supone una forma simple de obtener la matriz de rigidez y porcentaje de amortiguamiento efectivo del sistema. De acuerdo con ello, la matriz de rigidez K_i se estima considerando un modelo de sistema de viga de cortante. Cada valor de rigidez de entrepiso se determina utilizando los valores de rigidez secante de entrepiso (Fig. 3.1), dada por la relación del cortante de entrepiso entre la deformación correspondiente. Estos valores se obtienen del análisis de empuje lateral mencionado anteriormente, donde se considera aplicada sobre la estructura una configuración de fuerzas laterales proporcionales a Q_i (Análisis pseudo-estático Incremental. ASI). Se supone, además, que el análisis de empuje lateral finaliza cuando en la punta se alcanza un desplazamiento igual a u_i , que es el desplazamiento calculado en el AME previo inmediato.

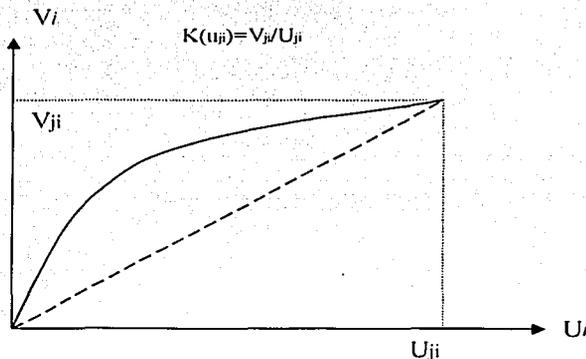


Figura 3.1 . Rigidez efectiva de entrepiso: iteración j , entrepiso i .



3.2.2 Amortiguamiento efectivo

Después de llevar a cabo el análisis de empuje lateral podemos definir la curva que relaciona al desplazamiento máximo en la azotea (U) con el cortante en la base (V_b). De esta curva podemos calcular el nuevo porcentaje de amortiguamiento ξ' del SLE, tomando en cuenta tanto la contribución del amortiguamiento viscoso ξ_v , correspondiente a la parte del comportamiento lineal del sistema, como el amortiguamiento histerético, ξ_H , asociado con el comportamiento histerético de los miembros estructurales. Este último amortiguamiento se define a partir del área bajo la curva (Fig. 3.2) del ciclo de carga-deformación (V_b-U) con una amplitud igual a $2U_i$. Este ciclo de carga se obtiene a partir del mismo análisis estático de empuje lateral que se hace para el cálculo de K' .

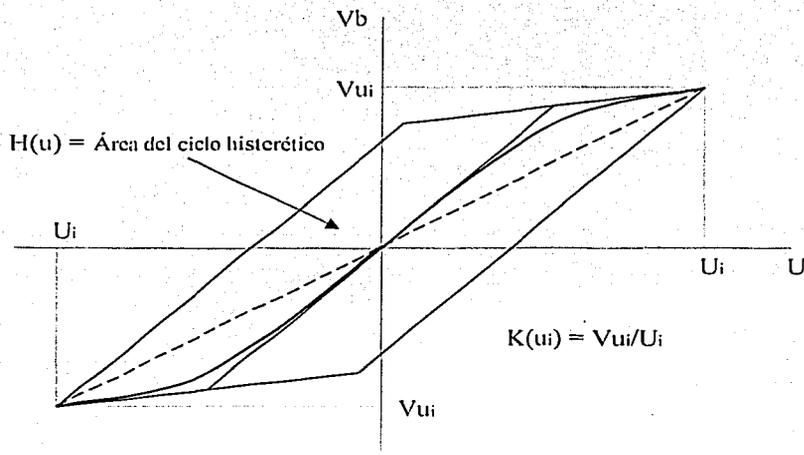


Figura 3.2 . Disipación de energía: Amortiguamiento histerético.

TESIS CON
FALLA DE CUBRIM



El amortiguamiento total del sistema como función del desplazamiento en la punta se estima mediante la expresión propuesta por Newmark y Rosenblueth (ref. 17).

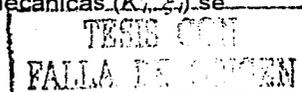
$$\xi'(u) = \xi_v(u) + \frac{H(u)}{2\pi K(u)u^2} \quad (1)$$

El primer término del segundo miembro en la Ecuación (1) es el porcentaje de amortiguamiento viscoso y el segundo término el porcentaje de amortiguamiento histerético; se supone que ambas variables son independientes. $H(u)$ es la energía disipada por histéresis en un ciclo de amplitud u , $K(u)$ es la rigidez secante a esa deformación y u es la deformación calculada en el análisis modal espectral (u_i de la i -ésima iteración).

El origen de la ecuación 1 data de un estudio elaborado por Jacobsen en 1930 (ref. 11) encaminado a estimar la respuesta de sistemas simples de un grado de libertad sometidos a excitaciones armónicas, en el cual, toma la rigidez del sistema igual a la rigidez secante correspondiente a la máxima amplitud de la respuesta, y el amortiguamiento lo toma igual al necesario para disipar en cada ciclo de respuesta una cantidad de energía igual a la que disipa el sistema histerético durante su ciclo de amplitud máxima. Este criterio puede exagerar los efectos del comportamiento no lineal, por lo que, para mejorarlo, Newmark y Rosenblueth (ref. 17), proponen tomar la rigidez efectiva y el amortiguamiento adicional del sistema como promedios pesados de los valores que tomarían tales variables si se calcularan de acuerdo con el criterio de Jacobsen para amplitudes de respuesta que varían de cero a la máxima.

3.3. Análisis modal espectral con las nuevas propiedades del SLE

Los valores de K'_i y ξ'_i definen las nuevas propiedades del SLE. A este sistema se le aplica un análisis modal espectral y se obtienen los nuevos valores de los vectores de respuesta φ'_i y Q'_i , así como del desplazamiento máximo de azotea, u'_i . Si el desplazamiento u'_i resulta igual a u_i el proceso iterativo ha concluido y los últimos valores calculados de los vectores de respuesta (φ'_i , Q'_i) y de propiedades mecánicas (K'_i , ξ'_i) se





asumirán para caracterizar al SLE; en caso contrario, se debe iniciar un nuevo ciclo iterativo. Se propone utilizar el siguiente criterio de extrapolación lineal para acelerar la convergencia del método propuesto como alternativa para iniciar el siguiente ciclo iterativo: Dado un par de valores calculados del desplazamiento máximo en la azotea, u , al inicio y final de dos ciclos de iteración consecutivos, (u_i, u'_i) y (u_{i+1}, u'_{i+1}) respectivamente, se propone utilizar las siguientes expresiones de extrapolación lineal:

$$u_{i+2} = \frac{u_{i+1} \left(\frac{u'_{i+1} - u'_i}{u_{i+1} - u_i} \right)}{(1 - r)} \quad (2)$$

donde r se calcula con la siguiente expresión:

$$r = \frac{(u'_{i+1} - u'_i)}{(u_{i+1} - u_i)} \quad (3)$$

En el Apéndice A se da la demostración de las ecuaciones anteriores.

3.4 Algoritmo general para la determinación de las propiedades mecánicas y respuestas no lineales calculadas a partir del SLE.

A continuación, por simplicidad en la notación, el símbolo G se usa para denotar los valores de la matriz de rigidez y porcentaje de amortiguamiento del SLE. Estos valores son función de la última respuesta dinámica no lineal calculada, que incluye el valor del desplazamiento máximo en la azotea, así como valores de las distorsiones de entepiso máximas, que en lo que sigue denotamos por U .



El Proceso iterativo contempla los siguientes pasos.

1. $G = G_L$ (G para respuesta estructural lineal)
2. Usar G para estimar U_1 , que es la primera aproximación a U . Esto se hace mediante un análisis modal espectral (AME), combinando las respuestas dinámicas lineales que se obtienen a partir de los diferentes modos de vibrar de la estructura, aplicando alguna regla de combinación como puede ser RCSC
3. Tomar $G = G(U_1)$, llevando a cabo un análisis pseudo-estático incremental (análisis pushover)
4. Usar el nuevo valor de G para estimar U'_1 , aplicando RCSC. En este caso el desplazamiento máximo en la azotea será u'_1 .
5. Comparar u_1 con u'_1 , si son iguales, entonces ir a 13. En caso contrario, ir a 6.
6. Tomar $U_2 = U'_1$. El desplazamiento en la azotea es u_2
7. Tomar $G = G(U_2)$, llevando a cabo un análisis pseudo-estático incremental (análisis pushover)
8. Usar el nuevo valor de G para estimar el nuevo valor U'_2 mediante un AME. El correspondiente desplazamiento en la azotea será u'_2
9. Comparar u_2 con u'_2 , si son iguales, entonces ir a 14. En caso contrario, ir a 10
10. Tomar $r = (u'_2 - u'_1)/(u_2 - u_1)$, $u_3 = u_2(u'_2/u_2 - r)/(1 - r)$
11. Tomar $u_1 = u_2$, $u'_1 = u'_2$, $u_2 = u_3$
12. Ir a 7
13. $U = U'_1$. Ir a 15
14. $U = U'_2$. Ir a 15
15. FIN.

Podemos ver que los pasos 10 y 11 constituyen el criterio mencionado anteriormente para acelerar la convergencia del método propuesto.

La Figura 3.3 muestra el proceso mediante el cual se definen las propiedades del sistema lineal equivalente, el análisis de empuje lateral del sistema de interés y la estimación de la respuesta sísmica no lineal mediante un análisis modal basado en el uso del sistema lineal equivalente.

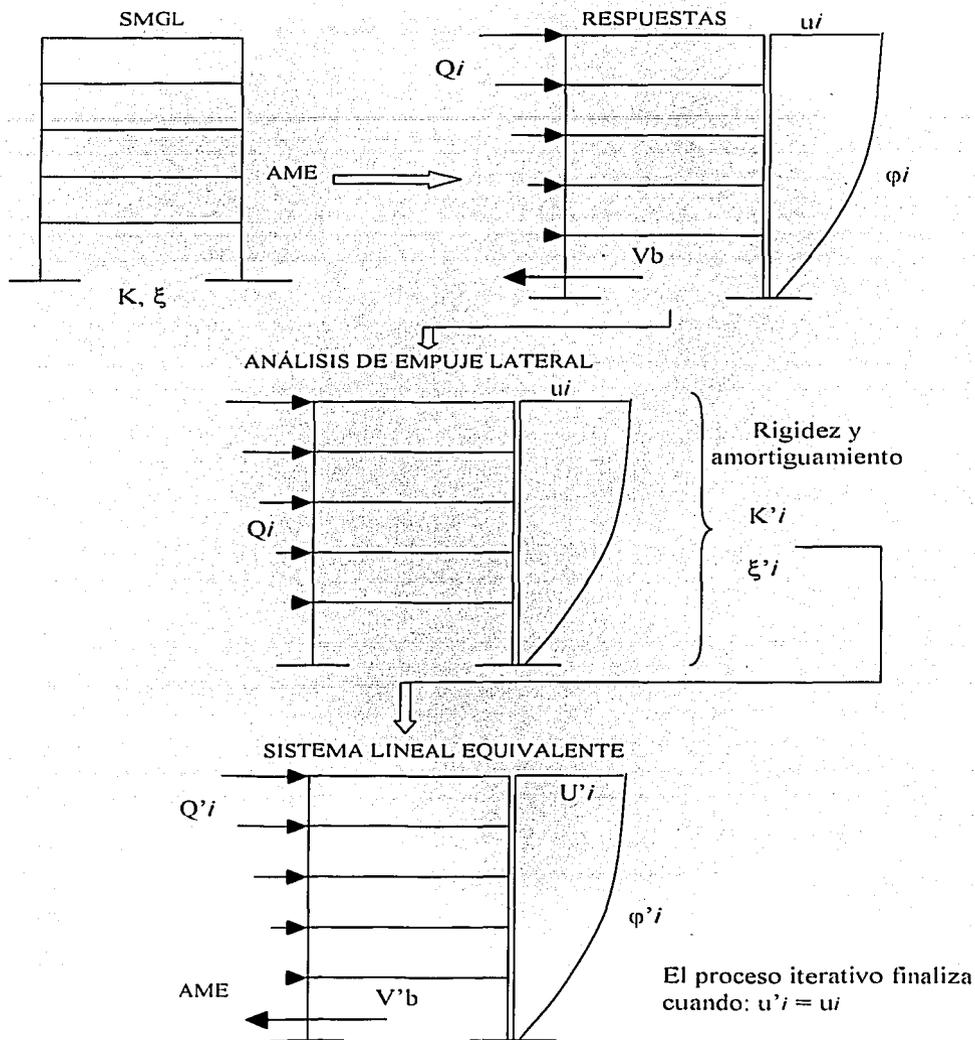


Figura 3.3. Proceso iterativo para la estimación de la respuesta sísmica



CAPÍTULO 4

CASOS ESTUDIADOS

4.1 Generalidades

El principal objetivo de este trabajo es proponer un método de análisis sísmico no lineal de marcos de edificios de múltiples grados de libertad basado en el criterio de linealización equivalente; para ello, se estudian marcos de estructuras de edificios de 5, 10 y 15 niveles que se consideran ubicados en la zona de terreno blando del Distrito Federal (zona III, según el RCDF), específicamente en un sitio donde el periodo dominante del suelo es muy próximo a dos segundos ($T_s = 2s$).

Las propiedades geométricas y mecánicas de los marcos estudiados se obtuvieron a partir de un análisis y diseño convencional tomando en cuenta los efectos de cargas verticales y de sismo, cumpliendo con los requisitos establecidos en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF 1993, ref. 2) y sus normas técnicas para diseño y construcción de estructuras de concreto (NTCC 1996, ref. 4). Las estructuras de 5 y 10 niveles se diseñaron para coeficientes de diseño sísmico, c , de 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5 y 0.6, mientras que las estructuras de 15 niveles se diseñaron para coeficientes, c , de 0.1, 0.2, 0.3 y 0.4. Cada uno de estos coeficientes se afectó por el factor de comportamiento sísmico $Q = 4$ (NTCS 1995, ref. 3), con el propósito de tomar en cuenta la capacidad de deformación inelástica de los materiales estructurales.



Se consideró que actúa una carga muerta igual a 600 kg/m^2 en todos los pisos, incluyendo la azotea. Esta carga toma en cuenta el peso de la losa y de los elementos que gravitan sobre ella, pero no incluye el peso propio de columnas y trabes. Los valores de la carga viva se obtuvieron del Art. 199 del RCDF-1993. Considerando el uso del edificio para oficinas, el valor de la carga máxima para entresijos intermedios se tomó igual a 250 kg/m^2 , mientras que la carga viva instantánea tomó un valor igual a 180 kg/m^2 . Con el fin de simplificar los cálculos, se consideró el valor de la carga viva en la azotea igual al de los pisos intermedios.

Las fuerzas laterales que actúan por nivel, consideradas en el análisis por carga sísmica, se obtuvieron con el criterio de análisis estático propuesto en las NTCS-1995 (ref. 3). El análisis se hizo considerando a las fuerzas actuando en una sola dirección horizontal del edificio. No se tomó en cuenta el efecto de la torsión accidental (edificios regulares en planta).

Se propuso una resistencia a la compresión para el concreto igual a $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ con módulo de elasticidad E_c igual a $14000\sqrt{f'_c}$ y peso volumétrico igual a 2400 kg/cm^3 y acero de refuerzo con esfuerzo de fluencia f_y igual a 4200 kg/cm^2 .

Las dimensiones de las secciones transversales de trabes y columnas que forman el marco (prediseño), así como las correspondientes cuantías de acero de refuerzo, se estimaron mediante un proceso iterativo, de manera que la deformación de entresijo por fuerza cortante no fuera mayor que 0.012 veces la altura del entresijo h . En la Tabla 4.1 se muestran para cada marco los valores de rigidez de entresijo, masa en cada nivel y periodos de vibración al inicio del proceso iterativo —marcos con las propiedades iniciales o de partida—, calculados a partir de propiedades medias. En los estudios de Esteva y cols (ref. 8) y Méndez (ref. 14) se presenta información más detallada de las cantidades de refuerzo longitudinal y transversal, así como de las hipótesis adoptadas para el diseño de los edificios estudiados.



entrepiso	marcos de 5 niveles		marcos de 10 niveles		marcos de 15 niveles	
	rigidez T/cm	Masa Ts ² /cm	Rigidez T/cm	masa Ts ² /cm	rigidez T/cm	masa Ts ² /cm
1	51.75000	0.0333585	135.6200	0.061287	378.4220	0.121500
2	44.69500	0.0327122	108.9740	0.058929	273.0050	0.117573
3	41.20400	0.0317841	96.6670	0.058929	236.3950	0.117573
4	32.68800	0.0308561	89.7890	0.056530	218.2170	0.114593
5	23.79200	0.0279633	78.1780	0.054130	195.1720	0.111613
6			69.0710	0.053212	169.4150	0.106605
7			61.3640	0.051308	152.1980	0.106605
8			48.6730	0.049403	142.3740	0.103938
9			36.6400	0.046060	130.0360	0.101271
10			24.5080	0.043290	117.9710	0.099828
11					107.9850	0.099828
12					98.0830	0.095434
13					78.8310	0.091040
14					55.6100	0.084338
15					33.0720	0.078671
Periodo (s)	T = 0.5838		T = 1.0015		T = 1.4143	

Tabla 4.1. Valores de rigidez, masa y periodo fundamental de vibración

4.2 Consideraciones en el diseño de los edificios

En el proceso de diseño de los elementos estructurales de los edificios se cumplió con las disposiciones de las NTCC-1996. Las consideraciones que se tomaron en cuenta para llevar a cabo el diseño fueron las siguientes:

- Los marcos se diseñaron con el criterio de marcos dúctiles
- No se toman en cuenta los efectos de interacción suelo estructura
- Se consideran a los sistemas de piso como diafragmas rígidos en su plano
- Se toman en cuenta los efectos de esbeltez
- Las columnas se dimensionaron por flexocompresión con un factor de resistencia igual a 0.6
- Para las traveses se tomó un factor de resistencia a flexión de 0.9 y de 0.6 para cortante
- Se cumplieron los requisitos de acero mínimo y máximo en traveses y columnas
- En el diseño del refuerzo transversal se tomaron en cuenta los criterios de armado por confinamiento.



4.3 Características principales de los edificios

Los edificios estudiados se consideran regulares en planta y elevación, tienen planta cuadrada y se suponen destinados a oficinas. Las características geométricas principales de un marco de cada uno de los grupos de estructuras estudiados se muestran en la Figura 4.1. Se considera que los marcos en cada dirección ortogonal tienen la misma rigidez lateral, ya que todas las vigas y columnas tienen la misma sección. Los tableros de las losas quedan limitados por vigas principales únicamente; no se tienen vigas secundarias y no se toma en cuenta la contribución de la losa en la rigidez lateral.

A continuación se mencionan las características principales de los edificios estudiados.

EDIFICIO DE 5 NIVELES

- Planta cuadrada de 10 X 10 m
- Tres ejes de columnas (tres marcos) en cada dirección, con una separación entre ejes de 5 m
- Altura del primer entrepiso de 3.50 m y 2.80 m en el resto de los entrepisos, lo que da una altura total de 14.70 m
- Relación de esbeltez (altura / ancho) de 1.47

EDIFICIO DE 10 NIVELES

- Planta cuadrada de 12.40 X 12.40 m
- Tres ejes de columnas (tres marcos) en cada dirección, con una separación entre ejes de 6.20 m
- Altura del primer entrepiso de 4.0 m y 3.0 m en el resto de los entrepisos, lo que da una altura total de 31.0 m
- Relación de esbeltez (altura / ancho) de 2.5

EDIFICIO DE 15 NIVELES

- Planta cuadrada de 19.50 X 19.50 m
- Cuatro ejes de columnas (cuatro marcos) en cada dirección, con una separación entre ejes de 6.50 m
- Altura del primer entrepiso de 4.0 m y 3.2 m en el resto de los entrepisos, lo que da una altura total de 48.80 m
- Relación de esbeltez (altura / ancho) de 2.5

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

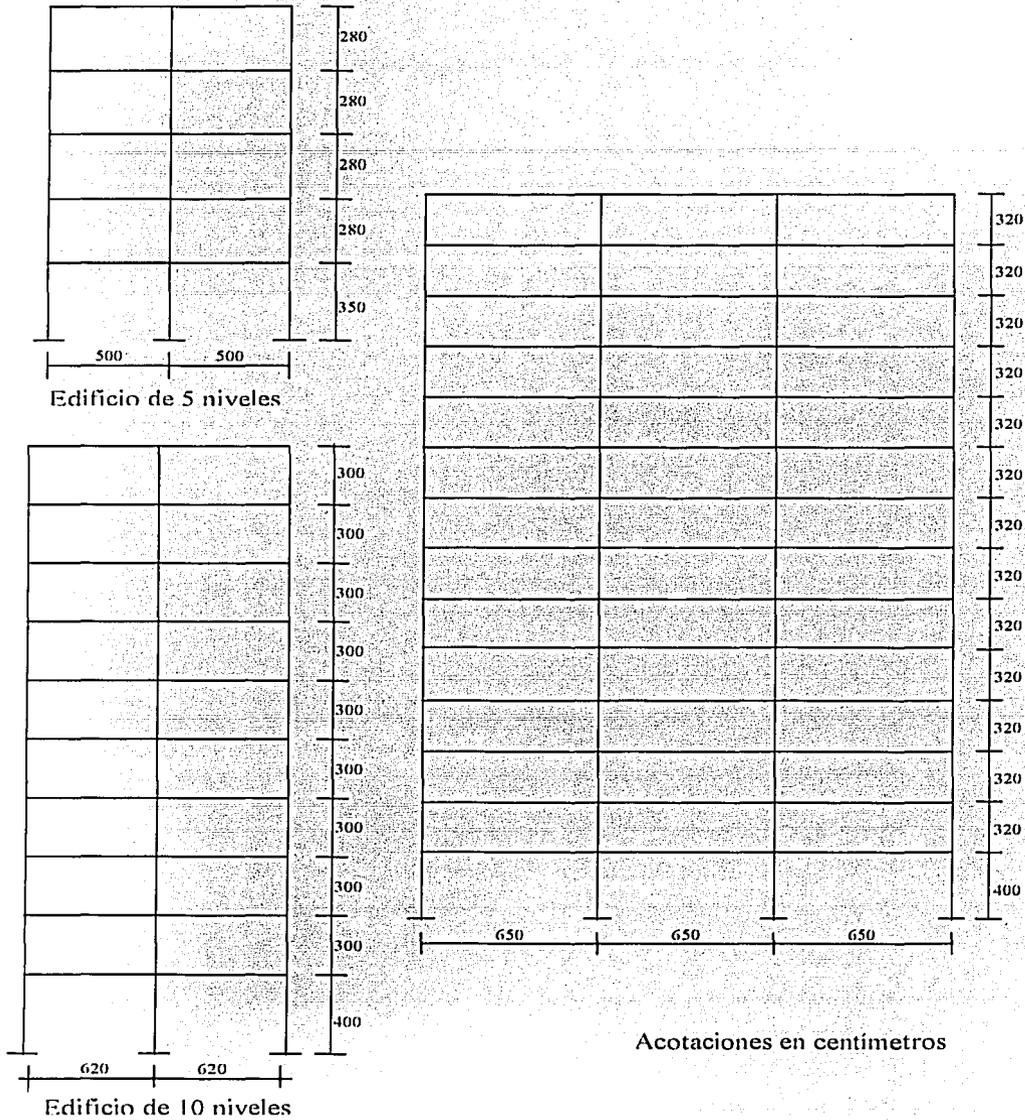
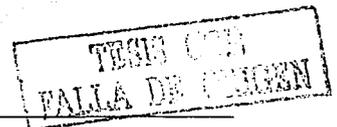


Figura 4.1. Edificios estudiados, marcos en elevación



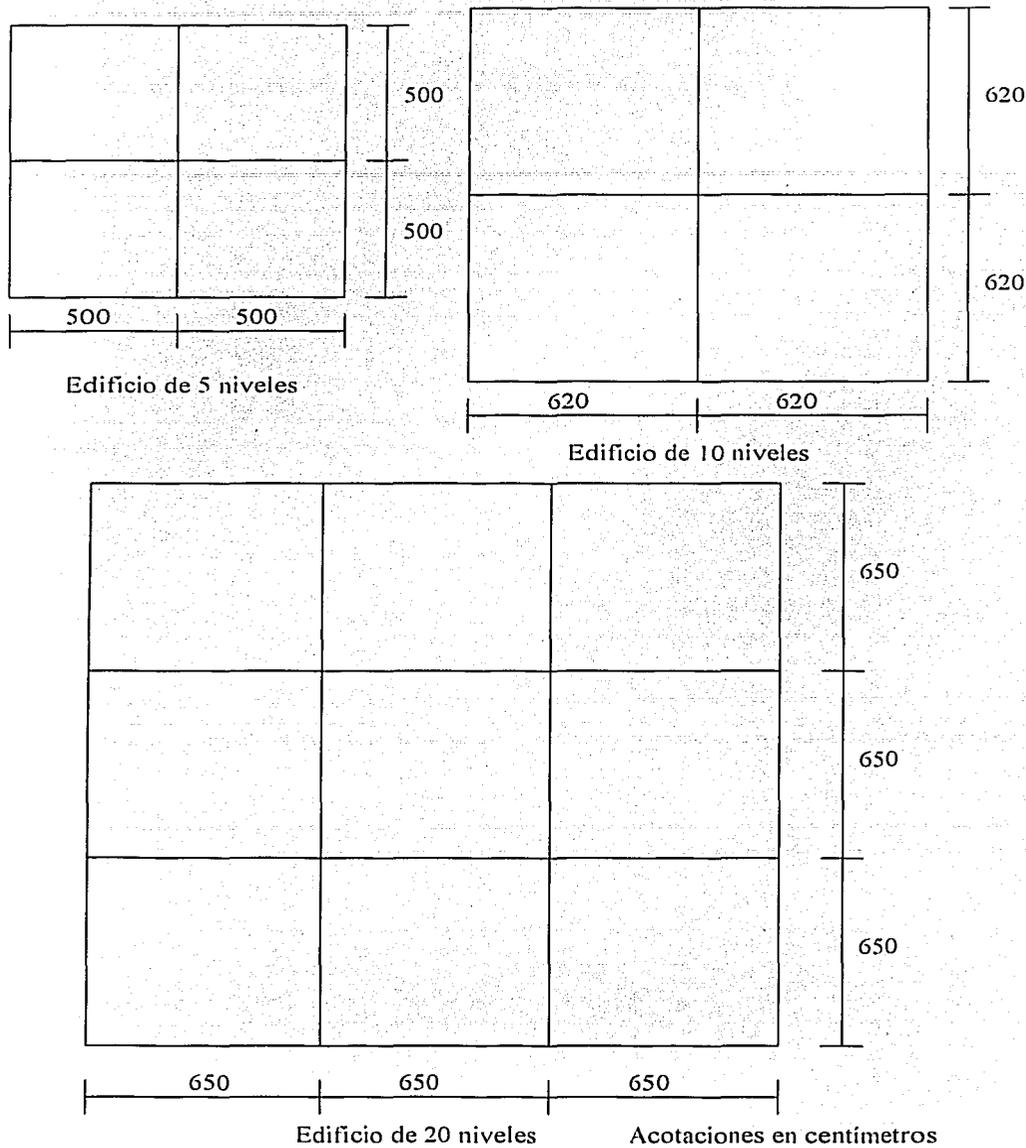
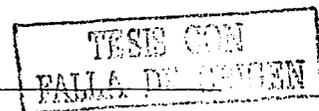


Figura 4.1 (continuación) Edificios estudiados, marcos en planta





4.4 Propiedades medias

En la práctica profesional del diseño estructural, los valores de las cargas actuantes en los marcos estructurales, así como las resistencias de los elementos, corresponden a las combinaciones de factores de carga y valores nominales supuestos para fines de diseño estructural. De acuerdo con lo expresado anteriormente, estos valores son conservadores con respecto a los valores probables que pueden esperarse en las estructuras, y se adoptan para tomar en cuenta las incertidumbres asociadas con las cargas y las resistencias de los elementos. Las cargas nominales son afectadas por factores mayores que la unidad y las resistencias por factores menores que uno. Estos factores llamados de carga y resistencia se aplican con el propósito de que la estructura tenga los niveles de confiabilidad adecuados

En este trabajo se toman en cuenta los valores medios en cargas y resistencias para formular los modelos de los marcos estructurales sobre los que se aplican los diferentes métodos de análisis; para ello fue necesario estimar los valores esperados de los diferentes factores que caracterizan a las propiedades mecánicas y geométricas de los elementos estructurales, así como de las cargas que actúan sobre la estructura.

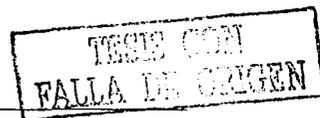
4.4.1 Valores medios en la geometría de las secciones de los elementos estructurales

4.4.1.1. Trabes.

Mirza y MacGregor (ref. 16) recomiendan que el valor medio de la base se tome igual al valor nominal más 0.254 cm, con una desviación estándar de 0.66cm; para el valor medio de la dimensión del peralte recomiendan una media igual al valor nominal menos 0.279cm, con una desviación estándar de 0.544cm.

Para el valor medio del recubrimiento inferior suponen una media igual al valor nominal más 0.16cm, con una desviación estándar de 1.11cm; el valor medio del recubrimiento superior se toma igual al valor nominal más 0.32cm, con una desviación estándar de 1.588cm.

Se recomienda además que se tome una función de distribución de probabilidad tipo normal para todas las propiedades mencionadas.





4.4.1.2. Columnas

Mirza y MacGregor (ref. 16) recomiendan para el valor de la base y la altura una media igual al valor nominal más 0.159cm, con una desviación estándar de 0.635cm. para ambas.

Para el recubrimiento proponen la siguiente expresión:

$$\bar{r} = r_n + 0.635 + 0.004h \quad (4)$$

donde:

\bar{r} : es el valor medio del recubrimiento

r_n : es el valor nominal del recubrimiento

h : es la dimensión de la columna para la cual existe el mayor momento de inercia.

Se considera una desviación estándar igual a 0.42cm para el recubrimiento. Además, recomiendan una función de distribución de probabilidad tipo normal para todas las propiedades mencionadas.

4.4.2. Valores medios en las resistencias de los materiales

4.4.2.1 Esfuerzo de compresión del concreto, $f'c$

La variación de la resistencia del concreto se debe principalmente a la variación de las propiedades de los materiales que lo componen, al proceso de fabricación y transporte, y a la variación en el mezclado, colado y curado. Meli y Mendoza (ref. 13) recomiendan para la resistencia a la compresión del concreto, los siguientes valores:

Para $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$: media = 230 kg/cm^2 , desviación estándar = 38.5 kg/cm^2

Para $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$: media = 268 kg/cm^2 , desviación estándar = 44.6 kg/cm^2

Para $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$: media = 321 kg/cm^2 , desviación estándar = 41.3 kg/cm^2

Recomiendan utilizar una función de distribución de probabilidades tipo normal.

4.4.2.2 Esfuerzo de fluencia del acero, f_y

La variación de la resistencia del acero de refuerzo se debe a diferentes causas; por ejemplo, a la variación del área transversal, a la variación en la composición química, a las condiciones de enfriamiento, al proceso de fabricación, etc. Los parámetros estadísticos que se utilizaron en este trabajo se obtuvieron de estudios hechos en la



Ciudad de México para aceros de refuerzo producidos en México. Villanueva y Meli (ref. 26) recomiendan que el valor medio del esfuerzo de fluencia para barras con resistencia nominal igual a 4200 kg/cm^2 , se tome igual a 4680 kg/cm^2 , con una desviación estándar de 450 kg/cm^2 . Además recomiendan se emplee una función de distribución de probabilidades tipo normal.

4.4.2.3 Parámetros que definen la curva f_s - ϵ del acero, propuestos por Park y Paulay
La curva f_s - ϵ para el acero (Fig. 4.2) propuesta por Park y Paulay (ref. 18) se utiliza en la determinación de la resistencia de traveses y columnas; los valores nominales que se toman para esta curva son los siguientes:

f_y , esfuerzo de fluencia = 4200 kg/cm^2

f_{su} , esfuerzo último = 7200 kg/cm^2

ϵ_{su} , deformación unitaria última = 0.130

ϵ_{sh} , deformación unitaria al inicio del endurecimiento = 0.010

ϵ_y , deformación unitaria de fluencia = 0.002

Villanueva y Meli (ref. 26), concluyen que para f_{su} , la media y la desviación estándar resulta de 7600 kg/cm^2 y 750 kg/cm^2 , respectivamente. Para ϵ_{sh} , la media y desviación estándar toman los valores 0.01175 y 0.0024, respectivamente. Para ϵ_{su} , la media es de 0.1175 y su desviación estándar de 0.0148. Recomiendan tomar una función de distribución de probabilidades tipo normal para todos los parámetros anteriores.

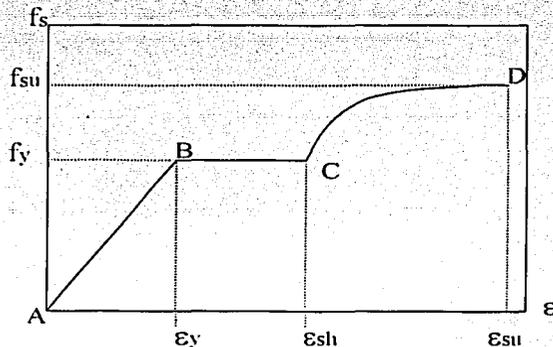


Figura 4.2 . Curva esfuerzo-deformación del acero



4.4.3. Valores medios en las cargas gravitacionales

4.4.3.1 Carga Viva

La intensidad de las cargas vivas máximas tienen una función de distribución tipo Gamma, con un valor medio igual a (ref. 12):

$$\overline{w_v} = \frac{w_v}{1 + 2C_{w_v}} \quad (5)$$

donde :

$\overline{w_v}$: valor medio de la carga viva máxima

w_v : valor nominal de la carga viva

C_{w_v} : coeficiente de variación de la carga viva

El coeficiente de variación de la carga varía de acuerdo con el área tributaria. Basados en el estudio mencionado anteriormente, en este trabajo se tomó un coeficiente de variación de la carga viva de 0.30; además se toma en cuenta la variación espacial en un mismo piso y de piso a piso según el trabajo de Pier (ref. 19).

4.4.3.2 Carga Muerta

Meli (ref. 12), considera que la carga muerta tiene una función de distribución de probabilidades tipo Gamma, con un valor igual a:

$$\overline{w_m} = \frac{w_m}{1 + 2C_{w_m}} \quad (6)$$

donde :

$\overline{w_m}$: valor medio de la carga muerta

w_m : valor nominal de la carga muerta

C_{w_m} : coeficiente de variación de la carga muerta

En este trabajo se tomó un coeficiente de variación de 0.08, se supuso un coeficiente de correlación para la carga muerta en un mismo nivel de 1, y de 0.7 de piso a piso.



4.5 Modelo detallado

Es necesario emplear modelos matemáticos para representar las propiedades mecánicas y dinámicas de los sistemas estructurales cuando se desea estudiar su respuesta ante una excitación. Como se mencionó anteriormente, los edificios estudiados son simétricos en planta y están estructurados con marcos de dimensiones y rigideces iguales en cada dirección horizontal, de tal manera que se puede suponer que su respuesta sísmica se aproxima a la de una de los marcos planos en esa dirección. Los modelos detallados se obtienen de un marco interior y se formulan a partir de los valores de propiedades mecánicas, dinámicas y cargas con valores medios.

Los modelos detallados se emplean para llevar a cabo los análisis paso a paso, así como los análisis de empuje lateral que sirven para definir las propiedades de los sistemas simplificados de referencia. Más adelante se tratan con mayor detalle estas últimas definiciones. Se considera un amortiguamiento viscoso del 5 por ciento del valor crítico. La matriz de amortiguamiento se forma a partir de una combinación lineal de la matriz de rigidez elástica y de la matriz de masas. Se considera que el comportamiento no lineal se concentra en los extremos de los elementos estructurales mediante la aparición de articulaciones plásticas.

4.6 Métodos de análisis

Se consideran tres diferentes métodos para evaluar las demandas máximas de desplazamiento inelástico de los marcos estudiados: el método del Sistema Lineal Equivalente (SLE), el método de Análisis Paso a Paso (APP) y el método del Sistema Simplificado de Referencia (SSR). La razón de utilizar el método del SSR es para comparar los resultados que se obtienen con este criterio y con el criterio del SLE y estudiar si éste último método tienen ventajas respecto del primero, tanto en esfuerzo como en aproximación de resultados con respecto a los que se obtienen a partir de un análisis de repuesta inelástico APP.



4.6.1. Análisis Paso a Paso, APP

En este método de análisis, al comienzo de cada intervalo de cálculo de la respuesta se establecen las condiciones de equilibrio dinámico y a continuación se resuelven las ecuaciones de equilibrio del sistema para calcular la respuesta en cada incremento de tiempo Δt . Este método lo denominaremos método de solución "exacta", ya que toma en cuenta la no linealidad en las ecuaciones de equilibrio dinámico de los modelos estudiados. Los análisis paso a paso se llevan a cabo mediante una versión modificada del programa DRAIN-2D (ref. 20). Se estudian tres diferentes modelos de comportamiento histerético de los elementos estructurales, los cuales se describen a continuación.

4.6.2. Modelos de comportamiento histerético

Para describir el comportamiento de los miembros de concreto reforzado bajo carga cíclica reversible se usan modelos de comportamiento histerético. Mientras que para describir su comportamiento cuando la flexión es el efecto más importante y gobierna la respuesta se necesitan pocos parámetros, muchos más parámetros son necesarios en miembros con interacciones complejas de momentos flexionantes, fuerzas axiales, fuerzas cortante y fuerzas por torsión.

Se debe procurar que el comportamiento de los elementos esté gobernado por la flexión, ya que este es el más fácil de entender y controlar. El comportamiento en las regiones críticas en las vigas está gobernado por la flexión, el cortante y la transferencia de esfuerzos entre el acero de refuerzo y el concreto. En el caso de las columnas, además de los efectos anteriores la carga axial juega un papel importante. Cuando las regiones críticas están sujetas a deformaciones cíclicas importantes se observa un deterioro considerable en la rigidez a flexión en el elemento.

El deterioro de la rigidez del elemento puede atribuirse a muchas causas tales como el agrietamiento del concreto y fisuras a lo largo de las barras de refuerzo, deterioro cíclico de la adherencia entre el acero de refuerzo y el concreto a su alrededor, la presencia de las fuerzas cortantes altas, el aplastamiento y el desprendimiento del concreto y el efecto de Bauschinger del acero de refuerzo.



Además de la degradación de la rigidez, los elementos de concreto reforzado experimentan un deterioro de la resistencia bajo cargas cíclicas que lo llevan más allá de su nivel de fluencia. La rapidez con que la resistencia se deteriora depende de muchos factores, tales como la resistencia del concreto, la fuerza axial, la relación de confinamiento, etc. Los efectos anteriores se reflejan en la forma que toman las curvas que relacionan la fuerza aplicada en los elementos con su respectiva deformación.

Los modelos de comportamiento histerético deben ser capaces de reproducir todos los efectos anteriores. Existen en la literatura diversos modelos histeréticos desarrollados, los cuales reproducen con diferentes grados de refinamiento algunos de los efectos mencionados arriba. Una descripción más detallada de los modelos y reglas de histéresis se pueden encontrar en las Refs. 5 y 6. Los modelos que se utilizan en este trabajo para representar ese comportamiento se describen a continuación.

4.6.2.1 Modelo bilineal

El modelo de comportamiento bilineal fue uno de los primeros modelos utilizados por investigadores en la etapa inicial de desarrollo de análisis dinámicos no lineales; aún es usado ampliamente. Este modelo es uno de los más simples que se utilizan para representar el comportamiento histerético no lineal de los elementos de concreto reforzado. La curva primaria momento-rotación del modelo (Fig. 4.3) que indica comportamiento elástico representa el comportamiento de la sección agrietada, donde k_1 es la rigidez elástica del elemento. Posterior al punto de fluencia de la sección, la rigidez k_2 del elemento presenta una pendiente positiva para intentar reproducir el endurecimiento por deformación del acero de refuerzo en el concreto. El modelo no presenta ningún tipo de degradación ni deterioro. En la Ref. 5 se puede encontrar una descripción de las reglas de histéresis que sigue este modelo.

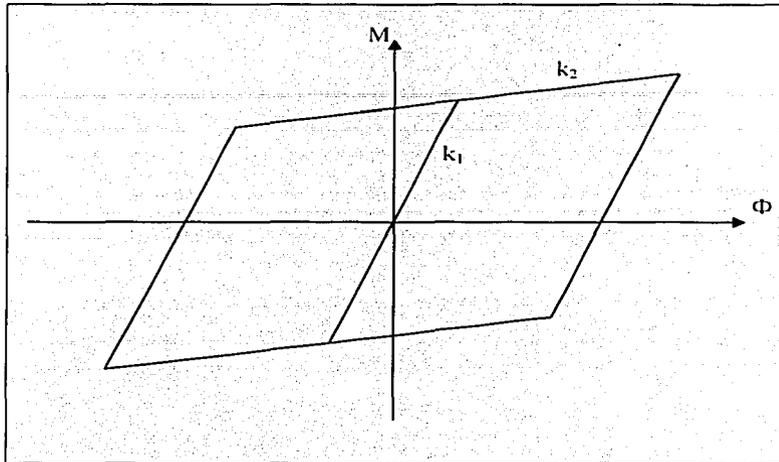


Fig. 4.3. Modelo de comportamiento histerético bilineal

4.6.2.2 Modelo con degradación de rigidez (Takeda)

Takeda, Sozen y Nielsen (ref. 24) presentaron un modelo para predecir el comportamiento dinámico de elementos de concreto reforzado. Los autores proponen un modelo de comportamiento multilineal basado en una relación fuerza-deformación que refleja satisfactoriamente las características de cambio de rigidez para las condiciones de carga y descarga en función de la historia de la carga. Su modelo presenta un conjunto de reglas para representar el comportamiento histerético del elemento ante cargas cíclicas.

En general el modelo de Takeda original consiste de 16 reglas diferentes con una curva primaria trilineal. La curva primaria puede incluir también las deformaciones por cortante. La inclusión en el modelo de un punto de quiebre en la curva trilineal debido al agrietamiento incorpora al modelo un efecto de disipación de energía bajo carga cíclica aún antes de la fluencia de la sección, lo cual es más realista.



Las reglas de histéresis propuestas definen las características de rigidez en los diferentes estados o condiciones en que se encuentra el elemento en cada ciclo de carga sucesivo. Las reglas incluyen también relaciones fuerza-desplazamiento más reales durante ciclos de bajas amplitudes. En el modelo original las reglas no incluyen el efecto de estrechamiento en los ciclos de histéresis causado por el cortante y el deslizamiento por adherencia del refuerzo; por consiguiente se ignora también el ablandamiento que puede ocurrir en las conexiones viga-columna para ciclos de amplitudes bajas.

Basados en la suposición de que una estructura sin daño debe estar libre de deterioro en la adherencia dentro del núcleo confinado de la articulación, el sistema de histéresis de Takeda fue simplificado y usado en la simulación de rotaciones extremas de los miembros debidas al deslizamiento por adherencia del acero de refuerzo dentro del núcleo de la articulación. Las reglas de histéresis simplificadas de Takeda incluyen una curva principal bilineal, así como reglas adicionales para cargas cíclicas de amplitud pequeña.

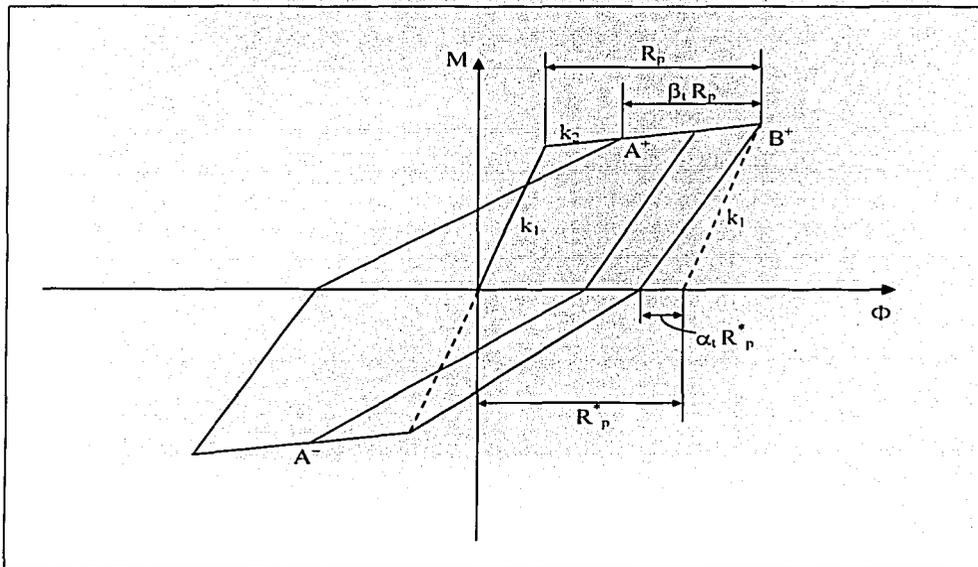


Fig.4.4. Modelo de comportamiento histérico con degradación de rigidez (Takeda)



Powell (ref. 20) propone un modelo de comportamiento histerético de vigas de concreto reforzado basado en el modelo de Takeda simplificado (Fig. 4.4). Las extensiones hechas al modelo incluyen: 1) una reducción de la rigidez a la descarga por una cantidad que depende de la máxima rotación previa y 2) la incorporación de una rigidez en la recarga variable, la cual es mayor que la del modelo de Takeda original, y también depende de la historia de las rotaciones del extremo del elemento.

Las relaciones para amplitudes pequeñas se suponen similares a las del modelo de Takeda, pero se formulan reglas adicionales para el cálculo de la rigidez a la recarga. Algunas de las características de este modelo, sobre todo las asociadas con las amplitudes pequeñas, se han seleccionado basándose en el juicio ingenieril para evitar patrones de comportamiento inconsistentes o ilógicos. Esto se debe a la falta de datos de pruebas experimentales que apoyen el modelo.

En este trabajo se tomó el modelo desarrollado por Powell para representar el comportamiento de los elementos estructurales cuando se incluye el efecto de la degradación de la rigidez. En este modelo, la reducción de la rigidez a la descarga y la incorporación de la rigidez a la recarga variable se manejan mediante la incorporación de los parámetros α_1 y β_1 respectivamente definidos en la Figura 4.4. Los valores que se tomaron para estos parámetros fueron 0.15 para α_1 y 0.4 para β_1 . Estos valores se eligieron de revisar una pequeña muestra de resultados de pruebas experimentales.

4.6.2.3 Modelo con degradación de rigidez y deterioro de resistencia.

Este es un modelo desarrollado en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (ref. 6). Está basado en el modelo de Wang y Shah (ref. 27). El modelo se define por seis parámetros (Fig. 4.5): F_y , K_y , α_k , X_F , C_D y α . los tres primeros definen la forma de la curva primaria de la relación carga-desplazamiento y los otros tres definen la influencia del daño acumulado, que depende de los desplazamientos máximos que sufre el elemento durante cada ciclo de carga y está representado por el coeficiente β_D :

$$\beta_D = C_D \sum_{i=1}^N \frac{X_i}{X_F} \quad (7)$$



Este coeficiente es diferente para cada dirección en la que se deforma el elemento. X_i es el desplazamiento máximo en el i -ésimo ciclo; X_F es el desplazamiento a la falla bajo carga monótonica creciente y C_D es una constante cuyo valor es menor que uno.

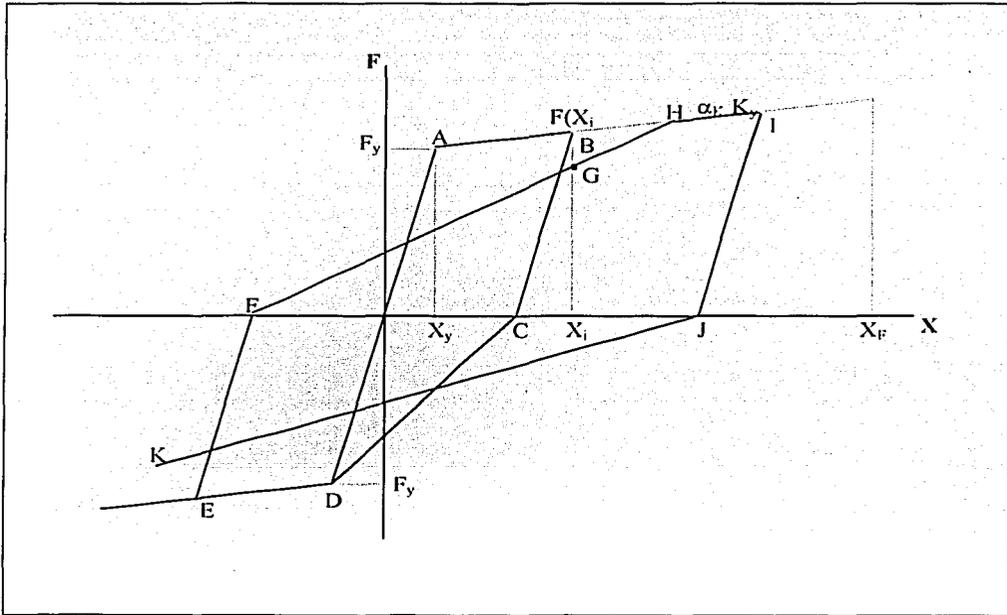


Fig. 4.5. Modelo de comportamiento histerético con degradación de rigidez y deterioro de resistencia

En este modelo se supone que la variación del daño se relaciona con βD según la expresión:

$$D = 1 - e^{-\alpha \beta n} \quad (8)$$



donde $\alpha=0.0671$ se calculó a partir de datos experimentales. La expresión anterior supone que la falla en el elemento estructural ($D=1$) no sucede cuando βD alcanza un valor de 1, sino que el elemento puede soportar aún más daño, el cual se incrementa de acuerdo con la ecuación anterior. Esta modificación permite que el daño en el elemento se acumule en forma más lenta y su comportamiento se aproxime al mostrado en las estructuras reales.

El efecto del daño en el comportamiento que el elemento presenta bajo carga cíclica se introduce como una disminución en su capacidad de carga a la fluencia. Esta reducción se define como:

$$F_D(X_i) = F(X_i)(1 - D) \quad (9)$$

Aquí X_i es el desplazamiento máximo en la estructura en el ciclo i y $F(X_i)$ es la carga correspondiente al desplazamiento X_i en la curva primaria de la relación carga-desplazamiento. En la Ref. 6 se dan las reglas de histéresis que se adoptan para este modelo.

4.7. Sistema simplificado de referencia SSR

Para fines de llevar a cabo estudios encaminados a la optimación de los parámetros de diseño sísmico de estructuras de edificios, es muy conveniente usar sistemas de un grado de libertad para representar la respuesta de sistemas de varios grados de libertad. El método del SSR empleado en este trabajo es un procedimiento propuesto por Esteve y cols. (ref. 7) para el desarrollo de criterios óptimos de diseño basado en desempeño. El SSR es un sistema de un grado de libertad que se obtiene a partir de un análisis de empuje lateral (pushover, en la literatura técnica en inglés) del sistema detallado.



El SSR intenta representar las propiedades globales más significativas del modelo detallado, haciendo uso de factores que toman en cuenta las incertidumbres debidas a la reducción de grados de libertad en el modelo estructural y a la inadecuada representación de las funciones constitutivas de los miembros estructurales

El planteamiento propuesto contempla lo siguiente:

Sea un SSR (Fig. 4.6) de un grado de libertad cuyas propiedades son:

k = Rigidez lateral
 m = Masa
 v = Fuerza cortante
 u = Desplazamiento
 u_y, v_y = Cortante y desplazamiento a la fluencia

Su respectivo sistema detallado, SD (Fig. 4.7), de múltiples grados de libertad cuyas propiedades son:

K = Rigidez lateral
 M = Masa
 V = Fuerza cortante en la base
 d = Desplazamiento en el extremo superior
 d_y, V_y = Cortante y desplazamiento a la fluencia
 ϕ = Vector de desplazamientos, normalizados respecto a la componente del extremo superior, para la configuración dominante en el análisis de empuje lateral

Con base en los criterios empleados para obtener las contribuciones de las configuraciones modales a la respuesta sísmica de sistemas de múltiples grados de libertad, se establecen las siguientes relaciones.

$$k_1 = \phi^T K \phi$$

$$m_1 = \phi^T M \phi$$

$$r = \phi^T K J / k_1$$

$$\gamma = \phi^T M J / m_1$$

$g(d, \dot{d})$ = función de respuesta no lineal

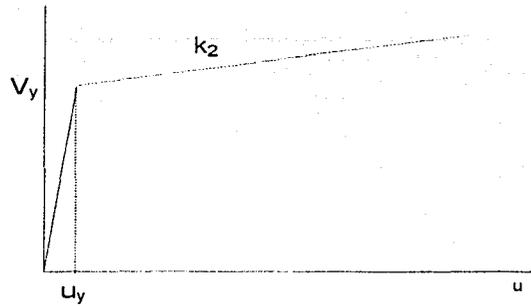
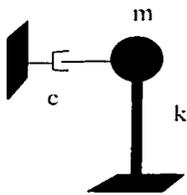


Figura 4.6. Sistema simplificado de referencia, SSR

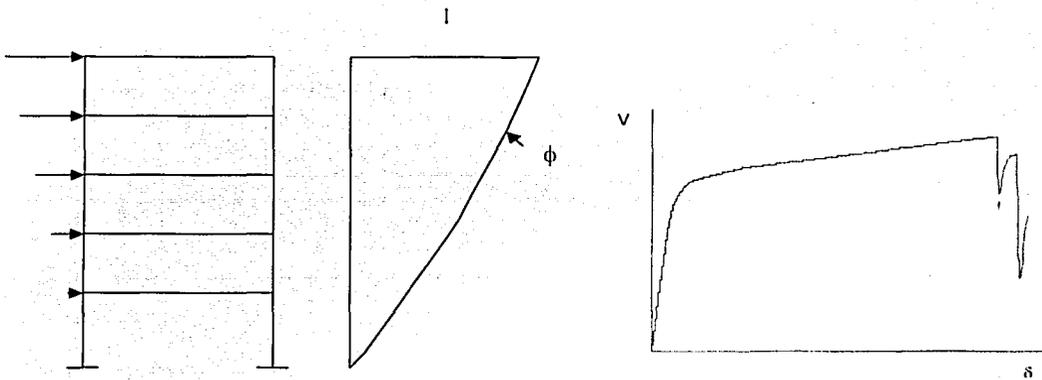


Figura 4.7. Sistema detallado, SD



Las ecuaciones de movimiento para los dos sistemas son:

Para el SD, en la configuración dominante

Para el SSR

$$m_1 \ddot{d} + 2\xi m_1 \dot{d} + k_1 g(d, d) = -\gamma m_1 \ddot{x}_o$$

$$m u + 2\xi m \dot{u} + k g(u, u) = -m \ddot{x}_o$$

La fuerza cortante en la base, en el intervalo de respuesta lineal:

$$V = \phi^T K J \delta = r k_1 d$$

$$v = k u$$

La respuesta de los dos sistemas se relacionan de acuerdo con la siguiente expresión:

$$d = \gamma u$$

con la condición de que los desplazamientos de fluencia d_y y u_y se alcancen simultáneamente. Esta condición conduce a la siguiente relación entre fuerzas cortantes de fluencia

$$\frac{v_y}{V_y} = \frac{k u_y}{r k_1 \gamma u_y} = \frac{k}{r k_1 \gamma}$$

$$v_y = \frac{k}{r k_1 \gamma} V_y$$

De todas las opciones para seleccionar k y v_y se toma la más sencilla, que consiste en $k = k_1 r \gamma$ y $v_y = V_y$. Para conservar el período natural, se opta por tomar $m = m_1 r \gamma$.

De esta forma se definen las propiedades de los sistemas simplificados de referencia que se utilizan como una herramienta auxiliar para estimar la respuesta sísmica no lineal de sistemas de múltiples grados de libertad. Una descripción detallada de este método se puede encontrar en la referencia anteriormente citada (ref. 7). En el Capítulo 5 se muestran las curvas del análisis de empuje lateral de los sistemas detallados. A estas curvas se les ajustó un modelo bilineal por mínimos cuadrados, de tal forma que las áreas bajo ambas curvas fueran iguales para una deformación máxima dada.



4.8 Excitación sísmica

En el estudio de los efectos que los temblores de tierra causan sobre las obras de ingeniería, es necesario tomar en cuenta las características relevantes de la historia del movimiento del suelo que se pueden presentar donde interesa establecer tales obras. Esto se puede realizar de dos formas: utilizando acelerogramas registrados en el sitio con los cuales "representar" los temblores futuros o por medio de modelos estocásticos del movimiento del suelo. Para los estudios presentados aquí se utilizó el registro del sismo del 19 de Septiembre de 1985 (Fig. 4.8), registrado en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) ubicada en la zona de terreno blando en la Ciudad de México. Este registro es representativo del sitio donde se consideran desplantadas las estructuras estudiadas en este trabajo.

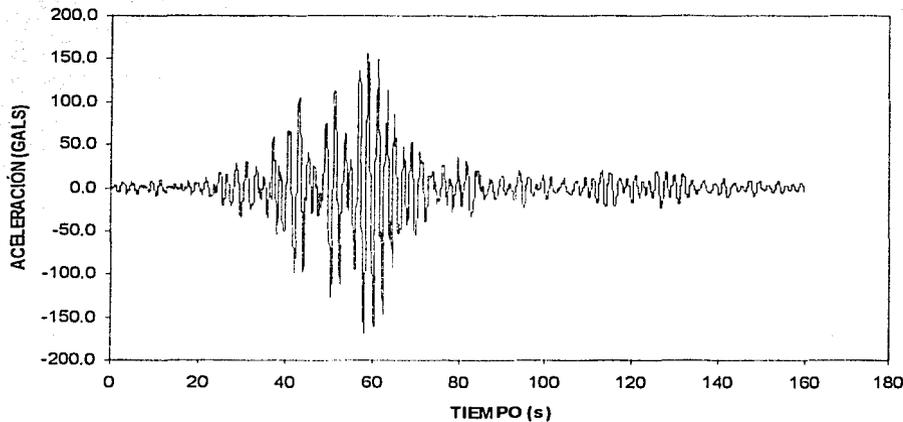


Figura 4.8. Registro del sismo SCT-1985, componente EW



CAPÍTULO 5

RESULTADOS

5.1 Resultados

Se presentan a continuación los resultados de los análisis de respuesta sísmica de los marcos estudiados, utilizando tres procedimientos distintos: método del sistema lineal equivalente (SLE), análisis paso a paso (APP) y método del sistema simplificado de referencia (SSR).

5.2 Sistema lineal equivalente

Se analizaron las estructuras considerando sus propiedades medias. Se supuso un amortiguamiento viscoso del 5 por ciento en todos los casos. Se obtuvo la respuesta sísmica para el movimiento del 19 de septiembre de 1985 registrado en la estación SCT componente EW (Fig. 4.8). La respuesta sísmica de los sistemas estimada a partir del SLE se obtuvo mediante un programa de computadora que realiza automáticamente el proceso iterativo. A este programa se le adaptó el programa DRAIN 2DX (ref. 21) para efectuar los análisis de empuje lateral. En la Tabla 5.1 se muestran el coeficiente de diseño sísmico de cada sistema, c , el periodo de vibración inicial, T_i , el periodo de vibración final, T_f , el amortiguamiento histerético, ξ_{ii} , el amortiguamiento equivalente, ξ , finales que se obtienen para caracterizar al sistema lineal equivalente, SLE, así como el número de iteraciones, NIC, a las cuales converge el método propuesto. Los resultados muestran que el método converge para todos los casos estudiados.



La rapidez en la convergencia del método depende del tipo de estructura y su resistencia, esta última relacionada con el mayor o menor grado de incursión que presente la estructura en el comportamiento inelástico

EDIFICIO	C	T _i	T _f	ξ_H	$\xi = \xi_V \cdot \xi_H$	NIC
5 NIVELES	0.1	0.5838	0.8370	0.2303	0.2803	6
	0.2	0.5838	0.6811	0.1356	0.1856	9
	0.3	0.5838	0.6447	0.0969	0.1469	5
	0.4	0.5838	0.6095	0.0430	0.0930	3
	0.5	0.5838	0.5894	0.0098	0.0598	5
	0.6	0.5838	0.5838	0.0000	0.0500	4
10 NIVELES	0.1	1.0015	2.3805	0.3822	0.4322	7
	0.2	1.0015	2.0671	0.3868	0.4368	10
	0.3	1.0015	1.6640	0.3450	0.3950	8
	0.4	1.0015	1.0099	0.0082	0.0582	5
	0.5	1.0015	1.0016	0.0000	0.0500	3
	0.6	1.0015	1.0016	0.0000	0.0500	2
15 NIVELES	0.1	1.4143	3.0248	0.3813	0.4313	4
	0.2	1.4143	2.5421	0.3796	0.4296	4
	0.3	1.4143	2.1723	0.3386	0.3886	3
	0.4	1.4143	1.9225	0.2797	0.3297	4

Tabla 5.1. Propiedades de los sistemas lineales equivalentes

Los valores de amortiguamiento histerético y amortiguamiento total calculados al final de cada ciclo iterativo para cada uno de los casos estudiados se muestran en la Tabla 5.2. La tendencia observada en los valores estimados del amortiguamiento total del sistema se puede relacionar directamente con el coeficiente sísmico utilizado en el diseño de cada uno de los marcos. Para coeficientes de diseño sísmico altos (comportamiento elástico), los niveles de amortiguamiento histerético son muy bajos o casi nulos. Para coeficientes de diseño bajos, donde el comportamiento no lineal es más significativo, el análisis conduce a valores de amortiguamiento histerético mayores.



NIC	C = 0.1		C = 0.2		C = 0.3		C = 0.4		C = 0.5		C = 0.6	
	ξ_H	ξ_T										
1	0.1711	0.2211	0.2761	0.3261	0.1190	0.1690	0.0612	0.1112	0.0139	0.0639	0.2186	0.2686
2	0.1921	0.2421	0.2453	0.2953	0.0913	0.1413	0.0423	0.0923	0.0086	0.0586	0.0000	0.0500
3	0.2054	0.2554	0.2271	0.2771	0.0983	0.1483	0.0430	0.0930	0.0104	0.0604	0.0000	0.0500
4	0.2181	0.2681	0.2006	0.2506	0.0965	0.1465			0.0096	0.0596	0.0000	0.0500
5	0.2317	0.2817	0.1286	0.1786	0.0969	0.1469			0.0098	0.0598		
6	0.2303	0.2803	0.1466	0.1966								
7			0.1369	0.1869								
8			0.1353	0.1853								
9			0.1356	0.1856								

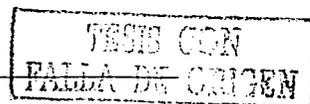
Tabla 5.2 . Valores de amortiguamiento al final del proceso iterativo, edificio de 5 niveles.

NIC	C = 0.1		C = 0.2		C = 0.3		C = 0.4		C = 0.5		C = 0.6	
	ξ_H	ξ_T										
1	0.2527	0.3027	0.2018	0.2518	0.1171	0.1671	0.0163	0.0663	0.0086	0.0586	0.0000	0.0500
2	0.3254	0.3754	0.2930	0.3430	0.1900	0.2400	0.0063	0.0563	0.0000	0.0500	0.0000	0.0500
3	0.3498	0.3998	0.3334	0.3834	0.2369	0.2869	0.0101	0.0601	0.0000	0.0500		
4	0.3738	0.4238	0.3576	0.4076	0.2940	0.3440	0.0047	0.0547				
5	0.3804	0.4304	0.3743	0.4243	0.3797	0.4297	0.0082	0.0582				
6	0.3820	0.4320	0.3819	0.4319	0.3359	0.3859						
7	0.3822	0.4322	0.3848	0.4348	0.3431	0.3931						
8			0.3860	0.4360	0.3450	0.3950						
9			0.3865	0.4365								
10			0.3868	0.4368								

Tabla 5.2 (continuación). Valores de amortiguamiento al final del proceso iterativo, edificio de 10 niveles.

NIC	C = 0.1		C = 0.2		C = 0.3		C = 0.4	
	ξ_H	ξ_T	ξ_H	ξ_T	ξ_H	ξ_T	ξ_H	ξ_T
1	0.3668	0.4168	0.3288	0.3788	0.2582	0.3082	0.1740	0.2240
2	0.3823	0.4323	0.3773	0.4273	0.3364	0.3864	0.2652	0.3152
3	0.3817	0.4317	0.3791	0.4291	0.3386	0.3886	0.2788	0.3288
4	0.3813	0.4313	0.3796	0.4296			0.2797	0.3297

Tabla 5.2 (continuación). Valores de amortiguamiento al final del proceso iterativo, edificio de 15 niveles.





En la Figura 5.1 se muestran los espectros de respuesta correspondientes a los valores de amortiguamiento asociados al último ciclo iterativo para cada estructura estudiada. Estos espectros son los que finalmente se utilizan para llevar a cabo la estimación de la respuesta sísmica no lineal mediante el sistema lineal equivalente.

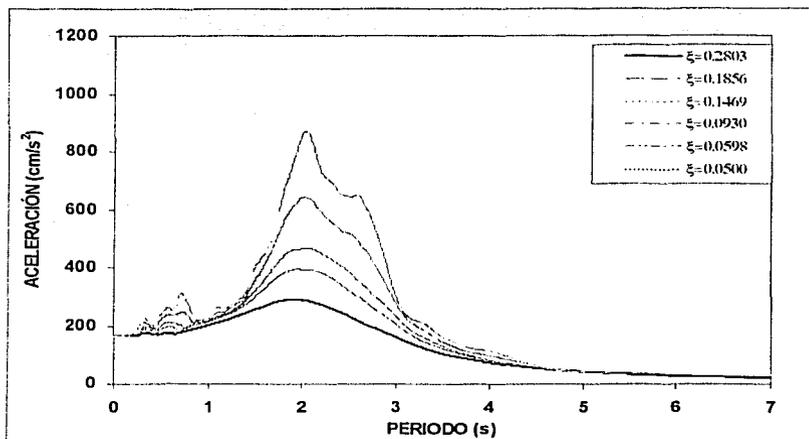


Figura 5.1. Espectros de respuesta finales para los casos de los edificios de 5 niveles

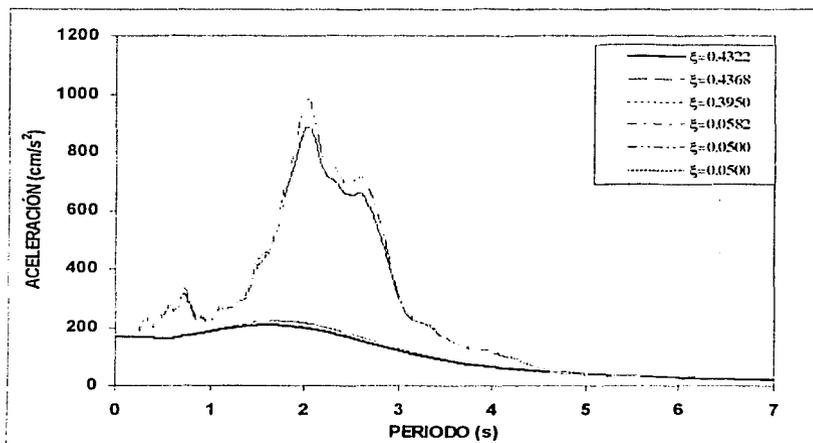
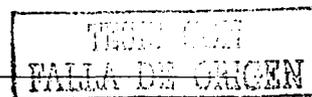


Figura 5.1 (continuación). Espectros de respuesta finales para los casos de los edificios de 10 niveles



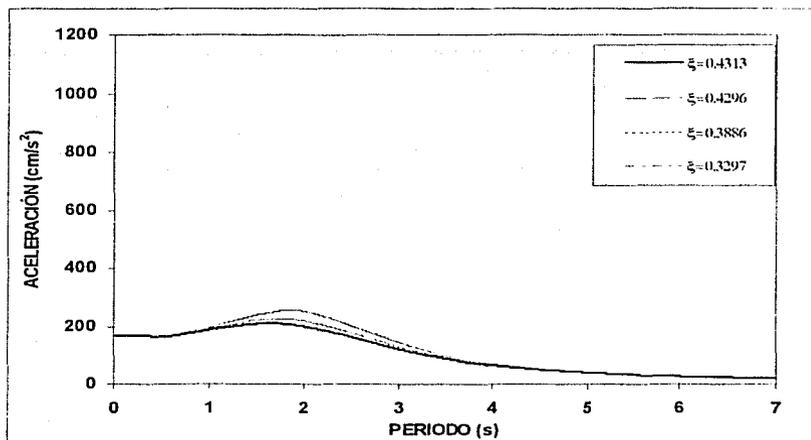


Figura 5.1 (continuación). Espectros de respuesta finales para los casos de los edificios de 15 niveles

Los valores de los desplazamientos máximos de entrepiso estimados al final de cada ciclo iterativo utilizando la regla de combinación modal RCSC se muestran en la Tabla 5.3 y en la Figura 5.2. De estas tablas y figuras podemos ver cómo evolucionan dichos valores durante todo el proceso iterativo, hasta llegar finalmente a la respuesta no lineal máxima, que se presenta cuando en la punta se alcanza el mismo desplazamiento durante dos ciclos de iteración consecutivos, según lo establecido en el Capítulo 3.



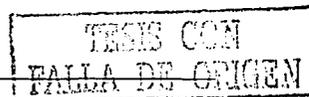
CASO	NIVEL	ITER 1	ITER 2	ITER 3	ITER 4	ITER 5	ITER 6	ITER 7	ITER 8	ITER 9
C = 0.1	1	0.694	0.730	0.760	0.794	0.845	0.838			
	2	1.561	1.662	1.743	1.837	1.976	1.957			
	3	2.383	2.563	2.704	2.870	3.112	3.078			
	4	3.014	3.246	3.429	3.644	3.958	3.914			
	5	3.381	3.631	3.831	4.065	4.407	4.360			
C = 0.2	1	0.923	0.827	0.759	0.697	0.624	0.621	0.620	0.621	0.621
	2	2.177	1.929	1.743	1.575	1.359	1.366	1.357	1.357	1.357
	3	3.463	3.028	2.704	2.410	2.020	2.044	2.023	2.023	2.023
	4	4.445	3.829	3.408	3.026	2.523	2.551	2.526	2.526	2.526
	5	4.983	4.247	3.789	3.372	2.834	2.855	2.832	2.832	2.833
C = 0.3	1	0.621	0.641	0.636	0.637	0.637				
	2	1.344	1.370	1.363	1.365	1.364				
	3	1.999	2.019	2.014	2.015	2.015				
	4	2.508	2.543	2.535	2.537	2.536				
	5	2.827	2.886	2.871	2.875	2.875				
C = 0.4	1	0.652	0.656	0.656						
	2	1.377	1.375	1.375						
	3	2.021	2.010	2.010						
	4	2.559	2.554	2.553						
	5	2.923	2.932	2.930						
C = 0.5	1	0.668	0.672	0.670	0.671	0.671				
	2	1.384	1.389	1.387	1.388	1.387				
	3	2.026	2.034	2.031	2.032	2.032				
	4	2.600	2.616	2.610	2.612	2.612				
	5	3.007	3.029	3.021	3.025	3.024				
C = 0.6	1	0.813	0.670	0.676	0.676					
	2	1.651	1.390	1.397	1.397					
	3	2.419	2.049	2.054	2.054					
	4	2.999	2.651	2.651	2.652					
	5	3.325	3.081	3.078	3.078					

Tabla 5.3 . valores de desplazamiento máximo de entrepiso durante todo el proceso iterativo, edificio de 5 niveles



CASO	NIVEL	ITER 1	ITER 2	ITER 3	ITER 4	ITER 5	ITER 6	ITER 7	ITER 8	ITER 9	ITER 10
C = 0.1	1	1.195	1.531	2.010	2.641	2.821	2.861	2.869			
	2	2.907	3.840	4.728	5.665	5.922	5.978	5.990			
	3	5.003	6.772	8.122	9.272	9.579	9.646	9.660			
	4	7.284	10.088	11.952	13.251	13.595	13.671	13.689			
	5	9.626	13.687	16.146	17.526	17.891	17.971	17.991			
	6	11.811	17.309	20.462	21.880	22.250	22.332	22.353			
	7	13.687	20.680	24.609	26.058	26.427	26.508	26.530			
	8	15.101	23.283	28.020	29.535	29.900	29.977	29.998			
	9	16.061	24.903	30.312	31.946	32.311	32.383	32.401			
	10	16.687	25.797	31.637	33.408	33.784	33.850	33.867			
C = 0.2	1	1.036	1.271	1.413	1.720	2.082	2.269	2.347	2.379	2.393	2.398
	2	2.465	3.110	3.492	4.034	4.609	4.901	5.021	5.071	5.092	5.101
	3	4.157	5.372	6.099	6.891	7.646	8.024	8.179	8.244	8.272	8.284
	4	5.951	7.862	9.025	10.082	10.995	11.448	11.631	11.710	11.744	11.759
	5	7.761	10.486	12.200	13.546	14.589	15.099	15.304	15.394	15.433	15.449
	6	9.420	13.029	15.404	17.069	18.220	18.771	18.991	19.089	19.132	19.149
	7	10.821	15.302	18.401	20.408	21.656	22.239	22.471	22.575	22.620	22.640
	8	11.907	16.995	20.772	23.124	24.458	25.066	25.304	25.412	25.459	25.480
	9	12.721	18.070	22.299	24.941	26.346	26.970	27.212	27.323	27.372	27.394
	10	13.301	18.737	23.159	26.002	27.464	28.100	28.347	28.459	28.509	28.532
C = 0.3	1	0.871	0.973	1.057	1.194	2.195	1.545	1.614	1.641		
	2	2.010	2.288	2.520	2.873	4.595	3.512	3.634	3.678		
	3	3.301	3.822	4.260	4.911	7.350	5.865	6.040	6.102		
	4	4.628	5.438	6.126	7.144	10.299	8.434	8.663	8.740		
	5	5.949	7.082	8.061	9.519	13.382	11.163	11.450	11.542		
	6	7.169	8.623	9.916	11.874	16.436	13.876	14.232	14.338		
	7	8.234	9.971	11.567	14.041	19.291	16.395	16.827	16.944		
	8	9.169	11.059	12.861	15.767	21.616	18.416	18.925	19.051		
	9	9.954	11.889	13.777	16.921	23.172	19.756	20.323	20.455		
	10	10.533	12.482	14.397	17.627	24.081	20.537	21.133	21.267		

Tabla 5.3 (continuación). valores de desplazamiento máximo de entrepiso durante todo el proceso iterativo, edificio de 10 niveles





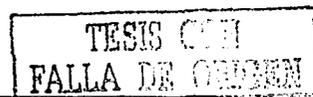
CASO	NIVEL	ITER 1	ITER 2	ITER 3	ITER 4	ITER 5	ITER 6	ITER 7	ITER 8	ITER 9	ITER 10
C = 0.4	1	0.694	0.699	0.695	0.701	0.697					
	2	1.548	1.552	1.546	1.555	1.549					
	3	2.479	2.477	2.470	2.481	2.473					
	4	3.414	3.407	3.398	3.412	3.402					
	5	4.369	4.369	4.354	4.377	4.361					
	6	5.296	5.315	5.289	5.328	5.302					
	7	6.156	6.198	6.159	6.217	6.178					
	8	6.990	7.059	7.007	7.084	7.032					
	9	7.741	7.836	7.771	7.867	7.802					
	10	8.308	8.424	8.349	8.459	8.385					
C = 0.5	1	0.695	0.707	0.707							
	2	1.546	1.565	1.566							
	3	2.471	2.495	2.496							
	4	3.400	3.432	3.433							
	5	4.355	4.407	4.408							
	6	5.295	5.373	5.374							
	7	6.173	6.279	6.280							
	8	7.025	7.164	7.164							
	9	7.794	7.964	7.964							
	10	8.375	8.570	8.569							
C = 0.6	1	0.707	0.707								
	2	1.566	1.566								
	3	2.497	2.496								
	4	3.433	3.433								
	5	4.407	4.408								
	6	5.373	5.374								
	7	6.280	6.280								
	8	7.165	7.164								
	9	7.964	7.964								
	10	8.569	8.569								

Tabla 5.3 (continuación). valores de desplazamiento máximo de entrepiso durante todo el proceso iterativo, edificio de 10 niveles



CASO	NIVEL	ITER 1	ITER 2	ITER 3	ITER 4	CASO	NIVEL	ITER 1	ITER 2	ITER 3	ITER 4
C = 0.1	1	1.006	0.940	0.940	0.942	C = 0.2	1	1.052	0.979	0.991	0.993
	2	2.676	2.536	2.536	2.541		2	2.715	2.562	2.592	2.596
	3	4.900	4.681	4.680	4.688		3	4.846	4.628	4.682	4.688
	4	7.550	7.246	7.245	7.257		4	7.321	7.057	7.138	7.147
	5	10.616	10.214	10.213	10.228		5	10.145	9.849	9.957	9.968
	6	14.029	13.519	13.518	13.536		6	13.286	12.965	13.096	13.109
	7	17.627	17.024	17.026	17.050		7	16.600	16.275	16.426	16.439
	8	21.248	20.598	20.612	20.639		8	19.926	19.640	19.810	19.824
	9	24.738	24.116	24.145	24.175		9	23.152	22.958	23.140	23.154
	10	27.944	27.449	27.491	27.522		10	26.152	26.112	26.299	26.310
	11	30.758	30.497	30.543	30.573		11	28.818	29.002	29.184	29.192
	12	33.138	33.210	33.242	33.269		12	31.097	31.568	31.735	31.739
	13	34.831	35.258	35.265	35.284		13	32.816	33.559	33.711	33.709
	14	35.906	36.576	36.558	36.570		14	34.017	34.923	35.063	35.056
	15	36.612	37.389	37.350	37.356		15	34.857	35.820	35.948	35.938
C = 0.3	1	1.070	0.974	0.990		C = 0.4	1	1.097	0.992	0.974	0.974
	2	2.690	2.475	2.516			2	2.698	2.489	2.452	2.454
	3	4.708	4.387	4.458			3	4.636	4.351	4.298	4.304
	4	7.013	6.608	6.713			4	6.798	6.480	6.416	6.425
	5	9.638	9.171	9.303			5	9.225	8.926	8.851	8.862
	6	12.588	12.070	12.221			6	11.944	11.708	11.621	11.633
	7	15.731	15.184	15.345			7	14.832	14.708	14.612	14.624
	8	18.899	18.370	18.532			8	17.724	17.773	17.675	17.687
	9	22.001	21.545	21.695			9	20.563	20.843	20.752	20.764
	10	24.922	24.598	24.728			10	23.260	23.820	23.750	23.761
	11	27.546	27.419	27.519			11	25.702	26.580	26.543	26.555
	12	29.806	29.934	29.999			12	27.807	29.032	29.042	29.054
	13	31.595	31.947	31.981			13	29.555	31.045	31.107	31.122
	14	32.952	33.405	33.418			14	30.994	32.589	32.693	32.711
	15	33.958	34.411	34.407			15	32.120	33.711	33.833	33.854

Tabla 5.3 (continuación). valores de desplazamiento máximo de entrepiso durante todo el proceso iterativo, edificio de 15 niveles



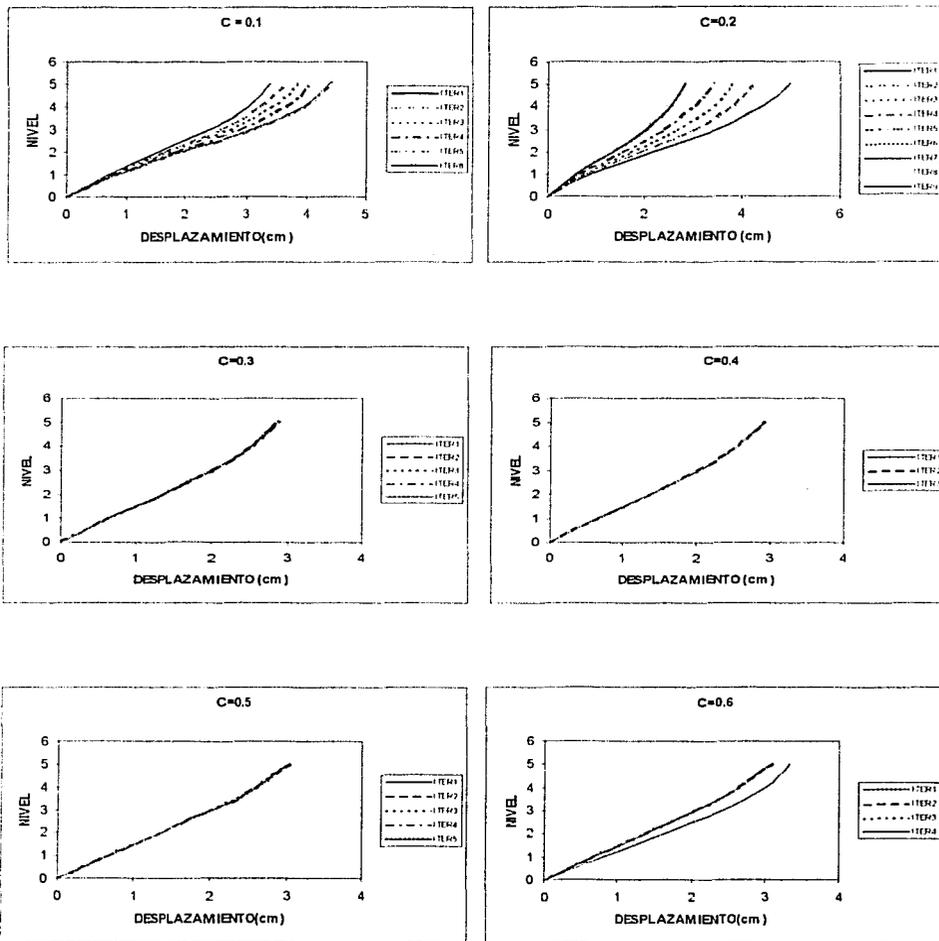


Figura 5.2. Desplazamientos de entrepiso durante todo el proceso iterativo, edificio de 5 niveles

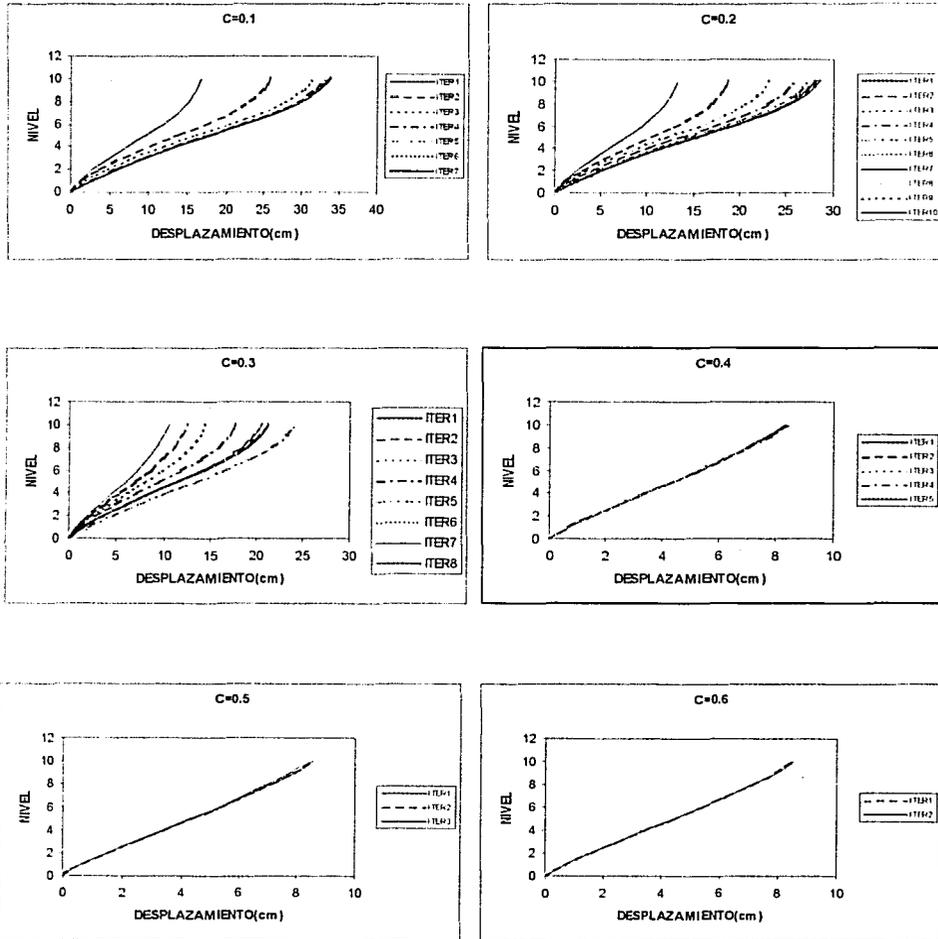


Figura 5.2 (continuación). Desplazamientos de entrespiso durante todo el proceso iterativo, edificio de 10 niveles

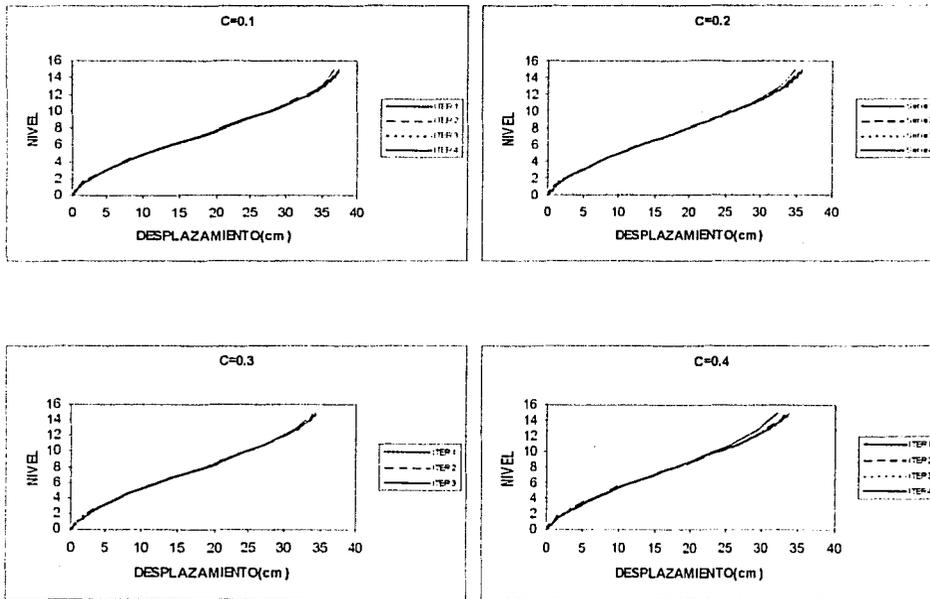


Figura 5.2 (continuación). Desplazamientos de entrepiso durante todo el proceso iterativo, edificio de 15 niveles

La Tabla 5.4 muestra los valores de distorsiones de entrepiso asociadas al último ciclo iterativo estimadas a partir de la regla de combinación RCSC. Más adelante, en la Tabla 5.8 se presentan los valores de desplazamientos máximos en la azotea correspondientes al último ciclo en el proceso iterativo calculados con el criterio del SLE y mediante los otros dos criterios, SSR y APP. También se presentan las gráficas que muestran las configuraciones de las distorsiones de entrepiso calculadas con los tres diferentes métodos de análisis considerados en este trabajo (Fig. 5.4).



ENTREPISO	C = 0.1	C = 0.2	C = 0.3	C = 0.4	C = 0.5	C = 0.6
1	0.00239	0.00177	0.00182	0.00187	0.00192	0.00193
2	0.00400	0.00264	0.00260	0.00257	0.00256	0.00258
3	0.00404	0.00240	0.00234	0.00228	0.00231	0.00236
4	0.00306	0.00184	0.00190	0.00197	0.00210	0.00216
5	0.00168	0.00116	0.00126	0.00140	0.00152	0.00157

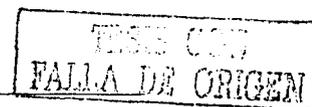
Tabla 5.4. Valores de distorsión de entrepiso asociadas al último ciclo de iteración, edificio de 5 niveles.

ENTREPISO	C = 0.1	C = 0.2	C = 0.3	C = 0.4	C = 0.5	C = 0.6
1	0.00717	0.00600	0.00410	0.00174	0.00177	0.00177
2	0.01041	0.00901	0.00679	0.00284	0.00286	0.00286
3	0.01226	0.01062	0.00809	0.00309	0.00311	0.00311
4	0.01350	0.01163	0.00882	0.00311	0.00313	0.00313
5	0.01451	0.01241	0.00940	0.00322	0.00327	0.00327
6	0.01483	0.01252	0.00941	0.00317	0.00326	0.00326
7	0.01439	0.01191	0.00883	0.00298	0.00308	0.00308
8	0.01215	0.00982	0.00721	0.00294	0.00304	0.00304
9	0.00861	0.00673	0.00486	0.00270	0.00281	0.00280
10	0.00544	0.00412	0.00288	0.00212	0.00220	0.00220

Tabla 5.4 (continuación). Valores de distorsión de entrepiso asociadas al último ciclo de iteración, edificio de 10 niveles.

ENTREPISO	C = 0.1	C = 0.2	C = 0.3	C = 0.4
1	0.00235	0.00248	0.00248	0.00244
2	0.00500	0.00501	0.00477	0.00463
3	0.00672	0.00654	0.00607	0.00578
4	0.00805	0.00770	0.00705	0.00663
5	0.00934	0.00885	0.00811	0.00763
6	0.01047	0.00988	0.00915	0.00868
7	0.01121	0.01052	0.00982	0.00938
8	0.01160	0.01076	0.01006	0.00963
9	0.01163	0.01067	0.01003	0.00970
10	0.01124	0.01022	0.00967	0.00949
11	0.01050	0.00946	0.00897	0.00889
12	0.00956	0.00851	0.00806	0.00801
13	0.00738	0.00673	0.00653	0.00670
14	0.00489	0.00473	0.00483	0.00522
15	0.00316	0.00324	0.00344	0.00386

Tabla 5.4 (continuación). Valores de distorsión de entrepiso asociadas al último ciclo de iteración, edificio de 15 niveles.



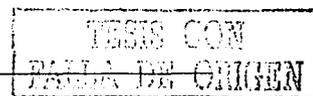


5.3 Análisis paso a paso

Para llevar a cabo el análisis paso a paso se utilizó el programa DRAIN 2D (ref. 20). Se consideraron tres diferentes modelos para representar el comportamiento histerético de los elementos estructurales: Bilineal (B), Takeda (T) y degradación de rigidez y deterioro de resistencia (DRR). Los valores (en centímetros) de los desplazamientos máximos relativos en cada entrepiso se muestran en la Tabla 5.5. Las distorsiones de entrepiso se calculan a partir de dividir el desplazamiento máximo relativo de entrepiso entre su correspondiente altura. La Figura 5.4 muestra las configuraciones de las distorsiones de entrepiso para cada uno de los casos estudiados (se presenta el caso del modelo de comportamiento bilineal), junto con las configuraciones de distorsiones estimadas a partir del SLE y del SSR. Los valores del desplazamiento máximo en la azotea se muestran en la Tabla 5.8.

BILINEAL						
NIVEL	C = 0.1	C = 0.2	C = 0.3	C = 0.4	C = 0.5	C = 0.6
1	0.728	0.837	0.782	0.745	0.726	0.722
2	0.877	0.963	0.853	0.779	0.735	0.733
3	0.798	0.811	0.703	0.633	0.632	0.636
4	0.575	0.560	0.498	0.528	0.553	0.555
5	0.313	0.340	0.341	0.367	0.384	0.385
TAKEDA						
NIVEL	C = 0.1	C = 0.2	C = 0.3	C = 0.4	C = 0.5	C = 0.6
1	0.8057	0.8038	0.7810	0.7455	0.7258	0.7215
2	0.9950	0.9384	0.8515	0.7802	0.7352	0.7328
3	0.9227	0.8077	0.7009	0.6328	0.6316	0.6355
4	0.6610	0.5621	0.4951	0.5275	0.5528	0.5550
5	0.3606	0.3223	0.3393	0.3667	0.3844	0.3850
DEGRADACIÓN DE RIGIDEZ Y DETERIORO DE RESISTENCIA						
NIVEL	C = 0.1	C = 0.2	C = 0.3	C = 0.4	C = 0.5	C = 0.6
1	1.0238	0.8317	0.8089	0.7767	0.7506	0.7392
2	1.2802	0.9618	0.8948	0.8156	0.7575	0.7486
3	1.1723	0.8541	0.7312	0.6565	0.6373	0.6457
4	0.7892	0.6045	0.5020	0.5201	0.5488	0.5588
5	0.3872	0.3332	0.3333	0.3625	0.3816	0.3841

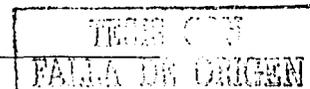
Tabla 5.5. Valores de desplazamiento máximo relativo de entrepiso, edificio de 5 niveles





BILINEAL						
NIVEL	C = 0.1	C = 0.2	C = 0.3	C = 0.4	C = 0.5	C = 0.6
1	2.264	1.503	1.060	0.872	0.835	0.835
2	2.755	2.008	1.347	1.039	0.975	0.975
3	3.333	2.386	1.436	1.055	1.005	1.005
4	3.683	2.555	1.402	0.975	0.964	0.964
5	3.997	2.642	1.279	0.916	0.947	0.947
6	4.097	2.597	1.075	0.860	0.884	0.884
7	3.938	2.428	0.900	0.780	0.788	0.788
8	3.262	1.915	0.769	0.738	0.741	0.741
9	2.267	1.208	0.703	0.651	0.654	0.654
10	1.399	0.682	0.553	0.492	0.495	0.495
TAKEDA						
NIVEL	C = 0.1	C = 0.2	C = 0.3	C = 0.4	C = 0.5	C = 0.6
1	6.666	2.329	1.170	0.868	0.835	0.835
2	6.105	2.619	1.552	1.035	0.975	0.975
3	6.511	2.913	1.727	1.057	1.005	1.005
4	6.654	3.006	1.725	0.983	0.964	0.964
5	6.692	3.041	1.618	0.925	0.947	0.947
6	6.563	2.943	1.393	0.859	0.884	0.884
7	6.293	2.736	1.163	0.780	0.788	0.788
8	5.634	2.326	0.919	0.738	0.741	0.741
9	4.406	1.672	0.689	0.645	0.654	0.654
10	3.606	1.032	0.499	0.482	0.495	0.495
DEGRADACIÓN DE RIGIDEZ Y DETERIORO DE RESISTENCIA						
NIVEL	C = 0.1	C = 0.2	C = 0.3	C = 0.4	C = 0.5	C = 0.6
1	2.589	3.028	1.397	0.866	0.835	0.835
2	3.243	3.332	1.899	1.040	0.975	0.975
3	4.033	3.827	2.208	1.068	1.005	1.005
4	4.593	4.199	2.312	0.997	0.964	0.964
5	5.176	4.574	2.272	0.935	0.947	0.947
6	5.560	4.765	2.053	0.864	0.884	0.884
7	5.622	4.660	1.706	0.780	0.788	0.788
8	5.291	4.101	1.187	0.738	0.741	0.741
9	4.823	3.298	0.784	0.645	0.654	0.654
10	4.242	2.595	0.526	0.482	0.495	0.495

Tabla 5.5 (continuación). Valores de desplazamiento máximo relativo de entrepiso, edificio de 10 niveles



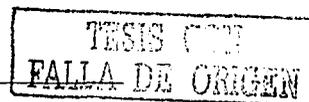


NIVEL	BILINEAL				TAKEDA				DEGRADACIÓN DE RIGIDEZ Y DETERIORO DE RESISTENCIA			
	C = 0.1	C = 0.2	C = 0.3	C = 0.4	C = 0.1	C = 0.2	C = 0.3	C = 0.4	C = 0.1	C = 0.2	C = 0.3	C = 0.4
1	1.203	1.471	2.240	1.505	5.683	4.502	3.961	1.765	0.932	1.128	1.839	1.621
2	1.956	2.036	2.542	2.209	5.905	4.775	4.212	2.603	1.580	1.847	2.430	2.527
3	2.502	2.470	2.812	2.616	6.669	5.447	4.733	3.156	2.113	2.402	2.946	3.155
4	2.865	2.712	2.877	2.771	7.206	5.929	5.055	3.486	2.530	2.821	3.283	3.564
5	3.174	2.874	2.863	2.808	7.780	6.468	5.382	3.780	2.987	3.293	3.628	3.930
6	3.444	3.000	2.852	2.757	8.342	7.019	5.694	4.050	3.461	3.781	4.061	4.231
7	3.581	3.028	2.758	2.652	8.660	7.369	5.857	4.173	3.857	4.144	4.335	4.367
8	3.587	2.961	2.583	2.457	8.683	7.481	5.869	4.119	4.144	4.368	4.421	4.319
9	3.483	2.813	2.281	2.167	8.589	7.460	5.804	3.957	4.391	4.510	4.409	4.102
10	3.340	2.590	1.917	1.869	8.401	7.313	5.660	3.705	4.551	4.734	4.367	3.759
11	3.161	2.357	1.517	1.712	8.065	7.016	5.353	3.334	4.532	4.813	4.252	3.488
12	2.955	2.122	1.186	1.538	7.678	6.643	4.945	2.916	4.458	4.724	3.981	3.188
13	2.509	1.714	1.059	1.314	7.284	6.229	4.161	2.427	4.331	4.366	3.654	2.799
14	2.051	1.315	1.000	1.126	6.768	5.824	2.968	1.966	4.171	4.115	3.324	2.391
15	1.698	1.022	0.827	0.900	6.289	5.372	2.488	1.530	3.880	3.857	2.986	2.004

Tabla 5.5 (continuación). Valores de desplazamiento máximo relativo de entrepiso, edificio de 15 niveles

5.4 Sistemas simplificados de referencia

En la Tabla 5.6 se muestran las propiedades de los sistemas simplificados de referencia. Para calcularlas se hizo un análisis de empuje lateral del sistema detallado con el programa DRAIN-2D, aplicando como excitación en la base una aceleración creciente en forma monótona con el tiempo. La curva de cortante basal-deformación en la azotea se utiliza para definir las propiedades del sistema simplificado de referencia, según se explica en la Ref. 8. Las curvas de los análisis de empuje lateral para los casos de los marcos diseñados para $c = 0.1$ se muestran en la Figura 5.3. En la Tabla 5.8 se presentan los valores de desplazamiento máximo de azotea que se estiman aplicando este método. Los valores de los desplazamientos máximos en cada nivel se muestran en la Tabla 5.7. A partir de estos últimos valores se estiman los desplazamientos relativos, los cuales permiten evaluar las distorsiones de entrepiso. En la Figura 5.4 se muestran las configuraciones de las distorsiones de entrepiso estimadas a partir del SSR.





EDIFICIO	C	m (T cm/s ²)	k (T/cm)	Vy (T)	Uy (cm)	γ
5 NIVELES	0.1	0.1454	17.1592	33.800	2.2621	1.2816
	0.2	0.1513	17.8051	36.800	2.3604	1.2981
	0.3	0.1493	17.5138	39.100	2.4167	1.3036
	0.4	0.1493	17.5135	42.900	2.5879	1.3036
	0.5	0.1493	17.5146	46.600	2.7769	1.3036
	0.6	0.1493	17.5138	52.000	3.0600	1.3036
10 NIVELES	0.1	0.5018	20.2150	77.550	4.0140	1.3824
	0.2	0.5017	20.2072	90.800	4.7961	1.3825
	0.3	0.5017	20.2100	115.250	6.0430	1.3825
	0.4	0.5016	20.2060	132.250	6.6627	1.3825
	0.5	0.5016	20.2060	158.250	7.9054	1.3825
	0.6	0.5016	20.2065	190.500	9.3561	1.3825
15 NIVELES	0.1	1.4678	29.7351	175.500	6.0411	1.4017
	0.2	1.4684	29.7488	235.250	7.9504	1.4018
	0.3	1.4675	29.7295	301.400	10.4857	1.4018
	0.4	1.4683	29.7486	382.500	12.9694	1.4017

Tabla 5.6. Propiedades de los sistemas simplificados de referencia, SSR.

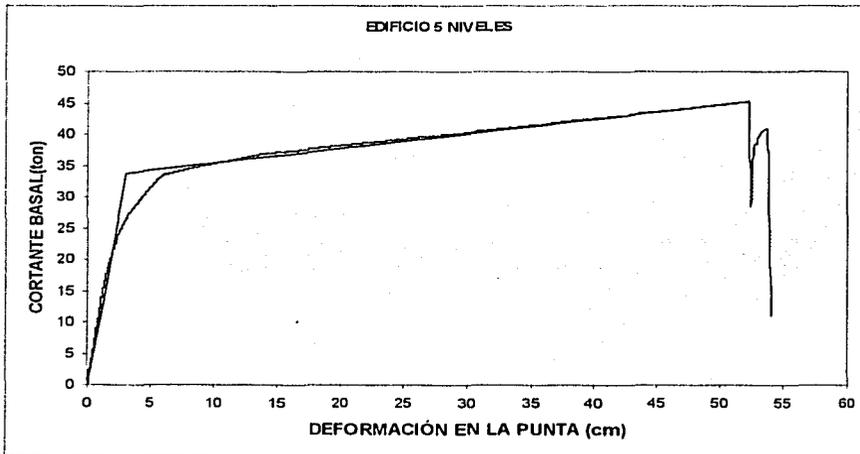


Figura 5.3. Curva de análisis de empuje lateral, edificio de 5 niveles

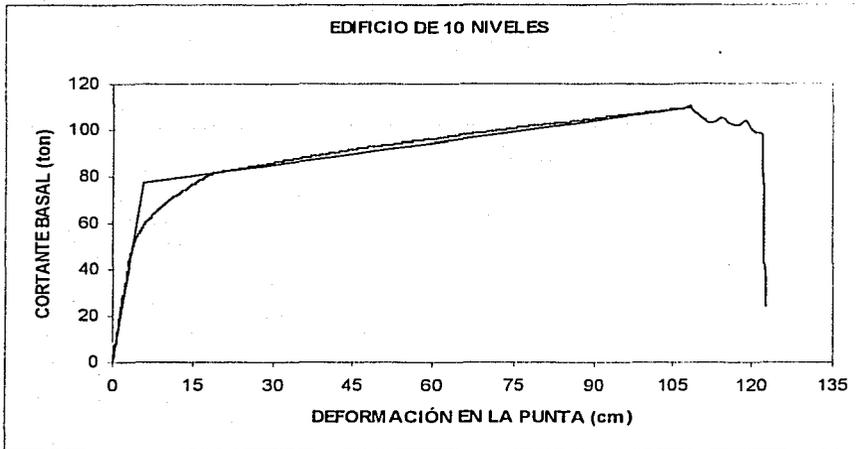


Figura 5.3 (continuación). Curva de análisis de empuje lateral, edificio de 10 niveles

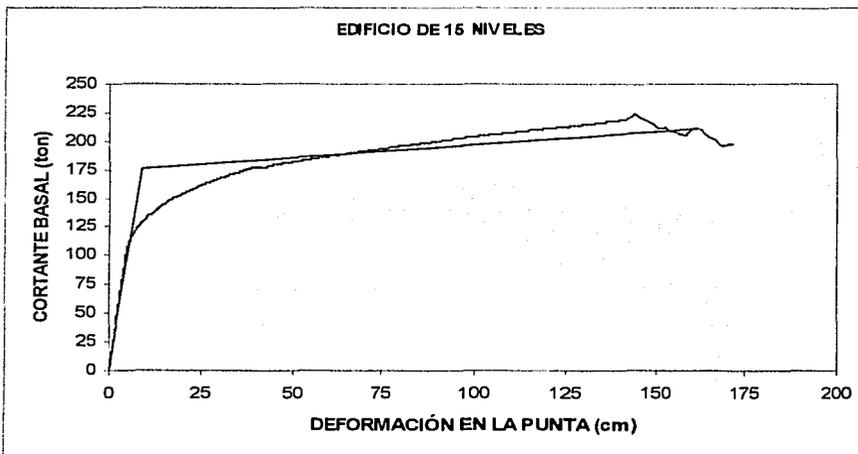


Figura 5.3 (continuación). Curva de análisis de empuje lateral, edificio de 15 niveles



NIVEL	C = 0.1	C = 0.2	C = 0.3	C = 0.4	C = 0.5	C = 0.6
1	0.7921	0.7833	0.7765	0.7762	0.7762	0.7762
2	1.6189	1.5408	1.5284	1.5278	1.5279	1.5280
3	2.2875	2.1452	2.1460	2.1452	2.1453	2.1453
4	2.7715	2.6335	2.6541	2.6531	2.6531	2.6533
5	3.0616	2.9554	2.9909	2.9897	2.9897	2.9899

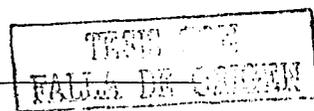
Tabla 5.7. Valores de desplazamiento por nivel, edificio de 5 niveles

NIVEL	C = 0.1	C = 0.2	C = 0.3	C = 0.4	C = 0.5	C = 0.6
1	1.8412	1.1904	0.8628	0.8625	0.8624	0.8624
2	3.9559	2.5575	1.8532	1.8528	1.8527	1.8527
3	6.0936	3.9396	2.8548	2.8543	2.8541	2.8541
4	8.1066	5.2410	3.7984	3.7978	3.7975	3.7974
5	10.0495	6.4971	4.7092	4.7086	4.7082	4.7081
6	11.8412	7.6555	5.5494	5.5485	5.5481	5.5479
7	13.4315	8.6836	6.2950	6.2940	6.2936	6.2937
8	14.8943	9.6293	6.9809	6.9799	6.9793	6.9793
9	16.1458	10.4384	7.5680	7.5668	7.5663	7.5663
10	17.0757	11.0396	8.0042	8.0029	8.0023	8.0024

Tabla 5.7. (continuación). Valores de desplazamiento por nivel, edificio de 10 niveles

NIVEL	C = 0.1	C = 0.2	C = 0.3	C = 0.4
1	2.2122	1.9305	1.9013	1.5172
2	5.1231	4.4707	4.4031	3.5136
3	8.2624	7.2102	7.1012	5.6666
4	11.3995	9.9479	9.7975	7.8181
5	14.5783	12.7219	12.5296	9.9968
6	17.8604	15.5861	15.3505	12.2462
7	21.1272	18.4368	18.1581	14.4851
8	24.2094	21.1265	20.8072	16.5975
9	27.1224	23.6686	23.3108	18.5953
10	29.8333	26.0343	25.6408	20.4531
11	32.2696	28.1604	27.7347	22.1225
12	34.3786	30.0008	29.5473	23.5674
13	36.2877	31.6668	31.1881	24.8752
14	38.0254	33.1832	32.6816	26.0654
15	39.4643	34.4390	33.9183	27.0523

Tabla 5.7. (continuación). Valores de desplazamiento por nivel, edificio de 15 niveles





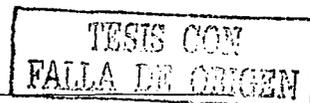
5.5 Comparación de respuestas: desplazamientos máximos en la azotea

En la Tabla 5.8 se presentan los valores de desplazamiento máximo en la azotea que se obtienen con cada uno de los dos métodos simplificados utilizados en este estudio, así como con un análisis paso a paso considerando tres diferentes modelos de comportamiento de los elementos ante carga cíclica reversible: modelo de comportamiento bilineal, modelo de comportamiento de Takeda y modelo de degradación de rigidez y deterioro de resistencia.

Los resultados muestran que para el caso de los marcos de 5 niveles la respuesta que se obtiene con ambos métodos simplificados es bastante aproximada con respecto a la calculada mediante un análisis paso a paso, considerando cualquier modelo de comportamiento de los elementos estructurales. Las mayores diferencias se presentan para el caso con $c = 0.1$. El método del SSR da una respuesta ligeramente más aproximada que la calculada a partir del SLE, principalmente para los marcos diseñados para valores de c bajos.

EDIFICIO	C	S.L.E (cm)	SSR (cm)	APP (cm)		
				B	T	DRR
5 NIVELES	0.1	4.360	3.062	3.291	3.745	4.653
	0.2	2.833	2.955	3.510	3.434	3.585
	0.3	2.875	2.991	3.177	3.168	3.270
	0.4	2.930	2.990	3.052	3.053	3.131
	0.5	3.024	2.990	3.030	3.030	3.076
	0.6	3.078	2.990	3.030	3.030	3.076
10 NIVELES	0.1	33.867	17.076	30.994	59.130	45.171
	0.2	28.532	11.040	19.924	24.616	38.378
	0.3	21.267	8.004	10.523	12.454	16.344
	0.4	8.385	8.003	8.379	8.372	8.415
	0.5	8.569	8.002	8.289	8.289	8.289
	0.6	8.569	8.002	8.289	8.289	8.289
15 NIVELES	0.1	37.356	39.464	41.508	112.001	51.917
	0.2	35.938	34.439	34.485	94.847	54.903
	0.3	34.407	33.918	31.314	72.142	53.916
	0.4	33.854	27.052	30.402	46.969	49.445

Tabla 5.8. Valores de desplazamiento máximo en la azotea



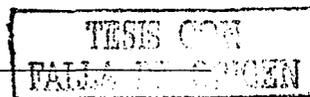


Para los marcos de 10 niveles se encuentra que los dos métodos simplificados dan una buena aproximación cuando el marco presenta un comportamiento predominantemente elástico, es decir para coeficientes de diseño altos. Conforme la estructura tiene un mayor comportamiento inelástico, el método del SLE proporciona una mejor aproximación de la respuesta que la del SSR con respecto a la del análisis paso a paso, cuando se considera el modelo de comportamiento bilineal de los elementos estructurales. Sin embargo, para los casos de los marcos con modelos de comportamiento de Takeda y de degradación de rigidez y deterioro de resistencia se observan diferencias importantes.

En el caso de las estructuras de 15 niveles, nuevamente ambos métodos simplificados proporcionan una respuesta similar a la del análisis paso a paso para el caso del modelo de comportamiento bilineal, con poca diferencia entre ellas. Sin embargo, se observan diferencias para los casos de los marcos con los modelos de comportamiento de Takeda y de degradación de rigidez y deterioro de resistencia.

5.6 Comparación de respuestas: distorsiones de entrepiso

En el caso de las distorsiones de entrepiso, en la Figura 5.4 se presentan los resultados que se obtienen con los dos métodos aproximados y a partir del análisis paso a paso para el caso del modelo de comportamiento bilineal. Se encuentra que para los marcos de 5 niveles con coeficientes de diseño altos (estructuras elásticas), la aproximación que se logra con ambos métodos aproximados tanto en amplitud como en la forma que toma la configuración a lo largo de la altura del edificio es bastante buena respecto a la calculada mediante el análisis paso a paso, aunque para estructuras diseñadas con coeficientes bajos el SSR genera una aproximación ligeramente mejor que el SLE tanto en amplitud como en forma. Para las estructuras de 10 niveles, el método del SLE estima mejor la respuesta cuando las estructuras muestran un comportamiento predominantemente no lineal. Sin embargo, cuando el comportamiento de los sistemas tiende a ser elástico el SSR resulta ser una mejor alternativa, ya que genera una mejor forma en la configuración de las distorsiones. En el caso de las estructuras de 15 niveles los resultados muestran en general una mejor aproximación con el método SLE, especialmente en los casos de estructuras diseñadas con coeficientes de diseño c bajos ($c = 0.1$ y $c = 0.2$). En estos casos, la forma de la configuración que se obtiene a partir del SLE es mejor que la obtenida a partir del SSR. No obstante, para coeficientes de diseño mayores ($c = 0.3$ y $c = 0.4$) el SSR da mejores aproximaciones, tanto en amplitud como en forma.



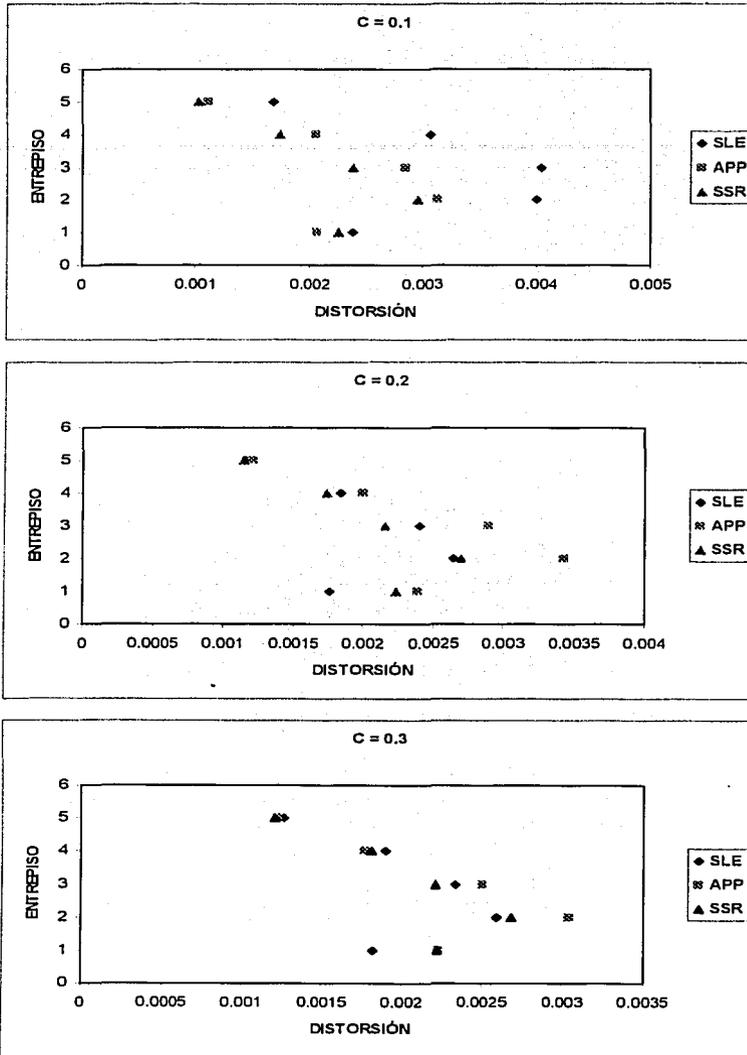


Figura 5.4. Distorsiones de entrepiso, edificio de 5 niveles

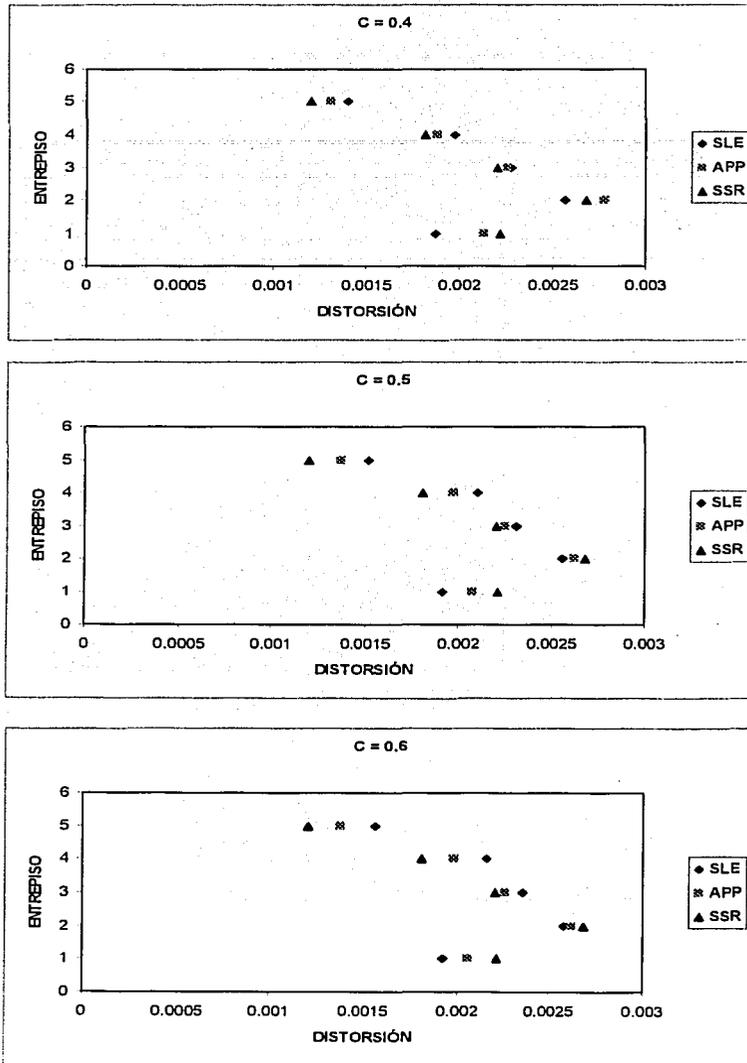


Figura 5.4 (continuación). Distorsiones de entrepiso, edificio de 5 niveles

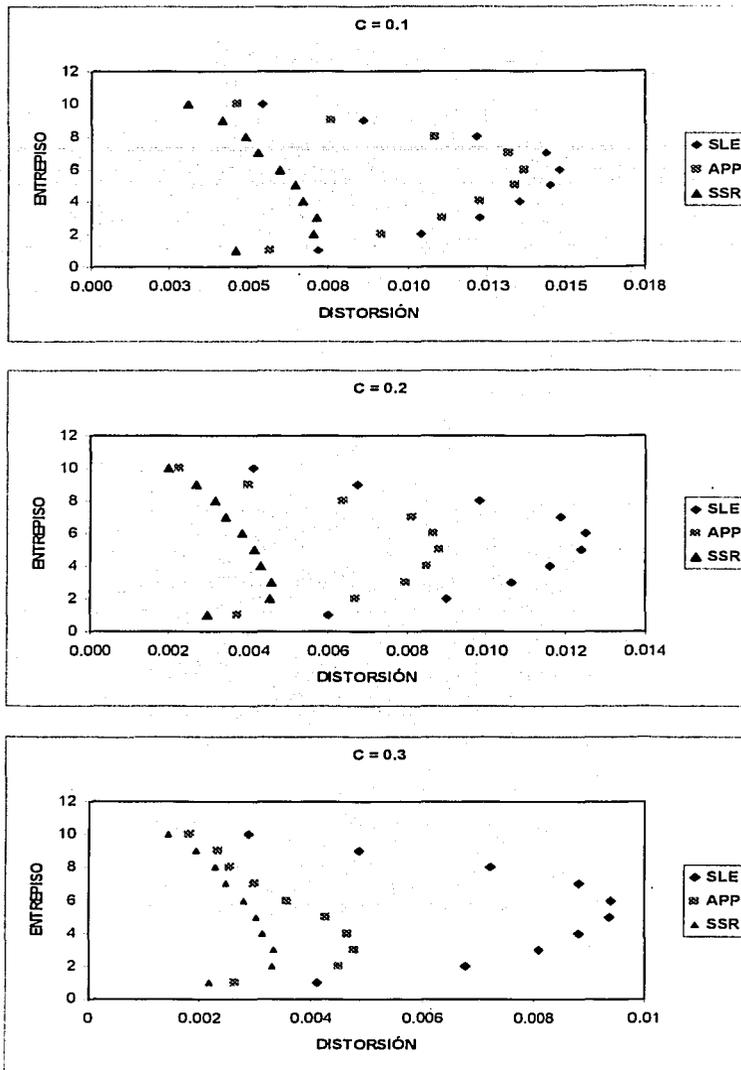
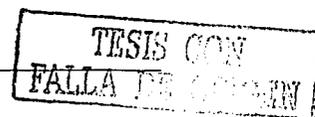
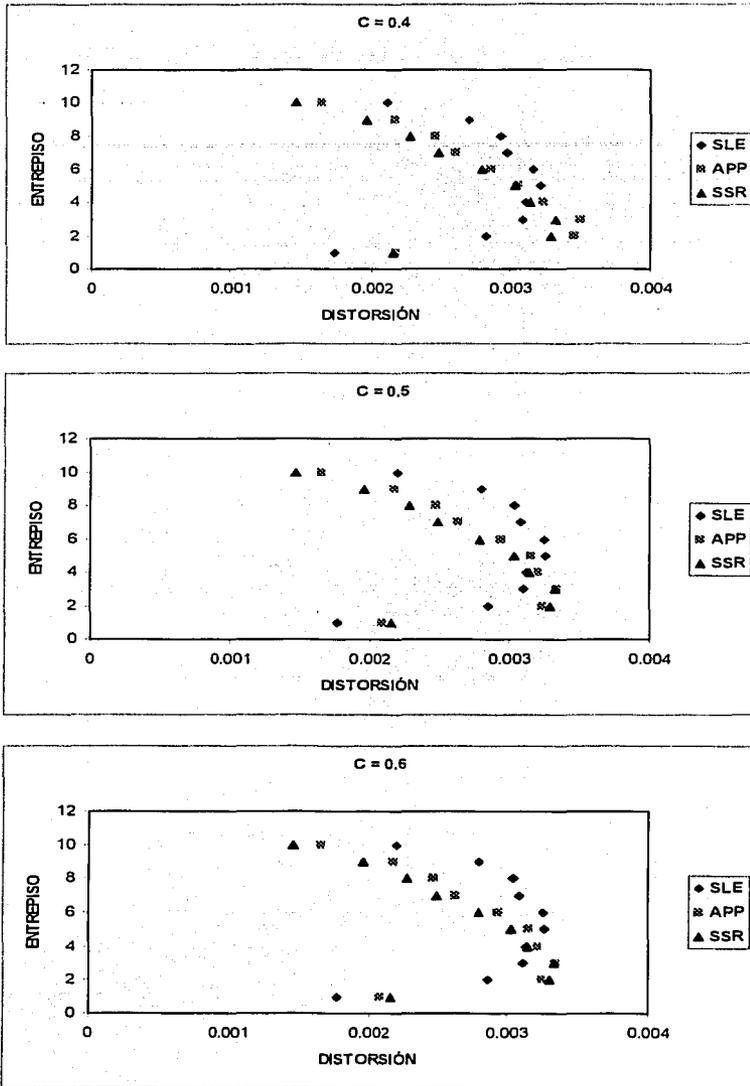


Figura 5.4. Distorsiones de entrepiso, edificio de 10 niveles





TESTES CON FALLA DE ORIGEN

Figura 5.4. (continuación). Distorsiones de entrepiso, edificio de 10 niveles

TESTES CON FALLA DE ORIGEN

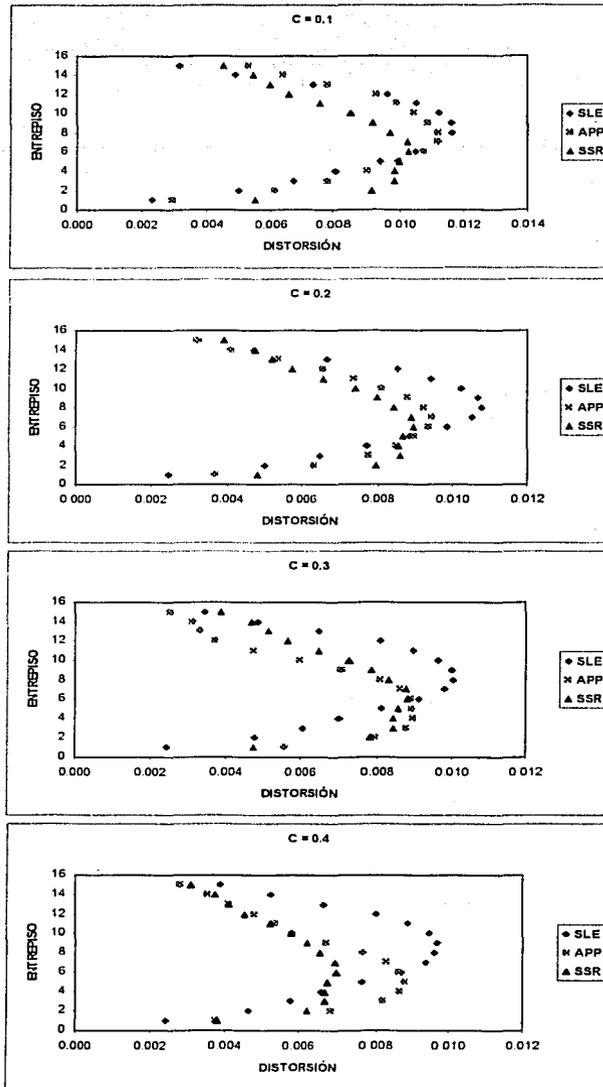


Figura 5.4. Distorsiones de entrepiso, edificio de 15 niveles

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



5.7. Segundo criterio de linealización equivalente.

Con el propósito de mejorar la precisión en la estimación de la respuesta sísmica del método planteado anteriormente, se formuló un nuevo método de linealización equivalente para SMGL. El método aplica expresiones propuestas por Iwan (ref.10) para sistemas de un grado de libertad, que adaptadas a SMGL permiten evaluar tanto el valor del amortiguamiento equivalente en función de la ductilidad del desplazamiento global de la estructura como la rigidez equivalente de entrepiso en función de la ductilidad del desplazamiento relativo. Las expresiones propuestas por Iwan son las siguientes:

$$\frac{T_e}{T_o} = 1 + 0.121(\mu - 1)^{0.939} \quad (10)$$

$$\xi_e = \xi_o + 0.0587(\mu - 1)^{0.371} \quad (11)$$

Donde:

T_e es el periodo del sistema lineal equivalente

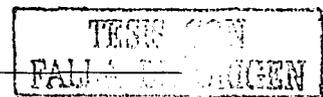
T_o es el periodo del sistema elástico lineal

ξ_e es el amortiguamiento del sistema lineal equivalente y

ξ_o es el amortiguamiento viscoso.

Para definir la rigidez equivalente de entrepiso tomamos la ecuación 10. Después de llevar a cabo una transformación algebraica se llega a la siguiente expresión.

$$\left(\frac{K_{ol}}{K_{el}} \right)^{1/2} = 1 + 0.121(\mu - 1)^{0.939} \quad (12)$$





Finalmente, despejando K_{ei} de la ecuación anterior obtenemos la expresión que permite estimar el valor de la rigidez equivalente para cada entrepiso en función de la rigidez elástica y de la ductilidad de entrepiso:

$$K_{ei} = \frac{K_{oi}}{[1 + 0.121(\mu - 1)^{0.939}]^2} \quad (13)$$

Considérese un SMGL con matriz de rigidez K y porcentaje de amortiguamiento $\xi = 0.05$. El proceso se inicia con un análisis modal espectral (AME) que permite estimar los vectores de respuesta de desplazamientos U_i y distorsiones (ρ_i) , así como los vectores de fuerzas cortantes V_i y fuerzas laterales equivalentes F_i . En seguida se hace un análisis de empuje lateral aplicando el vector de fuerzas laterales equivalentes F_i (para este método de linealización equivalente, se lleva a cabo únicamente un análisis de empuje lateral durante todo el proceso iterativo). De este análisis podemos obtener para cada entrepiso las curvas que relacionan el cortante de entrepiso con el desplazamiento relativo, así como la curva que relaciona el cortante basal con la deformación en la punta. Es necesario llevar a cabo un ajuste por mínimos cuadrados de un modelo bilineal a las curvas mencionadas anteriormente con el propósito de definir la fuerza cortante y desplazamiento a la fluencia. Este último valor se utiliza para calcular el valor de la ductilidad μ que aparece en las expresiones 11 y 13 que se emplean para estimar las nuevas propiedades del sistemas equivalente.

5.7.1. Cálculo del amortiguamiento y de la rigidez de entrepiso equivalente.

Se propone una forma simple para definir el sistema equivalente, mediante un sistema de cortante. Considerando el valor de desplazamiento de fluencia, máximo en la punta y relativo en cada entrepiso, se puede evaluar el valor de la ductilidad μ , cuyo valor permite estimar tanto el valor amortiguamiento equivalente haciendo uso de la curva que relaciona el desplazamiento máximo en la punta con el cortante basal como el valor de la rigidez de entrepiso equivalente usando las respectivas curvas en cada entrepiso calculadas en el análisis de empuje lateral.



5.7.2. Análisis con las nuevas propiedades del sistema equivalente

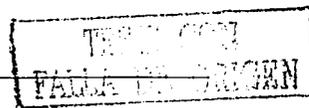
Una vez definidas la matriz de rigidez y el valor del porcentaje de amortiguamiento del sistema equivalente, a continuación se lleva a cabo un AME para estimar los nuevos vectores de respuesta de desplazamientos U_i y distorsiones φ_i . Estimada la respuesta, se definen las nuevas propiedades del sistema haciendo uso de las curvas del análisis de empuje lateral mencionadas en el punto anterior y de las expresiones 11 y 13. Se consideró en todos los análisis como excitación el registro del sismo del 19 de septiembre de 1985 (Fig. 4.8).

De manera general, una vez definidas las nuevas propiedades del sistema equivalente, el siguiente paso consiste en repetir el proceso mencionado anteriormente, lo cual lleva a un proceso iterativo que finaliza cuando en la punta se alcanza el mismo desplazamiento máximo durante dos ciclos de iteración consecutivos.

El procedimiento anterior se aplicó a los marcos de 5 niveles para coeficientes $c = 0.1$ a 0.6 , así como a los casos del marco de 10 niveles para coeficientes $c = 0.1$ a 0.3 . En la Tabla 5.9 se muestra los resultados obtenidos para el caso del marco de 10 niveles diseñado con $c = 0.1$, donde se puede ver, de acuerdo con los resultados finales obtenidos y comparados con la respuesta calculada con los otros tres métodos estudiados anteriormente (Tabla 5.8), que el segundo método de linealización equivalente propuesto no estima con suficiente precisión la respuesta de este marco. Estos comentarios son también aplicables a los otros casos del edificio de 10 niveles y para los casos del edificio de 5 niveles. Mas adelante, en el Capítulo 6, se mencionan posibles causas de estas limitaciones.

ITERACIÓN	ξ	T	δ_{punta}
0	0.0500	1.000	8.490
1	0.0887	1.071	9.765
2	0.0962	1.0976	10.360
3	0.0991	1.1101	10.625
4	0.1000	1.1157	10.722
5	0.1000	1.1177	10.760

Tabla 5.9. Valores de desplazamiento máximo en la punta, periodo fundamental y amortiguamiento equivalente para el caso del edificio de 10 niveles, $c = 0.1$





CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES

6.1 Conclusiones

A continuación se mencionan algunas conclusiones y recomendaciones extraídas del análisis de los resultados obtenidos, principalmente de la comparación de las respuestas locales (distorsiones) y globales (desplazamiento máximo de azotea) estimadas con el SLE con aquellas que se obtuvieron a partir de un análisis paso a paso y mediante el uso de un método alternativo que utiliza un sistema simplificado de referencia.

Los resultados muestran que el método propuesto estima de manera razonablemente buena las respuestas globales (desplazamientos máximos de azotea) de los marcos de edificios estudiados. Lo anterior es evidente si se comparan las respuestas calculadas mediante el SLE con aquellas que se obtuvieron de un análisis paso a paso para los casos en que los miembros estructurales tienen relaciones constitutivas de tipo bilineal y con las respuestas calculadas haciendo uso del sistema simplificado de referencia. En algunos casos estas estimaciones son mejores que las obtenidas con el SSR, en otros la respuesta se subestima o sobreestima, aunque las diferencias no son muy significativas.



Al comparar las respuestas calculadas a partir de un análisis paso a paso considerando los modelos de comportamiento de degradación de rigidez (T) y de degradación de rigidez y deterioro de resistencia (DDR) con las respuestas calculadas a partir del SLE, se puede ver que el criterio del SLE subestima en la mayoría de los casos las respuestas globales, en particular para los casos de los edificios de 10 y 15 niveles, es decir, para los casos de edificios con periodos de vibración largos. Posiblemente una de las causas por las que se vean estas diferencias, se debe a que el criterio del SLE no puede capturar aspectos del comportamiento no lineal que sí toma en cuenta el APP mediante los modelos de DDR y T. Diferencias menores se pueden ver para los casos de los edificios de 5 niveles, posiblemente debido a que los periodos de vibración de estos sistemas son cortos y que por lo tanto se alejan de la zona espectral donde se presentan las máximas ordenadas en el espectro de respuesta utilizado para llevar a cabo los análisis.

En el caso de las distorsiones de entrepiso se encuentra que el método del SLE proporciona buenos resultados. En especial se pueden ver diferencias no significativas para los casos del edificio de 5 niveles, en donde la configuración en la altura y las amplitudes de las distorsiones son muy parecidas a las calculadas mediante un APP para cualquier modelo de comportamiento histerético. Para el caso de los edificios de 10 niveles, el método del SLE estima con buena precisión las amplitudes de las distorsiones para todos los casos, excepto para el caso del edificio diseñado para $c = 0.3$; sin embargo, se pueden ver diferencias (no muy grandes) en la forma de las configuraciones a lo largo de la altura del edificio, especialmente para los casos de los marcos diseñados para coeficientes de diseño altos. La aplicación del método del SLE a los casos del edificio de 15 niveles también da buenos resultados; se pueden ver configuraciones de distorsiones de entrepiso con formas y amplitudes muy similares a las calculadas mediante un APP y mediante el método del SSR.

Las respuestas calculadas con el método del SLE dependen de las hipótesis que se hacen para la definición de las propiedades de este sistema, específicamente en lo referente a las hipótesis del sistema de viga de cortante utilizada en el cálculo de la matriz de rigidez, a la regla de combinación modal RCSC, así como también, a la configuración de fuerzas laterales que se aplican en el análisis de empuje lateral. Todos estos factores



influyen posiblemente en la forma final y en las amplitudes que se encuentra para las distorsiones de entrepiso. Para ver el efecto anterior, el caso del marco de 5 niveles diseñado para $c = 0.6$ (marco con comportamiento lineal) en la figura 5.4 muestra diferencias en las amplitudes, que posiblemente se deban a los factores mencionados anteriormente.

En lo referente a los resultados obtenidos mediante el segundo método de linealización equivalente propuesto, una posible causa por la que este método no dio las respuestas con suficiente aproximación respecto de las respuestas calculadas mediante un APP, se debe quizá a que las expresiones propuestas por Iwan fueron obtenidas para movimientos con contenidos de frecuencia y duraciones efectivas muy diferentes respecto de las que caracterizan al registro del sismo utilizado durante el desarrollo de este método de linealización equivalente (Fig. 4.8).

6.2 Recomendaciones

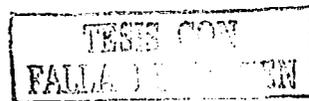
Se deben realizar más estudios para mejorar la estimación de las propiedades del sistema equivalente. Específicamente se deben buscar formas simples que permitan incorporar información relevante del comportamiento no lineal de los elementos estructurales, con el fin de mejorar la estimación de las distorsiones de entrepiso.

Las respuestas calculadas en este trabajo corresponden a estructuras sometidas a una excitación sísmica. Se deben llevar a cabo estudios estadísticos del cálculo de la respuesta de los marcos estudiados, encaminados a estimar el error que se comete al calcular la respuesta sísmica mediante el método del SLE ante una familia de sismos con las mismas propiedades estadísticas.

Sin duda un reto importante se refiere a mejorar la precisión del método del SLE manteniendo su simplicidad dentro de límites que permitan su aplicación en condiciones típicas de la práctica del diseño en ingeniería.

BIBLIOGRAFÍA

1. Chopra A., y Goel, R. K. (2002), "A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol 31, pp.561-582
2. **Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal**, (1993), Diario Oficial de la Federación, Departamento del Distrito Federal, 2 de Agosto.
3. **Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo**, (1995), Gaceta oficial del DF, Departamento del Distrito Federal, 27 de Febrero.
4. **Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto**, (1996), Gaceta oficial del DF, Departamento del Distrito Federal, 25 de Marzo.
5. Díaz López O., (1991), "Recopilación de Información Sobre Modelos para Representar el Comportamiento de Elementos Estructurales", Informe de investigación elaborado para CONACYT, No. 9706, Instituto de Ingeniería, UNAM, Septiembre.
6. Díaz López O., Esteva L., y García F. (1997), "Funciones de Daño Acumulado por Sismo en Marcos de Edificios (primera parte)", Informe de Investigación Elaborado para CONACYT, Ref. No. 1114PA, No. 6553, Instituto de Ingeniería, UNAM, Septiembre.
7. Esteva L., Díaz López O., García P.J., Sierra B.G., e Ismael H.E (2001), "Criterios y Procedimientos para Diseño Sísmico Basado en Metas de Confiabilidad y Desempeño", Informe interno No. 31181U, Instituto de Ingeniería, UNAM, Enero.
8. Esteva L., Díaz López O., Méndez O., Pérez D. y Alamilla J. (1999), "Confiabilidad de Sistemas Estructurales ante Sismos", Informe de investigación elaborado para CONACYT, Ref. No. 3663PA, Proyecto No. 7513, Instituto de Ingeniería, UNAM, Junio.
9. Gulkan P, y Sozen M. (1974), "Inelastic Response of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions", ACI Journal, Vol. 71, pp.604-610, Diciembre.
10. Iwan WD. (1980), "Estimating Inelastic Response Spectra from Elastic Spectra", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.8 , pp.375-388.
11. Jacobsen LS. (1930), "Steady Force Vibrations as Influenced by Damping", Transactions ASME, APM, Vol. 52, pp.169-181.
12. Meli, R., (1976), "Bases para los Criterios de Diseño Estructural del Proyecto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", publicación del Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 375, Junio.
13. Meli, R., y Mendoza C. J (1991), "Reglas de Verificación de Calidad del Concreto", Revista de Ingeniería LXI, México
14. Méndez C. O., (2001), "Confiabilidad Sísmica de Estructuras Considerando Diferentes Criterios de Capacidad de Deformación Estructural", Tesis maestría, DEFFI-UNAM, Octubre.
15. Miranda E., y Ruiz-García J.,(2002), "Evaluation of Approximate Methods to Estimate Maximum Inelastic Displacements Demands", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol 31, pp.539-560

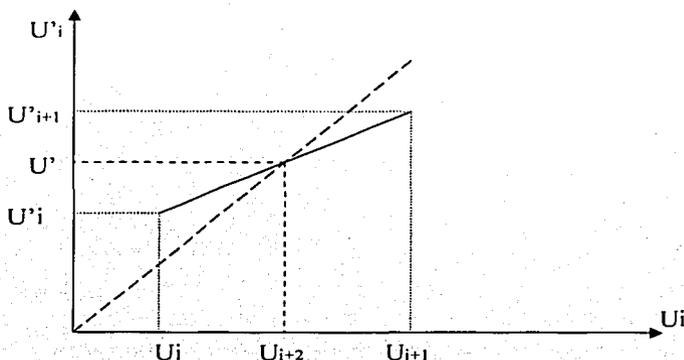


16. Mirza S. A., y MacGregor, J., (1979a), "**Variations in Dimensions of Reinforced Concrete Members**", ASCE Journal of Structural Division, Vol. 105. No. ST4., Abril
17. Newmark N. y Rosenblueth E., (1971), "**Earthquake Engineering and Structural Dynamics**", Prentice Hall: Englewood Cliffs, NJ, pp.321-364.
18. Park R., Paulay, T., (1984), "**Reinforced Concrete of Structures**", New York, J. Wiley and Sons.
19. Pier J.C. (1973), "**A Stochastic Live Load Model for Buildings**", MIT, Department of Civil Engineering, Research Report R73-28, Cambridge Mass.
20. Powell G., (1973), "**DRAIN-2D, User's Guide**", Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley
21. Prakash V., Powell G., y Campbell S.,(1993), "**DRAIN-2DX, Base Program Description and User Guide, version 1.10**". Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Report No. UCB/SEMM-93/17, Noviembre
22. Rosenblueth E., y Elorduy J.(1969), "**Responses of Linear Systems to Certain Transient Disturbances**". Proceedings Fourth World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 1, Santiago, Chile, pp.185-196.
23. Rosenblueth E., y Herrera I.(1964), "**On a Kind of Hysteretic Damping**", Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 90, pp.37-48.
24. Takeda, T., Sozen, M., y Nielsen, N. (1981), "**Reinforced Concrete for Earthquake Response Analysis**". Journal of the Faculty of Engineering, University of Tokyo, vol. XXXVI, No. 2 Mayo
25. Vamvatsikos D., y Cornell A.C., (2002), "**Incremental dynamics analysis**", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol 31, pp.491-514.
26. Villanueva J. M., y Meli, R. (1984), "**Análisis Estadístico de Propiedades Mecánicas de Aceros de Refuerzo Producidos en México**", Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe Interno, Septiembre
27. Wang, M.L., Shah S.P., (1987), "**Reinforced Concrete Hysteresis Model Based on the Damage Concept**". Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol 15, pp.993-1003.

APÉNDICE A

Fórmulas para extrapolación lineal

Dado un par de valores calculados de desplazamiento máximo en la azotea, u_i , al inicio y al final de dos ciclos de iteración consecutivos (u_i, u'_i) y (u_{i+1}, u'_{i+1}) y considerando la siguiente figura, se obtienen las fórmulas para llevar a cabo la extrapolación lineal.



De la figura podemos establecer las siguientes relaciones:

$$u_{i+2} = u'_i \quad \frac{u'_i - u'_i}{u_{i+2} - u_i} = \frac{u'_{i+1} - u'_i}{u_{i+1} - u_i} \quad \longrightarrow \quad u'_i = u'_i + \frac{u'_{i+1} - u'_i}{u_{i+1} - u_i} (u_{i+2} - u_i)$$

$$u_{i+2} = u'_i + \frac{u'_{i+1} - u'_i}{u_{i+1} - u_i} (u_{i+2} - u_i); \quad u_{i+2} = u'_i + u_{i+2} \left(\frac{u'_{i+1} - u'_i}{u_{i+1} - u_i} \right) - u'_i \left(\frac{u'_{i+1} - u'_i}{u_{i+1} - u_i} \right)$$

$$u_{i+2} \left(- \frac{u'_{i+1} - u'_i}{u_{i+1} - u_i} \right) = u'_i - u'_i \left(\frac{u'_{i+1} - u'_i}{u_{i+1} - u_i} \right); \text{ entonces, si } r = \frac{u'_{i+1} - u'_i}{u_{i+1} - u_i}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$u_{i+2} \text{ vale: } u_{i+2}(1-r) = u'_i - u'_i r, \text{ por lo que finalmente, } u_{i+2} = \frac{u'_i - u'_i r}{1-r} = u'_i \left(\frac{u'_i - r}{u'_i - r} \right)$$

considerar: $u_i = u_{i+1}, u'_i = u'_{i+1}$ y $u_{i+1} = u_{i+2}$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN