



01161 71
24

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO

TESIS

**EVALUACION DEL COMPORTAMIENTO DE UN EDIFICIO ALTO
DE CONCRETO REFORZADO, DISEÑADO CON LOS
REGLAMENTOS DE MEXICO Y EL JAPON**

PRESENTADA POR:

JORGE LUIS VARELA RIVERA

PARA OBTENER EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERIA
(ESTRUCTURAS)**

DIRIGIDA POR:

**DR. OSCAR LOPEZ BATIZ
DR. GUSTAVO AYALA MILIAN**

**CIUDAD UNIVERSITARIA
(1996)**

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

**EVALUACION DEL COMPORTAMIENTO DE UN
EDIFICIO ALTO DE CONCRETO REFORZADO,
DISEÑADO CON LOS REGLAMENTOS DE MEXICO Y
EL JAPON**

CONTENIDO	Pág.
1. Introducción	1
2. Estudios preliminares	3
2.1 Antecedentes	3
2.2 Comparación entre diferentes reglamentos	4
2.3 Comparación entre el Reglamento del Distrito Federal y el Reglamento del Japón	6
3. Estructura en estudio	10
3.1 Descripción de la estructura	10
3.2 Diseño del edificio de acuerdo con el Reglamento del Distrito Federal	10
3.3 Procedimiento de diseño del Reglamento del Japón	14
3.4 Diseño del edificio de acuerdo con el Reglamento del Japón	16
4. Evaluación de la sobre-resistencia de los elementos estructurales	23
4.1 Factores que afectan la sobre-resistencia	23
5. Procedimiento de análisis inelástico	27
5.1 Descripción general	27
5.2 Modelo utilizado	29
6. Comportamiento ante carga monotónica creciente	32
6.1 Cortante basal contra desplazamiento de la azotea	32
6.2 Ductilidades de rotación máximas en trabes y columnas	34
6.3 Distorsiones de entrepiso máximas	44
6.4 Mecanismos de falla lateral	48

7. Comportamiento ante registros intensos representativos de suelos blandos	55
7.1 Historia en el tiempo del cortante basal y desplazamiento de la azotea	55
7.2 Ductilidades de rotación máximas en traveses y columnas	60
7.3 Distorsiones de entrepiso máximas	64
7.4 Mecanismos de falla lateral	66
7.5 Cortantes de entrepiso máximos	68
7.6 Revisión por cortante de los elementos estructurales	70
8. Conclusiones y recomendaciones	75
Referencias bibliográficas	80
Reconocimiento	82

1. Introducción

Hoy en día podemos encontrar que la filosofía de diseño para la mayoría de los reglamentos de diseño sísmico consiste en aceptar que, para sismos moderados que puedan ocurrir varias veces en la vida del edificio, se tengan daños que puedan ser reparados sin el mayor trabajo y que, para sismos fuertes que puedan ocurrir una vez en la vida del edificio, se tengan daños considerables pero sin llegar al colapso.

Como resultado de esta filosofía, los reglamentos definen fuerzas de diseño laterales mediante espectros de diseño, los cuales son obtenidos de espectros de respuesta reducidos por considerar entre otros factores, la sobre-resistencia local y global de las estructuras.

Estos espectros de diseño pueden ser reducidos nuevamente, mediante el uso de factores de reducción por comportamiento inelástico, con lo cual se acepta que las estructuras incurrieren en diferentes niveles de comportamiento inelástico y por tanto, experimenten diferentes niveles de daño.

El poder saber si una estructura tendrá un comportamiento adecuado, tanto para sismos moderados como para sismos fuertes y sobre todo que no llegará al colapso para las acciones máximas descritas por un reglamento, hace evidente la necesidad de poder evaluar de una forma adecuada su comportamiento para garantizar que se cumplan los criterios establecidos por el reglamento de diseño sísmico empleado.

El presente trabajo tiene como objetivo fundamental, evaluar y comparar el comportamiento inelástico de un edificio de 17 niveles de concreto reforzado ante cargas sísmicas, diseñado con dos reglamentos diferentes, considerando y omitiendo la sobre-resistencia de los elementos estructurales. Se seleccionó este edificio ya que, debido a sus propiedades dinámicas, se ve fuertemente demandado por las excitaciones características de la zona del lago de la Cd. de México.

Para lo anterior, se realizó el diseño de un edificio de 17 niveles siguiendo los Reglamentos vigentes a 1996 del Distrito Federal y del Japón (se escogió este reglamento por ser diferente al de la Cd. de México, y además por considerar la sobre-resistencia de sus elementos estructurales). Obtenidas las características de las secciones transversales de los elementos estructurales, se evalúa la sobre-resistencia local de los mismos, para así, analizar los dos posibles comportamientos inelásticos diferentes para cada reglamento.

En el capítulo 2 se hace una breve comparación entre diferentes reglamentos, dando especial atención a los Reglamentos del Distrito Federal y del Japón. Los procedimientos que se utilizaron para el diseño del edificio de acuerdo con el Reglamento del D.F. y el Reglamento del Japón se resume en el capítulo 3. En el capítulo 4 se describe la forma como se evalúa la sobre-resistencia de traveses y columnas. Las características del procedimiento de análisis inelástico utilizado se describen en el capítulo 5. El comportamiento del edificio diseñado con ambos reglamentos ante cargas estáticas y dinámicas (acelerogramas), considerando y omitiendo la sobre-resistencia se discute en los capítulos 6 y 7. Por último las conclusiones y recomendaciones se dan en el capítulo 8.

2. Estudios preliminares

2.1 Antecedentes

Entre los años de 1920-1930 comienzan las primeras incorporaciones de métodos de diseño sísmico en los reglamentos de construcciones, al considerar las fuerzas de inercia como un factor importante. Como consecuencia de la falta de mediciones del movimiento del terreno y de un conocimiento adecuado del comportamiento dinámico de las estructuras, no era posible evaluar correctamente la magnitud de las fuerzas sísmicas, por lo que los edificios se diseñaban utilizando una fuerza lateral entre un 5 y un 10% del peso total de la estructura (Ref. 1). Se comienza a usar el diseño elástico por esfuerzos permisibles de los materiales individualmente, subestimando la resistencia de la estructura en conjunto y difiriendo además dicha resistencia de reglamento a reglamento, dependiendo del valor que sea asignado como esfuerzo permisible.

Por el año de 1960 la disponibilidad de acelerogramas que dieron información detallada del movimiento del terreno, y de programas de cómputo, facilitaron la revisión de edificios como sistemas de n -grados de libertad sujetos a fuerzas dinámicas. Se observó que las fuerzas de diseño sísmico de los reglamentos entonces vigentes, no eran lo suficientemente grandes para garantizar que la resistencia de las estructuras no fuera excedida bajo los acelerogramas estudiados. También se notó que, aunque la resistencia no era la adecuada para mantener la estructura en el rango de comportamiento elástico, la estructura no necesariamente se dañaba y ni mucho menos tenía daño severo. Por tanto, se concluyó que la resistencia de las estructuras se puede mantener sin degradación importante, y dependiendo de como las deformaciones inelásticas ocurren. Se aceptó la existencia de disipación de energía sísmica incidente por medio de deformaciones inelásticas de los elementos estructurales.

Sabiendo que el garantizar un comportamiento elástico no es esencial y viable económicamente, se puso interés en el comportamiento inelástico de las estructuras aceptando que podrían ser diseñadas y estructuradas para poder desarrollar una adecuada ductilidad. Esto llevó a dar importancia a la ubicación de articulaciones plásticas y a filosofías de diseño basados en mecanismos de falla del tipo trabe débil-columna fuerte, dando lugar, a los reglamentos basados en el concepto de resistencia última que hoy en día existen, donde se busca de que las articulaciones se formen de una manera predeterminada (en los extremos de las trabes y en la base de las columnas del primer nivel) para garantizar un buen comportamiento global de la estructura.

A pesar del avance que se ha tenido en la comprensión del comportamiento de los edificios sujetos a sismos y de los factores que influyen en él, actualmente existen aun diferencias en las filosofías de diseño (Ref. 2); por tanto, parece interesante revisar cómo dos diferentes reglamentos de diseño (reglamentos del D.F. y del Japón) nos tratan de llevar al mismo objetivo.

2.2 Comparación entre diferentes reglamentos

Los reglamentos de diseño, y más en particular los correspondientes al D.F., Japón y Nueva Zelanda, se basan en los siguientes puntos en general:

1) Clasificación de la estructura en grupos dependiendo del uso que tendrá, con el fin de prescribir cargas vivas de diseño que correspondan a dichos usos. Las cargas vivas de diseño no son las mismas para un mismo edificio en el Reglamento del D.F. (Ref. 3) que en el Reglamento del Japón (Ref. 4), pero en general, aunque la magnitud y la forma de obtenerlas difiere de reglamento a reglamento, su variación no es importante.

2) Clasificación de la estructura dependiendo del lugar donde se quiera construir en zonas o áreas. Esta clasificación atiende al hecho de que las características de los sismos cambian para condiciones de sismicidad y subsuelo diferentes, y es por lo que las condiciones de subsuelo se clasifican en zonas bien definidas, las cuales en general son suelos blandos o flexibles, suelos rocosos o rígidos y suelos de transición, los cuales se encuentran entre los dos anteriores.

Vale la pena hacer notar que los periodos dominantes para los diferentes tipos de suelos en diferentes países, no son necesariamente iguales. Como ejemplo se puede mencionar que el periodo dominante correspondiente a suelos flexibles en el D.F. y Nueva Zelanda no son iguales, ya que en el D.F. el periodo dominante varía entre 1.4 y 4.0 seg., mientras que en Nueva Zelanda es de 0.8 seg. aproximadamente.

3) Obtención de un espectro de diseño dependiendo de la zona o área donde se piensa construir el edificio. Los espectros de diseño se obtienen a partir de un conjunto de espectros de respuesta correspondientes a registros sísmicos, reducidos entre otros factores, por la sobre-resistencia local y global de la estructura. Debido a que en diferentes países se tiene diferente actividad sísmica y diferentes registros representativos, no es probable que se tengan las mismas formas y ordenadas espectrales máximas en todos los reglamentos, por tanto, es poco probable que se tengan las mismas fuerzas de diseño lateral para una misma estructura.

4) Selección de un factor de reducción por comportamiento inelástico, el cual depende del material y tipo de estructuración del edificio. De nuevo el valor de dicho factor de reducción difiere de código a código, ya que para cada reglamento existe una manera diferente de definirlo. Para el caso del Reglamento del D.F. (Ref. 5) este factor puede llegar a tomar el valor de 4, mientras que para el Reglamento de Nueva Zelanda (Ref. 2) hasta 6 y para el Reglamento del Japón (Ref. 4) hasta 3.33.

5) Revisión de la distorsión angular de entrepiso debida a fuerza cortante ante valores límite especificados. Estos valores límite varían de reglamento a reglamento también. Para el Reglamento del D.F. son de 0.006 y 0.012 (dependiendo si se desligan o no los elementos no estructurales), para el Reglamento de Nueva Zelanda de 0.02 y 0.015 (dependiendo de la altura del edificio) y para el Reglamento del Japón de 0.005, siendo el Reglamento del Japón el más estricto de los tres.

Se puede observar de los puntos anteriores que, en general, el procedimiento para obtener las fuerzas de diseño lateral es similar para todos los reglamentos, sin embargo, la magnitud de dichas fuerzas que resultan para un edificio con iguales características para dos reglamentos diferentes, no son las mismas. Esto es debido a que la sismicidad de la región no es la misma, no siempre se tienen los mismos periodos dominantes para los mismos tipos de suelos, ni las mismas ordenadas espectrales para un mismo periodo de una estructura dada y ni los mismos factores de reducción por comportamiento inelástico.

2.3 Comparación entre el Reglamento del Distrito Federal y el Reglamento del Japón

Si se quisiera diseñar un edificio con las mismas características estructurales (marcos dúctiles) y las mismas fuerzas de diseño laterales con los Reglamentos del D.F. y del Japón se tendrían en general las siguientes diferencias:

1) Momento de inercia de los elementos estructurales. Para la obtención de las secciones de trabes y columnas, con las que se cumplan los requisitos de distorsión de entrepiso permisibles, es necesario efectuar un procedimiento iterativo, en el cual se proponen sistemáticamente secciones para los diferentes elementos estructurales. Para el cálculo del momento de inercia que se usará en el análisis elástico lineal encontramos:

El Reglamento del Japón utiliza una inercia reducida, la cual depende del número de articulaciones plásticas planeadas en los elementos estructurales. Para el caso de trabes con articulaciones plásticas en sus dos extremos el factor de reducción es 0.5, mientras que para las columnas, en las cuales no se planean articulaciones plásticas, dicho factor es 1.0. Este factor de reducción se debe aplicar a la inercia transformada no agrietada de la sección, pero cabe señalar, que al comienzo del análisis elástico lineal, no se conoce la cuantía de acero de refuerzo de los elementos estructurales, por tanto, es difícil establecer cual será dicho momento de inercia de la sección transformada no agrietada.

El utilizar una inercia reducida se justifica debido a que, en los elementos estructurales donde se espera ocurran las articulaciones plásticas, aparecerán grietas para los niveles de deformación que les demande un sismo fuerte.

El Reglamento del D.F. por su parte, no obliga a utilizar una inercia reducida para el análisis elástico lineal, por tanto, deja este punto a criterio del diseñador.

2) Distorsión de entrepiso debida a fuerza cortante permisible. Como se mencionó anteriormente, el Reglamento del Japón es más estricto en este sentido. El valor permisible para el Reglamento del D.F. es de 0.012 y 0.006, mientras que para el Reglamento del Japón es de 0.005.

El Reglamento del Japón adicionalmente a establecer el límite de 0.005, restringe la variación de rigidez lateral con la altura mediante la siguiente condición de relación de rigidez lateral (R_s):

$$R_s = \frac{r}{r} \geq 0.6$$

donde:

r representa la rigidez lateral, definida como la altura del entrepiso dividida entre el desplazamiento relativo de dicho entrepiso causado por el cortante sísmico lateral.

\bar{r} representa la rigidez lateral media, definida como la media aritmética de las rigideces laterales de todos los niveles.

Esta relación de rigidez lateral sirve en parte para definir la regularidad en elevación de la estructura.

3) Elementos mecánicos para el diseño de trabes y columnas del edificio. El Reglamento del D.F. acepta que los momentos flexionantes y fuerzas cortantes para el diseño de trabes y columnas, sean los que resultan de un análisis elástico lineal con las fuerzas de diseño establecidas y sus combinaciones. Para evitar la posible formación de las articulaciones plásticas en los extremos de las columnas que concurren a un nudo de un marco, el Reglamento del D.F. pide que las resistencias a flexión de las columnas en dicho nudo, deban satisfacer la siguiente condición:

$$\sum M_c \geq 1.5 \sum M_v$$

donde:

$\sum M_c$ es la suma de los momentos resistentes de diseño de las columnas que llegan al nudo, referidas al centro del nudo.

$\sum M_v$ es la suma de los momentos resistentes de diseño de las trabes que llegan al nudo, referidas al centro de dicho nudo.

El Reglamento del Japón obliga a la realización de un análisis inelástico ante carga monotónica creciente para la obtención de las acciones de diseño de las columnas

(flexión, cortante) y de las trabes (cortante), con el fin de evitar la articulación de las columnas y cualquier tipo de falla frágil en la estructura. En dicho análisis, se consideran para las trabes los momentos flexionantes obtenidos de un análisis elástico lineal, incluyendo en ellos el efecto de sobre-resistencia especificada por dicho reglamento (debido a la dispersión estadística en la resistencia a fluencia del acero de refuerzo y también el efecto de la contribución de la losa). Para las columnas se supone un comportamiento elástico, de tal manera que no se articulen durante dicho análisis, así, al alcanzarse un desplazamiento en la azotea de 0.005 veces la altura total del edificio (en general cuando se forme un mecanismo de falla lateral), se tendrán los momentos flexionantes y fuerzas cortantes demandadas para las columnas y las fuerzas cortantes demandadas para las trabes, las cuales se constituirán en las acciones de diseño descritas.

3. Estructura en estudio

3.1 Descripción de la estructura

La geometría general y las dimensiones del edificio de 17 niveles estudiado, fueron tomadas de la Ref. 6. La planta de este edificio es cuadrada, formada por cuatro marcos rígidos en cada dirección. Cada marco tiene tres claros de 8 metros cada uno. La altura de entrepiso medida de eje a eje de losas es de 3.20 metros, a excepción del primero que es de 4.0 metros. El ancho y peralte de las vigas principales se mantuvo constante en toda la altura del edificio para ambos diseños (México y Japón). Existen vigas secundarias a mitad de cada claro en ambas direcciones.

Para diferenciar de aquí en adelante a los diseños, llamaremos edificio 1 a la estructura diseñada con el Reglamento del D.F. y edificio 2 a la estructura diseñada con el Reglamento del Japón.

3.2 Diseño del edificio de acuerdo con el Reglamento del Distrito Federal

El diseño del edificio 1 también se tomó de la Ref. 6. Entre las principales características para su diseño podemos encontrar:

Se supuso que el edificio es para oficinas, que los marcos son dúctiles con cimentación a base de pilotes de punta, apoyados en la primera capa dura, y está localizado en la zona III. Su diseño se hizo de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1993 (Ref. 3) y sus Normas Complementarias para Diseño por sismo (Ref. 5). Se usó concreto clase 1 con la resistencia a compresión especificada,

$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, y módulo de elasticidad, $E_c = 14000\sqrt{f_c}$. Para el refuerzo se empleó acero con esfuerzo de fluencia, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Las cargas vivas utilizadas en la combinación de cargas muerta y viva máxima fueron de 100 kg/m^2 para la azotea y de 250 kg/m^2 para los restantes niveles. Las cargas vivas instantáneas empleadas en la combinación por sismo fueron 70 kg/m^2 y 180 kg/m^2 para la azotea y demás niveles respectivamente. Las secciones de los elementos estructurales se valoraron iterativamente con el fin de que la distorsión angular de entrepiso debida a fuerza cortante no excediera de 0.012 (se utilizó la inercia bruta de los elementos estructurales y se supuso que las columnas del primer nivel están empotradas en la base). De esta manera el periodo resultó ser 1.73 seg. . La geometría general del edificio 1 se presenta en la Figura 3.1.

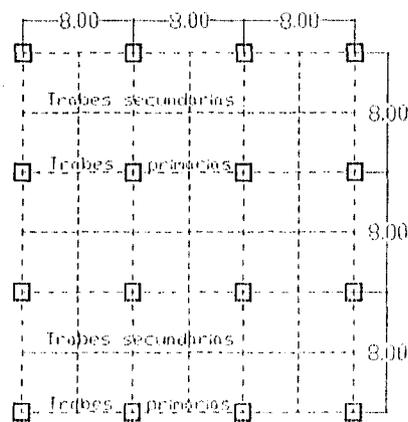
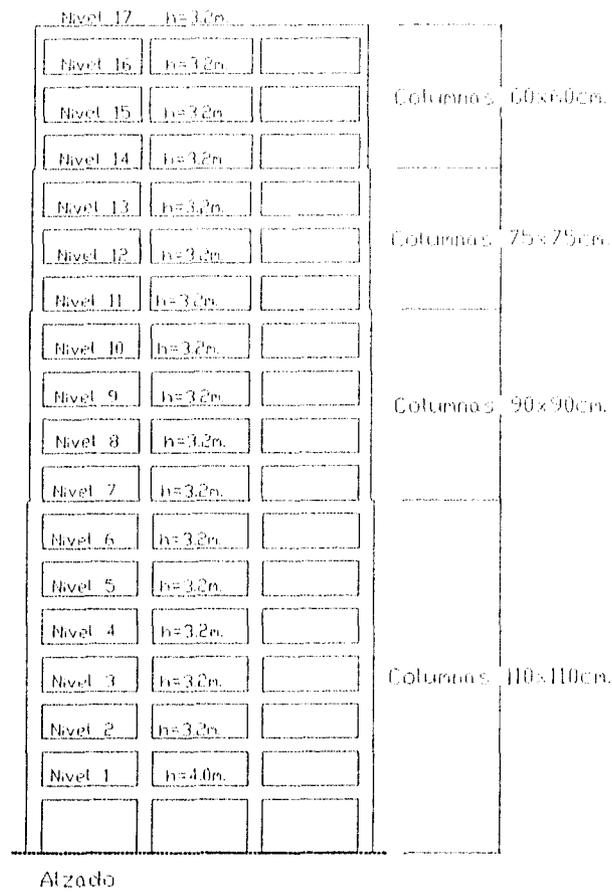


Figura 3.1 Geometría general del edificio 1.

Todas las traves resultaron de 35x90cm. El acero de refuerzo resultante para dichas traves se muestra en la Tabla 3.1. Las secciones de columnas y el acero de refuerzo resultante para ellas se muestra en la Tabla 3.2.

Nivel	Acero positivo	Acero negativo
1	4#8 + 2#6	8#8
2	4#8 + 2#6	8#8
3,4,5,6,7,8	6#8 + 2#6	10#8
9,10	4#8 + 2#6	8#8
11,12	4#8	6#8+2#6
13,14,15	2#8 + 2#6	6#8
16	3#6	5#6
17	1#8 + 2#6	4#6

Tabla 3.1. Acero positivo y negativo en traves del edificio 1.

Nivel	Secciones (cm.)	columnas interiores	columnas exteriores
1,2,3,4	110x110	32#10	32#10
5,6,7	110x110	16#10	16#10
8,9,10,11	90x90	12#10	12#10
12,13,14	75x75	16#8	12#8
15,16,17	60x60	20#8	16#8

Tabla 3.2. Secciones y acero de refuerzo en columnas del edificio 1.

El acero positivo (en la parte inferior de las trabes) se refiere a cuando se tiene la losa en compresión y el acero negativo (en la parte superior de las trabes) se refiere a cuando se tiene la losa en tensión.

3.3 Procedimiento de diseño del Reglamento del Japón

Para diseñar una estructura de concreto reforzado a base de marcos dúctiles, el Reglamento del Japón sigue el procedimiento siguiente:

1) Escoger un espectro de diseño a partir del uso que tendrá la estructura y del lugar donde será construida.

2) Obtener las secciones de los elementos estructurales a partir de un proceso iterativo mediante un análisis elástico lineal (modal espectral), en el cual se deben cumplir los dos siguientes requisitos:

a) La distorsión angular de entrepiso debida a fuerza cortante debe ser menor que 0.005 para todos los niveles.

b) Para cada entrepiso se debe cumplir la siguiente condición de rigidez lateral (R_s):

$$R_s = \frac{r}{\bar{r}} \geq 0.6$$

Para dicho proceso iterativo se deben considerar los siguientes momentos de inercia de las secciones de los elementos estructurales:

I) Cuando se planea la formación de articulaciones plásticas en ambos extremos de las trabes, se debe usar una inercia reducida igual al 50% de la inercia de la sección transformada no agrietada.

II) Para las columnas donde no se planea la formación de articulaciones plásticas, se usará la inercia de la sección no agrietada sin considerar el acero de refuerzo.

3) Obtener las acciones de diseño por flexión de las trabes a partir de dicho análisis elástico lineal.

4) Obtener los porcentajes de acero de refuerzo por flexión de las trabes, sin considerar factores de carga ni factores de reducción de resistencia. Sólo se debe considerar las combinaciones de carga correspondientes.

5) A partir de dicho acero de refuerzo obtener los momentos resistentes de las trabes incluyendo la sobre-resistencia considerando los siguientes factores:

a) Contribución de la losa de piso y el acero de refuerzo en ella (el ancho de losa será igual al 20% del claro entre trabes principales a cada lado del paño de la trabe considerada).

b) Un modelo de comportamiento del acero de refuerzo realista.

c) Una deformación máxima del concreto igual a 0.003.

6) Obtener las acciones de diseño por cortante de trabes, y flexión y cortante de columnas a partir de un análisis inelástico ante cargas estáticas incrementales hasta la formación del mecanismo de falla lateral, en el cual se deben considerar:

a) Los momentos resistentes de las trabes considerando la sobre-resistencia.

b) Un modelo lineal de comportamiento para las columnas.

7) Con las acciones obtenidas en el paso anterior calcular el acero de refuerzo por cortante y por confinamiento de las trabes, el acero de refuerzo por flexocompresión y el acero de refuerzo por cortante y por confinamiento de las columnas sin considerar factores de carga ni factores de reducción de resistencia. Sólo se debe considerar las combinaciones de carga correspondientes.

3.4 Diseño del edificio de acuerdo con el Reglamento del Japón

Para el diseño del edificio 2 se tomaron las mismas características que se consideraron para el edificio 1 en cuanto a fuerzas de diseño (espectro de diseño), resistencia a compresión del concreto, módulo de elasticidad del concreto, esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo y cargas vivas y muertas. Se consideraron las mismas fuerzas de diseño lateral utilizadas para el edificio 1, ya que se pretende diseñar la estructura en México, pero siguiendo la filosofía de diseño del Reglamento del Japón.

Las secciones de los elementos estructurales se valoraron iterativamente con el fin de que la distorsión angular de entrepiso debida a fuerza cortante no excediera de 0.005, así como la relación de rigidez lateral de entrepiso cumpliera con la condición:

$$R_s = \frac{I'}{I} \geq 0.6$$

Para este procedimiento, debido a que se planeó la formación de articulaciones plásticas en los extremos de las trabes, se requiere usar una inercia reducida en todas las trabes. Esta inercia reducida se define como el producto de un factor de reducción igual a 0.5 y la inercia transformada no agrietada de la sección, la cual se calculó de considerar el acero de refuerzo de las trabes correspondientes al edificio 1 como una primera aproximación en el proceso iterativo de diseño. Se observó en general que dicho producto era del orden de 0.8 veces la inercia de la sección rectangular, por tanto, se utilizó esta última expresión para el cálculo de las inercias reducidas de todas las trabes. Para las columnas se utilizó la inercia de las secciones rectangulares, sin considerar el acero de refuerzo, ya que no se planeó la formación de articulaciones plásticas en ellas.

Debido a que el Reglamento del Japón restringe el cambio en dimensiones de las columnas de pisos sucesivos a una pendiente máxima de 1/6, lo cual para este caso

corresponde a 15 cm. entre columnas, se encontró que este requisito rigió para las columnas superiores, lo cual a su vez hizo que las distorsiones de entrepiso de dichos niveles estén muy por debajo del límite permisible, lo que también a su vez provocó que se tengan problemas con los requisitos que pide la relación de rigidez lateral (R_s).

El periodo del edificio 2 resultó ser 1.5 seg., la geometría general se presenta en la figura 3.2. Las secciones de todas las travesaños resultaron de 45x100 cm.

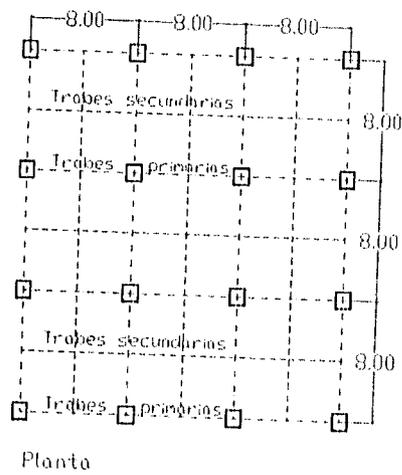
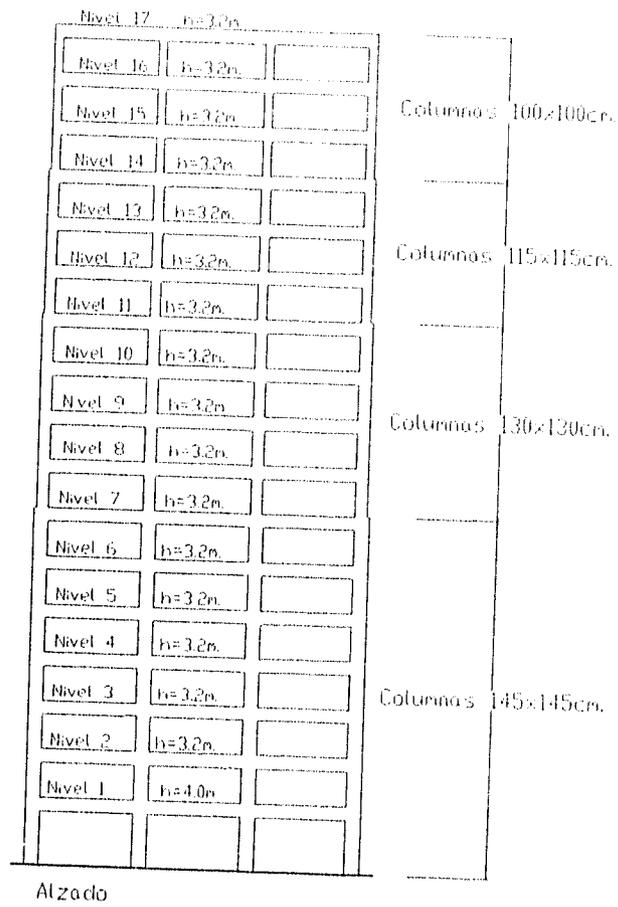


Figura 3.2 Geometría general del edificio 2.

Para hacer los análisis bajo carga muerta, viva máxima y viva instantánea y solamente bajo fuerzas de sismo, se usó el programa de análisis elástico lineal SAP90 (Ref. 10). Para calcular las acciones debidas a sismo se utilizó el método dinámico modal espectral, considerando los cuatro primeros modos traslacionales de vibración (por ser los más representativos en la respuesta del edificio) para cada dirección analizada. En todos los análisis se tomó en cuenta las dimensiones de los nudos modeladas como zonas rígidas (se consideró una longitud de zona rígida para las trabes igual a la mitad del espesor de las columnas en la dirección considerada, similarmente, para las columnas, se consideró la mitad del peralte de las trabes).

El dimensionamiento de las trabes por flexión, se llevó a cabo de acuerdo con la Ref. 12 para la condición más desfavorable entre la combinación de carga muerta y viva máxima y carga muerta, viva instantánea y sismo, pero sin considerar factores de carga como lo especifica el Reglamento del Japón. Fue usual que rigiera esta última combinación para todos los entrepisos, incluyendo a los niveles superiores donde en un diseño convencional las cargas gravitacionales gobiernan el diseño. El acero de refuerzo resultante para dichas trabes se muestra en la tabla 3.3.

Nivel	Acero positivo	Acero negativo
1	4#8	6#8+1#6
2	4#8	6#8+1#6
3,4,5,6,7,8	4#8+2#6	6#8+3#6
9,10	4#8	6#8+1#6
11,12	2#8+2#6	4#8+3#6
13,14,15	4#6	8#6
16	4#6	2#8+1#6
17	4#6	2#8+1#6

Tabla 3.3. Acero positivo y negativo en trabes del edificio 2.

Para la obtención de las acciones de diseño de las columnas (flexión y cortante) y de las trabes (cortante) con el fin de evitar la articulación de las columnas, cualquier tipo de falla frágil en la estructura y asegurar la formación del mecanismo de falla proyectado, se realizó un análisis inelástico ante cargas monotónicas crecientes (ver capítulo 5), en el cual se hicieron las siguientes consideraciones:

1) Los momentos resistentes en las trabes se calcularon considerando la sobrerresistencia especificada por el Reglamento del Japón, esto es, se consideró un ancho efectivo de la losa tanto en tensión como en compresión de 1.60m. (20% de la distancia entre marcos) a cada lado de las trabes, así como el acero de refuerzo incluido en ese ancho efectivo de la losa. Se consideró también un modelo de comportamiento del acero realista (Ref. 11) y una deformación máxima del concreto igual a 0.003 correspondiente al concreto no confinado.

2) Para obtener las acciones de diseño en las columnas se consideró un modelo elástico bilineal con cambio en rigidez únicamente por agrietamiento de flexión (Fig. 3.3). Los momentos resistentes en columnas se supusieron lo suficientemente grandes para que no se articularan en ningún momento durante el análisis inelástico.

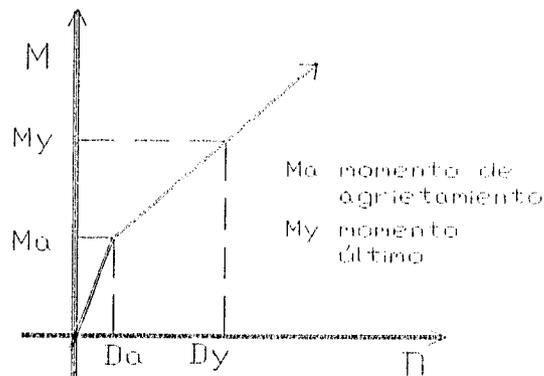


Fig. 3.3 Modelo bilineal con comportamiento elástico.

3) La estructura se desplazó lateralmente con cargas horizontales concentradas en los niveles, siguiendo una distribución triangular invertida, hasta que el desplazamiento máximo de la azotea alcanzara 0.005 veces la altura total del edificio, que para este caso resultó ser de 28 cm.

Las acciones que se obtuvieron con la estructura desplazada 28 cm. en su azotea, son las que sirven para diseñar por flexión y cortante en las columnas, y cortante en las trabes.

El ancho de la zona rígida de trabes y columnas es significativo en la obtención de las acciones de diseño, sobre todo en los niveles inferiores de la estructura donde se encuentran los momentos máximos demandados. Como ejemplo, se compara el momento flexionante en la base de la columna exterior del primer nivel obtenido con dicho análisis, considerando una zona rígida de la mitad de las secciones transversales de trabes y columnas en la dirección correspondiente y no considerando zona rígida alguna. En el primer caso, el momento flexionante fue del orden de 852 ton-m y en el segundo caso fue de 688 ton-m. Para este trabajo se utilizó el primer valor definido para la zona rígida, por arrojar valores más grandes en los momentos flexionantes de las columnas.

Para el diseño de las columnas se consideró la flexocompresión biaxial empleando la fórmula de Bresler como lo establece la Ref. 12. Aunque se diseñó con las acciones obtenidas con el análisis inelástico estático, fue común que rigiera el porcentaje mínimo, excepto en la base del primer entrepiso donde el momento flexionante fue grande debido a la ausencia de un punto de inflexión. Las secciones de columnas obtenidas y la cantidad de acero de refuerzo longitudinal resultante en ellas se muestra en la tabla 3.4.

Nivel	Secciones(cm.)	columnas interiores	Columnas exteriores
1,2,3,4	145x145	52#10	52#10
5,6,7	145x145	28#10	28#10
8,9,10,11	130x130	32#8	32#8
12,13,14	115x115	28#8	28#8
15,16,17	100x100	28#8	28#8

Tabla 3.4. Secciones y acero de refuerzo en columnas del edificio 2.

4. Evaluación de la sobre-resistencia de los elementos estructurales

4.1 Factores que afectan la sobre-resistencia

Debido a que la resistencia de los elementos estructurales es altamente significativa para la determinación de la respuesta sísmica de una estructura, diseñada para incursionar en el intervalo de comportamiento inelástico, su evaluación es de fundamental importancia.

En trabajos recientes, Ref. 7 y Ref. 8, se ha visto que los principales factores que afectan la resistencia de los elementos estructurales son:

- 1) Contribución de la losa de piso.
- 2) Modelo realista para el comportamiento del acero.
- 3) Efecto de la velocidad de aplicación de deformación en el acero.
- 4) Confinamiento del concreto.
- 5) Modelo realista para el comportamiento del concreto.
- 6) Contribución del acero a compresión.
- 7) Áreas reales de acero de refuerzo.

Con estos factores y con las secciones y aceros de refuerzo obtenidos de los edificios 1 y 2, se obtuvieron los diagramas momento-curvatura, a momento positivo (losa en compresión) y momento negativo (losa en tensión) para las trabes, y los diagramas de interacción (momento-carga axial) para las columnas. De esta manera se definieron los momentos con sobre-resistencia de las trabes y los momentos con sobre-resistencia, para una carga axial dada, en las columnas..

En la tabla 4.1 se muestran los momentos nominales de las trabes, definidos por el Reglamento del D.F. (Ref. 12), así como los momentos con sobre-resistencia de dichas

En la tabla 4.1 se muestran los momentos nominales de las traves, definidos por el Reglamento del D.F. (Ref. 12), así como los momentos con sobre-resistencia de dichas traves calculados con los factores descritos anteriormente. Similarmente en la tabla 4.2 se muestran los momentos nominales considerando la sobre-resistencia de las traves definidos por el Reglamento de Japón (Ref. 4), así como los momentos con sobre-resistencia de dichas traves calculados con los factores descritos previamente.

Niveles	Momento nominal positivo	Momento con s-r positivo	positivo M_{s-r} ----- M_n	Momento nominal negativo	Momento con s-r negativo	negativo M_{s-r} ----- M_n
1	66.14	197.36	2.98	108.33	270.64	2.49
2	66.14	197.36	2.98	108.33	270.64	2.49
3,4,5,6,7,8	100.07	281.48	2.81	139.54	326.64	2.34
9,10	80.74	197.88	2.45	122.39	270.74	2.21
11,12	64.90	154.48	2.38	106.59	241.40	2.26
13,14,15	43.38	121.64	2.80	86.79	214.16	2.46
16	32.41	66.40	2.04	49.87	134.44	2.69
17	34.00	78.24	2.30	38.61	132.02	3.41

Tabla 4.1. Momentos nominales y momentos con sobre-resistencia de las traves exteriores (ton-m) del edificio 1.

Para el cálculo de los momentos con sobre-resistencia de las traves de ambos edificios, se utilizó un ancho de losa igual al 20% del claro entre traves principales a cada lado del paño de la trabe considerada.

Niveles	Momento nominal positivo	Momento con s-r positivo	positivo M s-r ----- M n	Momento nominal negativo	Momento con s-r negativo	negativo M s-r ----- M n
1	142.26	165.81	1.16	213.50	283.92	1.32
2	142.26	165.81	1.16	213.50	283.92	1.32
3,4,5,6,7,8	178.28	208.13	1.16	238.09	316.01	1.32
9,10	142.26	165.81	1.16	213.50	283.92	1.32
11,12	113.81	132.49	1.16	194.25	258.80	1.33
13,14,15	85.47	98.6	1.15	169.64	208.45	1.22
16	82.01	96.6	1.17	139.43	177.96	1.27
17	82.02	96.6	1.17	139.43	177.96	1.27

Tabla 4.2. Momentos nominales (considerando la sobre-resistencia definida por el Reglamento de Japón) y momentos con sobre-resistencia de las trabes exteriores (ton-m) del edificio 2.

Los momentos nominales para la carga axial debida a cargas gravitacionales de las columnas , que se obtienen de aplicar el Reglamento del D.F. (Ref. 12), así como los momentos con sobre-resistencia para la carga axial debida a cargas gravitacionales considerando los factores descritos anteriormente de dichas columnas se muestran en la tabla 4.3. Similarmente en la tabla 4.4 se muestran los momentos nominales considerando la sobre-resistencia para la carga axial debida a cargas gravitacionales de las columnas especificados por el Reglamento de Japón (Ref. 4) y los momentos con sobre-resistencia para las cargas axiales debidas a cargas gravitacionales de dichas columnas considerando todos los factores descritos anteriormente.

Niveles	Momento nominales de columnas exteriores	Momento con s-r de columnas exteriores	$\frac{M_{s-r}}{M_n}$
1,2,3,4	752	985	1.3
7,6,7	467	662	1.41
8,9,10,11	273	383	1.40
12,13,14	144	235	1.63
15,16,17	112	164	1.46

Tabla 4.3. Momentos nominales y momentos con sobre-resistencia de columnas exteriores (ton-m) correspondientes a la cargas gravitacionales del edificio 1.

Niveles	Momento nominales de columnas exteriores	Momento con s-r de columnas exteriores	$\frac{M_{s-r}}{M_n}$
1,2,3,4	1370	1793	1.30
7,6,7	877	1157	1.31
8,9,10,11	619	826	1.33
12,13,14	434	577	1.32
15,16,17	320	440	1.37

Tabla 4.4. Momentos nominales (considerando la sobre-resistencia definida por el Reglamento de Japón) y momentos con sobre-resistencia de columnas exteriores (ton-m) correspondientes a la cargas gravitacionales del edificio 2.

5. Procedimiento de análisis inelástico

5.1 Descripción general

Para la evaluación del comportamiento inelástico ante cargas monotónicas crecientes y ante registros representativos de suelos blandos, se utilizó el programa CANNY-E (Ref. 9). Algunas de sus características son:

La respuesta dinámica no-lineal se calcula paso a paso en pequeños intervalos de tiempo, asumiendo una excitación lineal y basada en las siguientes relaciones:

- 1) Relación no-lineal entre fuerzas y desplazamientos resultantes.
- 2) Relación de compatibilidad de desplazamientos en los nudos de la estructura.
- 3) Relación de equilibrio de fuerzas (inercia, amortiguamiento, resistencia y fuerzas externas) en los nudos de la estructura.
- 4) Relación diferencial entre las funciones de respuesta con el tiempo (aceleraciones, velocidades y desplazamientos).

En cualquier paso de integración, el incremento de desplazamiento en cada resorte de los miembros (Fig. 5.2), se determina del desplazamiento correspondiente a los nudos de la estructura por condiciones de compatibilidad, y el correspondiente incremento de fuerzas en los resortes se determina del incremento de desplazamiento bajo la suposición de relación lineal en el pequeño intervalo de tiempo.

Los incrementos de fuerza y desplazamiento, pueden no satisfacer la relación especificada de fuerza-desplazamiento de los resortes (Fig. 5.1), debido a que la relación fuerza-desplazamiento no-lineal, fue aproximada por una relación lineal instantánea en cada paso de integración.

El método usado en el programa consiste en modificar la fuerza calculada para ajustarse a la relación fuerza-desplazamiento especificada (Fig. 5.1). Aunque la fuerza resultante puede violar la condición de equilibrio en el miembro o en el nudo de la estructura, la restauración de la condición de equilibrio es llevada a el siguiente intervalo de tiempo.

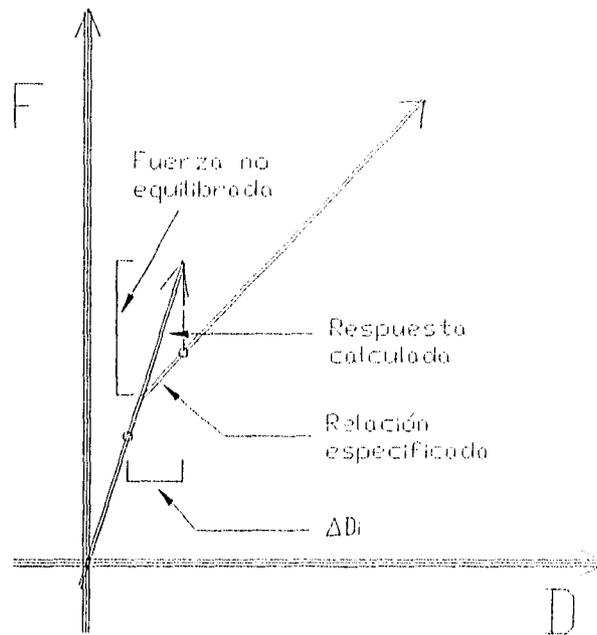


Fig. 5.1. Método para ajustar la fuerza no equilibrada.

El procedimiento numérico utilizado en este trabajo para resolver la ecuación de movimiento, fue el método Beta de Newmark, esto es, los incrementos de aceleración y velocidad en cada paso de integración, se expresan en términos de los incrementos de desplazamiento del mismo paso y de los pasos de integración previos de aceleración y velocidad. Se escogió un valor de beta igual a 0.25, esto indica que se considera una aceleración promedio en cada intervalo de tiempo.'

Para el almacenamiento de la matriz de rigidez, el programa utiliza un esquema de perfil en el que todos los términos distintos de cero se almacenan en un vector.

Un aspecto no contemplado en los resultados que en este trabajo se presentan es el efecto de la variación de la carga axial con el tiempo, la cual no se tomó en cuenta debido a que el programa CANNY-E no la considera, sin embargo, este efecto se encuentra en evaluación.

5.2 Modelo teórico utilizado

Para realizar los análisis inelásticos ante cargas monotónicas crecientes y ante registros representativos de suelos blandos, se tomó un marco plano interior representativo de cada uno de los edificios diseñados anteriormente (edificios 1 y 2), los cuales llamaremos marco 1 para referirnos al edificio 1 y marco 2 para referirnos al edificio 2. La modelación se hizo con las siguientes suposiciones:

Los marcos se idealizaron como un número finito de nodos rígidos conectados a un número finito de elementos deformables, o miembros. Se aceptó una base rígida, esto es, que todos los nudos de la base de las columnas del primer nivel están completamente empotrados en una cimentación infinitamente rígida. Todos los miembros de la estructura (trabes y columnas), son tratados como elementos lineales rectos sin masa, representados por su eje centroidal.

Las trabes se modelaron como elementos a flexión uniaxial. La deformación inelástica de los elementos trabe, se asume concentrada en los extremos y representada por la rotación de todos los resortes no-lineales de flexión como se muestra en la Fig. 5.2.

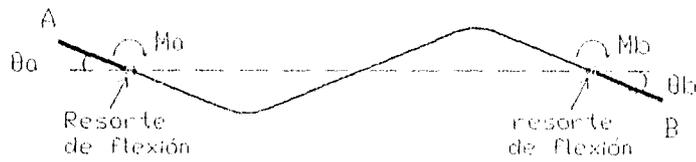


Fig. 5.2. Modelo de flexión uniaxial de traveses o columnas, con sus resortes de flexión en los extremos

Las columnas se modelaron como elementos sujetos a flexión uniaxial (Fig. 5.2) y carga axial (Fig. 5.3).



Fig. 5.3. modelo de carga axial para las columnas (resorte axial)

El comportamiento de los resortes de flexión en los extremos de las traveses y los resortes de flexión y carga axial de las columnas de los marcos, se idealiza por medio de modelos de histéresis los cuales se definen para cada elemento proporcionando:

- 1) El tipo de modelo de histéresis por utilizar y sus parámetros para definirlo.
- 2) El módulo de elasticidad del material.
- 3) El momento de inercia de la sección transversal.
- 4) Los momentos de agrietamiento positivo y negativo de la sección.
- 5) Los momentos de fluencia positivo y negativo de la sección.

Las cargas muertas se calculan a partir de las secciones de los elementos estructurales y los pesos volumétricos del material. Las cargas vivas fueron las correspondientes a las cargas vivas instantáneas especificadas por el Reglamento del D.F. para oficinas.

Ambas cargas se introdujeron en el programa de análisis sin incluir factores de carga. Dichas cargas se idealizaron concentradas en los nodos de los marcos.

Las cargas horizontales concentradas en los niveles fueron también las especificadas por el Reglamento del D.F. (distribución triangular invertida). Los sistemas de piso se consideraron infinitamente rígidos.

El comportamiento histérico de traveses y columnas de los marcos se idealizaron con el modelo de histéresis de Takeda-trilineal descrito en la Ref. 9 (Figura 5.4). En este modelo se definen las pendientes correspondientes a la rigidez inicial, rigidez posterior al momento de agrietamiento y rigidez posterior a la fluencia positiva y negativa, así como los momentos correspondientes al agrietamiento y a la fluencia positivo y negativo. Para este trabajo se consideró que la rigidez posterior al agrietamiento fue de 0.7 veces la inicial. También se consideró una pendiente positiva del 1% para la rigidez posterior a la fluencia.

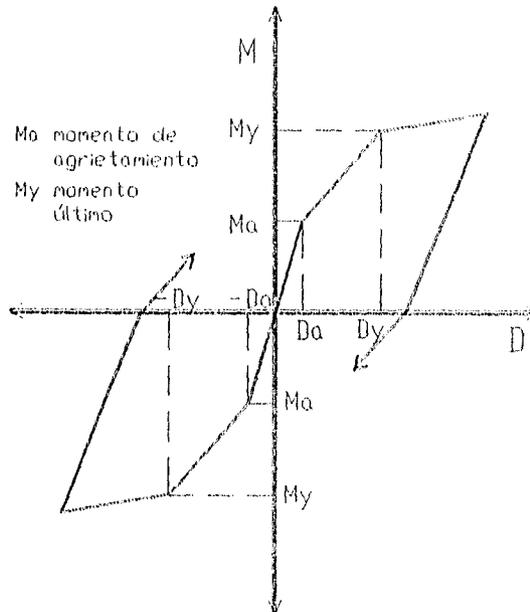


Figura 5.4. Modelo de histéresis de Takeda-trilineal.

6. Comportamiento ante carga monotónica creciente

Con el fin de evaluar el efecto de la sobre-resistencia en el comportamiento de los marcos, se realizaron dos análisis ante cargas monotónicas crecientes representativos (incrementando el desplazamiento de la azotea de la estructura gradualmente, siguiendo la distribución de fuerzas especificada en la Ref. 5) para cada reglamento. En el primero se consideraron los momentos nominales de traveses y columnas que se obtienen de aplicar el reglamento correspondiente (los que de aquí en adelante llamaremos momentos nominales, aún para los momentos nominales con la sobre-resistencia definida por el Reglamento de Japón) y en el segundo se colocaron los momentos incluyendo la sobre-resistencia calculados como se mencionó en el capítulo 4 (los que llamaremos momentos con sobre-resistencia).

6.1 Cortante basal contra desplazamiento de la azotea

Con los resultados de los análisis anteriores se obtuvieron gráficas representativas de la relación cortante basal contra desplazamiento de la azotea para ambos marcos, las cuales se pueden observar en la figura 6.1 para el marco 1 y en la figura 6.2 para el marco 2.

La palabra “nominal” y la abreviación “s-r”, que se encuentran contenidas en las figuras de este trabajo, se refieren al marco considerando momentos nominales y momentos con sobre-resistencia de los elementos estructurales respectivamente. Similarmente, la letra “D” y el valor entre paréntesis, representan el valor de desplazamiento de la azotea del marco y la deformación correspondiente a dicho desplazamiento.

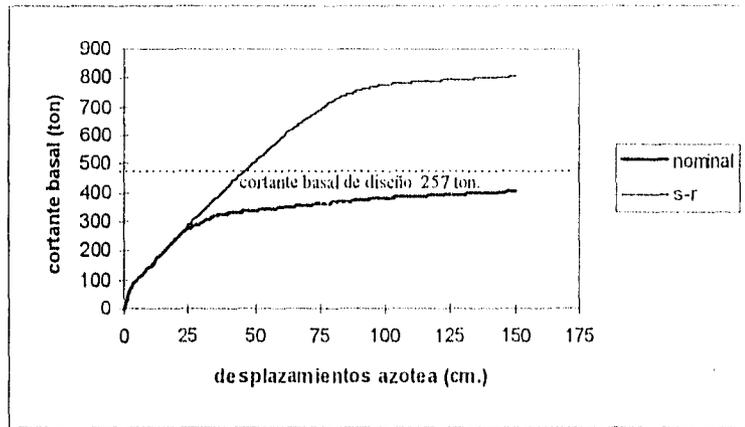


Figura 6.1. Cortante basal contra desplazamiento de la azotea del marco 1.

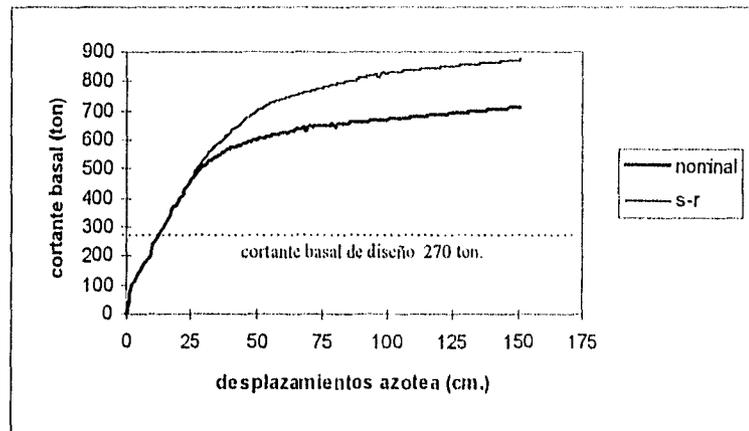


Figura 6.2. Cortante basal contra desplazamiento de la azotea del marco 2

En las figuras 6.1 y 6.2 se puede observar que la diferencia en cortante basal al considerar y no la sobre-resistencia de los elementos estructurales para el marco 1, es mayor que la correspondiente al marco 2 para cualquier desplazamiento mayor a 30 cm. (0.0054). Esto es debido a que el Reglamento del D.F. no especifica la manera de incluir en los momentos nominales de los elementos estructurales (trabes y columnas) la posible sobre-resistencia (sólo define para marcos dúctiles un esfuerzo de fluencia igual a 1.25 veces el esfuerzo de fluencia de diseño, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ normalmente); mientras que el Reglamento de Japón define los momentos nominales de los elementos estructurales incluyendo en ellos la posible sobre-resistencia por efecto de considerar un ancho efectivo de la losa, el acero de refuerzo en ella y un modelo de comportamiento del acero realista.

La diferencia en el cortante basal cuando se considera o no la sobre-resistencia de los elementos estructurales indica que, la estructura, para un mismo desplazamiento de azotea, estará sujeta en general a mayores fuerzas que deberán ser resistidas satisfactoriamente por dichos elementos estructurales. Desde el punto de vista de evaluación del comportamiento se observa que, para el marco 1 esa gran diferencia entre el cortante basal considerando los momentos nominales y los momentos con sobre-resistencia, produce comportamientos diferentes. Esto no ocurre en el marco 2, ya que la diferencia entre el cortante basal considerando momentos nominales y momentos con sobre-resistencia es menor.

6.2 Ductilidades de rotación máximas en trabes y columnas

Las ductilidades de rotación, tanto para trabes y columnas que en este trabajo se presentan, se definen como el cociente de la rotación máxima que alcanza el elemento durante el análisis y la rotación de fluencia definida como la rotación a la cual se

alcanza la formación de la articulación plástica. (momento máximo resistente marcado con M_y en el modelo de histéresis de Takeda-trilineal de la figura 5.4).

Debido a que el Reglamento de Japón (Ref. 4) considera tres diferentes niveles de deformación $1/200$, $1/100$ y $1/67$ (equivalentes a desplazamientos de la azotea de 28 cm., 55 cm. y 82 cm.), para la revisión de los estados límite de servicio, último y de supervivencia en el diseño de una estructura, se tomaron estos valores de deformación para observar cómo era la evolución de las ductilidades de rotación máximas en los extremos de las trabes y columnas de ambos marcos. Para esto se hizo el análisis inelástico ante cargas monotónicas crecientes (con una distribución triangular invertida de fuerzas especificadas por el Reglamento del D.F.), seis veces para el marco 2 (marco desplazado en su azotea 28 cm., 55 cm. y 82 cm., considerando momentos nominales y momentos con sobre-resistencia) y cuatro veces para el marco 1 (marco desplazado en su azotea 66 cm., 82 cm., considerando momentos nominales y momentos con sobre-resistencia). El valor de 66 cm. que se usó para el marco 1, que resulta de multiplicar el valor de la distorsión relativa de entrepiso permisible de 0.012 por la altura del edificio, se tomó como primer valor de desplazamiento de la azotea para el marco 1, ya que fue mayor que los 28 cm. y 55 cm. que corresponden al marco 2..

En las figuras 6.3 y 6.4 se presenta la variación con la altura de las ductilidades de rotación máximas en los extremos de las trabes (se tomó la máxima de un mismo entrepiso) para el marco 1, considerando momentos nominales y momentos con sobre-resistencia y con la estructura desplazada en la azotea 66 cm. (0.012) y 82 cm. ($1/67$) respectivamente. Similarmente en las figuras 6.5, 6.6 y 6.7 se presenta la variación de las ductilidades de rotación máximas en los extremos de las trabes con la altura para el marco 2, considerando momentos nominales y momentos con sobre-resistencia y con la estructura desplazada en la azotea 28 cm. ($1/200$), 55 cm. ($1/100$), y 82 cm. ($1/67$) respectivamente.

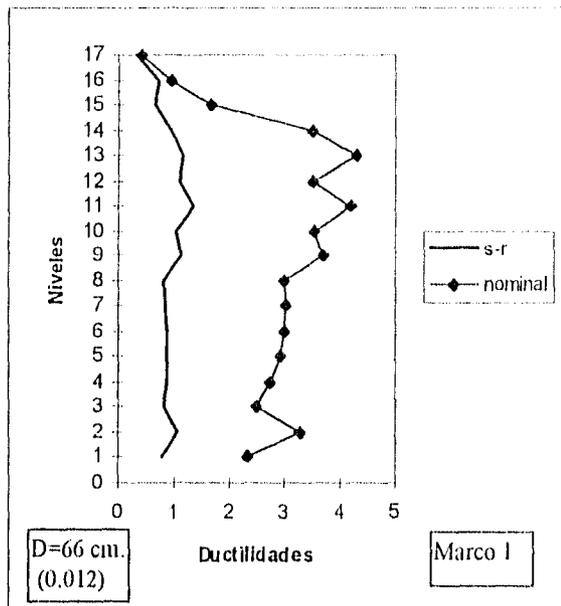


Figura 6.3. Variación con la altura de las ductilidades de rotación máximas en las trabes.

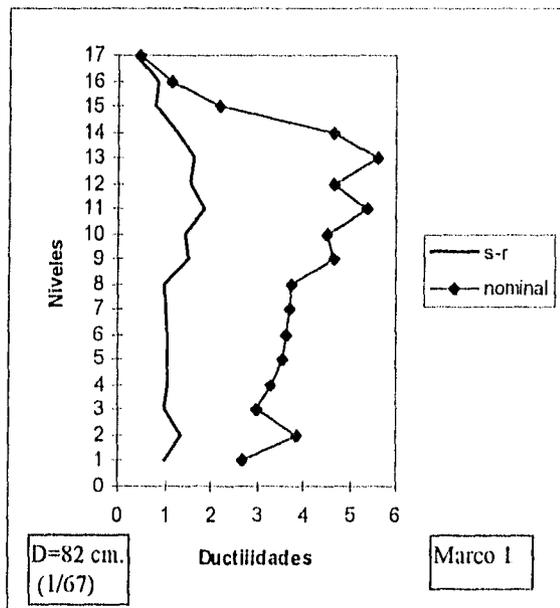


Figura 6.4. Variación con la altura de las ductilidades de rotación máximas en las trabes.

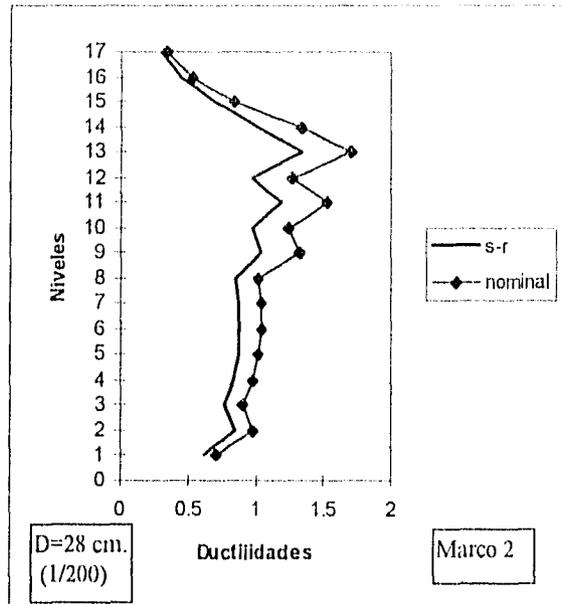


Figura 6.5. Variación con la altura de las ductilidades de rotación máximas en las trabes.

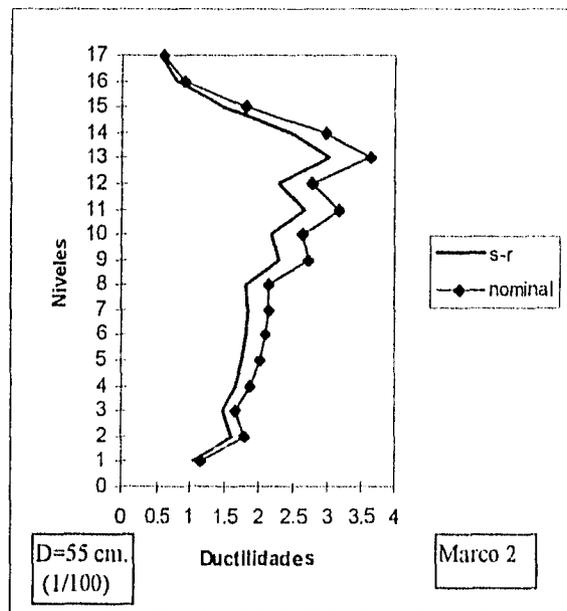


Figura 6.6. Variación con la altura de las ductilidades de rotación máximas en las trabes.

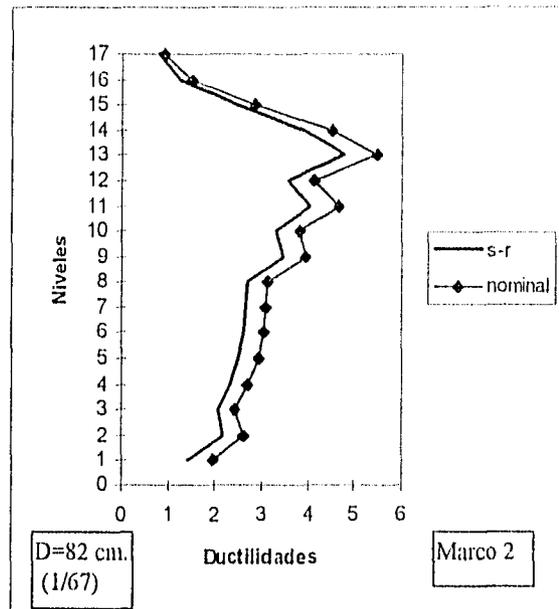


Figura 6.7. Variación con la altura de las ductilidades de rotación máximas en las trabes.

En las figuras previas se puede observar, que en general las ductilidades de rotación máximas en los extremos de las trabes de los marcos 1 y 2, disminuyen al considerar los momentos con sobre-resistencia de sus elementos estructurales. Sin embargo esta reducción es relativamente mayor en los extremos de las trabes del marco 1. También se puede observar, que a medida que se aumentan los desplazamientos laterales de ambos marcos, las ductilidades de rotación máximas en los extremos de las trabes considerando momentos nominales o momentos con sobre-resistencia de los elementos estructurales, aumentan como era de esperarse.

La disminución en las ductilidades de rotación en las trabes de ambos marcos y en particular del marco 1, cuando se consideran los momentos con sobre-resistencia, se puede explicar en parte de la misma definición que se dio de ductilidad de rotación. Para el caso del marco 1, los momentos con sobre-resistencia de las trabes aumentaron considerablemente con respecto a los momentos nominales (tabla 4.1), lo

que causó que la rotación de fluencia (asociada a D_y) la cual corresponde a dicho momento con sobre-resistencia, aumentara también (ver figura 5.4), por tanto, la ductilidad tiende a disminuir. Algo similar sucedió en el marco 2, con la diferencia de que los momentos con sobre-resistencia de las trabes no variaron mucho en comparación de los nominales (tabla 4.2).

Si lo que se busca es que se disipe energía por histéresis en las trabes, el tener una demanda de ductilidad de rotación en las trabes menor, cuando se consideran los momentos con sobre-resistencia de los elementos estructurales, indica que la disipación de energía no ocurre en las trabes, y por tanto puede ocurrir en las columnas, lo cual no es deseado.

La máxima ductilidad de rotación que se obtuvo al considerar los momentos nominales en ambos marcos con la estructura desplazada en la azotea 82 cm. (1/67), fue similar en el entrepiso 13 de ambos marcos. Sin embargo, al considerar los momentos con sobre-resistencia dicha ductilidad de rotación máxima fue para el marco 1 en el entrepiso 11 y para el marco 2 en el entrepiso 13. Esto es, para el marco 2 la ductilidad de rotación máxima en los extremos de las trabes siempre ocurrió en el entrepiso 13, mientras que para el marco 1, cambió del entrepiso 13 al 11 cuando se consideraron los momentos nominales y momentos con sobre-resistencia respectivamente.

En las figuras 6.8 y 6.9 se pueden comparar también las variaciones con la altura de las ductilidades de rotación máximas en los extremos de las columnas para el marco 1, considerando momentos nominales y momentos con sobre-resistencia y con la estructura desplazada en la azotea 66 cm. (0.012) y 82 cm. (1/67) respectivamente. Similarmente en las figuras 6.10, 6.11 y 6.12 se puede comparar la variación con la altura de las ductilidades de rotación máximas de los extremos de las columnas para el marco 2, considerando momentos nominales y momentos con sobre-resistencia y con

la estructura desplazada en la azotea 28 cm. (1/200), 55 cm. (1/100), y 82 cm. (1/67) respectivamente.

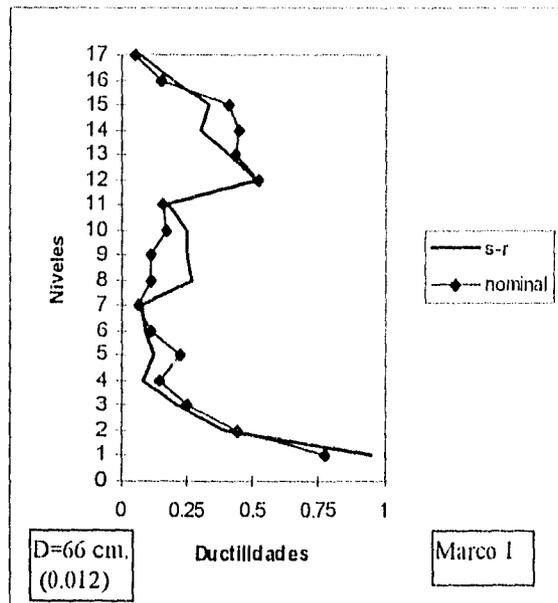


Figura 6.8. Variación con la altura de las ductilidades de rotación máximas en las columnas.

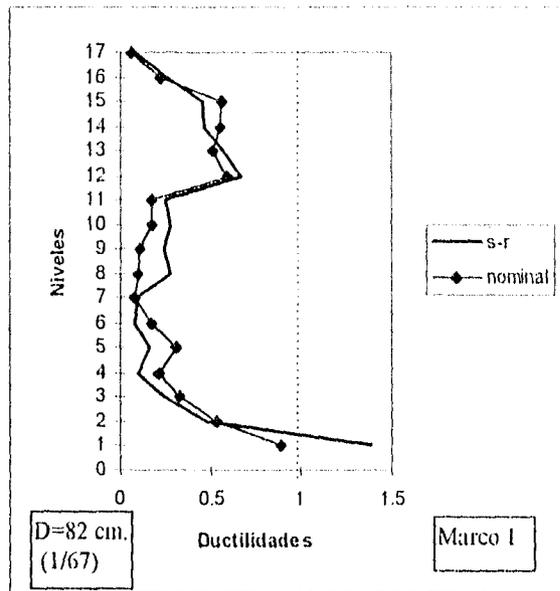


Figura 6.9. Variación con la altura de las ductilidades de rotación máximas en las columnas.

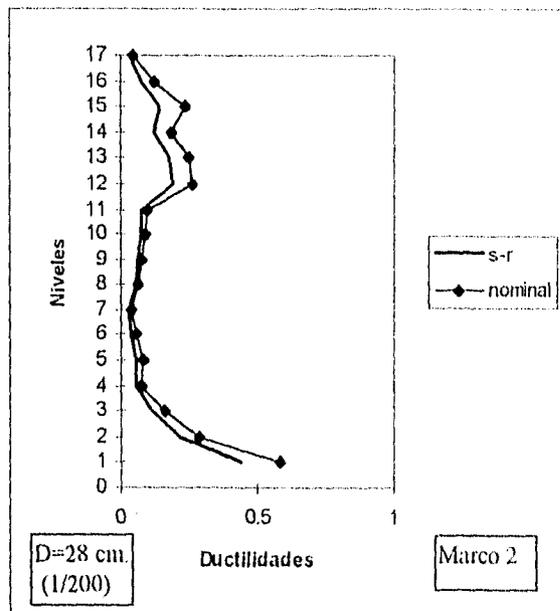


Figura 6.10. Variación con la altura de las ductilidades de rotación máximas en las columnas.

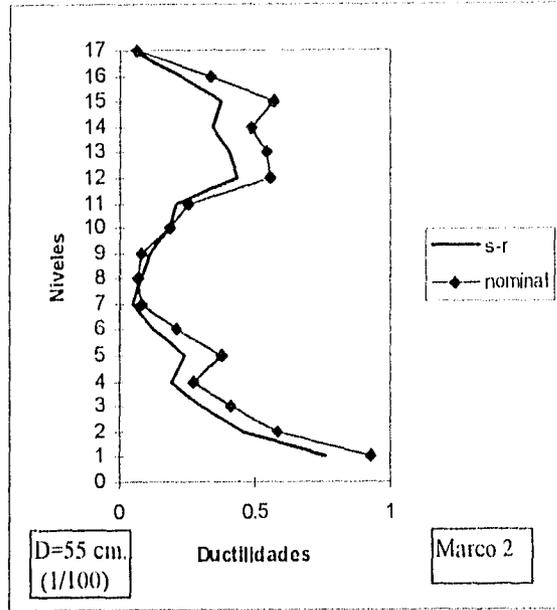


Figura 6.11. Variación con la altura de las ductilidades de rotación máximas en las columnas.

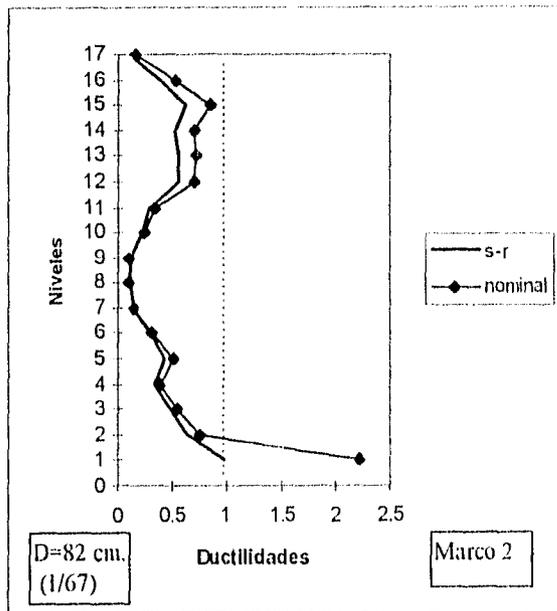


Figura 6.12. Variación con la altura de las ductilidades de rotación máximas en las columnas.

En las figuras anteriores se puede observar que las ductilidades de rotación máximas en los extremos de las columnas del marco 1 aumentan en la mayoría de los niveles, al considerar los momentos con sobre-resistencia. Por lo contrario, las ductilidades de rotación máximas en los extremos de las columnas del marco 2, disminuyen en la mayoría de los niveles al considerar los momentos con sobre-resistencia de sus elementos estructurales.

Debido a que los momentos con sobre-resistencia de las columnas de ambos marcos, aumentaron en comparación con sus correspondientes momentos nominales (tablas 4.3 y 4.4), la rotación de fluencia también aumentó, pero no en la misma proporción que lo hizo para las trabes. Por tanto, para el caso del marco 1, las rotaciones últimas (máximas) obtenidas del análisis aumentaron, ya que el cortante basal para dicho marco aumentó considerablemente como se puede ver en la figura 6.1. Esto originó que las ductilidades de rotación en los extremos de las columnas crecieran en algunos niveles. Para el marco 2 el incremento de cortante basal no fue tan grande como se puede ver en la figura 6.2, por tanto las rotaciones últimas correspondientes, no aumentaron en la misma proporción que para el caso del marco 1.

En ningún momento se presentaron ductilidades de rotación mayores que 1 en los extremos de las columnas de ambos marcos, a excepción, para desplazamientos de azotea de 82 cm. (1/67), de la base de las columnas del primer entrecimso del marco 1, cuando se consideraron los momentos con sobre-resistencia (figura 6.9), y en el marco 2, cuando se consideraron los momentos nominales (figura 6.12).

El aumento en las ductilidades de rotación máximas en los extremos de las columnas del marco 1, al considerar los momentos con sobre-resistencia, pueden hacer que el mecanismo de falla lateral esperado cambie, esto es, se pueden formar articulaciones plásticas en otros lugares diferentes de la base de las columnas del primer nivel.

6.3 Distorsiones de entrepiso máximas

Con el fin de comparar también la evolución de las distorsiones de entrepiso máximas con la altura, se obtuvieron figuras, similares a las obtenidas para las ductilidades de rotación máximas, en las cuales también se tomaron en cuenta los momentos nominales y los momentos con sobre-resistencia de los elementos estructurales.

En las figuras 6.13 y 6.14 se presenta la variación con la altura de las distorsiones de entrepiso para el marco 1, considerando momentos nominales y momentos con sobre-resistencia y con la estructura desplazada en la azotea 66 cm. (0.012) y 82 cm. (1/67) respectivamente. Similarmente en las figuras 6.15, 6.16 y 6.17 se presenta la variación de las distorsiones de entrepiso para el marco 2, considerando momentos nominales y momentos con sobre-resistencia y con la estructura desplazada en la azotea 28 cm. (1/200), 55 cm. (1/100), y 82 cm. (1/67) respectivamente.

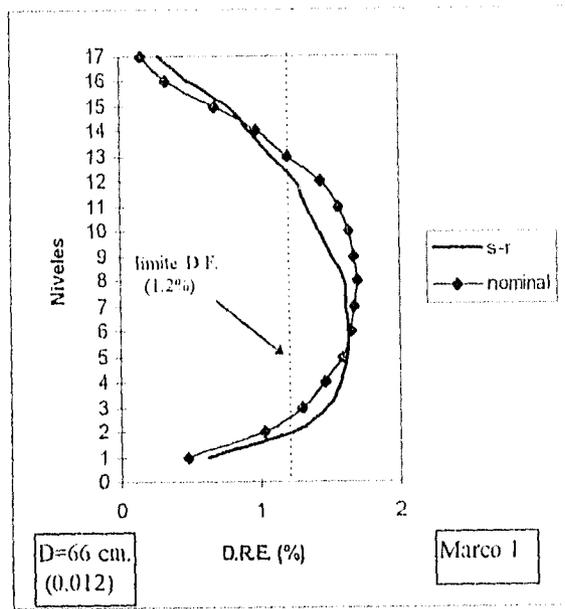


Figura 6.13. Variación con la altura de las distorsiones de entrepiso.

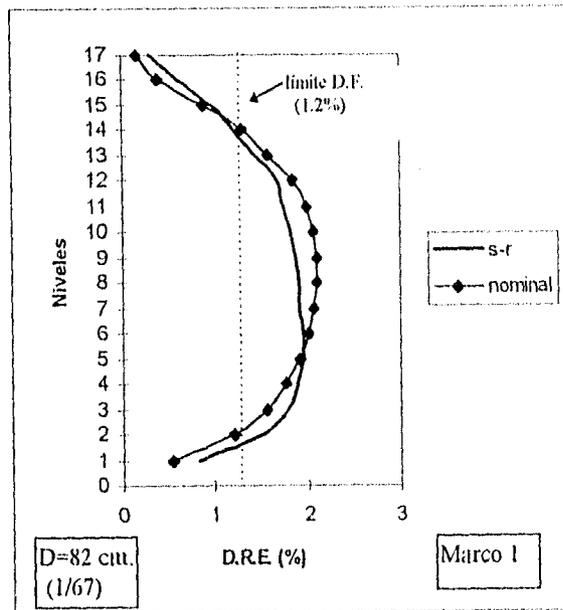


Figura 6.14. Variación con la altura de las distorsiones de entrepiso

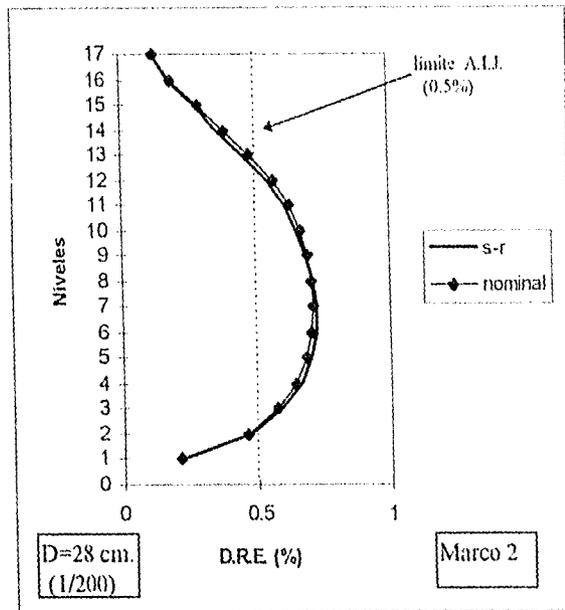


Figura 6.15. Variación con la altura de las distorsiones de entrepiso.

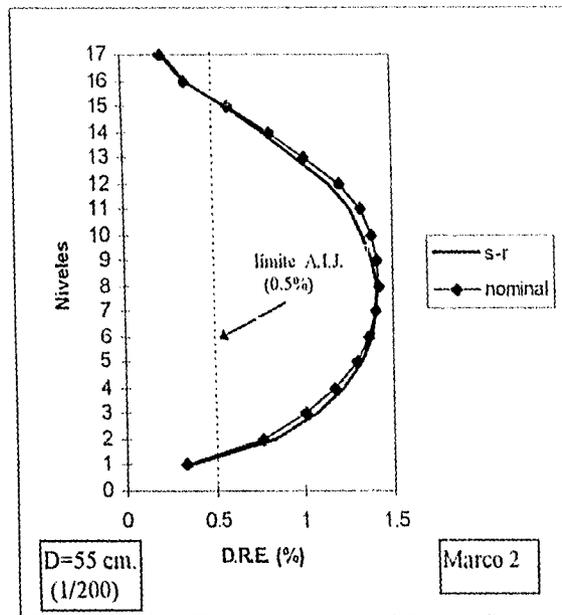


Figura 6.16. Variación con la altura de las distorsiones de entrepiso.

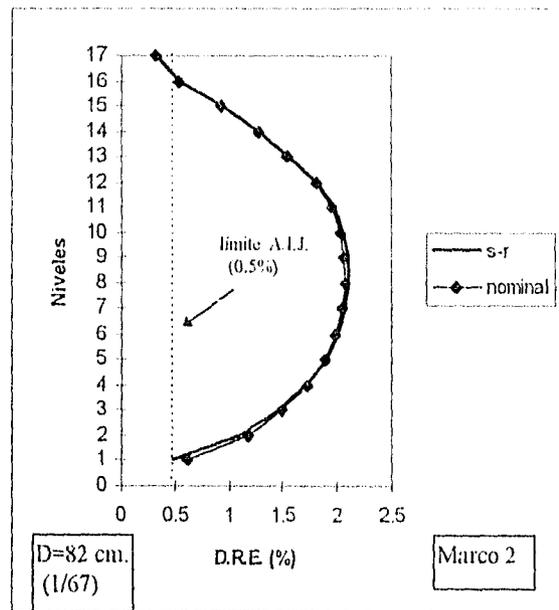


Figura 6.17. Variación con la altura de las distorsiones de entrepiso.

En las figuras anteriores se puede observar que las distorsiones de entrepiso máximas en los niveles del marco 1 presentaron variaciones apreciables (disminuyeron o aumentaron dependiendo del entrepiso) al considerar los momentos con sobre-resistencia de sus elementos estructurales. Sin embargo, las distorsiones de entrepiso máximas en los niveles del marco 2, fueron muy similares, considerando momentos nominales o considerando momentos con sobre-resistencia de sus elementos estructurales.

El incremento en las distorsiones de entrepiso máximas en el marco 1, se puede atribuir al incremento de cortante basal que se obtuvo, al considerar los momentos con sobre-resistencia de los elementos estructurales (Fig. 6.1), los cuales fueron cuando menos 2 veces mayores que los momentos nominales correspondientes en traveses y cuando menos 1.3 veces mayores que los momentos nominales correspondientes en

columnas (ver tablas 4.1 y 4.3). Los valores máximos de las distorsiones de entrepiso, fueron en general para ambos marcos en los niveles intermedios.

6.4 Mecanismos de falla lateral

En las figuras 6.18 y 6.19 se presenta las distribuciones de las articulaciones plásticas del marco 1, considerando momentos nominales y momentos con sobre-resistencia y con la estructura desplazada en la azotea 66 cm. (0.012) y 82 cm. (1/67) respectivamente. Similarmente en las figuras 6.20, 6.21 y 6.22 se presenta las distribuciones de las articulaciones plásticas para el marco 2, considerando momentos nominales y momentos con sobre-resistencia y con la estructura desplazada en la azotea 28 cm. (1/200), 55 cm. (1/100), y 82 cm. (1/67) respectivamente.

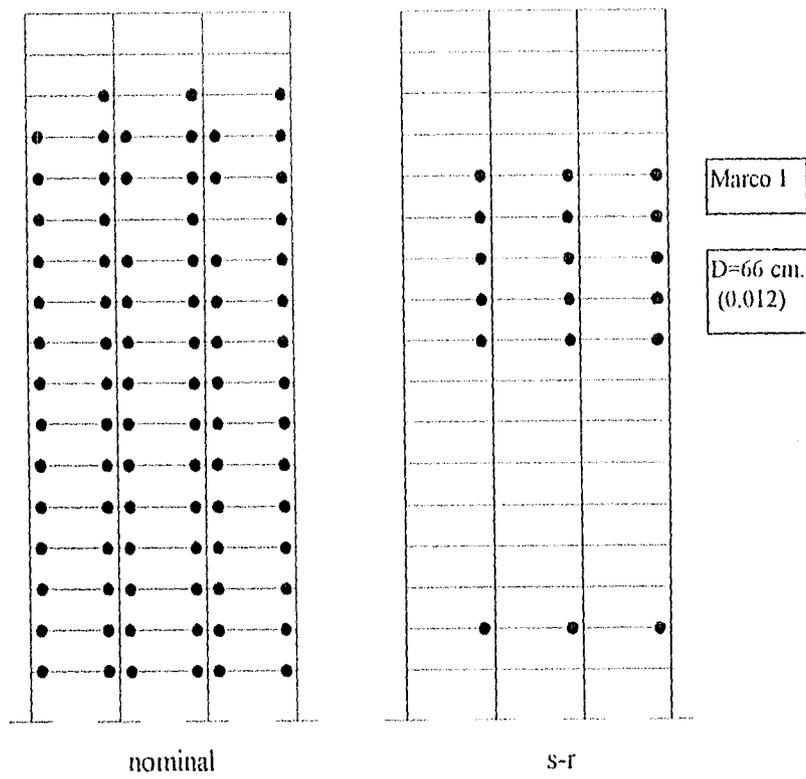


Figura 6.18. Variación de la distribución de articulaciones plásticas.

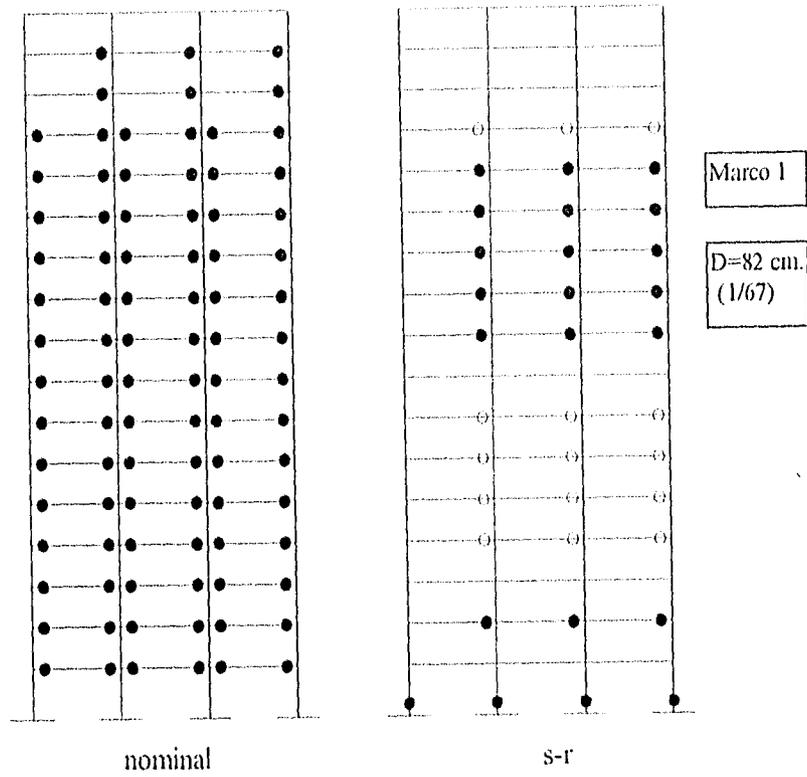


Figura 6.19. Variación de la distribución de articulaciones plásticas.

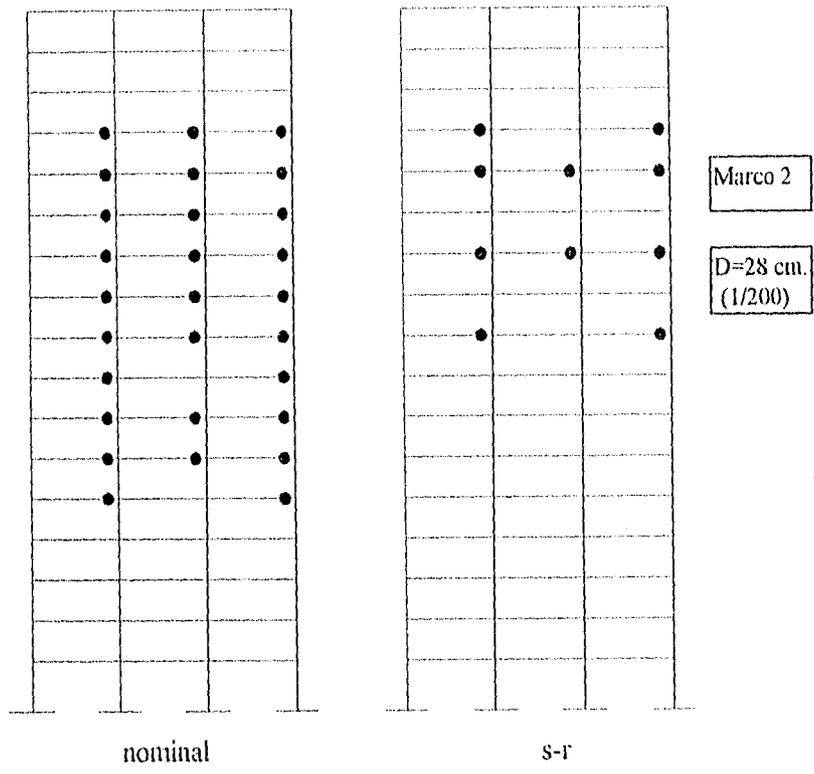


Figura 6.20. Variación de la distribución de articulaciones plásticas.

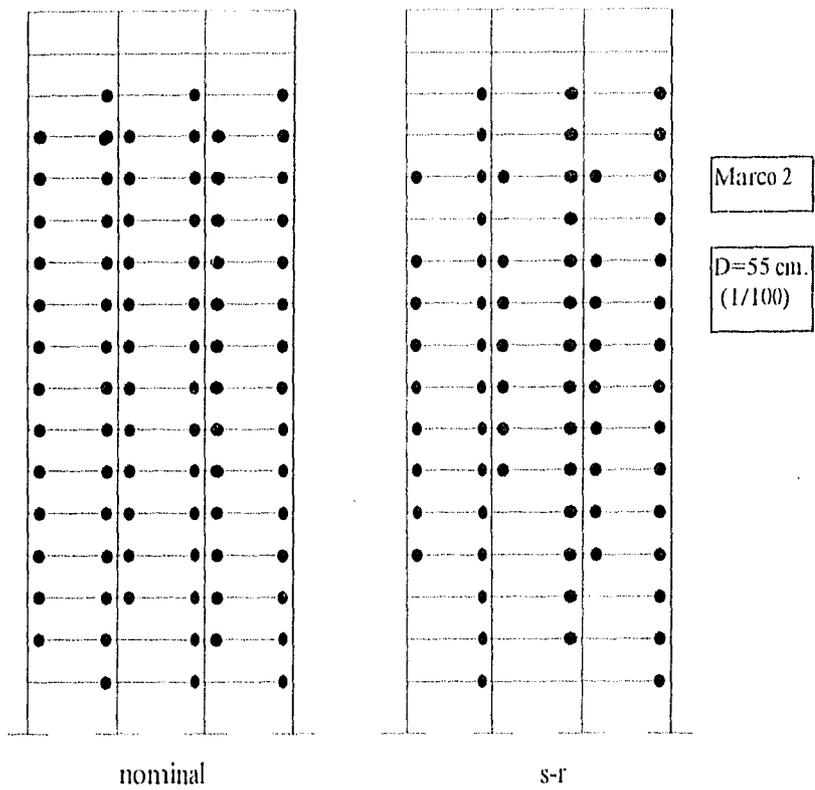


Figura 6.21. Variación de la distribución de articulaciones plásticas.

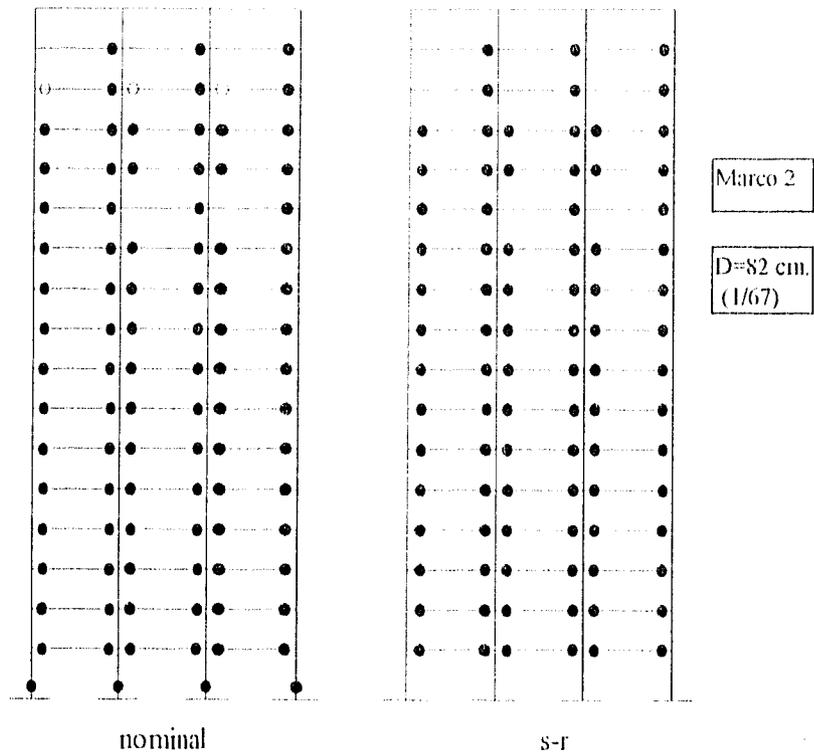


Figura 6.22. Variación de la distribución de articulaciones plásticas.

Las articulaciones plásticas señaladas en las figuras anteriores con marcas no rellenas, representan articulaciones plásticas que se formaron posteriormente a la aparición de las articulaciones plásticas en la base de las columnas del primer entrespacio (figuras 6.19 y 6.22).

De las figuras 6.18, 6.19, 6.20, 6.21 y 6.22 se puede observar, que en todos los casos se cumplió con que la aparición de las articulaciones plásticas sea exclusivamente en los extremos de las trabes y en la base de las columnas del primer nivel.

La aparición de articulaciones plásticas en los extremos de las trabes y columnas del marco 1, disminuyen notablemente al considerar los momentos con sobre-resistencia de los elementos estructurales, pero como se puede ver en particular en la figura 6.19, se presentó la articulación de la base de las columnas antes que algunos de los extremos de las trabes de los pisos superiores (niveles 4, 5, 6, 7 y 14). A su vez, la aparición de dichas articulaciones en los extremos de las trabes y columnas del marco 2, disminuyen también al considerar los momentos con sobre-resistencia de los elementos estructurales pero en menor cantidad que para el marco 1.

La temprana formación de articulaciones plásticas en la base de las columnas del primer nivel del marco 1, se atribuye al hecho de que en el diseño de las columnas, no se consideró la sobre-resistencia de las trabes en las que los momentos fueron cuando menos 2 veces mayores que los correspondientes momentos nominales (ver tabla 4.1).

Es deseable que la variación en el cortante basal al considerar y no la sobre-resistencia de los elementos estructurales sea lo menor posible, como es el caso del marco 2 diseñado con el Reglamento de Japón, el cual considera la sobre-resistencia en la obtención de los momentos nominales de los elementos estructurales. Mientras mayor sea la diferencia entre momentos nominales y momentos con sobre-resistencia, el comportamiento de la estructura (aparición de las articulaciones plásticas), tiende a ser una incógnita.

7. Comportamiento ante registros intensos representativos de suelos blandos

Con el fin de evaluar también el efecto de la sobre-resistencia en el comportamiento de los marcos ante un registro sísmico real, se realizaron dos análisis ante cargas dinámicas representativas para cada reglamento (se usó el acelerograma correspondiente al sismo del 19 de septiembre de 1985 registrado en la estación de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes S.C.T. en la dirección este-oeste SCT-EW). En el primero, se consideraron los momentos nominales de traveses y columnas que se obtienen de aplicar el reglamento correspondiente (momentos nominales) y en el segundo, se consideraron los momentos incluyendo la sobre-resistencia calculados como se mencionó en el capítulo 4 (momentos con sobre-resistencia).

7.1 Historia en el tiempo del cortante basal y desplazamiento de la azotea

Con las características descritas anteriormente, se obtuvieron figuras representativas de la relación cortante basal y desplazamiento de la azotea con el tiempo. En las figuras 7.1 y 7.2 se presenta la variación del coeficiente de cortante basal y del desplazamiento de la azotea con el tiempo del marco 1, considerando momentos nominales y momentos con sobre-resistencia ante el registro SCT-EW respectivamente. Similarmente en las figuras 7.3 y 7.4 se presenta la variación del coeficiente de cortante basal y del desplazamiento de la azotea con el tiempo del marco 2, considerando momentos nominales y momentos con sobre-resistencia ante el registro SCT-EW respectivamente.

El peso total del marco 1 considerado en los análisis fue de 3042.4 ton.. Similarmente el peso del marco 2 considerado en los análisis fue de 3520.6 ton.

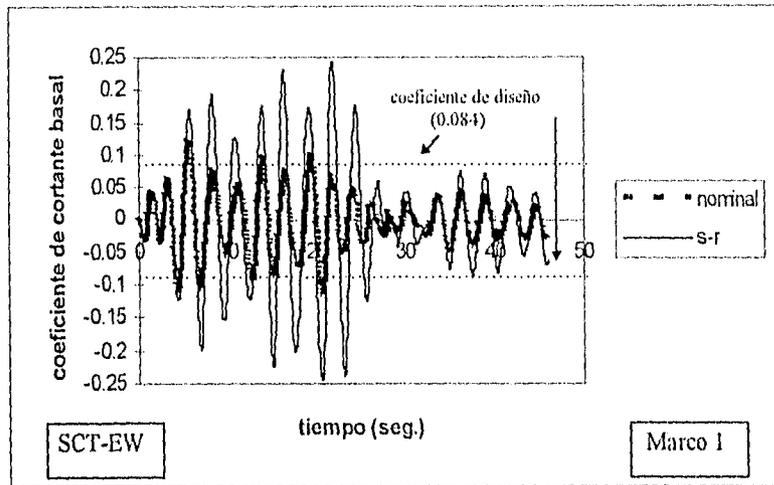


Figura 7.1. Variación del coeficiente de cortante basal con el tiempo.

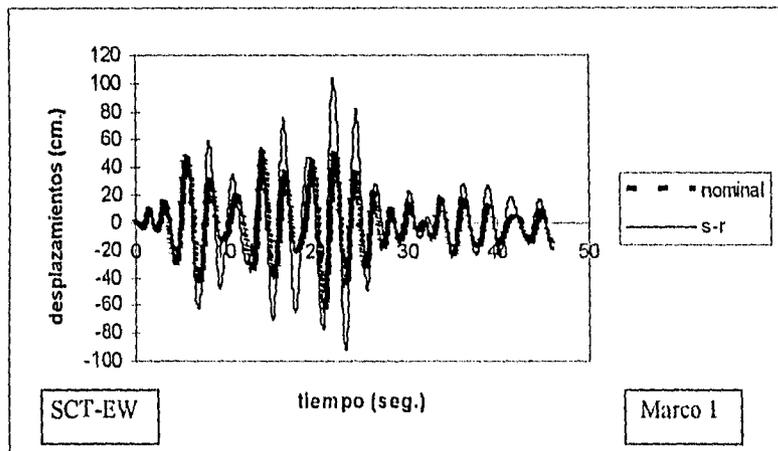


Figura 7.2. Variación del desplazamiento de la azotea con el tiempo.

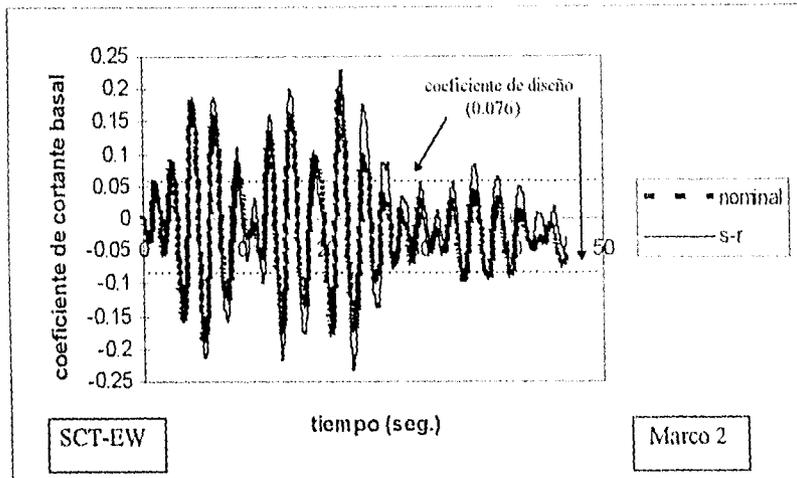


Figura 7.3. Variación del coeficiente de cortante basal con el tiempo.

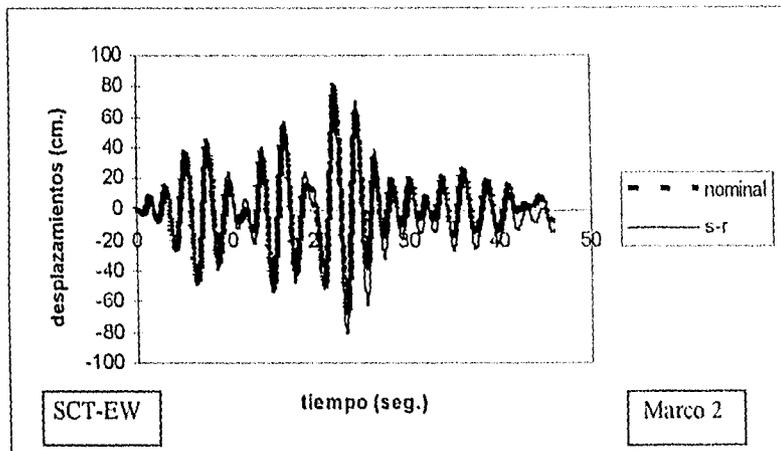


Figura 7.4. Variación del desplazamiento de la azotea con el tiempo.

En las figuras anteriores se puede observar que, tanto el cortante basal como el desplazamiento de la azotea con el tiempo del marco 1, aumentaron notablemente al considerar los momentos con sobre-resistencia de sus elementos estructurales (figuras 7.1 y 7.2). Mientras que para el marco 2, tanto el cortante basal como el desplazamiento con el tiempo, son similares en general, al considerar los momentos con sobre-resistencia o los momentos nominales de sus elementos estructurales (figuras 7.3 y 7.4).

El cortante basal máximo que se obtuvo en el marco 1, considerando los momentos nominales fue de 373.22 toneladas.; mientras que al considerar los momentos con sobre-resistencia en dicho marco, el cortante basal aumentó a 740.55 toneladas (1.98 veces). A su vez, el cortante basal máximo del marco 2, considerando los momentos nominales fue de 698.26 toneladas y aumentó a 814.45 toneladas al considerar los momentos con sobre-resistencia (1.16 veces).

Del análisis modal espectral elástico, para el edificio 1 (tridimensional), se obtuvo un cortante basal máximo de 934.8 ton., que multiplicado por el factor de carga de 1.1 da un valor de diseño de 1028.3 ton.. Similarmente para el edificio 2 (tridimensional), se obtuvo un cortante basal de 1079.2 ton. (no se afectó por ningún factor de carga como lo especifica el Reglamento del Japón).

El cortante basal inelástico, para el edificio 1 considerando momentos nominales fue de 1492.88 ton., y considerando momentos con sobre-resistencia fue de 2962.2 ton.. Similarmente, el cortante basal inelástico, para el edificio 2, considerando momentos nominales fue de 2793.04 ton., y considerando momentos con sobre-resistencia fue de 3257.8 ton..

La relación entre ambos cortantes basales para el edificio 1, considerando los momentos nominales fue de 1.45, y considerando momentos con sobre-resistencia fue

de 2.87. Para el edificio 2, considerando los momentos nominales fue de 2.59, y considerando momentos con sobre-resistencia fue de 3.01.

La relación de cortantes basales es una medida de la sobre-resistencia de la estructura ante fuerzas laterales; indica que el edificio 1 soporta una fuerza lateral 1.45 veces mayor que su resistencia de diseño cuando se consideran los momentos nominales, y una fuerza lateral 2.87 veces mayor que su resistencia de diseño cuando se consideran los momentos con sobre-resistencia. Similarmente el edificio 2 soporta una fuerza lateral 2.59 veces mayor cuando se consideran los momentos nominales, y una fuerza lateral 3.01 veces mayor que su resistencia de diseño cuando se consideran los momentos con sobre-resistencia.

La diferencia en dichas fuerzas laterales demandadas, al considerar los momentos con sobre-resistencia de los elementos estructurales, muestra la importancia de poder evaluar de una manera adecuada la sobre-resistencia de trabes y columnas. Para el caso del marco 1, la diferencia fue apreciable, aumentó de 1.45 a 2.87 (1.98 veces), mientras que para el caso del marco 2, aumentó de 2.59 a 3.01 (1.16 veces).

El desplazamiento máximo de la azotea que se obtuvo en el marco 1 considerando los momentos nominales fue de 63.72 cm., mientras que al considerar los momentos con sobre-resistencia en dicho marco, el desplazamiento máximo de la azotea aumentó a 104.53 cm. (1.64 veces). A su vez, el desplazamiento máximo de la azotea del marco 2 considerando los momentos nominales fue de 80.39 cm. y aumentó a 80.61 al considerar los momentos con sobre-resistencia (1.02 veces).

La diferencia de cortante basal inelástico, considerando y no la sobre-resistencia de trabes y columnas del marco 1, se ve reflejada en los desplazamientos máximos, esto es, se tuvo un incremento de cortante basal inelástico de 1.98 veces, y un incremento en desplazamiento de 1.64 veces. Mientras que para el marco 2, se tuvo un incremento

en cortante basal inelástico de 1.16 veces y un incremento en el desplazamiento de 1.02 veces.

7.2 Ductilidades de rotación máximas en traveses y columnas

En la figura 7.5 se presenta la variación con la altura de las ductilidades de rotación máximas en los extremos de las traveses (se tomó la máxima de cada entrepiso) para el marco 1, considerando momentos nominales y momentos con sobre-resistencia respectivamente. Similarmente en la figura 7.6 se presenta la variación de las ductilidades de rotación máximas en los extremos de las traveses con la altura para el marco 2, considerando momentos nominales y momentos con sobre-resistencia respectivamente.

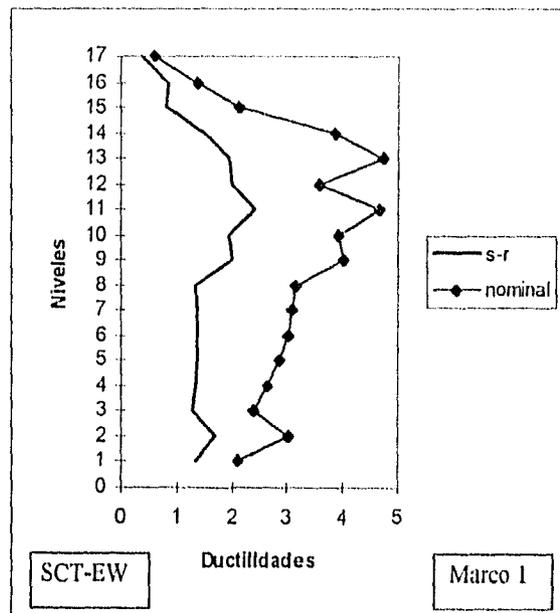


Figura 7.5. Variación de las ductilidades de rotación máximas de las traveses.

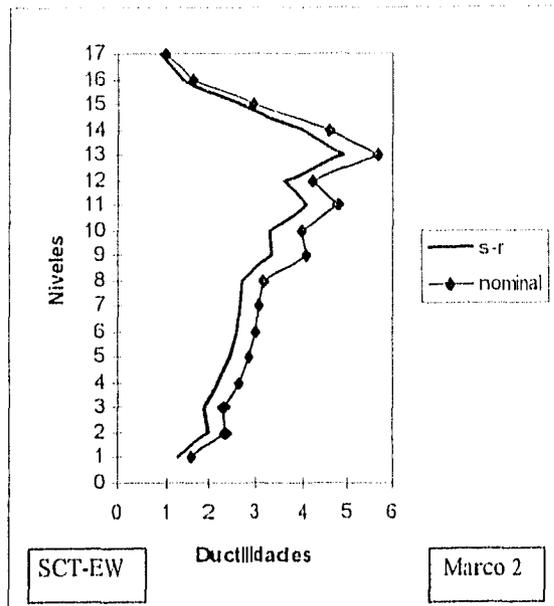


Figura 7.6. Variación de las ductilidades de rotación máximas de las trabes.

En las figuras anteriores se puede observar, que las ductilidades de rotación máximas en los extremos de las trabes de los marcos 1 y 2, disminuyen en general al considerar los momentos con sobre-resistencia de sus elementos estructurales. Sin embargo, esta reducción es relativamente mayor en los extremos de las trabes del marco 1.

La máxima ductilidad de rotación que se obtuvo al considerar los momentos nominales en los extremos de las trabes, fue en el entrepiso 13 de ambos marcos. Sin embargo, cuando se consideraron los momentos con sobre-resistencia en dichos marcos, la ductilidad de rotación máxima en los extremos de las trabes fue en el entrepiso 11 para el marco 1 y en el entrepiso 13 para el marco 2. Esto es, para el marco 2, la ductilidad de rotación máxima en los extremos de las trabes siempre ocurrió en el entrepiso 13 y para el marco 1 cambió del entrepiso 13 al 11 cuando se consideraron los momentos nominales y con sobre-resistencia respectivamente.

En la figura 7.7 se presenta la variación con la altura de las ductilidades de rotación máximas en los extremos de las columnas (se tomó la máxima de cada entrepiso) para

el marco 1, considerando momentos nominales y momentos con sobre-resistencia de los elementos estructurales respectivamente. Similarmente en la figura 7.8 se presenta la variación de las ductilidades de rotación máximas en los extremos de las columnas con la altura para el marco 2, considerando momentos nominales y momentos con sobre-resistencia de los elementos estructurales respectivamente.

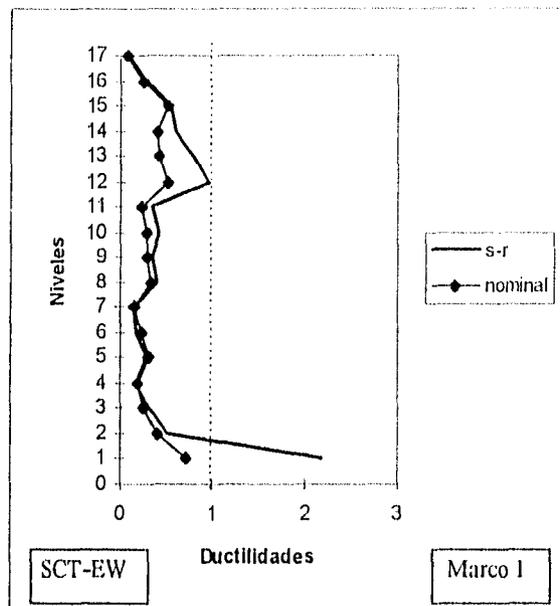


Figura 7.7. Variación de las ductilidades de rotación máximas de las columnas.

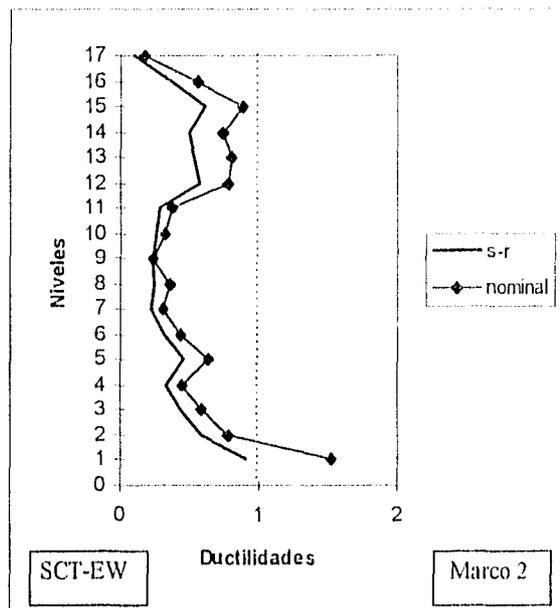


Figura 7.8. Variación de las ductilidades de rotación máximas de las columnas.

En las figuras anteriores se pudo observar, que las ductilidades de rotación máximas en los extremos de las columnas del marco 1, aumentan en la mayoría de los niveles, al considerar los momentos con sobre-resistencia (figura 7.7). Por lo contrario, las ductilidades de rotación máximas en los extremos de las columnas del marco 2, disminuyen en la mayoría de los niveles al considerar los momentos con sobre-resistencia de sus elementos estructurales (figura 7.8).

Para el marco 1 se presentaron ductilidades de rotación mayores que 1 en los extremos superiores de las columnas del nivel 11, cuando se consideraron los momentos con sobre-resistencia de los elementos estructurales (figura 7.7), por lo que no se cumplió con la filosofía de trabe débil-columna fuerte. Por lo contrario, en ningún momento se presentaron ductilidades de rotación mayores a 1 en los extremos de las columnas del marco 2, a excepción de la base de las columnas del primer entrespacio, cuando se consideraron los momentos nominales (figura 7.8).

7.3 Distorsiones de entrepiso máximas

En la figura 7.9 se presenta la variación con la altura de las distorsiones de entrepiso máximas para el marco 1, considerando momentos nominales y momentos con sobre-resistencia respectivamente. Similarmente en la figura 7.10 se presenta la variación de las distorsiones de entrepiso máximas para el marco 2, considerando momentos nominales y momentos con sobre-resistencia respectivamente.

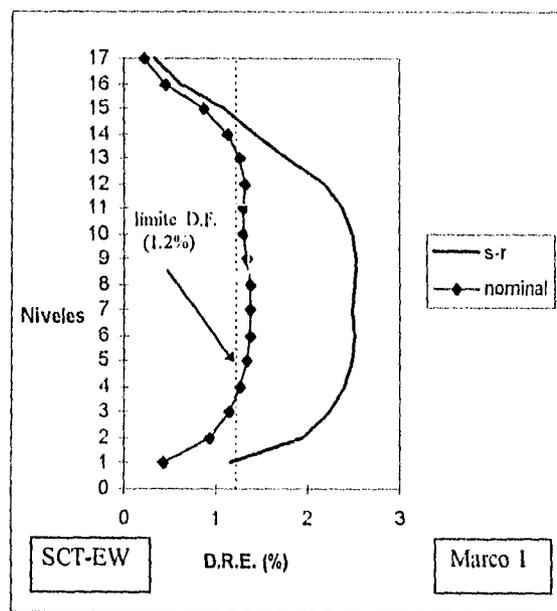


Figura 7.9. Variación de las distorsiones de entrepiso máximas.

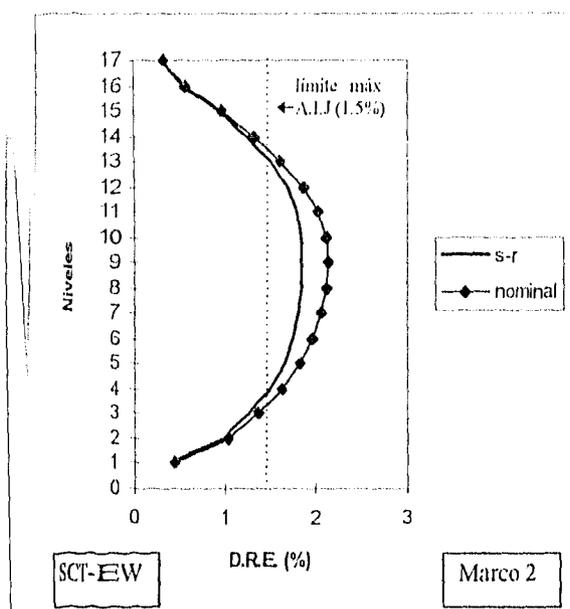


Figura 7.10. Variación de las distorsiones de entrecimiento máximas.

En las figuras anteriores se puede observar que las distorsiones de entrecimiento máximas en los niveles del marco 1, aumentaron en forma considerable cuando se consideraron los momentos con sobre-resistencia de los elementos estructurales (figura 7.9). Sin embargo, las distorsiones de entrecimiento máximas en los niveles del marco 2, disminuyeron cuando se consideraron los momentos con sobre-resistencia de sus elementos estructurales (figura 7.10).

El incremento en las distorsiones de entrecimiento máximas en el marco 1, se puede atribuir al incremento de constante basal que se obtuvo, al considerar los momentos con sobre-resistencia de los elementos estructurales (Fig. 7.1), los cuales fueron cuando menos 2 veces mayores que los momentos nominales correspondientes en trabes y cuando menos 1.3 veces mayores que los momentos nominales correspondientes en columnas (ver tablas 4.1 y 4.3). Los valores máximos de las distorsiones de entrecimiento, ocurrieron en general para ambos marcos en los niveles intermedios.

7.4 Mecanismos de falla lateral

En la figura 7.11 se presenta la variación en la distribución de las articulaciones plásticas del marco 1 considerando momentos nominales y momentos con sobre-resistencia. Similarmente en la figura 7.12 se presenta la variación en la distribución de las articulaciones plásticas para el marco 2 considerando momentos nominales y momentos con sobre-resistencia.

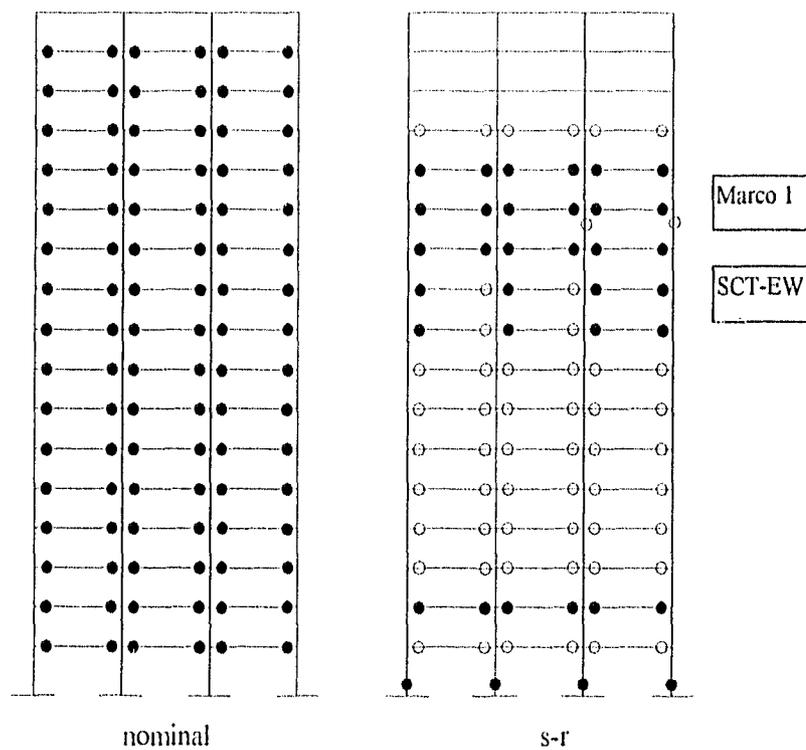


Figura 7.11. Variación de la distribución de articulaciones plásticas.

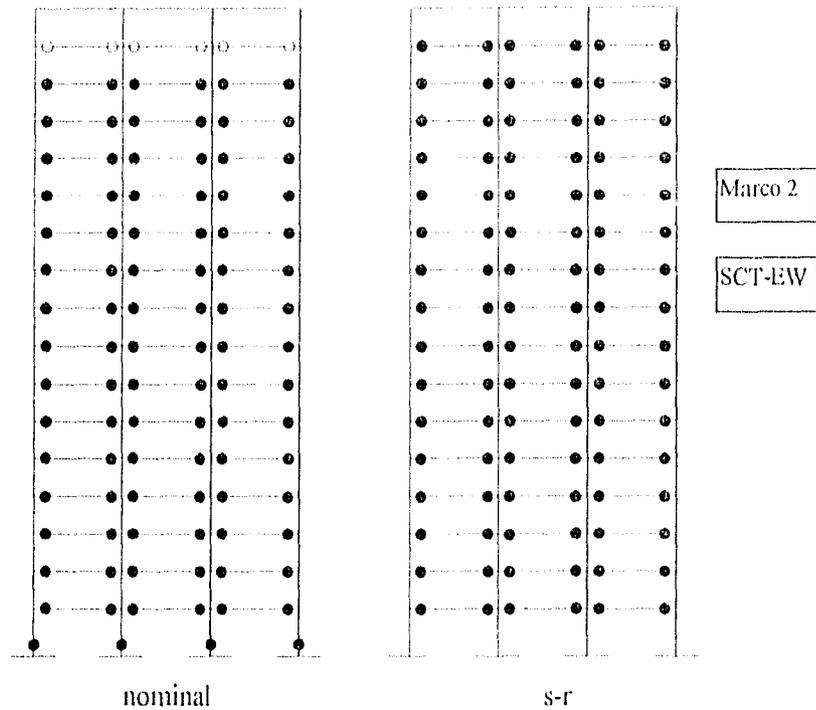


Figura 7.12. Variación de la distribución de articulaciones plásticas.

En la figura 7.11, correspondiente al marco 1, se puede observar que no se cumplió con la filosofía de diseño de que la aparición de las articulaciones plásticas sea exclusivamente en los extremos de las traveses y en la base de las columnas del primer nivel, ya que aparecieron articulaciones plásticas en los extremos superiores de las columnas del nivel II, cuando se consideraron los momentos con sobre-resistencia de los elementos estructurales. Esto no sucedió cuando para dicho marco se consideraron los momentos nominales.

Para el marco 2, sí se cumplió con el requisito de trabe débil-columna fuerte, esto es, todas las articulaciones plásticas se formaron en los extremos de las traveses o en la base de las columnas del primer nivel.

La aparición de articulaciones plásticas en los extremos de las trabes del marco 1, disminuyeron al considerar los momentos con sobre-resistencia de los elementos estructurales, pero como se puede ver en la figura 7.11, se presentó la articulación de la base de las columnas antes que la mayoría de los extremos de las trabes de los pisos superiores (niveles 1, 3, 4, 5, 6, 7, 8 y 14). A su vez, la aparición de articulaciones plásticas en los extremos de las trabes y columnas del marco 2, disminuyeron también al considerar los momentos con sobre-resistencia de sus elementos estructurales, pero en menor cantidad que para el marco 1 (figura 7.12).

De nuevo, la pronta formación de articulaciones plásticas en la base de las columnas del primer nivel del marco 1, se atribuye al hecho de que no se consideró en el diseño de las columnas, la sobre-resistencia de las trabes, en los que los momentos fueron cuando menos 2 veces mayores que los correspondientes momentos nominales (ver tabla 4.1).

7.5 Cortantes de entrepiso máximos

En la figura 7.13 se presenta la variación con la altura de los coeficientes de cortante de entrepiso máximos del marco 1, considerando los momentos nominales y momentos con sobre-resistencia de los elementos estructurales. Similarmente en la figura 7.14 se presenta la variación con la altura de los coeficientes de cortante de entrepiso máximos del marco 2, considerando los momentos nominales y momentos con sobre-resistencia de los elementos estructurales.

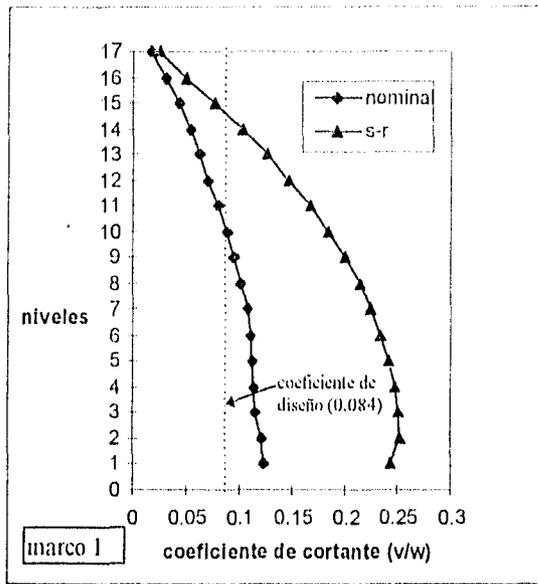


Figura 7.13 Variación con la altura de los coeficientes de cortante.

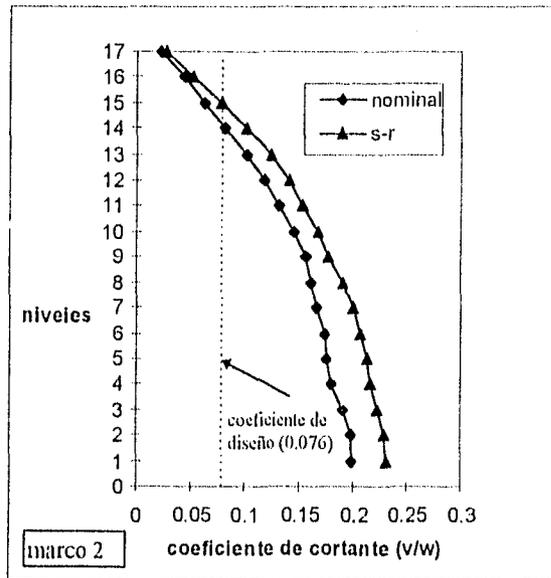


Figura 7.14 Variación con la altura de los coeficientes de cortante.

En las figuras 7.13 y 7.14 se muestra que los cortantes máximos de entrepiso de ambos marcos, aumentaron en todos los niveles, al considerar los momentos con sobre-resistencia de los elementos estructurales. Sin embargo, la diferencia en cortante basal del marco 1, fue mayor que la diferencia en cortante correspondiente al marco 2.

El valor del coeficiente de cortante de diseño fue excedido en la mayoría de los entrepisos de ambos marcos (considerando momentos nominales o momentos con sobre-resistencia).

El incremento notable en las fuerzas cortantes máximas de los entrepisos del marco 1, al considerar y no los momentos con sobre-resistencia, se atribuye a la gran diferencia entre momentos nominales y momentos con sobre-resistencia de los elementos estructurales, la cual fue de cuando menos 2 veces en traveses y 1.3 veces en columnas.

7.6 Revisión por cortante de los elementos estructurales

Con el fin de comparar la fuerza cortante demandada a los elementos estructurales (registro SCT-EW) con la fuerza cortante resistente de dichos elementos, se realizó el diseño por cortante y por confinamiento de las traveses y columnas de ambos marcos de acuerdo con lo especificado en la Ref. 12.

Para el marco 1 se obtuvieron las acciones de diseño por cortante a partir de los momentos resistentes de los extremos de las traveses, los cuales se calcularon utilizando un esfuerzo de fluencia 1.25 veces mayor que el nominal, y considerando en ellas los factores de carga y las combinaciones correspondientes. Para el marco 2 se tomaron las acciones de diseño correspondientes al análisis inelástico con la estructura desplazada en la azotea 28 cm., sin considerar factores de carga como lo especifica el Reglamento del Japón.

Fue común que rigiera el diseño por cortante sobre el diseño por confinamiento en las traves de ambos marcos. Sin embargo el diseño por confinamiento rigió para todas las columnas de ambos marcos. Para dichas columnas, se obtuvieron los arreglos de estribos correspondientes por confinamiento y se calcularon las resistencias a cortante correspondientes a dichos arreglos. Cabe señalar que no se consideró la contribución del concreto a la resistencia a cortante de las traves, ya que la fuerza cortante de diseño debida a sismo fue mayor que la mitad del cortante total de diseño.

En la tabla 7.1 se presentan las fuerzas cortantes resistentes de las traves del marco 1 (VR), las fuerzas cortantes demandadas (registro SCT-EW) considerando los momentos nominales (VDm n) y las fuerzas cortantes demandadas considerando los momentos con sobre-resistencia (VDm s-r). Similarmente en la tabla 7.2 se presentan las fuerzas cortantes resistentes de las traves del marco 2, las fuerzas cortantes demandadas considerando los momentos nominales y las fuerzas cortantes demandadas considerando los momentos con sobre-resistencia.

Niveles	VR (ton.)	VDm n (ton.)	VDm s-r (ton.)
1 y 2	44	26	68
3,4,5,6,7,8	54	36	89
9 y 10	48	30	67
11 y 12	43	26	56
13 y 14	38	20	45
15	38	20	29
16	28	11	16
17	28	6	9

Tabla 7.1 fuerzas cortantes en las traves del marco 1.

Niveles	VR (ton.)	VDm n (ton.)	VDm s-r (ton.)
1 y 2	58	50	65
3,4,5,6,7,8	68	61	77
9 y 10	61	52	65
11 y 12	54	45	56
13 y 14	49	36	43
15	49	36	41
16	31	26	29
17	31	21	22

Tabla 7.2 fuerzas cortantes en las traves del marco 2.

En las tabla 7.1 y 7.2 se puede observar que, cuando se consideran los momentos nominales de los elementos estructurales de los marcos 1 y 2, las fuerzas cortantes resistentes son siempre mayores que las fuerzas cortantes demandados para todas las traves, esto es, no se presenta falla por cortante. Sin embargo, al considerar los momentos con sobre-resistencia de los elementos estructurales de ambos marcos, la mayoría de las traves de los niveles exceden los valores de cortante resistente obtenidos de acuerdo con la Ref. 12.

Aunque las fuerzas cortantes demandadas en las traves de ambos marcos, cuando se consideraron los momentos con sobre-resistencia de los elementos estructurales, fueron superiores a las fuerzas cortantes resistentes de dichas traves, vale la pena señalar que no se consideró en el análisis inelástico la interacción entre momentos flexionantes y fuerzas cortantes, y que adicionalmente para el cálculo de dichas fuerzas cortantes resistentes, se utilizó una fórmula empírica descrita por la Ref. 12.

En la tabla 7.3 se presentan las fuerzas cortantes resistentes de las columnas del marco 1 (VR), las fuerzas cortantes demandadas (registro SCT-EW) considerando los momentos nominales (VDm n) y las fuerzas cortantes demandadas considerando los momentos con sobre-resistencia (VDm s-r). Similarmente en la tabla 7.4 se presentan las fuerzas cortantes resistentes de las columnas del marco 2, las fuerzas cortantes demandadas considerando los momentos nominales y las fuerzas cortantes demandadas considerando los momentos con sobre-resistencia.

Niveles	VR (ton.)	VDm n (ton.)	VDm s-r (ton.)
1, 2, 3 y 4	272	94	192
5, 6 y 7	272	86	184
8, 9,10 y 11	180	77	163
12,13 y 14	124	55	113
15,16 y17	77	33	59

Tabla 7.3 fuerzas cortantes en las columnas del marco 1.

Niveles	VR (ton.)	VDm n (ton.)	VDm s-r (ton.)
1, 2, 3 y 4	483	175	203
5, 6 y 7	483	155	187
8, 9,10 y 11	386	142	168
12,13 y 14	300	103	125
15,16 y17	225	56	69

Tabla 7.4 fuerzas cortantes en las columnas del marco 2.

En las tablas 7.3 y 7.4 se puede observar que, las fuerzas cortantes resistentes para todas las columnas de ambos marcos, fueron siempre mayores que las fuerzas cortantes demandadas (considerando momentos nominales o momentos con sobre-resistencia). Esto es debido a que los estribos necesarios para garantizar el confinamiento, proveen suficiente fuerza cortante resistente a las columnas.

8. Conclusiones y recomendaciones

En este trabajo se evaluó el comportamiento de un edificio alto de concreto reforzado, diseñado con los Reglamentos del D.F. y del Japón, considerando y omitiendo la sobre-resistencia de los elementos estructurales. El edificio se sometió tanto a cargas monotónicas crecientes como a un registro representativo de suelos blandos de la Cd. de México (SCT-EW). Del trabajo se pueden concluir los siguientes puntos:

1) Las acciones de diseño por flexión de las trabes de ambos marcos, se obtienen a partir de un análisis elástico lineal. Aunque las acciones de diseño por flexión para el marco 1 fueron menores que para el marco 2, el acero de refuerzo colocado en las trabes del marco 1, fue mayor que el correspondiente al marco 2. Esto fue debido a que el Reglamento del D.F. utiliza factores de carga y factores de reducción de resistencia, mientras que el Reglamento del Japón no utiliza factor alguno.

2) Para el cálculo de los momentos resistentes nominales, el Reglamento del D.F. no considera la sobre-resistencia, por tanto, la diferencia entre momentos nominales y momentos con sobre-resistencia fue grande. Por su parte el Reglamento del Japón, considera la contribución de la losa, el acero de refuerzo en ella y un modelo de comportamiento del acero realista para el cálculo de los momentos nominales resistentes; esto llevó a que la diferencia entre los momentos nominales y los momentos con sobre-resistencia no fuera significativa.

3) Las acciones de diseño por cortante de las trabes, se obtienen de una manera diferente para cada reglamento. El Reglamento del D.F. obtiene dichas acciones a partir de los momentos resistentes de los extremos de las trabes, los cuales se calculan utilizando un esfuerzo de fluencia 1.25 veces mayor que el nominal, por tanto, si se realiza un diseño convencional, no es posible apreciar la posible falla por cortante de las trabes del marco 1 ante un evento importante como sería el registro SCT-EW. Por

su parte, el Reglamento del Japón, obtiene sus acciones de diseño por cortante a partir de un análisis inelástico, en el cual se consideran los momentos con sobre-resistencia de las trabes, definidos por dicho reglamento. Adicionalmente, obliga a revisar el cortante demandado ante un registro fuerte, por tanto, sí aprecia la posible falla por cortante en las trabes del marco 2 ante el registro SCT-EW.

Aunque las fuerzas cortantes demandadas en las trabes de ambos marcos, cuando se consideraron los momentos con sobre-resistencia de los elementos estructurales, fueron superiores a las fuerzas cortantes resistentes de dichas trabes, vale la pena señalar que no se consideró en el análisis inelástico la interacción entre momentos flexionantes y fuerzas cortantes, y que adicionalmente para el cálculo de dichas fuerzas cortantes resistentes, se utilizó una fórmula empírica descrita por el Reglamento del D.F.

4) Las acciones de diseño por flexión de las columnas, se obtienen también de una manera diferente para cada reglamento. El Reglamento del D.F. obtiene dichas acciones de un análisis elástico lineal, mientras que el Reglamento del Japón, las obtiene de un análisis inelástico estático, en el cual se consideran los momentos con sobre-resistencia de las trabes, definidos por dicho reglamento. En general, aunque dichas acciones son mayores para el diseño de las columnas del marco 2, el acero de refuerzo colocado en ellas fue en general similar (en cuanto a porcentajes de acero de refuerzo utilizados) para ambos edificios. Esto es debido a que las secciones de columnas que se proponen para cumplir con el requisito de distorsión relativa de entrepiso, son grandes y por tanto en general rige el porcentaje mínimo de acero de refuerzo. Adicionalmente, el Reglamento del D.F. utiliza factores de carga y factores de reducción de resistencia, mientras que el Reglamento del Japón, no utiliza factor alguno.

5) Las acciones de diseño por cortante de las columnas, se obtienen similarmente a las acciones de diseño por flexión de dichas columnas para cada reglamento, esto es, el Reglamento del D.F. obtiene dichas acciones de un análisis elástico lineal, mientras que el Reglamento del Japón, las obtiene de un análisis inelástico estático, en el cual se consideran los momentos con sobre-resistencia de las trabes, definidos por dicho reglamento. Aunque las acciones de diseño por cortante fueron en general mayores para el marco 2, siempre rigió el diseño por confinamiento, el cual provee una fuerza cortante resistente, que fue siempre mayor que las fuerzas cortantes demandados considerando momentos nominales o momentos con sobre-resistencia de ambos edificios.

6) Al considerar los momentos con sobre-resistencia de los elementos estructurales del marco 1, se obtuvo, en general, un comportamiento diferente del que se obtuvo al considerar los momentos nominales correspondientes en dicho marco. Los cambios que se obtuvieron, al considerar dichos momentos con sobre-resistencia en comparación con los correspondientes al considerar los momentos nominales se resumen en los siguientes puntos obtenidos del análisis ante el registro SCT-EW:

- a) La fuerza cortante basal máxima aumentó 98%
- b) Las ductilidades de rotación máximas en los extremos de las trabes disminuyeron hasta en un 50%.
- c) Las ductilidades de rotación máximas en la base de las columnas del primer nivel, aumentaron hasta 3 veces y se presentaron ductilidades de rotación mayores que 1 en los extremos superiores de las columnas de un nivel intermedio.
- d) Las distorsiones de entrepiso máximas aumentaron hasta en 87%.
- e) El desplazamiento máximo de la azotea aumentó un 64%.
- f) La aparición de articulaciones plásticas disminuyó, pero se presentó la temprana articulación de la base de las columnas del primer nivel, antes que se formaran en las trabes de varios de los pisos superiores. También se presentó la articulación plástica en

los extremos superiores de 2 columnas de un nivel intermedio, por lo que no se cumplió con que la formación de articulaciones plásticas ocurra exclusivamente en los extremos de las traveses y en la base de las columnas del primer nivel.

De los puntos anteriores, se puede afirmar que el comportamiento que se obtuvo en el marco 1, considerando los momentos nominales de los elementos estructurales, no es representativo del comportamiento que puede tener dicho marco ante un registro fuerte como lo es el SCT-EW, ya que los momentos considerando la sobre-resistencia no son una opción de análisis, están implícitos en los elementos estructurales, y por tanto, se deben considerar en la evaluación del comportamiento de cualquier estructura ante fuerzas sísmicas.

7) El comportamiento que se obtuvo en el marco 2, considerando los momentos nominales o considerando los momentos con sobre-resistencia de los elementos estructurales, fue en general muy similar y por tanto representativo del comportamiento que puede tener dicho marco ante un registro fuerte como lo es el SCT-EW. Los cambios que se obtuvieron al considerar dichos momentos con sobre-resistencia en comparación con los correspondientes al considerar los momentos nominales se resumen en los siguientes puntos obtenidos del análisis ante el registro SCT-EW:

- a) La fuerza cortante basal máxima aumentó un 16%.
- b) Las ductilidades de rotación máximas en los extremos de las traveses disminuyeron hasta en un 17%.
- c) Las ductilidades de rotación máximas en la base de las columnas del primer nivel, disminuyeron hasta en un 35%.
- d) Las distorsiones de entrepiso máximas disminuyeron hasta un 16%.
- e) El desplazamiento máximo de la azotea aumentó un 2%.

f) la aparición de articulaciones plásticas disminuyó en general, pero siempre se presentaron dichas articulaciones plásticas en los extremos de las trabes y en la base de las columnas del primer piso, por lo que sí se cumplió con la filosofía de diseño.

Para finalizar este trabajo, se recomienda que si se quiere conocer el comportamiento de las estructuras ante registros fuertes como lo es el registro SCT-EW, se debe realizar siempre un análisis inelástico considerando la sobre-resistencia de los elementos estructurales (cuando menos como lo recomienda el Reglamento del Japón); ya que la sobre-resistencia, como se dijo anteriormente, está implícita en los elementos estructurales y por tanto hay que considerarla.

En opinión del autor, la filosofía de diseño del Reglamento del Japón al obtener las acciones de diseño de columnas (flexión y cortante) y de trabes (cortante) de un análisis inelástico, considerando la sobre-resistencia de las trabes, conduce a diseños más racionales, lo cual se refleja en el mejor comportamiento que se observó en el marco 2.

**ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

Referencias

1. Green, N, "Earthquake Resistant Building Design and Construction", Elsevier Science Publishing Co. Inc., cap. 1 y 2., New York, New York 1987.
2. "Earthquake Resistant Regulations a World List", International Association For Earthquake Engineering, Board, Tokio Japón julio 1992
3. "Reglamento de Construcciones para el Distrito federal". Diario Oficial de la Federación. México, D.F. 1993
4. " AIJ Structural Design Guidelines for Reinforced Concrete Buildings". Architectural Institute of Japan., Tokio 1994
5. "Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por sismo". Gaceta Oficial del Departamento del D.F. México, D.F. 27 de febrero de 1995
6. Torres, R, "Propuesta para Incorporar el Diseño por Capacidad en las Normas Técnicas Complementarias para Estructuras de Concreto". tesis de maestría. Facultad de Ingeniería, UNAM, México 1996
7. Camilo, L, "Procedimiento Aproximado para la Determinación de la Capacidad Sísmica de Edificios". tesis de maestría. Facultad de Ingeniería, UNAM, México 1996
8. Lauces, F, "Sobre-resistencia en estructuras a Base de Marcos de Concreto Reforzado". tesis de maestría. Facultad de Ingeniería, UNAM, México. 1995

9. Li Kang-Ning, "A computer Program for 3D Nonlinear Analysis of Building Structures", CANNY-E, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering National University of Singapore. agosto de 1995

10) Wilson, E. L., "Structural Analysis Program " (SAP90). Computers & Structures, Inc., Berkeley California 1992

11) Rodríguez, M y Botero, J.C., "Aspectos del Comportamiento Sísmico de Estructuras Considerando las Propiedades Mecánicas de Aceros de Refuerzo Producidos en México", Memorias del IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Zacatecas, México, Vol.I, pp. 302-311., octubre 1994.

12) "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de concreto". Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal. México, D.F. 1990.

RECONOCIMIENTO

Deseo agradecer sinceramente a la Dirección General de Apoyo al Personal Académico (DGAPA) las facilidades otorgadas para la elaboración de esta tesis y al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT) por la beca otorgada para la realización de mis estudios en la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la UNAM. Así mismo, deseo manifestar mi especial gratitud al Dr. Gustavo Ayala Milián, al Dr. Oscar López Bátiz, al Ing. Santiago Loera y a todos los profesores y compañeros que de alguna manera formaron parte de mi preparación. Por último agradezco al Instituto de Ingeniería por las instalaciones en las cuales realice este trabajo.