

01161



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**“REVISIÓN DE LOS MÉTODOS PARA DETERMINAR LOS
DESPLAZAMIENTOS LATERALES DE ESTRUCTURAS DE
CONCRETO REFORZADO ANTE DIFERENTES
CONDICIONES DE DESEMPEÑO”**

T E S I S

PARA OBTENER EL GRADO DE
“MAESTRO EN INGENIERÍA CIVIL”
(ESTRUCTURAS)

PRESENTA

ING. PERCY ALEJANDRO HUERTA AGUILERA

DIRECTOR DE TESIS: **DR. OSCAR LÓPEZ BÁTIZ**

UNAM
POSGRADO
Ingeniería



MÉXICO, D. F.

FEBRERO 2005

m. 341177



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.

A mi padre, por su apoyo y compañía a lo largo de toda mi vida, en los

buenos y malos momentos que hemos pasado

A mis hermanos por creer en mi y ser parte de mi existencia

A toda mi familia, a aquellas personas que están y

a las que ya no están pero siguen existiendo en mi corazón y en mis

recuerdos,

Por su apoyo, gracias

Agradecimientos:

A la Universidad Nacional Autónoma de México, por darme la educación necesaria para enfrentar la vida

A todos mis profesores, por compartir su conocimiento con mi persona, darme las herramientas para forjar mi futuro y así poder aportar algo a la sociedad

Al CONACYT, por proporcionarme los medios para continuar con mis estudios

A mis amigos, por estar siempre presentes durante mi formación universitaria, por brindarme su compañía y confianza, doy gracias por haber conocido gente tan valiosa y especial

Al Doctor Oscar López Bátiz, por su gran apoyo y paciencia para la elaboración de este trabajo y todas las demás actividades relacionadas con mi profesión

A Dios, por darme la vida y ponerme en este camino

Y a todas las demás personas, que de una u otra manera participaron en mi formación y fueron parte de este logro, gracias

REVISIÓN DE LOS MÉTODOS PARA DETERMINAR LOS DESPLAZAMIENTOS LATERALES DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO ANTE DIFERENTES CONDICIONES DE DESEMPEÑO

CONTENIDO

CAPÍTULO I	INTRODUCCIÓN, OBJETIVOS Y ALCANCES	1
1.1	Introducción	1
1.2	Objetivos	3
1.3	Alcances	3
CAPÍTULO II	ANTECEDENTES	5
2.1	Introducción	5
2.2	Estudios pioneros de N.M. Newmark y W.J. Hall	6
2.3	Limitaciones impuestas por desplazamientos relativos	9
2.4	Definición de factor de ductilidad estructural (μ)	11
CAPÍTULO III	PROPUESTAS REGLAMENTARIAS Y PROCEDIMIENTOS TEÓRICO-EMPÍRICOS	14
3.1	Introducción	14
3.2	Propuesta del Reglamento de construcciones para el Distrito Federal	14
3.2.1	Revisión de desplazamientos laterales	15
3.2.2	Revisión de desplazamientos laterales según el apéndice normativo A	16
3.2.3	Elección del tipo de análisis	18
3.2.4	Análisis dinámico	19
3.2.5	Análisis estático	19
3.3	Otras propuestas para calcular desplazamientos	20
3.3.1	Estimación de límites de desplazamiento para sistemas dúctiles, trabajo presentado por Paulay	20
3.3.2	Método aproximado para calcular desplazamientos en estructuras de concreto reforzado sujetas a fuerzas sísmicas, trabajo presentado por Roberto Stark	24
CAPÍTULO IV	DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS EXPERIMENTALES Y ANALÍTICOS CONSIDERADOS	27
4.1	Introducción	27
4.2	Modelo CR	27
4.3	Modelos analíticos de Aoyama	30
4.3.1	Modelo de Aoyama a base de marcos	30
4.3.2	Modelo de Aoyama con sistema dual marco-muro	31

4.4	Modelo a escala completa de 7 niveles	33
4.5	Modelo de Chun-Man	34
4.6	Programa "Trilinea"	36
CAPÍTULO V ESTUDIO COMPARATIVO DE LAS RESISTENCIAS, RIGIDECES Y DESPLAZAMIENTOS LATERALES PARA DIFERENTES ESTADOS LÍMITE		39
5.1	Introducción	39
5.2	Análisis del Modelo CR	39
5.3	Análisis del Modelo Aoyama Marco	44
5.3.1	Modelo Aoyama-marco, análisis de marcos aislados	48
5.3.2	Modelo Aoyama-marco, análisis del modelo tridimensional	52
5.4	Análisis del Modelo Aoyama con sistema dual marco-muro	55
5.5	Análisis del modelo de siete niveles a escala natural (7NEC)	69
5.5.1	Análisis del modelo 7NEC con el muro modelado como elemento "Shell"	60
5.5.2	Análisis del modelo 7NEC con un modelo para el muro formado por tres elementos lineales	62
5.6	Análisis del modelo de Chun-Man	66
5.7	Análisis de los resultados de las resistencias laterales, rigideces y desplazamientos para todos los modelos considerados	70
5.7.1	Análisis en estado límite de servicio	70
5.7.2	Análisis en estado límite de falla	82
CAPÍTULO VI CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		91
6.1	Análisis de los resultados para condiciones de servicio	91
6.2	Análisis de los resultados para la condición última	94
6.3	Conclusiones	96
6.4	Recomendaciones	97
REFERENCIAS		98

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN, OBJETIVOS Y ALCANCES

1.1 Introducción

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal proporciona los lineamientos mínimos a seguir para la elaboración de obras civiles y de edificación de manera generalizada, en sus aspectos más relevantes y desde una visión general. Con el propósito de cubrir aquellos aspectos más específicos dentro de los procedimientos de análisis y diseño fue necesario crear un complemento técnico para el Reglamento, el cual fuera más fácil modificar dada la evolución en los diferentes campos de la ingeniería civil. Para este efecto se crearon las Normas Técnicas Complementarias para el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (NTC-RCDF).

Las Normas Técnicas Complementarias (NTC) constituyen una herramienta muy útil e importante para el profesional del diseño y de la construcción, ya que son un complemento para el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y proporcionan, en sus diferentes apartados, las disposiciones a seguir para el análisis, diseño y elaboración de una determinada obra. En particular, las Normas Técnicas Complementarias para las Estructuras de Concreto Reforzado, ayudan a diseñar y construir con base en los requisitos mínimos, tratando de lograr un nivel de comportamiento y seguridad adecuado para cualquier tipo de sistema estructural, para al menos dos estados límite de comportamiento, el de servicio y el de falla.

La revisión de las condiciones límite de servicio en las estructuras es de los aspectos más importantes en el diseño estructural, ya que intervienen muchos conceptos que deben revisarse sobre la respuesta de la estructura (deformación, agrietamiento, etc.) de forma tal que estos parámetros de respuesta resulten dentro de límites establecidos en la Norma correspondiente, para que se garantice que el funcionamiento de la estructura continúe resultando satisfactorio. Para las filosofías de diseño recientemente denominadas de

desempeño, existe una serie de límites de comportamiento que el profesional del diseño estructural tiene que verificar, entre ellos están el valor de los desplazamientos laterales, al menos en condiciones de servicio y en condiciones de falla. Actualmente, para el cálculo de los desplazamientos laterales de las estructuras, se siguen considerando como válidos los conceptos plasmados por Newmark (Newmark et al, 1982), en el sentido de que se puede establecer una relación directa entre la resistencia y desplazamiento lateral considerando un comportamiento elástico de la estructura, con la resistencia y nivel de desplazamiento en la condición correspondiente a la formación del mecanismo de fluencia y/o falla. Estos conceptos pudieran considerarse adecuados para casos muy especiales como es el de estructuras de acero en condiciones de carga monótona creciente; sin embargo, para estructuras de concreto reforzado, donde se presenta no-linealidad desde los primeros niveles de carga, el procedimiento es considerado como una aproximación con alto grado de dispersión (Miranda 1996, Paulay et al 1991, Otani 1988).

El proceso de diseño presentado en la reglamentación vigente para el Distrito Federal, establece la ejecución de un proceso aceptando inelasticidad (por medio del factor de comportamiento sísmico Q , o bien por medio de los conceptos formales de ductilidad), pero basándose en los elementos mecánicos y desplazamientos obtenidos producto de un análisis elástico equivalente. Resulta claro que el empleo de análisis elásticos puede considerarse adecuado desde el punto de vista de diseño por esfuerzos permisibles o esfuerzos de trabajo; pero para procedimientos de diseño en los que estos límites de comportamiento permisible deban ser evaluados y verificados por el profesional del diseño estructural, en los que se pretende garantizar que los sistemas estructurales presenten un cierto “desempeño” tanto en condiciones de servicio (pudiendo ser asociados a niveles de esfuerzos permisibles o de trabajo), como en condiciones a la falla (asociado a la condición de resistencia última, o de supervivencia estructural ante el sismo máximo probable), el empleo de análisis elásticos tiende a resultar inconsistente, sobre todo para el cálculo de desplazamientos.

1.2 Objetivos

El objetivo principal de este trabajo es evaluar y determinar el nivel de confiabilidad de las propuestas reglamentarias vigentes para el Distrito Federal en cuanto al cálculo de los desplazamientos ante los estados límite básicos, servicio y falla. También se pretende poder plantear una recomendación para las propuestas reglamentarias sobre los procedimientos para la determinación de los desplazamientos de las estructuras con base en un solo análisis elástico equivalente, aspecto que sigue dominando el quehacer en la práctica profesional.

La justificación del trabajo radica en el hecho de que, desde el punto de vista del diseño estructural, uno de los parámetros de diseño o revisión que determinan la geometría de las secciones de los elementos estructurales, mismo que se constituye en uno de los parámetros de evaluación del “desempeño” estructural, es el valor de desplazamiento global y local, calculado a partir del análisis estructural elástico. El reglamento de Construcciones para el Distrito Federal es particularmente severo en el valor de los límites de desplazamiento permisible, los cuales formalmente están sustentados en los estados límite de servicio y falla; si el procedimiento de cálculo de desplazamientos resulta conservador, esto repercutirá directamente en las dimensiones y proporcionamiento de refuerzo de los elementos estructurales.

Además, considerando la tendencia de los reglamentos actuales a tratar de determinar con mejor aproximación los niveles de seguridad que guardan las estructuras ante los diferentes niveles de “desempeño”, el poder contar con un procedimiento de mayor confiabilidad para el cálculo de desplazamientos, globales y locales, puede considerarse como una aportación importante para la nueva generación de reglamentos, o bien para aclarar los procedimientos empleados en la reglamentación vigente.

1.3 Alcances

Los alcances del presente estudio serán la evaluación de los procedimientos empleados en la reglamentación vigente; así como la interpretación, desde el punto de vista de los

parámetros de desempeño (estados límite de servicio y falla), de los valores de rigidez, resistencia y desplazamiento que se obtienen dentro del proceso de diseño comúnmente empleado en nuestro medio.

Finalmente, se pretende proporcionar una recomendación para el cálculo de parámetros de desempeño, con base en análisis elásticos, para los dos estados límite básicos, servicio y falla.

CAPÍTULO II

ANTECEDENTES

2.1 *Introducción*

En el medio profesional de la ingeniería estructural, existen pocos trabajos prácticos sobre la determinación de los desplazamientos laterales en estructuras de concreto reforzado para los diferentes estados límite, en función de un solo análisis estructural elástico lineal, condición que gobierna los procesos de diseño actualmente. En los últimos cinco años se han planteado procedimientos para poder determinar algunos de los parámetros que permiten evaluar el desempeño de una estructura, pero todos se han propuesto basados en la ejecución de análisis inelásticos de sistemas de múltiples grados de libertad sujetos a carga monótona creciente (denominados como "Push-Over", o bien como análisis de "empujón"). El inconveniente de este tipo de procedimientos radica en que la mayoría de los profesionales del diseño estructural no tienen aún acceso a esta tecnología, además de que la mayoría de los programas empleados para análisis no lineal no han sido satisfactoriamente calibrados.

Para las filosofías de diseño por desempeño, existe una serie de límites de comportamiento que el profesional del diseño estructural tiene que verificar, entre ellos está el valor de los desplazamientos laterales en la condición de servicio y en la condición a la falla. Actualmente, para el cálculo de los desplazamientos laterales de las estructuras se siguen considerando como válidos los conceptos plasmados por Newmark, en cuanto a igualdad de desplazamientos e igualdad de energía. Con base en ello, se puede establecer una relación directa entre la resistencia y desplazamiento lateral a partir de la consideración de un comportamiento elástico de la estructura, y la resistencia y desplazamiento lateral de la misma estructura, en la condición de formación del mecanismo de fluencia o falla. Estos conceptos pudieran considerarse adecuados para casos muy especiales como ya se mencionó anteriormente; sin embargo no es el caso de las estructuras de concreto reforzado.

2.2 Estudios pioneros de N.M. Newmark y W.J. Hall

En 1982, Newmark y colaboradores dieron a conocer el famoso artículo "Earthquake spectra and design", que consistía en un estudio pionero para estimar el comportamiento de sistemas estructurales inelásticos a partir de análisis aceptando comportamiento elástico.

En ese artículo se remarca que el procedimiento de análisis modal es estrictamente válido para sistemas en el intervalo de comportamiento elástico lineal; sin embargo, con algunas modificaciones, puede ser empleado como un procedimiento aproximado para análisis de estructuras con respuesta no lineal, especialmente si los factores o niveles de ductilidad global empleados son razonablemente bajos.

En este tipo de procedimiento, la respuesta máxima para un sistema inelástico de un grado de libertad (Δ_i) se obtiene, en cuanto a desplazamiento lateral se refiere, como el producto de la deformación máxima de un sistema elástico de un grado de libertad (Δ_e), con la misma rigidez lateral y el mismo coeficiente de amortiguamiento que el sistema inelástico, por un coeficiente C que depende del periodo inicial de vibración del sistema, es decir:

$$\Delta_i = C \cdot \Delta_e$$

con:

$$\begin{aligned} C &= \mu, & T < T_a = 1/33 s \\ C &= \frac{\mu}{(2\mu - 1)^\beta}, & T_a \leq T < T_b = 0.125 s \\ C &= \frac{\mu}{\sqrt{2\mu - 1}}, & T_b \leq T < T_c \\ C &= \frac{T_c}{T}, & T_c' \leq T < T_c \\ C &= 1, & T \geq T_c \end{aligned}$$

De las expresiones anteriores se observa que el valor del factor de modificación del desplazamiento, C , depende de la región espectral en donde se localice el periodo inicial de vibración del sistema, para esas expresiones los factores β y T_c' se calculan como:

$$\beta = \frac{\log(T/T_a)}{2 \log(T_b/T_a)}$$
$$T_c = \frac{\sqrt{2\mu - 1}}{\mu} T_c$$

En las expresiones anteriores, T_a , T_b y T_c son periodos característicos del espectro de diseño, T es el periodo natural de vibración de la estructura en cuestión y μ es el factor de ductilidad global esperada del sistema.

Más recientemente, Miranda (Miranda, 2000) realizó un estudio estadístico de la relación entre el máximo desplazamiento elástico y el inelástico en sistemas de múltiples grados de libertad, relación calculada a partir de movimientos sísmicos registrados en suelo firme. En el estudio concluyó que la relación entre desplazamientos máximos elásticos e inelásticos no es afectada significativamente por la magnitud ni la distancia al lugar de origen del sismo, así mismo, propuso la siguiente expresión para obtener el factor de modificación de desplazamiento C :

$$C = \left[1 + \left(\frac{1}{\mu} - 1 \right) \exp(-12 T \mu^{-0.8}) \right]^{-1}$$

donde μ y T tienen el mismo significado antes mencionado.

Ambas propuestas conducen a desplazamientos inelásticos mayores que los elásticos para periodos de vibración cortos, mientras que para periodos de vibración medianos y largos, los desplazamientos elásticos e inelásticos tienden a ser iguales. Además, ambos métodos tienen los mismos límites, es decir $C=\mu$ cuando $T \rightarrow 0$ y $C=1$ cuando $T \rightarrow \infty$ (figuras 2.1 y 2.2).

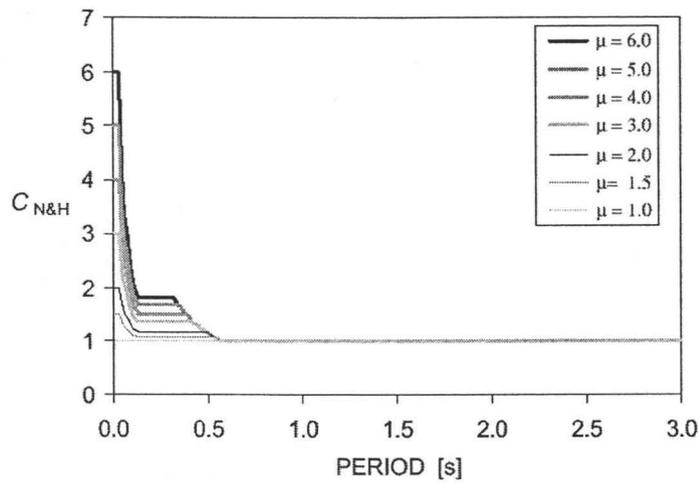


Figura 2.1 Factores de modificación para desplazamientos en el método de Newmark

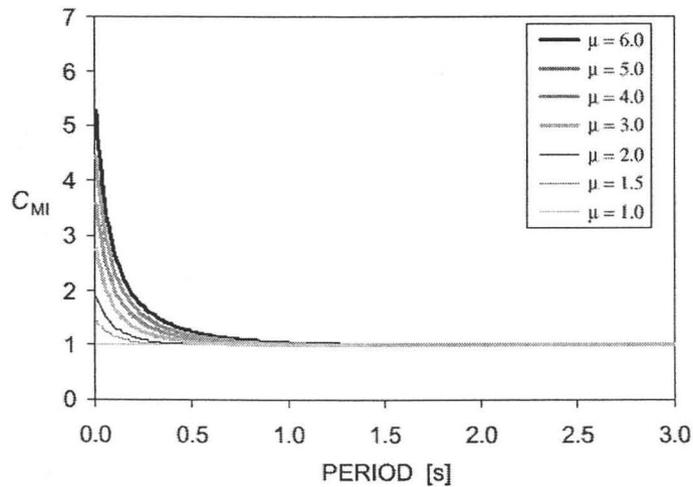


Figura 2.2 Factores de modificación para desplazamientos en el método de Miranda

De esta manera, se cuenta con propuestas que resultan satisfactorias por su sencillez para determinar los desplazamientos laterales en un sistema inelástico a partir de un análisis considerando el comportamiento elástico del sistema, sin embargo siguen siendo propuestas con niveles de dispersión altos, lo cual resta confiabilidad a procesos de diseño cada vez más sofisticados, como es el caso del llamado "diseño por desempeño".

2.3 *Limitaciones impuestas por desplazamientos relativos*

Desde el inicio del trabajo experimental en estructuras de concreto reforzado, se ha identificado que el parámetro que indica de mayor manera el daño estructural, y no estructural, es el desplazamiento relativo de los elementos. Por tal motivo, se han propuesto varias razones para limitar el desplazamiento relativo de entrepiso durante los sismos. Uno de los objetivos principales es limitar el daño a los elementos no estructurales como muros, aplanados, revestimientos, vidrios de las ventanas e instalaciones. Al existir diferencias en el tipo de conexión entre elementos estructurales y no estructurales, existe por lo tanto una serie de niveles de distorsión que, de excederse, acarrea una alta probabilidad de daño asociado a cada uno de los elementos o bienes expuestos, como se menciona brevemente en los siguientes párrafos.

La revisión de un diseño tentativo ante sismos de diversas intensidades puede indicar que, a pesar de la elevada probabilidad de que existan con frecuencia daños no estructurales, el diseño estructural es adecuado, o bien que necesita de alguna manera modificación. Si se decide modificar el diseño, puede elegirse entre hacer la estructura más rígida (generalmente incrementando el costo) o cambiando los detalles de sus conexiones con los elementos no estructurales. Si se decide aislar a los elementos no estructurales, para evitar que aporten rigidez a la estructura y puedan resultar con algún tipo de daño, existen diferentes soluciones que se han adoptado a lo largo del tiempo para garantizar este fin.

La segunda razón para limitar la distorsión es que esto, a su vez, permite limitar los efectos de cargas excéntricas de la gravedad que amplifican a los efectos de las fuerzas laterales, por medio del conocido efecto $P-\Delta$. Sin embargo, se recomienda que más que limitar la distorsión por este motivo, es preferible considerar sus efectos y diseñar el sistema estructural para resistirlos.

La tercera razón es que algunas veces la restricción a los desplazamientos permite limitar los golpes contra las estructuras adyacentes. Las consecuencias de los golpes entre estructuras pueden tener poca importancia cuando las colisiones se producen entre losas y

áreas no cubiertas por revestimientos caros, pero pueden ser catastróficas cuando una losa saliente golpea a una o más columnas y las fractura.

Una última razón para establecer restricciones en el desplazamiento relativo de entrepiso es que las limitaciones en distorsión tienden a reducir la sensación de inseguridad, alarma y pánico entre los ocupantes. No es sólo la distorsión de entrepisos, sino el movimiento total de los pisos habitados lo que juega un papel importante en este problema.

Durante el proceso de diseño, al calcular los desplazamientos totales y relativos, conviene tener presente que los esfuerzos se calculan aplicando coeficientes de comportamiento a las ordenadas espectrales de las aceleraciones de diseño que se encuentran en los reglamentos de construcción; esto, además del espectro mismo implica la aceptación de un comportamiento estructural inelástico. Según la propuesta de Newmark (Newmark-Hall, 1969), en los intervalos que más interesan en el diseño de edificios, las deformaciones máximas tienden a ser del mismo orden que las calculadas en los sistemas elásticos lineales "equivalentes", mientras que las aceleraciones asociadas a la resistencia lateral de los sistemas inelásticos son aproximadamente iguales a $1/\mu$ la de los sistemas elásticos, donde μ es el factor de ductilidad global de la estructura. Por lo tanto, las deformaciones en la estructura real se consideran que serán aproximadamente μ veces las que se obtienen aplicando el análisis elástico convencional, con las fuerzas laterales reducidas utilizadas para diseño.

De manera aproximada, los factores de ductilidad que intervienen en los reglamentos de construcción son del orden de 4 a 6 veces para los marcos resistentes a momentos. Sin embargo, de los trabajos relacionados con el estudio de resistencia lateral y desplazamientos máximos (por ejemplo, Miranda et al), no se desprende que los desplazamientos totales y relativos calculados deban multiplicarse por los factores de comportamiento sísmico para marcos resistentes a flexión, ni por los factores de ductilidad que corresponden para otros tipos de estructuras. La discrepancia en los resultados se puede asociar a que los coeficientes reglamentarios conducen a diseños estructurales en donde la intención es limitar la probabilidad de falla mientras que, al calcular distorsiones y

desplazamientos, ordinariamente se pretende limitar a tipos de daño mucho menos severo desde el punto de vista estructural y de bienes expuestos.

En un sistema estructural real la distorsión total en cualquier entrepiso resulta de la suma de las deformaciones al corte de ese entrepiso, las deformaciones axiales de los sistemas de piso, la flexión total del edificio (que incluye o considera deformaciones axiales de las columnas) y la rotación de la cimentación. Las deformaciones axiales de los sistemas de piso generalmente se desprecian desde el punto de vista de daño a elementos no estructurales.

2.4 Definición de factor de ductilidad estructural (μ)

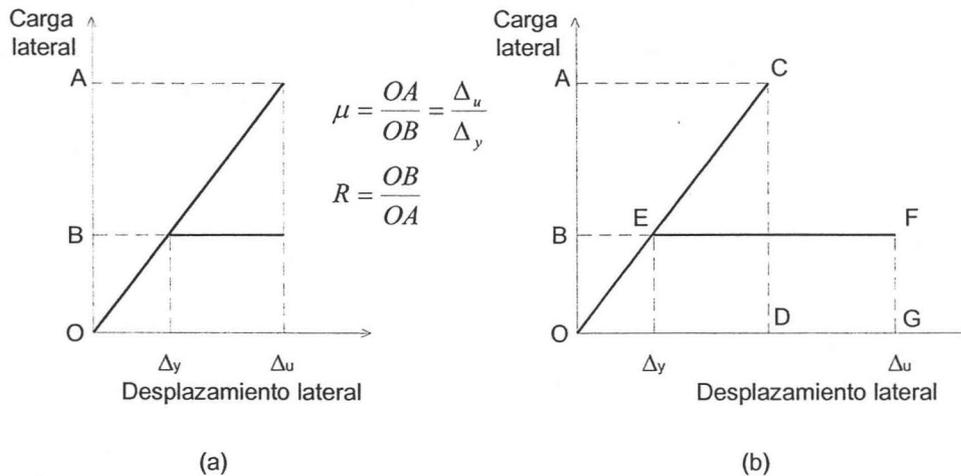
Una consideración de importancia en el diseño por sismo es la necesidad de tener una estructura capaz de deformarse de manera dúctil cuando se sujeta a varios ciclos de carga lateral que incursionan en el intervalo inelástico.

Una medida de la ductilidad de una estructura es el factor de ductilidad de desplazamiento (μ), definido como:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

Donde Δ_u es el desplazamiento lateral en el extremo del intervalo posterior al elástico o cuando se presenta el comportamiento asociado al mecanismo de falla, y Δ_y es el desplazamiento lateral cuando se alcanza la fluencia. Cuando está involucrada una cantidad de ciclos de carga, se toma a Δ_y como la deflexión lateral cuando se alcanza por primera vez la fluencia, en la primera incursión de la carga al intervalo posterior al elástico.

Se puede estimar al factor de ductilidad de desplazamiento, requerido en el diseño, con base en la relación de la carga de inercia de respuesta elástica con la carga de diseño estático o resistencia lateral, a esta relación se le puede denominar por el factor R de reducción de carga.



**Figura 2.3. Respuestas supuestas de estructuras elásticas y elastoplásticas
(a) Concepto de igual desplazamiento, (b) Concepto de igual energía potencial**

En la suposición de desplazamientos máximos iguales (figura 2.3-a), se tiene:

$$R = \frac{1}{\mu}$$

Algunos análisis dinámicos han indicado que la suposición de los desplazamientos máximos iguales puede no ser conservadora. En especial, el concreto reforzado puede mostrar un deterioro de rigidez bajo inversiones de cargas, lo que produce una reducción en las características de disipación de energía. Blume ha demostrado (Veletsos et al, 1960) que un valor del factor de reducción R que da un límite superior probable es:

$$R = \frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}}$$

La ecuación anterior está basada en el concepto de iguales energías, lo que implica que la energía potencial almacenada por el sistema elástico al presentarse el desplazamiento máximo es la misma que la almacenada por el sistema elastoplástico en el desplazamiento máximo, como puede apreciarse en la figura 2.3-b.

Por otro lado, la ductilidad de las secciones de concreto reforzado generalmente se expresan mediante la relación φ_u/φ_y denominada ductilidad de curvatura, en que φ_u es la curvatura en el extremo del intervalo posterior al elástico y φ_y es la curvatura en la primera fluencia, esto supone que predominan las deformaciones a flexión.

Es importante reconocer que hay una diferencia significativa entre el factor ductilidad de desplazamiento global Δ_u/Δ_y y el factor de ductilidad local de curvatura φ_u/φ_y , ello se debe a que una vez que ha comenzado la fluencia en un marco, las deformaciones se concentran en las posiciones de las articulaciones plásticas; en consecuencia, cuando un marco se desplaza lateralmente en el intervalo inelástico, la relación φ_u/φ_y requerida en una articulación plástica tiende a ser mayor que la razón Δ_u/Δ_y .

CAPÍTULO III

PROPUESTAS REGLAMENTARIAS Y PROCEDIMIENTOS TEÓRICO-EMPÍRICOS

3.1 *Introducción*

El proceso de diseño presentado en la reglamentación vigente para el Distrito Federal (RCDF-NTC, 1999) establece la ejecución de un proceso de análisis elástico aceptando indirectamente inelasticidad por medio del factor de comportamiento sísmico Q , basando el diseño final en los elementos mecánicos y desplazamientos producto de dicho análisis elástico. El empleo de análisis elásticos resulta adecuado desde el punto de vista de filosofías de diseño basadas en esfuerzos de trabajo, pero para procedimientos de diseño en los que se pretende que los sistemas estructurales presenten un cierto nivel de “desempeño” tanto en condiciones de servicio como en condiciones a la falla (condición en la que la estructura incursiona en el intervalo inelástico), y que estos parámetros de comportamiento sean evaluados y verificados por el profesional del diseño estructural, el empleo de análisis elásticos puede resultar inconsistente, y no necesariamente conservador.

Los procedimientos de análisis y diseño, aún para las filosofías de diseño por desempeño, seguirán estando sustentados en análisis elásticos, a partir de los que se deberá aceptar los niveles de desplazamiento asociados a diferentes niveles de comportamiento. La sofisticación en el planteamiento de los índices de comportamiento a evaluar hace ver la importancia de una propuesta para cálculo de estos con menor dispersión, respecto a los valores reales, de los desplazamientos globales y relativos de entrepiso.

3.2 *Propuesta del Reglamento de construcciones para el Distrito Federal*

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF), en sus Normas Técnicas Complementarias (NTC) para diseño por sismo, manifiesta que los requisitos ahí expuestos tienen como propósito obtener una seguridad adecuada tal que, bajo el sismo máximo

probable, no se presenten fallas estructurales mayores ni pérdidas de vidas, aunque pueden presentarse daños que lleguen a afectar el funcionamiento del edificio y requerir reparaciones importantes.

3.2.1 Revisión de desplazamientos laterales

Las NTC para diseño por sismo, en su apartado 1.8 para revisión de desplazamientos laterales, indica que las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las acciones sísmicas, calculados con alguno de los métodos de análisis sísmico que se describen en los capítulos 8 y 9 de las mismas NTC, no deberán exceder el valor de 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes; salvo que no haya elementos capaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o éstos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones. En tal caso, el límite en cuestión será de 0.012. *El desplazamiento será el que resulte del análisis con las fuerzas sísmicas reducidas según los criterios que se fijan en el Capítulo 4 de las normas, multiplicado por el factor de comportamiento sísmico, Q .* Este mismo desplazamiento se empleará para la revisión del cumplimiento de los requisitos de holguras de vidrios y de separación de edificios colindantes indicados en las secciones 1.9 y 1.10 de las normas, respectivamente.

Cuando se aplique el método de análisis de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, en su apéndice normativo A, se deberán observar los límites que ahí se establecen para los desplazamientos. Al calcular los desplazamientos mencionados arriba pueden descontarse los debidos a la flexión de conjunto de la estructura.

De lo anterior se observa que formalmente siguen siendo válidos los conceptos plasmados por Newmark, en el aspecto que los desplazamientos inelásticos se aceptan como directamente proporcionales a los elásticos, con un factor de comportamiento sísmico Q , de modo que se puede establecer la relación que se indica a continuación:

$$\Delta_i = Q \cdot \Delta_e$$

Para el cálculo de las fuerzas sísmicas para análisis estático y de las obtenidas del análisis dinámico modal se emplea un factor de reducción Q' , función del factor Q , que se calcula como sigue:

$$Q' = Q; \quad \text{si se desconoce } T, \text{ o si } T \geq T_a$$

$$Q' = 1 + \frac{T}{T_a}(Q - 1); \quad \text{si } T < T_a$$

T se tomará igual al periodo fundamental de vibración de la estructura cuando se utilice el método estático, e igual al periodo natural de vibración del modo que se considere cuando se utilice el análisis dinámico modal; T_a es el periodo característico menor del espectro de diseño. Q es el factor de comportamiento sísmico del cual se hizo referencia anteriormente, el cual puede tomar valores de 1, 1.5, 2, 3 y 4, siempre que se cumplan las especificaciones correspondientes contenidas en las normas para cada caso.

3.2.2 Revisión de desplazamientos laterales según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, en su apéndice normativo A

En cuanto a la revisión de desplazamientos laterales cuando se aplica el método de análisis de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, en su apéndice normativo A, la propuesta emitida en 2004 indica:

Se revisará que la rigidez lateral de la estructura sea suficiente para cumplir con las dos condiciones siguientes:

a) Para limitación de daños a elementos no estructurales, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las acciones sísmicas, calculadas para las ordenadas espectrales reducidas según la sección anterior y multiplicadas por el factor $Q'R/7$, no excederán 0.002 veces las diferencias de elevaciones

correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o éstos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones; en tal caso, el límite en cuestión será de 0.004. Los valores de Q' y R se calcularán para el periodo fundamental de la estructura.

b) Para seguridad contra colapso, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las acciones sísmicas, calculadas para las ordenadas espectrales reducidas según la sección anterior, multiplicadas por el factor QR y divididas por las diferencias de elevaciones correspondiente, no excederán las distorsiones de entrepiso establecidas en la tabla A.1 (Tabla 3.1) para los distintos sistemas estructurales. El valor de R (sobrerresistencia) se calculará para el periodo fundamental de la estructura. Estos desplazamientos se emplearán también para revisar los requisitos de separación de edificios colindantes de la sección 1.10 de las normas, así como para el cálculo de los efectos de segundo orden según la sección 8.6 de las mismas.

Aun para las modificaciones planteadas en el apéndice A, el cálculo de los desplazamientos y deflexiones sigue siendo gobernado por los resultados de un análisis elástico. En las condiciones anteriores, se observan que los límites establecidos para los desplazamientos relativos en el apéndice A varían con respecto a lo planteado en apartados anteriores, desde el punto de vista del profesional del diseño estructural se considera que las NTC deberían ser más explícitas en el sentido del origen de estas limitaciones, debido a que el diseñador no sabrá con certeza de dónde provienen. Una medida conveniente sería indicar que estos valores propuestos tienen un origen empírico, tener bases experimentales o provenir de planteamientos analíticos. Un ejemplo claro de la incertidumbre respecto al origen de los factores es el relacionado con el valor $Q'R/7$.

3.2.3 Elección del tipo de análisis

Según sean las características de la estructura de que se trate, el RCDF indica que ésta podrá analizarse por sismo mediante el método simplificado, el método estático o alguno de los dinámicos que se describen dentro de las mismas NTC.

Tabla 3.1 Distorsiones permisibles de entrepiso mostrados en el apéndice normativo A

Sistema Estructural	Distorsión
Marcos dúctiles de concreto reforzado (Q= 3 ó 4)	0.030
Marcos dúctiles de acero (Q= 3 ó 4)	0.030
Marcos de acero o concreto con ductilidad limitada (Q= 1 ó 2)	0.015
Losas planas sin muros o contravientos	0.015
Marcos de acero con contravientos excéntricos	0.020
Marcos de acero o concreto con contravientos concéntricos	0.015
Muros combinados con marcos dúctiles de concreto (Q= 3)	0.015
Muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada (Q= 1 ó 2)	0.010
Muros diafragma	0.006
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla	0.005
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente; o mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla	0.004
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior	0.002
Muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente	0.0015

Los métodos dinámicos presentados en las normas pueden utilizarse para el análisis de toda estructura, cualesquiera que sean sus características. Podrá utilizarse el método estático para analizar estructuras regulares, de altura no mayor de 30 m, y estructuras irregulares de no más de 20 m. Para edificios ubicados en la zona I (suelo firme), los límites anteriores se amplían a 40 m y 30 m, respectivamente. Con las mismas limitaciones relativas al uso del análisis estático, para estructuras ubicadas en las zonas II ó III, se acepta también emplear los métodos de análisis que especifica el apéndice normativo A, en los cuales se tienen en cuenta los periodos dominantes del terreno en el sitio de interés y la interacción suelo-estructura.

3.2.4 *Análisis dinámico*

Conforme lo establece el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, se aceptan como métodos de análisis dinámico el análisis modal y el cálculo paso a paso de respuestas ante sismos de diseño específicos. Dado que este tipo de análisis no es tema del presente trabajo, se omite una descripción detallada sobre los mismos.

3.2.5 *Análisis estático*

En cuanto a las fuerzas cortantes de entrepiso con las que se realizará el análisis estructural estático y de donde se obtendrán los desplazamientos laterales, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) propone la siguiente:

Para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura, se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas. Cada una de estas fuerzas se tomará igual al peso de la masa que corresponde, multiplicado por un coeficiente proporcional a h , siendo h la altura de la masa en cuestión sobre el desplante (o nivel a partir del cual las deformaciones estructurales pueden ser apreciables). Ese coeficiente, proporcional a h , se tomará de tal manera que la relación V_o/W_o sea igual a c/Q' pero no menor que a_o , donde a_o es la ordenada espectral que corresponde al movimiento del terreno, V_o es la fuerza cortante horizontal en la base de

la construcción, W_0 es el peso total de la estructura y c es el coeficiente para diseño sísmico, que se consigna el espectro de diseño correspondiente de las NTC del RCDF.

De acuerdo con estos requisitos, la distribución de la fuerza lateral en la altura (F_i) actuando en el i -ésimo nivel, resulta en una distribución triangular invertida, propia de aceptar que el modo dominante en el comportamiento de la estructura es el fundamental. Esta distribución de fuerzas laterales se calcula como:

$$F_i = \frac{c}{Q} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$$

En donde:

W_i peso de la i -ésima masa; y

h_i altura de la i -ésima masa sobre el desplante

3.2 Otras propuestas para calcular desplazamientos

3.3.1 Estimación de límites de desplazamiento para sistemas dúctiles, trabajo presentado por Paulay

Tradicionalmente, el diseño estructural comienza con estimaciones de las dimensiones de componentes estructurales basadas en la experiencia, de manera que se satisfagan requerimientos funcionales de la edificación, aunque últimamente se han dado otras alternativas para estimarlas. Una vez que se cuenta con esta información, los desplazamientos pueden ser estimados.

Una propiedad fundamental, para poder determinar los desplazamientos de un elemento estructural, es la curvatura nominal a la fluencia en su sección crítica. Esta definirá sus propiedades de respuesta de desplazamiento en el intervalo de comportamiento elástico e inelástico.

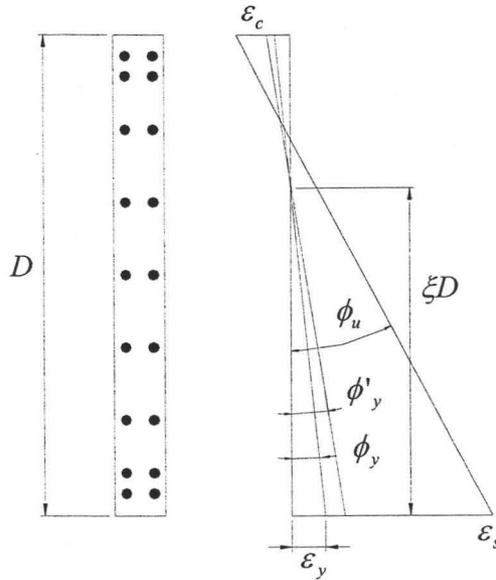


Figura 3.2. Estados de deformación para un muro de cortante

En la figura 3.2 se muestran las curvaturas relevantes para una sección típica de muro. Con un poco de experiencia en diseño o con la ayuda de algún criterio, el eje neutro puede ser estimado. Si es necesario, ésta estimación puede ser subsecuentemente verificada una vez que se conozcan los detalles del refuerzo para flexión. Para un esfuerzo de fluencia de tensión dado, se conoce la deformación unitaria a la fluencia, ϵ_y , y la posición del eje neutro, ξD , por lo que la curvatura al inicio de la fluencia se puede establecer como:

$$\phi'_y = \frac{\epsilon_y}{\xi D}$$

donde ξ es un factor de profundidad del eje neutro y D es el peralte total de la sección.

Una vez que se conocen los detalles del refuerzo, el momento asociado de fluencia, M_y , puede ser evaluado. Sin embargo, para diseño se requieren resistencias últimas nominales de las secciones una vez que se conocen las demandas de resistencia, por lo que el momento nominal M_n debe ser evaluado.

Para propósitos de diseño sísmico, generalmente se establece un modelo bi-lineal para la relación no lineal momento-curvatura de las secciones transversales y, por medio de una interpolación lineal, se propone definir la curvatura nominal de fluencia:

$$\phi_y = \frac{M_n}{M_y} \phi'_y = \frac{M_n}{M_y} \left(\frac{\varepsilon_y}{\xi D} \right) = \eta \frac{\varepsilon_y}{D}$$

donde:

$$\eta = \frac{M_n}{\xi M_y}$$

Extensos estudios de una gran variedad de muros en la Universidad de Catenbury en Nueva Zelanda confirman que, para miembros específicos como muros y vigas, la variación de η resulta relativamente pequeña. Esto significa, por ejemplo, que la cantidad de refuerzo utilizado en una sección establecida afecta muy poco el valor de la curvatura de fluencia. El mensaje importante de las ecuaciones anteriores es que la curvatura nominal de fluencia es una propiedad del material y la sección y, además, es poco sensible de la resistencia de la sección.

Similarmente a la propuesta para definir la curva de comportamiento o capacidad, $M-\phi$, a nivel de sección transversal en un elemento de concreto reforzado, se utiliza la simplificación de un modelo bi-lineal para la relación carga-desplazamiento de un determinado componente. La marcada respuesta no lineal de los componentes de concreto, desde el inicio del agrietamiento hasta el desarrollo de la resistencia nominal, V_n , tiende a omitirse para la estimación de desplazamientos en el intervalo inelástico de respuesta.

Para el modelo planteado, generalmente se asume que existe una respuesta esencialmente de tipo lineal hasta el desplazamiento asociado con la resistencia de fluencia, V_y , y la curvatura de fluencia, ϕ'_y , del elemento. Por lo tanto, el desplazamiento nominal de fluencia Δ_y , independiente de la resistencia, debe basarse en la curvatura nominal de fluencia en la sección crítica, ϕ_y . Una conclusión importante, basada en el modelo bi-lineal, es que la rigidez del elemento se define como:

$$k = \frac{V_y}{\Delta_y}$$

La ecuación anterior muestra que la rigidez de un componente es proporcional a su resistencia (si $\Delta_y = \text{cte}$). El modelo bi-lineal presentado anteriormente permite también evaluar la ductilidad de desplazamiento, para un determinado componente i , como:

$$\mu_{i\Delta} = \frac{\Delta_{im}}{\Delta_{iy}}$$

donde Δ_{im} es el desplazamiento del elemento asociado a un determinado estado límite de comportamiento, posterior a la fluencia del refuerzo longitudinal.

Como se mencionó anteriormente, la curvatura nominal de fluencia de un elemento con dimensiones dadas, y por lo tanto el desplazamiento nominal de fluencia, pueden ser considerados, para propósitos de diseño sísmico, independientes de la resistencia del elemento. Por lo tanto, la resistencia de los elementos puede ser asignada convenientemente. Las implicaciones derivadas del planteamiento anterior son:

- 1) Independientemente de la resistencia de los componentes, estos comenzarán su fluencia cuando el desplazamiento impuesto por el sistema alcance el desplazamiento nominal de fluencia de dicho componente
- 2) La fluencia simultánea de elementos con diferentes dimensiones y, por lo tanto, con diferentes relaciones de aspecto, es poco probable
- 3) Los elementos resistentes a fuerza lateral que tienen diferentes desplazamientos nominales de fluencia, cuando son sujetos a iguales desplazamientos, serán sujetos a diferentes demandas de ductilidad de desplazamiento
- 4) Un sistema estructural, con elementos que tienen diferentes desplazamientos nominales de fluencia, no presenta un desplazamiento de fluencia específico. La definición de desplazamiento nominal de fluencia de un sistema puede ser ambigua y por lo tanto necesita ser definida
- 5) Para asegurar que todos los componentes de un sistema se comportarán satisfactoriamente, la capacidad de deformación lateral del sistema tiene que ser restringida a la de aquel elemento con menor capacidad de deformación lateral

Esta posibilidad de asignar arbitrariamente la resistencia a los elementos estructurales permite al diseñador contar con una gran cantidad de soluciones posibles. De esta manera, la propuesta anterior establece que los límites de desplazamiento para un determinado sistema y sus componentes pueden ser establecidos antes de ser determinadas las resistencias requeridas. En términos de la resistencia total del sistema que se requiere, las resistencias de sus componentes pueden ser convenientemente asignadas; y a partir de ellas y con base en el conocimiento de la rigidez al punto de fluencia, se pueden determinar los valores de desplazamiento. Cabe señalar que pudiera darse el caso en que el problema sea que las secciones no sean adecuadas, por lo que podría llegar a ser más conveniente redimensionar los elementos.

3.3.2 Método aproximado para calcular desplazamientos en estructuras de concreto reforzado sujetas a fuerzas sísmicas, trabajo presentado por Roberto Stark

El siguiente procedimiento tiene como objetivo calcular desplazamientos en estructuras de concreto reforzado sujetas a fuerzas sísmicas sin necesidad de recurrir a un análisis dinámico (Stark, 1990).

Una de las principales hipótesis del método es que el desplazamiento de la estructura está gobernado por el modo fundamental de vibración; además, el alcance de este algoritmo está guiado básicamente a edificios de mediana altura, considerando dentro de esa clasificación a aquellos cuyo periodo fundamental esté en un intervalo de $1/4$ a $5/4$ de segundo.

Cabe resaltar que el método expuesto supone que la estructura se encuentra construida en suelo firme, sin embargo, con algunas modificaciones en el espectro de diseño, se puede derivar otras modalidades del método para diferentes tipo de suelos. Por otro lado, el comportamiento no lineal de la estructura se toma en cuenta considerando a esta como un sistema lineal "suavizado" con un valor apropiado de amortiguamiento viscoso.

El algoritmo a seguir para el método es el siguiente:

- 1) Para determinar los parámetros del método, es necesario calcular el cortante en la base de la estructura correspondiente al mínimo mecanismo de fluencia (V_b), considerando una variación lineal de fuerzas en función de la altura de cada nivel de la estructura (figura 3.3).

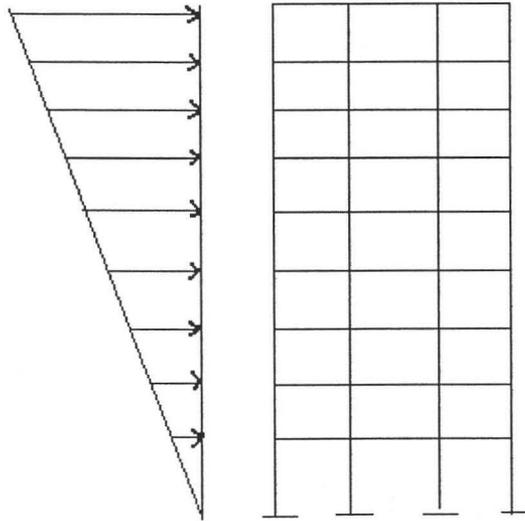


Figura 3.3. Variación de fuerzas cortantes con respecto a la altura de la estructura utilizada en el método de Stark

- 2) El siguiente paso es calcular el desplazamiento característico X_c que está en función de las propiedades de la estructura y de la aceleración máxima efectiva de la base. Este desplazamiento característico se define de la siguiente manera:

$$X_c = 250(a_e^2 / c_b)$$

donde:

X_c Desplazamiento característico en mm.

- a_e Coeficiente de aceleración máxima efectiva del lugar en función de la aceleración de la gravedad (g).
- c_b Coeficiente de la capacidad de cortante en la base (relación del cortante en la base entre el peso del edificio, $c_b = V_b/W$).

- 3) Habiendo obtenido los parámetros anteriores, se procede a calcular el desplazamiento D_i en cualquier nivel de la estructura con la siguiente expresión:

$$(D_i / X_c) = X_i * \sum (W_i X_i) / \sum (W_i X_i^2)$$

donde:

- D_i Desplazamiento del nivel i
- X_i Desplazamiento lateral en el nivel i calculado con una distribución de fuerzas definido por la figura 3.3
- W_i Peso del nivel i

Para el cálculo de los desplazamientos utilizados en la ecuación anterior se pueden utilizar las secciones no agrietadas.

El método anterior, proporciona resultados satisfactorios cuando la estructura es sometida a una excitación sísmica cuya aceleración máxima sea igual a la aceleración de diseño, para aceleraciones mayores a la aceleración de diseño, el método sobrestima los valores de los desplazamientos. Esto se debe principalmente a que algunas hipótesis dejan de ser válidas cuando se sobrepasa ese nivel de aceleraciones. Para reducir este error, el autor recomienda que para aceleraciones mayores a la de diseño, esos valores de desplazamiento se corrijan multiplicándolos por un factor igual a la aceleración en que se quiere conocer los desplazamientos entre la aceleración de diseño, ya que esto ha demostrado ser una buena aproximación.

CAPÍTULO IV

DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS EXPERIMENTALES Y ANALÍTICOS CONSIDERADOS

4.1 *Introducción*

En el presente capítulo se presentarán las características estructurales de los modelos a considerar en el estudio. Para el estudio se emplearon los resultados experimentales de diferentes edificaciones de concreto reforzado a escala natural probadas en laboratorio ante un patrón de carga cíclica reversible. Además, se emplearon los resultados de diversos estudios en los que se realizan análisis inelásticos no lineales tipo Push-Over o de "empujón" en modelos de edificios diseñados siguiendo la Norma Técnica Complementaria (NTC) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF).

4.2 *Modelo CR*

El primer modelo considerado será denominado en lo que sigue como "Modelo CR". Se trata de una estructura de concreto reforzado construida a escala natural y estudiada (Silva, 2001) en el laboratorio para estructuras grandes del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED). La estructura es de un solo nivel concebida con el objeto de conocer su comportamiento ante un evento sísmico. La estructura se probó ante carga cíclica reversible y se cuenta con los resultados de la prueba (López et al, 2001). En la figura 4.1 se muestra una vista general del modelo.

El modelo cuenta con una losa maciza de concreto reforzado de 12 cm de espesor y cuatro columnas rectangulares de dimensiones 40 x 30 cm, por lo que tiene la apariencia de una mesa. Las columnas tienen una altura de 2 m libres, medidos a partir del paño del bloque de cimentación y hasta el eje longitudinal de las trabes. El armado con el que cuentan estas columnas es de 8 varillas del número 6, con estribos del número 3 a cada 6.5 cm. Las trabes tienen un ancho de 25 cm y un peralte de 40 cm, con un armado de 6 varillas del número 4

(3 varillas por lecho) y estribos de número 3 a cada 17.5 cm. Estas traveses tienen una longitud de 4.5 m medida a eje de columnas. El recubrimiento en los elementos estructurales es de 2.5 cm. Algunas vistas generales de la estructura se muestran en las figuras 4.2 y 4.3.

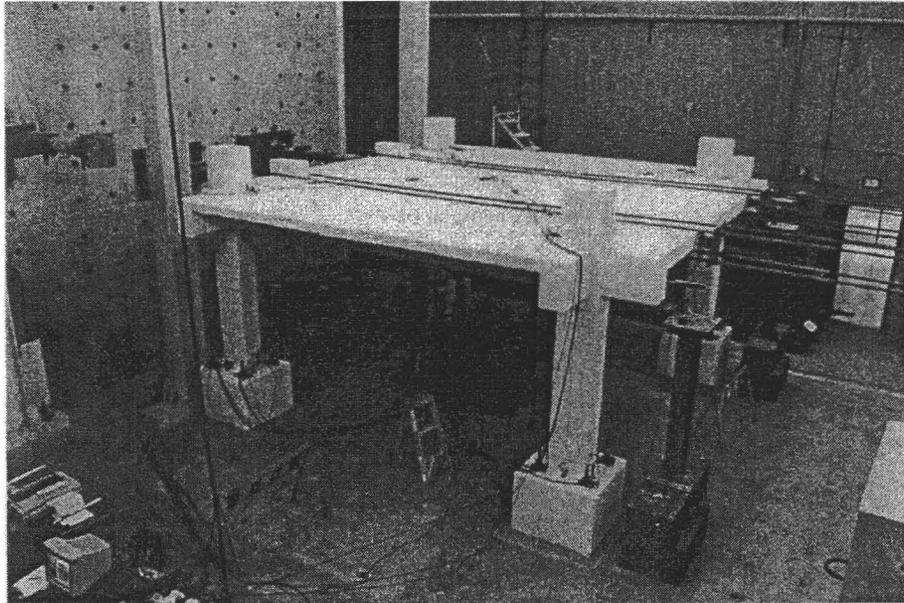


Figura 4.1. Fotografía del modelo CR en el laboratorio de estructuras grandes del CENAPRED

La estructura se construyó sobre cuatro bloques cuadrados de cimentación de 85 cm por lado y 65 cm de altura, que simulan un empotramiento perfecto en la base de cada columna. Para simular continuidad del tablero, columnas y traveses, estos elementos se extendieron una determinada longitud.

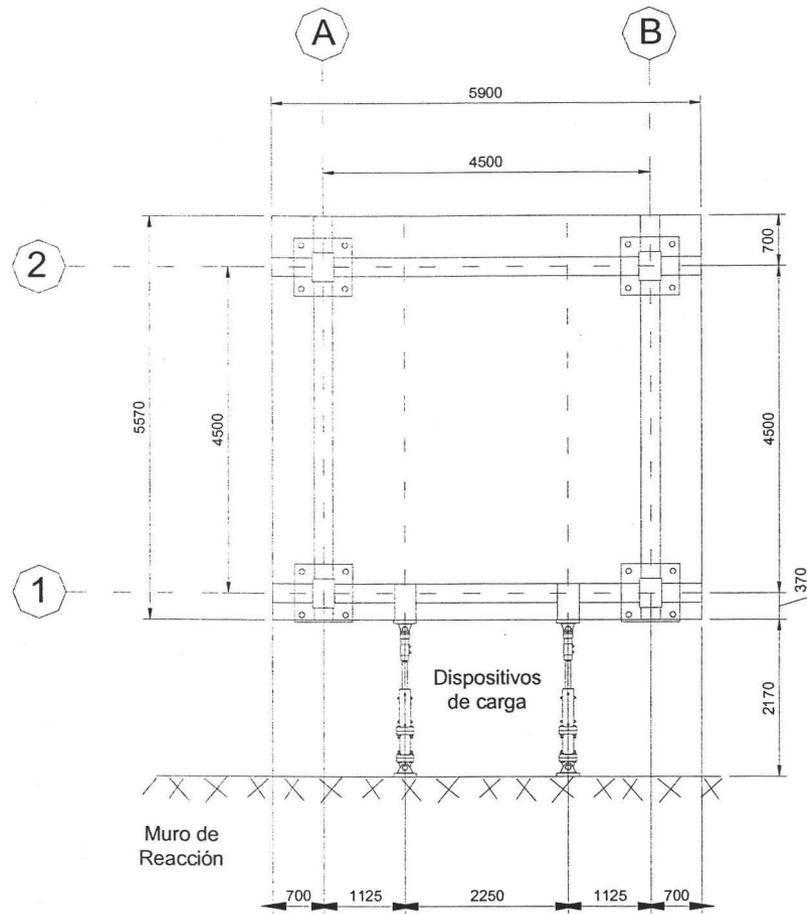


Figura 4.2. Vista en planta del modelo CR (acotaciones en mm)

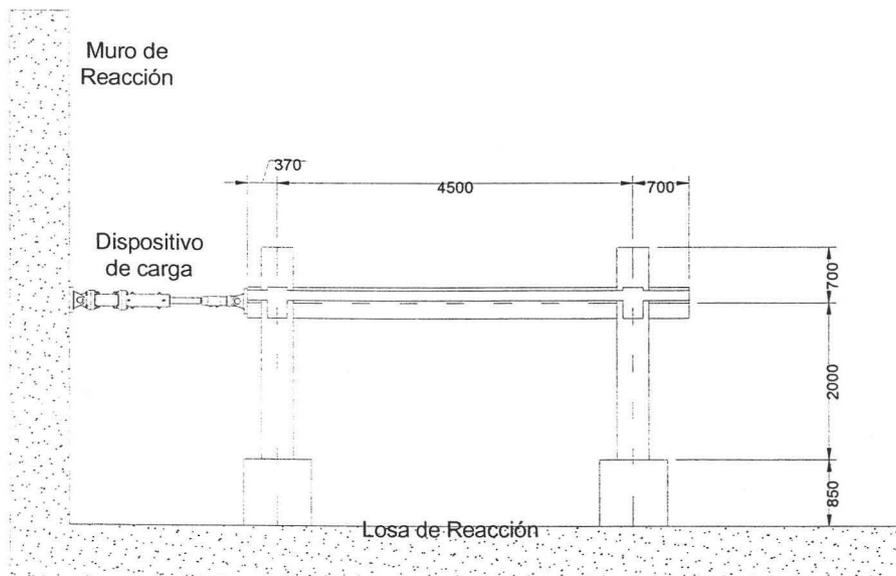


Figura 4.3. Vista lateral del modelo CR (acotaciones en mm)

4.3 Modelos analíticos de Aoyama

4.3.1 Modelo de Aoyama a base de Marcos

El segundo modelo considerado es de tipo analítico y se denominará para fines de este estudio como "Aoyama-Marco", debido a que es una estructura a base de marcos analizada por el grupo de trabajo encabezado por el profesor Aoyama (Aoyama, 1990). Se trata de un análisis inelástico no lineal de tipo Push-Over o de "empujón" de una edificación de concreto reforzado de 13 niveles. La geometría general de la estructura se muestra en la figura 4.4.

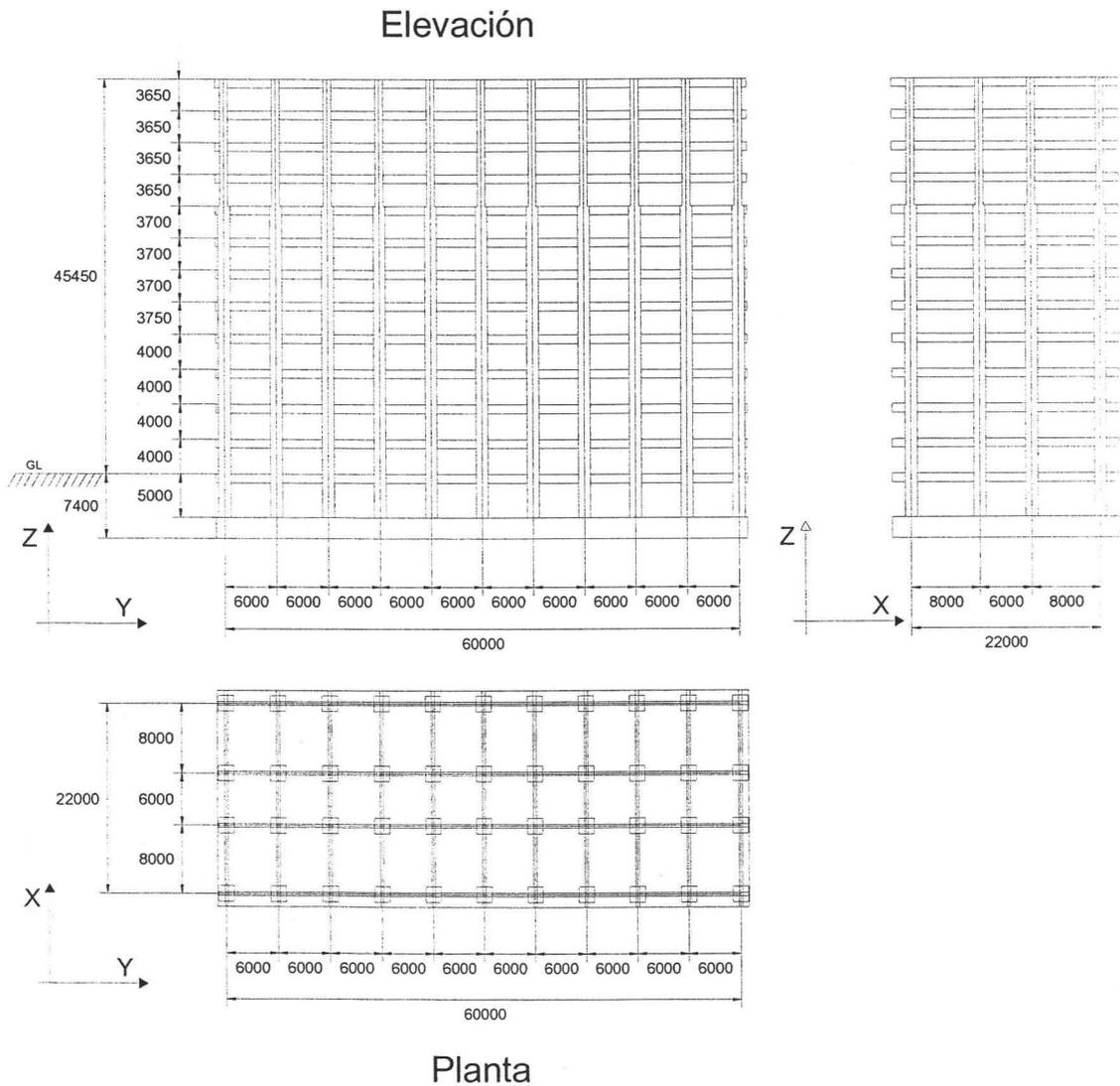


Figura 4.4. Geometría general del modelo Aoyama - Marco (acotaciones en mm)

El sistema de piso es una losa maciza de 14 cm de espesor. Las secciones, tanto de columnas como de trabes, disminuyen con la altura, lo cual es común en estructuras reales debido a que los elementos mecánicos presentes en los miembros estructurales también disminuyen con la altura. Una tabla con las dimensiones de trabes y columnas según la altura se muestra a continuación (tabla 4.1).

Tabla 4.1. Geometría de los elementos estructurales del modelo Aoyama - Marco.

Nivel	Columnas	Trabes			
		Dirección Corta(X)		Dirección Larga (Y)	
		Peralte	Ancho	Peralte	Ancho
Azotea	85 x 85	85	40	85	45
12	85 x 85	85	40	85	45
11	85 x 85	85	45	85	50
10	90 x 90	85	45	85	50
9	90 x 90	90	55	90	60
8	95 x 95	90	55	90	60
7	95 x 95	90	55	90	60
6	95 x 95	95	60	95	65
5	95 x 95	95	60	95	65
4	95 x 95	95	60	95	65
3	95 x 95	95	60	95	65
2	95 x 95	95	60	95	65
1	95 x 95	95	60	95	65

Nota: Dimensiones en cm

Se cuenta con los resultados de la prueba ante carga monotónica creciente para las dos principales direcciones de interés (Push-Over), con los cuales se realizará el estudio de rigideces, desplazamientos y resistencias.

4.3.2 Modelo de Aoyama Marco-muro

Otro modelo también de tipo analítico y del mismo autor es una estructura marco-muro de trece niveles similar a la descrita anteriormente que, para motivos de este trabajo, se denominará "Aoyama marco-muro". La estructuración es muy parecida al modelo anterior con la diferencia de contar con muros de cortante para resistir fuerzas laterales. Vista generales del modelo se muestran en la figura 4.5.

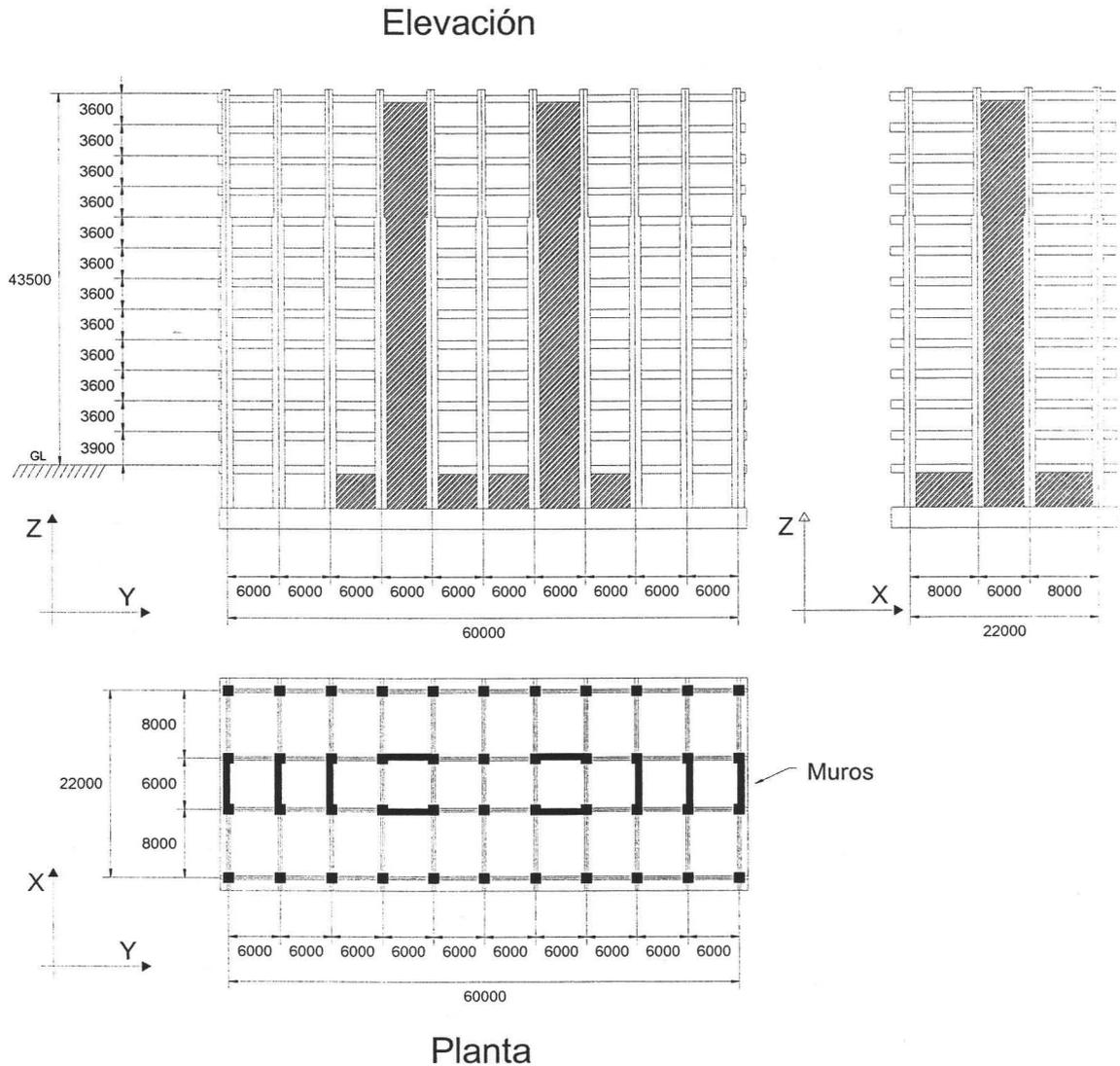


Figura 4.5. Geometría general del modelo Aoyama marco-muro (acotaciones en mm)

Al igual que en el caso anterior se cuenta con los resultados de un análisis no lineal tipo Push-over en las dos principales direcciones de interés los cuales serán de utilidad conforme avance el presente estudio.

4.4 Modelo a Escala Completa de 7 niveles

El siguiente modelo es una estructura de 7 niveles a escala natural construida en los años 80 en un laboratorio del Japón y se le denominará para fines de estudio dentro de este trabajo como "7NEC" (7 niveles a escala completa). La estructura cuenta con un muro de cortante de 20 cm de espesor colocado en la crujía central del marco central en la dirección de aplicación de la carga lateral. La geometría general de la estructura se muestra en las figuras 4.6 y 4.7.

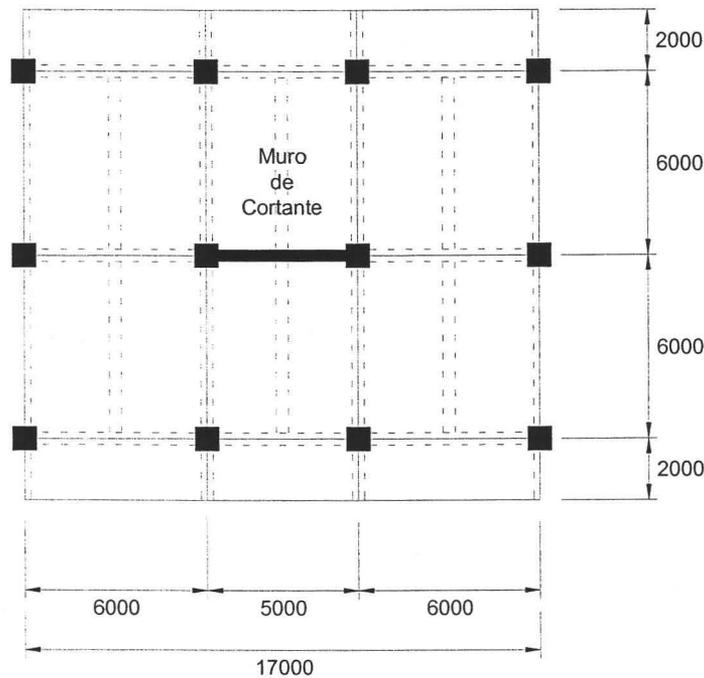


Figura 4.6. Vista en planta del modelo de 7NEC (acotaciones en mm)

Este modelo fue sujeto a diversas etapas de prueba, en algunas de ellas fue reparada; para fines del presente estudio, se considerará solo la parte de la prueba denominada PSD3, que es de tipo cíclica reversible, de la cual se conocen los resultados.

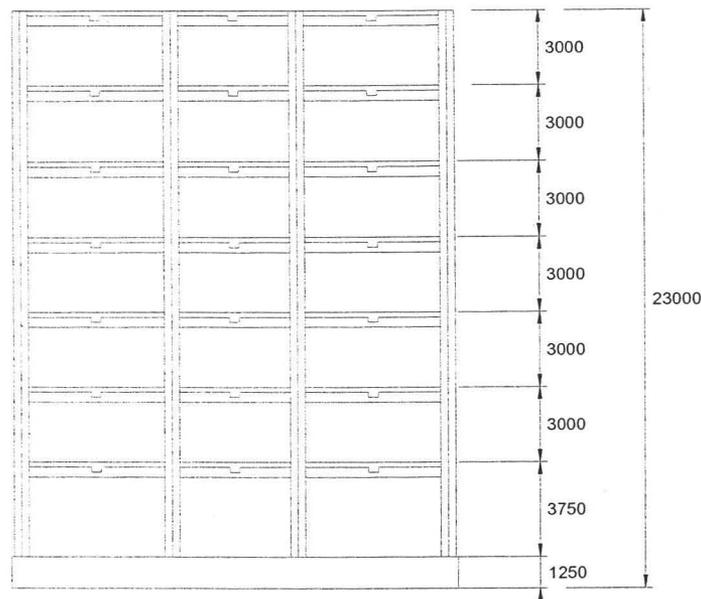


Figura 4.7. Vista lateral del modelo de 7NEC (acotaciones en mm)

Las columnas del modelo son de 50 x 50 cm. Las trabes tienen un ancho de 30 cm y un peralte de 50 cm en la dirección de aplicación de carga, mientras que las trabes que están orientadas transversalmente a la dirección de carga cuentan con un peralte de 45 cm.

4.5 Modelo de Chun-Man

Otro modelo que será analizado en este trabajo es el elaborado en la Universidad de Ciencia y Tecnología de Hong Kong por el Investigador Chun-Man. Se trata de un modelo con escala cercana a la natural construido para investigar el comportamiento de estructuras de concreto ante cargas de servicio. Esta estructura es un sistema típico para resistir cargas laterales en edificios altos.

El modelo es un sistema marco-muro de concreto reforzado con un solo claro y dos niveles. Una característica importante es la contribución de un muro de concreto reforzado con una sección transversal de 18 x 75 cm para resistir fuerzas laterales. Las condiciones de apoyo consisten en una base empotrada. El claro entre centro de muro y centro de columna es de 2.1 m y la altura de entrepisos es de 1.5 m. El marco es soportado por una base de concreto

con la que fue colado monolíticamente. La altura total de la estructura es de 3.575 m. Las dimensiones de columnas son 25 x 37.5 cm, y las dimensiones de vigas son 25 cm de ancho por 35 cm de peralte. En la figura 4.8 se muestran las vistas y características geométricas generales del modelo marco-muro.

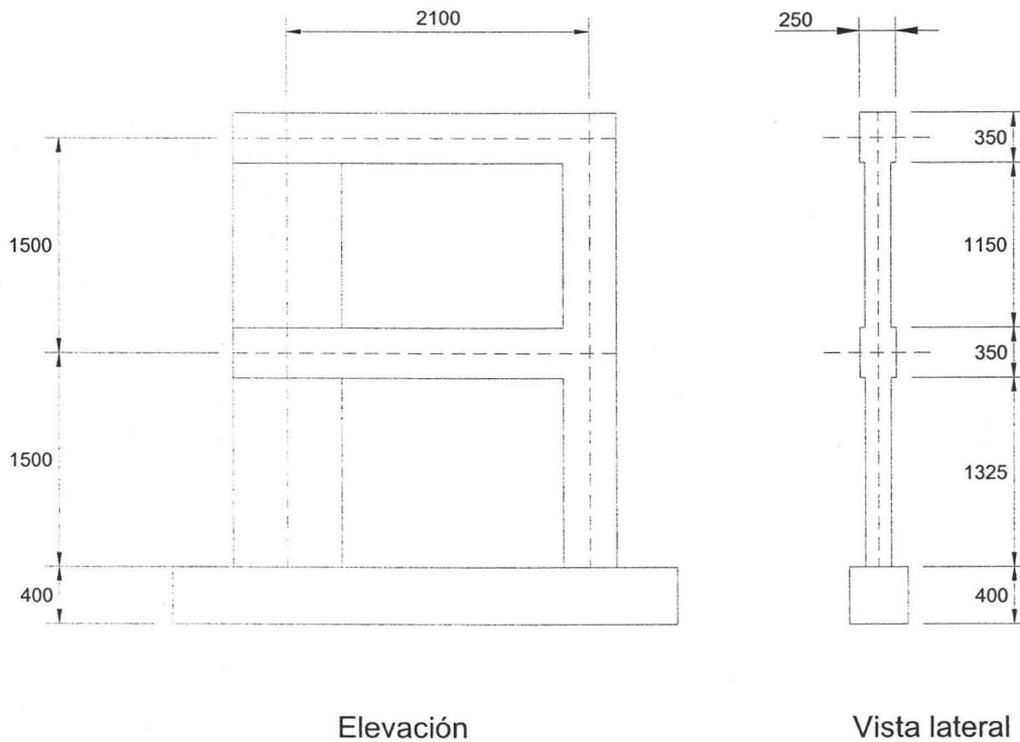


Figura 4.8. Vistas generales del modelo de marco-muro de Chun-Man (acot. en mm)

Las columnas de este modelo fueron reforzadas con tres varillas corrugadas de No.6 en cada lecho y cuentan con estribos del No.3 a cada 15 cm como un refuerzo transversal. Las vigas fueron diseñadas con tres varillas corrugadas del No. 6 tanto en el lecho superior como en el inferior y estribos con las mismas características que en las columnas.. El muro fue reforzado con dos capas de 6 varillas de acero del No.6 distribuidas uniformemente en la sección y estribos del No.3 a cada 15 cm. En las pruebas a cilindros del concreto utilizado en el modelo, el concreto obtuvo un esfuerzo resistente a la compresión (f_c) de 360 kg/cm² y un modulo de elasticidad de 190,000 kg/cm².

Para detalles más específicos de las estructuras antes presentadas como proceso constructivo, detallado del acero de refuerzo, etc., se recomienda de consultar las referencias de cada modelo.

4.6 Programa "Trilinea"

El programa "Trilinea" fue desarrollado específicamente para este trabajo con la intención de modelar la envolvente del comportamiento de estructuras de concreto, sujetas a pruebas de carga cíclica reversible, como estructuras sujetas a carga monotónica creciente, por medio de un diagrama carga contra desplazamiento simplificado compuesto de tres rectas, también denominado como curva trilineal esquelética primaria. Este diagrama representa, en el primer tramo, el comportamiento elástico ante carga lateral antes del agrietamiento (rigidez inicial del modelo); en el segundo tramo, el comportamiento elástico formalmente no lineal del modelo agrietado (rigidez antes de la fluencia); y por último, el comportamiento inelástico no lineal del modelo después de la fluencia hasta la falla (rigidez post-fluencia). El programa fue desarrollado en lenguaje de programación Fortran y el procedimiento en el que se sustenta el algoritmo es el siguiente:

- 1) Cálculo de la envolvente de los resultados de prueba con base en los puntos en la parte positiva de los desplazamientos y la carga, es decir, en el primer cuadrante de la curva carga-desplazamiento, donde se encuentra la parte positiva de los ciclos histeréticos
- 2) Cálculo del área bajo la envolvente de los puntos, lo que representa parte de la energía potencial disipada durante la prueba. El programa determina, con base en el cálculo interno y comparación de las rigideces, los intervalos en donde se puede presentar la pérdida de rigidez por agrietamiento y fluencia del acero de refuerzo, que se manifiesta por un cambio brusco de pendiente en la curva carga-desplazamiento, y que representarán los puntos correspondientes al agrietamiento y fluencia por flexión, puntos básicos para representar el comportamiento de una estructura de concreto reforzado

- 3) El siguiente paso es calcular las pendientes en todos los puntos de la envolvente, con la intención de determinar los puntos donde se manifiesta la pérdida de rigidez
- 4) El programa realiza una depuración de las pendientes para determinar las que se encuentren fuera de orden, verificando que se presenten en forma decreciente
- 5) Una vez que se han determinado las pendientes anteriores, se vuelven a calcular las pendientes con los puntos adecuados
- 6) Contando con las pendientes decrecientes en todos los puntos, se procede a calcular el porcentaje de variación entre una pendiente y la siguiente calculándose esa variación como:

$$\% e = \frac{m_i - m_{i+1}}{m_i}$$

donde:

e *porcentaje de variación entre pendientes*

m_i *pendiente asociada al punto i*

m_{i+1} *pendiente asociada al punto $i+1$*

- 7) Conociendo la variación de las pendientes, es posible determinar los puntos en donde se presenta los máximos cambios de pendiente y asignar a estos el agrietamiento o la fluencia según corresponda.
- 8) Conociendo estos puntos, se tiene la primera aproximación de los puntos del modelo trilineal; el primer punto es el origen, el segundo en donde se presenta el agrietamiento en los elementos de la estructura, el tercero donde se presenta la fluencia del refuerzo longitudinal, y por último, el punto donde se considera la falla del modelo. De esta forma, es posible conocer el área bajo el modelo

trilineal, que por definición tiene que ser igual al área bajo la envolvente de los ciclos de histéresis

- 9) Por medio de un método iterativo, se calcula el área bajo el modelo trilineal hasta que presente una aproximación adecuada al área bajo la envolvente, variando las coordenadas del punto de fluencia pero respetando siempre el valor de la rigidez a la fluencia calculada inicialmente
- 10) Por último el programa calcula las tres rigideces mencionadas anteriormente con los puntos del modelo trilineal que ha sido ajustado

A continuación se muestran gráficamente un ejemplo de los resultados obtenidos por medio del programa considerando los datos del modelo CR, descrito con anterioridad (Figura 4.7).

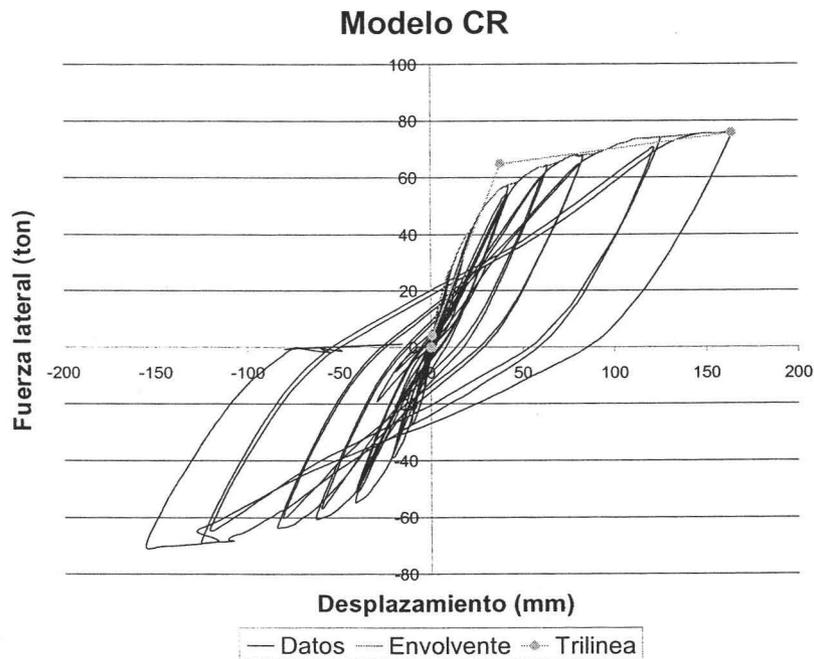


Figura 4.9. Gráfico resultante del ajuste a un modelo trilineal de comportamiento, por medio del programa "Trilinea"

CAPÍTULO V

ESTUDIO COMPARATIVO DE LAS RESISTENCIAS, RIGIDECES Y DESPLAZAMIENTOS LATERALES PARA DIFERENTES ESTADOS LÍMITE

5.1 *Introducción*

En el presente capítulo se determinarán, para los modelos considerados y descritos en capítulos anteriores, las rigideces laterales en las diferentes condiciones de comportamiento (elástico lineal, elástico no-lineal e inelástico no-lineal) y se establecerá un patrón estadístico entre ellas, además de comparar los resultados con la propuesta reglamentaria. También, se establecerá una expresión, considerando las propuestas de análisis y diseño reglamentarias así como recomendaciones claras y sencillas, para poder determinar la rigidez lateral de los sistemas estructurales desde el punto de vista de un diseño basado en análisis elásticos. Con base en esta y la resistencia lateral, se establecerá un procedimiento para el cálculo de desplazamientos.

5.2 *Análisis del modelo CR*

El primer modelo considerado es la estructura de concreto reforzado de un nivel descrita en el capítulo anterior, estudiada en el laboratorio para estructuras grandes del CENAPRED. Se cuenta con los resultados de la prueba de la estructura ante carga cíclica reversible, que intenta representar las acciones laterales que se presentan debido a un sismo intenso.

La gráfica carga-desplazamiento lateral resultante de esa prueba se manifiesta por medio de una serie de ciclos histeréticos con degradación de rigidez y resistencia, esta gráfica se presenta en la figura 5.1.

Como el objetivo del presente estudio es analizar el comportamiento de la estructura a diferentes niveles de desplazamiento, como lo establece la reglamentación vigente, fue necesario considerar estos resultados de la prueba para determinar un patrón de

comportamiento ante una carga monotónica creciente similar a la que se define como curva de capacidad, por lo que el tratamiento se enfoca en el primer cuadrante de la gráfica, considerando únicamente la envolvente de la respuesta como una propuesta para considerar resultados ante carga monotónica creciente.

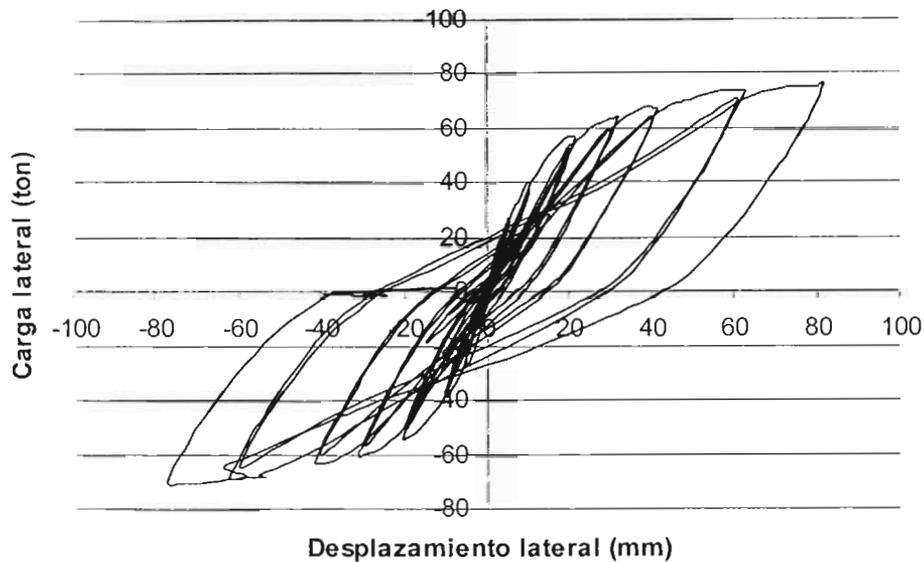


Figura 5.1. Resultados obtenidos de la prueba en el laboratorio de estructuras grandes del CENAPRED para el modelo CR

Fue necesario ajustar la envolvente de la respuesta a un modelo trilineal, con ayuda del programa "Trilinea", descrito en capítulos anteriores, para poder cuantificar las rigideces obtenidas de la prueba de una manera simple para los diferentes estados del modelo. De esta forma se cuenta con evidencia experimental de un modelo real que se podrá comparar con los valores de respuesta obtenidos por medio de las propuestas para análisis y diseño que se proponen en la reglamentación vigente. En la figura 5.2 se presenta la envolvente de la prueba en el modelo CR, y su ajuste correspondiente a una curva de capacidad trilineal.

Por medio de este ajuste trilineal fue posible estimar los puntos en donde se presentó el cambio de rigidez por agrietamiento y por fluencia en la historia de carga, todo esto a nivel global de la estructura, por lo que se cuenta con las rigideces características asociadas a estos puntos de comportamiento, los cuales serán de especial interés conforme avance el presente estudio. Estos resultados se resumen en la tabla 5.1.

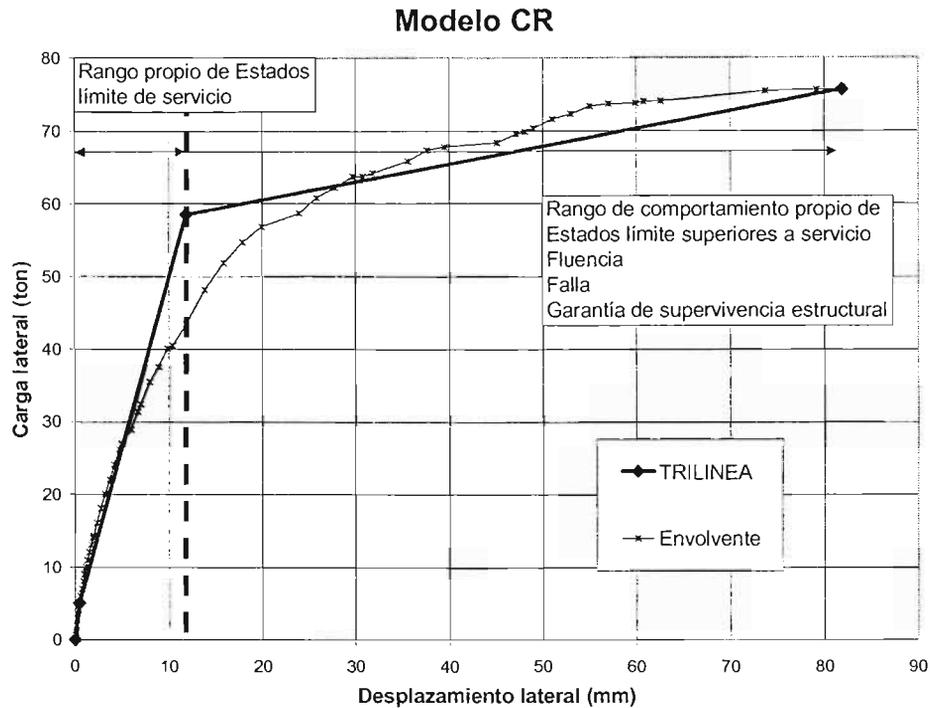


Figura 5.2. Envoltente de los resultados y ajuste de la misma por medio del programa "Trilinea" para el modelo CR

Tabla 5.1. Características de respuesta del modelo CR

Condición	Nomenclatura	Carga (ton)	Δ (mm)	Rigidez Experimental (ton/mm)
Inicial	Ko	5.04	0.46	10.96
A la Fluencia	Ky	58.52	11.88	4.93
En la Post-fluencia	Ku	75.59	81.85	0.92

Para obtener la información teórica requerida en cuanto a la rigidez del sistema en condiciones de servicio, que es la propuesta reglamentaria con el uso de análisis elásticos, se utilizó el programa de análisis estructural SAP2000, de esta forma se pudieron realizar de forma sistemática una gran cantidad de análisis estructurales elásticos para todos los modelos, considerando diferentes propuestas de inercia en los elementos estructurales. La

estructura de un nivel se modeló en este programa considerando el sistema de piso como un diafragma flexible; la interfase del modelo en el programa se muestra en la figura 5.3.

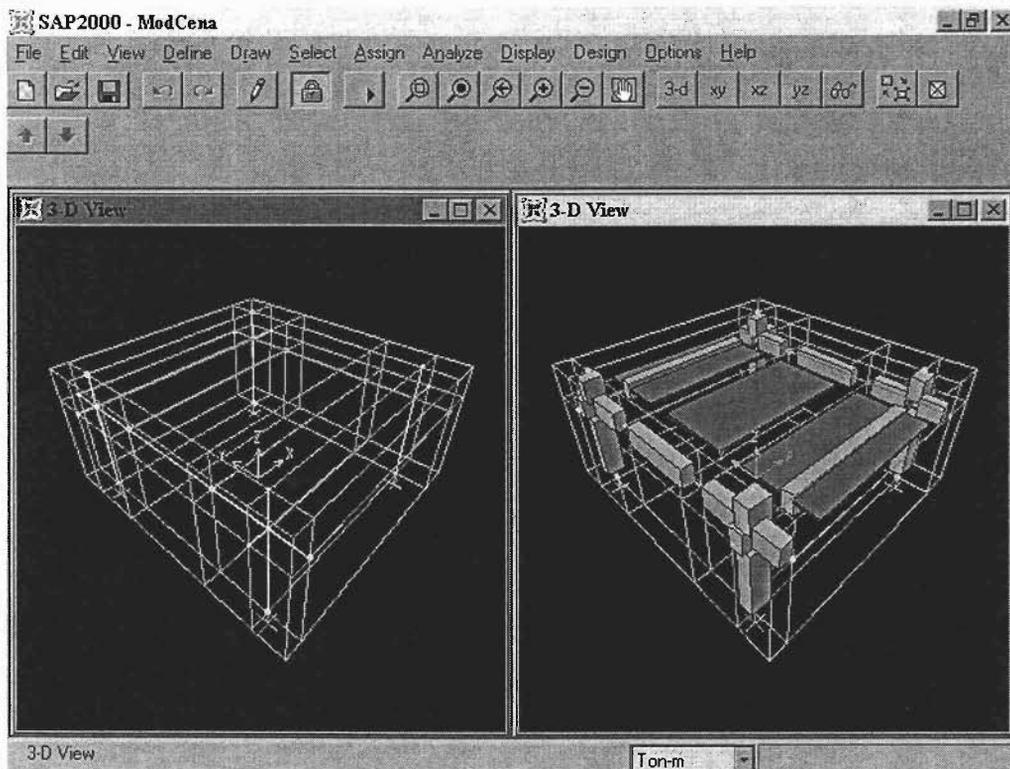


Figura 5.3. Interfase del modelo CR en el programa SAP2000.

El programa analiza a la estructura de forma elástica lineal, por lo que fue posible obtener rigideces laterales elásticas del modelo independientemente de los niveles de carga. Además, se varió el momento de inercia de las secciones, con el propósito de estudiar y comparar las diferentes propuestas reglamentarias. Estas propuestas tratan de considerar la degradación de rigidez por agrietamiento en la estructura y permiten, al profesional de diseño, determinar el desplazamiento máximo instantáneo en condiciones de servicio; a partir del cual se extrapolan, por medio del factor de comportamiento sísmico y los conceptos de Newmark y Hall (Newmark, 1954), el desplazamiento máximo probable ante excitación accidental en condiciones a la falla.

Estas propuestas reglamentarias consideran una degradación en la sección producto del agrietamiento que se presenta en el concreto en el intervalo de condiciones de servicio,

debido al aumento en el nivel de carga y por lo tanto en los elementos mecánicos presentes en los elementos estructurales. Esta degradación se trata de tomar en cuenta modificando las características mecánicas de los elementos, representadas en la mayor parte de los casos con el momento de inercia de las secciones.

Para el caso del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) en sus Normas Técnicas Complementarias para estructuras de concreto (NTC-C), la propuesta recomienda una disminución del 50 % para el momento de inercia de las vigas, y, alternativamente, se puede considerar también una disminución del 50 % en el momento de inercia de las columnas del primer nivel, si en ellas se pretende la formación de articulaciones plásticas para la conformación del mecanismo de falla dentro del proceso de diseño. Para el caso de otros códigos, como los japoneses (AIJ), la propuesta establece la disminución al 30 % para el momento de inercia de las vigas y de 50 % para columnas del primer nivel. Otra propuesta del mismo código, concordante con las propuestas neozelandesas, recomienda 30 % para vigas y 70 % en columnas de primer nivel.

Tabla 5.2. Rigideces laterales del modelo para distintas propuestas reglamentarias

Condición o estado	Carga (ton)	Δ (mm)	Rigidez teórica (ton/mm)	$\frac{k \text{ teórica}}{k \text{ exp. inicial}}$	$\frac{k \text{ teórica}}{k \text{ exp. fluencia}}$	Reglamento
Sano	40.00	3.83	10.44	0.95	2.12	Ninguno
0.5 l vigas	40.00	4.48	8.93	0.81	1.81	RCDF
0.5 l v y 0.5 l c	40.00	7.00	5.71	0.52	1.16	RCDF
0.3 l v y 0.5 l c	40.00	7.72	5.18	0.47	1.05	AIJ
0.3 l v y 0.7 l c	40.00	6.21	6.44	0.59	1.31	AIJ

De esta forma se realizaron los análisis estructurales para todas estas propuestas y se obtuvieron las rigideces laterales correspondientes a cada caso, por lo que se podrá conocer los desplazamientos correspondientes para un nivel de carga determinado, dentro del intervalo de desempeño en condiciones de servicio, cuyo límite superior sería el punto de fluencia o de conformación del mecanismo de fluencia (inicio de fluencia en todos los

puntos donde, según el criterio y filosofía de diseño, se formarán articulaciones plásticas). Con los desplazamientos obtenidos en estos análisis y las cargas laterales arbitrarias aplicadas a la estructura se obtuvieron las rigideces laterales que se muestran en la tabla 5.2.

De esta manera se pueden presentar los resultados de manera gráfica para ser analizados más adelante (figura 5.4).

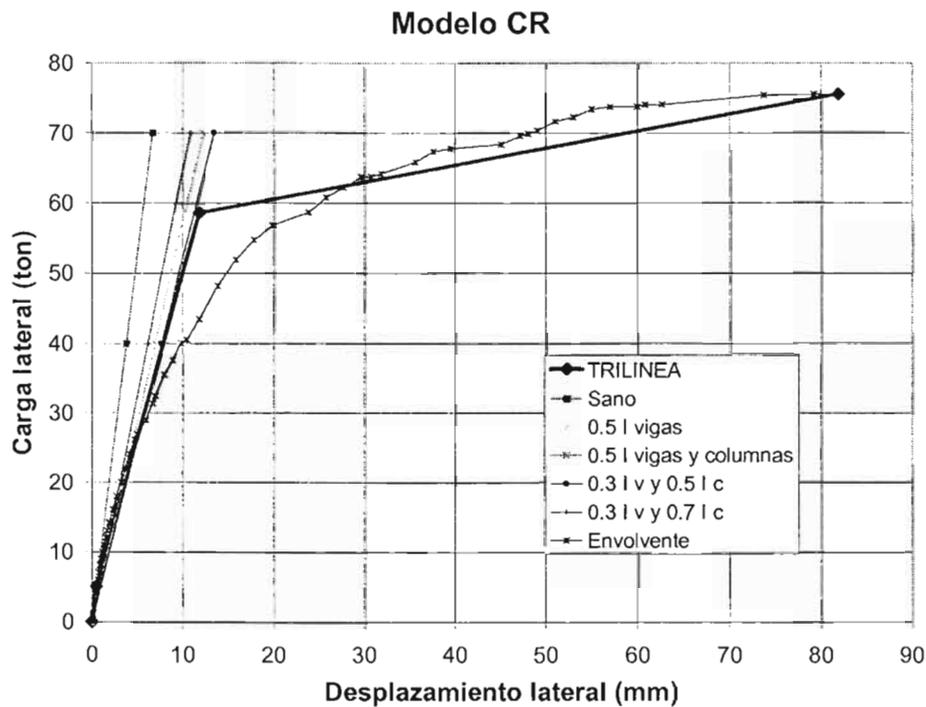


Figura 5.4. Comparación entre la rigidez experimental y las obtenidas con diferentes propuestas reglamentarias en condiciones de servicio para el modelo CR

5.3 *Análisis del modelo Aoyama Marco*

De la misma forma se procede para analizar el comportamiento del segundo modelo considerado. Se trata del edificio de trece niveles a base de marcos, del cual se conoce su historia de carga lateral contra desplazamiento de azotea en las dos principales direcciones ortogonales, comúnmente denominada como respuesta "Push-Over" o de "empujón" (figura 5.5).

Modelo Aoyama Marco

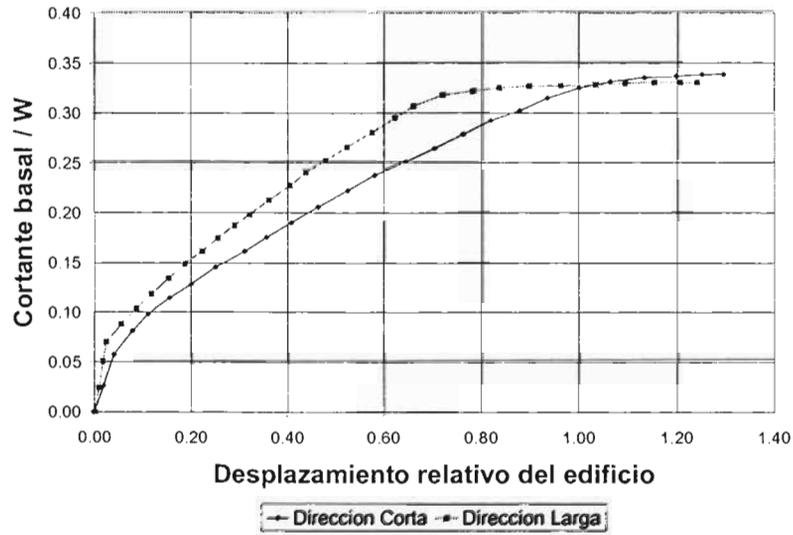


Figura 5.5. Respuesta de "empujón" del modelo Aoyama-Marco

Al proceder de la misma forma que en el caso anterior se obtienen modelos trilineales de respuesta para ambas direcciones, y las rigideces obtenidas con estos modelos se pueden resumir en la tabla 5.3 y en las figuras 5.6 y 5.7.

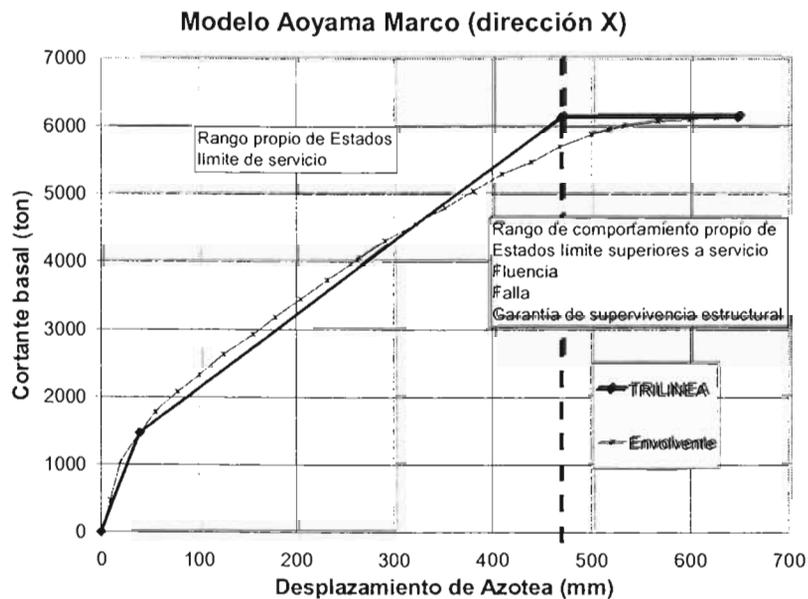


Figura 5.6. Ajuste trilineal de los resultados por medio del programa "Trilinea" para el modelo Aoyama Marco en la dirección corta (X)

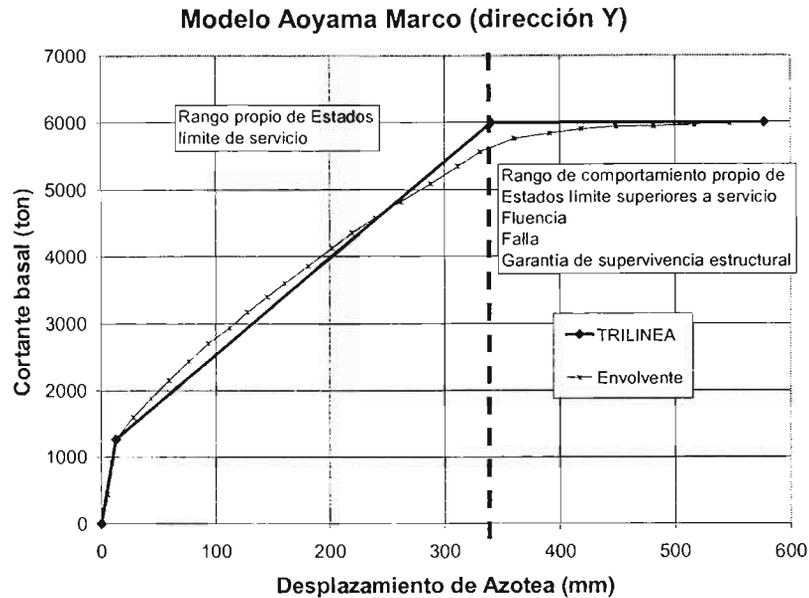


Figura 5.7. Ajuste trilineal de los resultados por medio del programa "Trilinea" para el modelo Aoyama - Marco en la dirección larga (Y)

Tabla 5.3. Características de respuesta del modelo Aoyama-Marco tridimensional
Dirección X (Corta)

Condición	Nomenclatura	Cortante basal (ton)	Δ azotea (mm)	Experimental (ton/mm)
Inicial	Ko	1471.75	39.10	37.64
A la Fluencia	Ky	6138.94	469.39	13.08
En la Post-fluencia	Ku	6138.94	648.10	9.47

Dirección Y (Larga)

Condición	Nomenclatura	Cortante basal (ton)	Δ azotea (mm)	Experimental (ton/mm)
Inicial	Ko	1268.75	12.30	103.15
A la Fluencia	Ky	5993.94	340.51	17.60
En la Post-fluencia	Ku	5993.94	576.90	10.39

Al analizar a la estructura por medio del programa SAP2000 se plantearon dos casos de interés para estudiar los desplazamientos:

1. Considerando un marco aislado en cada dirección de interés
2. Considerando un modelo tridimensional de la estructura y analizando independientemente cada dirección

Nuevamente, estos casos se proponen tomando en cuenta los procedimientos del proceso de análisis y diseño comúnmente empleado en la práctica profesional en el medio de ingeniería estructural.

Para el caso de marcos aislados, los modelos trilineales que se ajustaron difieren en cuanto a magnitud de carga lateral, debido a que la rigidez lateral debe ser la proporcionada por un solo marco aislado y no por la estructura en su totalidad, por lo que las características de respuesta difieren y se muestran en la tabla 5.3-a.

Tabla 5.3-a. Características de respuesta del modelo para marcos aislados

Marco Aislado Direccion X (Corta)

Condición	Nomenclatura	Cortante basal (ton)	Δ azotea (mm)	Experimental (ton/mm)
Inicial	Ko	133.80	39.10	3.42
A la fluencia	Ky	558.09	469.39	1.19
En la post-fluencia	Ku	558.09	648.10	0.86

Marco Aislado Direccion Y (Larga)

Condición	Nomenclatura	Cortante basal (ton)	Δ azotea (mm)	Experimental (ton/mm)
Inicial	Ko	317.19	12.30	25.79
A la fluencia	Ky	1498.48	340.51	4.40
En la post-fluencia	Ku	1498.48	576.90	2.60

5.3.1 Modelo Aoyama-Marco, análisis de marcos aislados

Marco aislado dirección corta (X)

Para el primer caso, se considerará uno de los marcos centrales de cada dirección tomando en cuenta la contribución a la rigidez de la losa en cada nivel. Para el caso de la dirección corta (X), el modelo luce en la interfase como se muestra a continuación (figura 5.8):

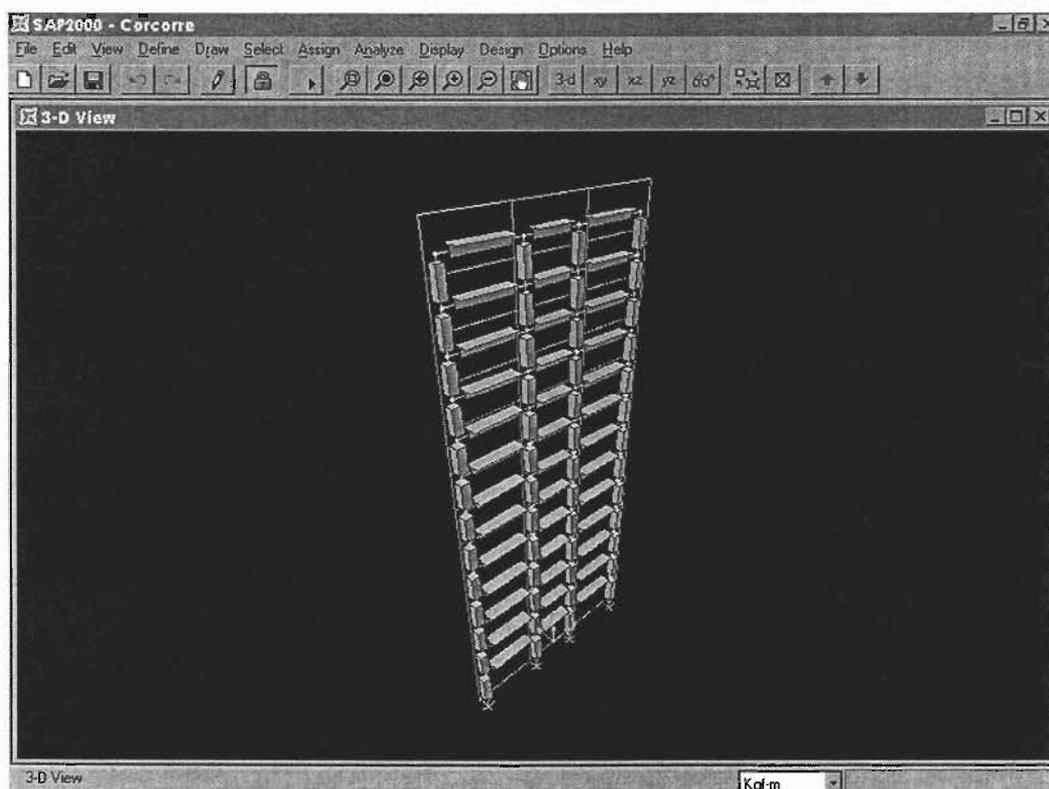


Figura 5.8. Interfase en el programa SAP2000 para un marco aislado en la dirección corta del modelo Aoyama-Marco

De la misma forma como se procedió anteriormente se obtienen las rigideces de este modelo para las diferentes propuestas reglamentarias y se resumen a continuación (tabla 5.4):

Tabla 5.4. Rigideces laterales del modelo para distintas propuestas reglamentarias

Condición o estado	Cortante basal (ton)	Δ azotea (mm)	Rigidez Teórica (ton/mm)	$\frac{k \text{ teórica}}{k \text{ exp. inicial}}$	$\frac{k \text{ teórica}}{k \text{ exp. fluencia}}$	Reglamento
Sano	72.57	22.56	3.22	0.94	2.71	Ninguno
0.5 l vigas	72.57	34.59	2.10	0.61	1.76	RCDF
0.5 l v y 0.5 l c	72.57	36.14	2.01	0.59	1.69	RCDF
0.3 l v y 0.5 l c	72.57	52.18	1.39	0.41	1.17	AIJ
0.3 l v y 0.7 l c	72.57	51.11	1.42	0.41	1.19	AIJ

Finalmente, los resultados obtenidos pueden ser visualizados y comparados gráficamente en la figura 5.9.

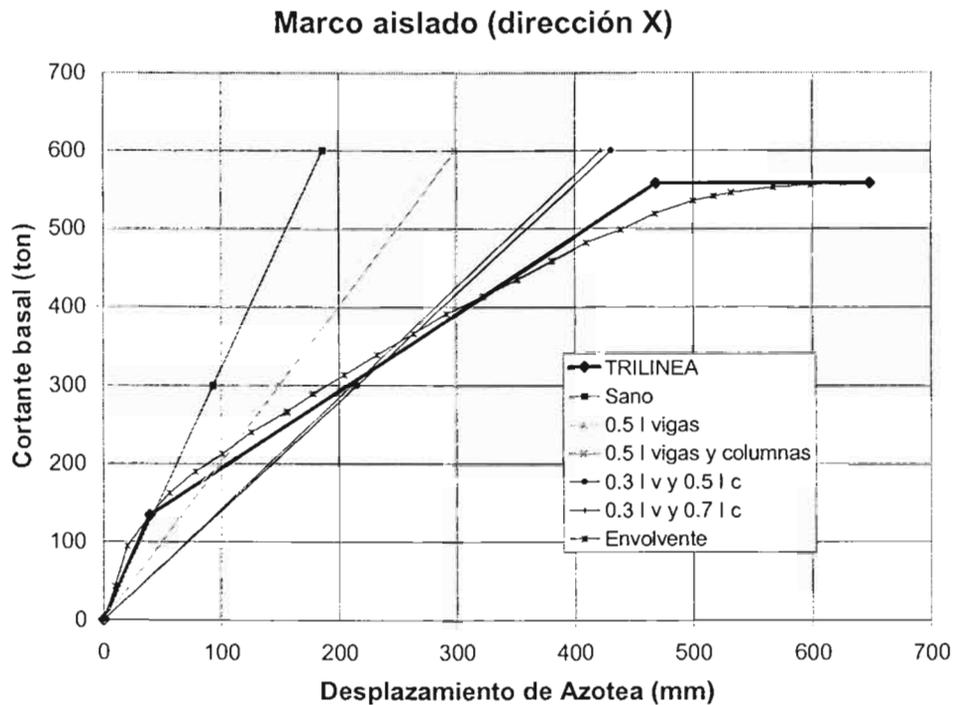


Figura 5.9. Comparación entre las rigideces obtenidas con el modelo trilineal y las obtenidas con diferentes propuestas reglamentarias (dirección corta X)

Marco aislado dirección larga (Y)

Ahora se procederá a analizar el comportamiento del marco del edificio en dirección larga, se considerará nuevamente uno de los marcos centrales del edificio por lo que el modelo luce en la interfase del programa SAP2000 de la siguiente manera:

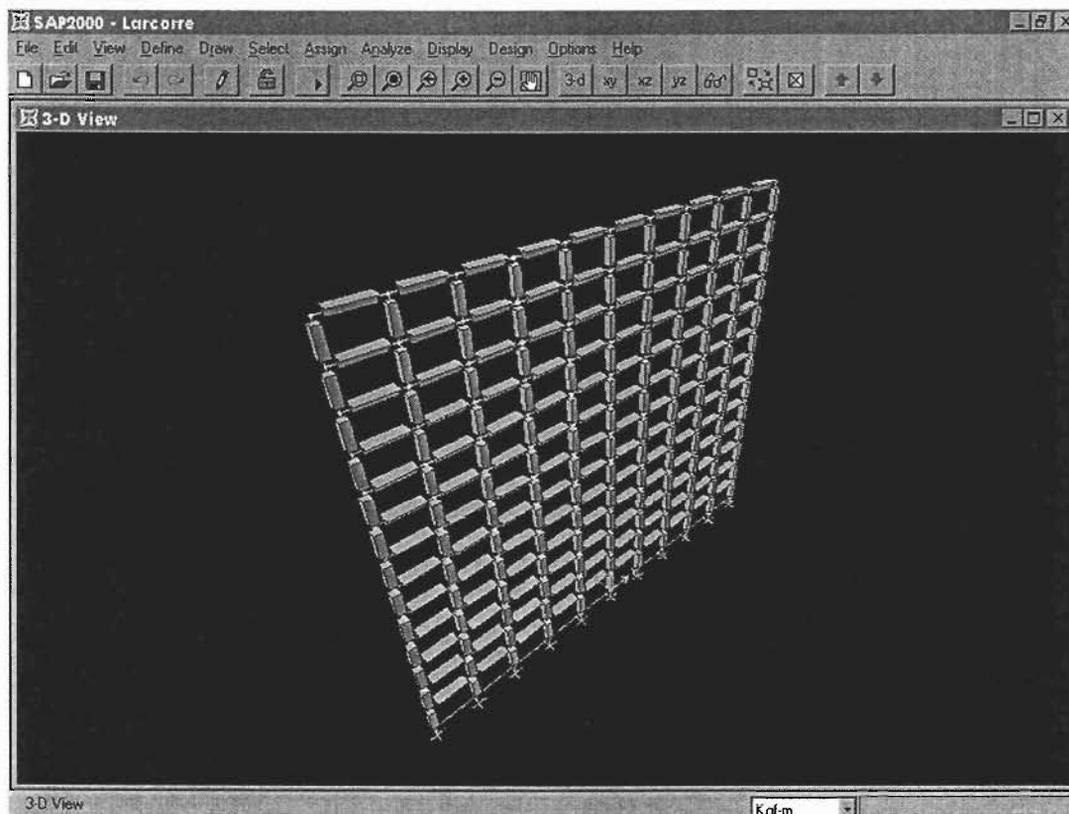


Figura 5.10. Interfase en el programa SAP2000 para un marco aislado en la dirección larga del modelo Aoyama-Marco

Como se puede observar en el gráfico, se considera la contribución de la losa en la rigidez lateral del marco, asignando a las traveses del marco secciones tipo T.

Nuevamente, con ayuda del programa de análisis, se realizan análisis de manera sistemática y se procede a encontrar las rigideces laterales para diferentes propuestas reglamentarias, las cuales se resumen en la tabla 5.5 y en la figura 5.11.

Tabla 5.5. Rigideces laterales del modelo Aoyama-Marco para distintas propuestas reglamentarias (Marco aislado dirección larga Y)

Condición o estado	Cortante basal (ton)	Δ azotea (mm)	Rigidez Teórica (ton/mm)	k teórica		Reglamento
				k exp. inicial	k exp. fluencia	
Sano	72.57	6.43	11.29	0.44	2.56	Ninguno
0.5 l vigas	72.57	9.82	7.39	0.29	1.68	RCDF
0.5 l v y 0.5 l c	72.57	10.11	7.18	0.28	1.63	RCDF
0.3 l v y 0.5 l c	72.57	14.64	4.96	0.19	1.13	AIJ
0.3 l v y 0.7 l c	72.57	14.44	5.03	0.19	1.14	AIJ

Y, de manera gráfica:

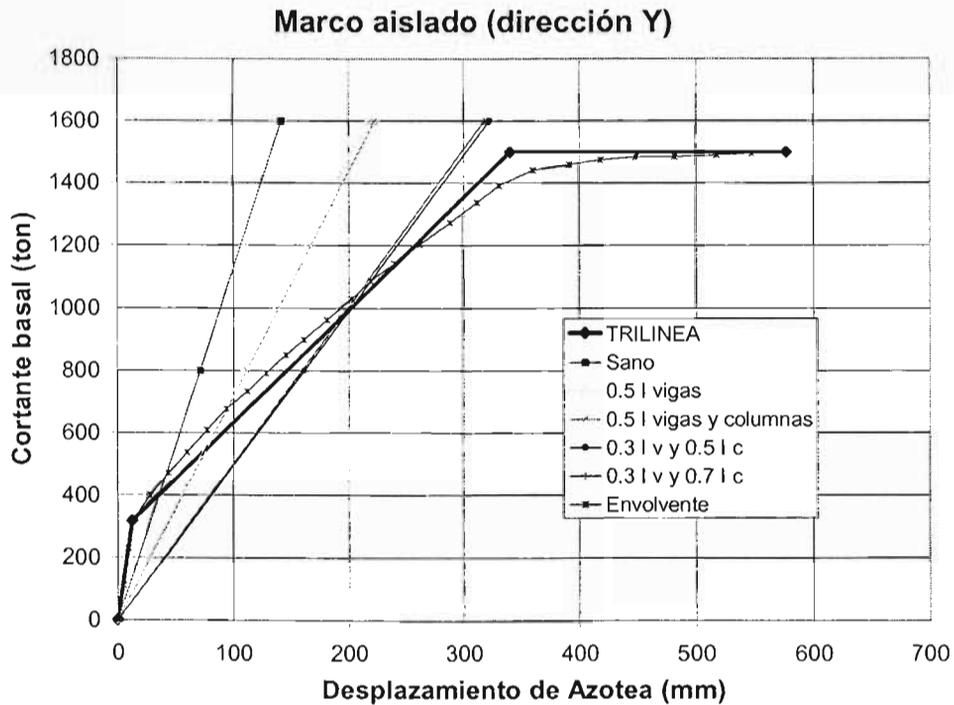


Figura 5.11. Comparación entre la rigidez obtenida con el modelo trilineal y las obtenidas con diferentes propuestas reglamentarias (dirección larga Y)

5.3.2 Modelo Aoyama-Marco, análisis del modelo tridimensional

El segundo caso que se considera para el modelo Aoyama-Marco consiste en el análisis de la estructura de manera tridimensional, lo cual resulta en la actualidad no muy complicado debido a que se cuenta con una herramienta de análisis de este tipo, como lo es el programa SAP2000. Como se mencionó anteriormente, el análisis de marcos aislados se realizó debido a que es una práctica comúnmente utilizada hasta la fecha en el medio de la ingeniería estructural cuando se desea un análisis más simple para una determinada estructura; por lo que la comparación de la información de ahí obtenida para ambos modelos será significativa para este estudio.

Al ingresar el modelo de manera tridimensional al programa este luce en la interfase como se muestra en la figura 5.12.

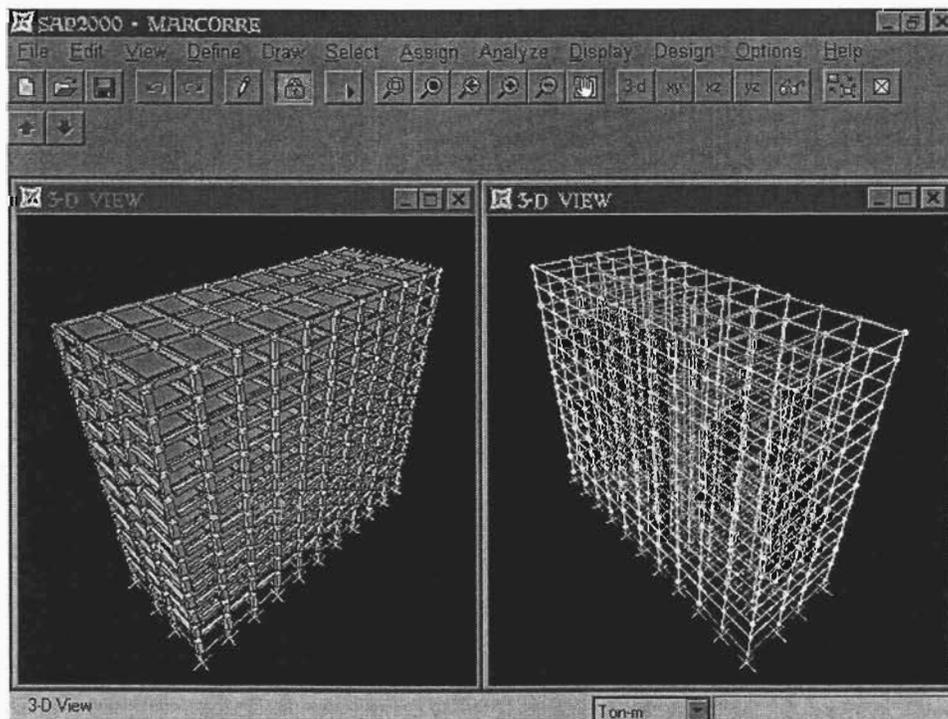


Figura 5.12. Interfase en el programa SAP2000 para el Modelo Aoyama-Marco tridimensional

Nuevamente se toma en cuenta modelo de diafragma flexible para el sistema de piso en la estructura, puesto que se considera más congruente con el comportamiento real de las estructuras (Tena, 1994 y Caballero, 1990).

Tabla 5.5. Rigideces laterales del modelo tridimensional Aoyama-Marco para las distintas propuestas reglamentarias

Dirección X (Corta)

Condición o estado	Cortante basal (ton)	Δ azotea (mm)	Rigidez Teórica (ton/mm)	$\frac{k \text{ teórica}}{k \text{ exp. inicial}}$	$\frac{k \text{ teórica}}{k \text{ exp. fluencia}}$	Reglamento
Sano	798.00	26.95	29.61	0.79	2.26	Ninguno
0.5 l vigas	798.00	41.87	19.06	0.51	1.46	RCDF
0.5 l v y 0.5 l c	798.00	43.65	18.28	0.49	1.40	RCDF
0.3 l v y 0.5 l c	798.00	62.17	12.84	0.34	0.98	AIJ
0.3 l v y 0.7 l c	798.00	60.92	13.10	0.35	1.00	AIJ

Dirección Y (Larga)

Condición o estado	Cortante basal (ton)	Δ azotea (mm)	Rigidez Teórica (ton/mm)	$\frac{k \text{ teórica}}{k \text{ exp. inicial}}$	$\frac{k \text{ teórica}}{k \text{ exp. fluencia}}$	Reglamento
Sano	290.00	7.44	38.98	0.38	2.21	Ninguno
0.5 l vigas	290.00	11.50	25.22	0.24	1.43	RCDF
0.5 l v y 0.5 l c	290.00	12.03	24.11	0.23	1.37	RCDF
0.3 l v y 0.5 l c	290.00	17.04	17.02	0.16	0.97	AIJ
0.3 l v y 0.7 l c	290.00	16.69	17.38	0.17	0.99	AIJ

De igual manera a como se procedió en los casos anteriores, se obtienen rigideces laterales para las distintas propuestas reglamentarias, las cuales consideran la disminución del momento de inercia en las secciones de los elementos estructurales producto del agrietamiento que se presenta en los mismos en el estado límite de servicio. A continuación se presenta en la tabla 5.5 un resumen de los resultados.

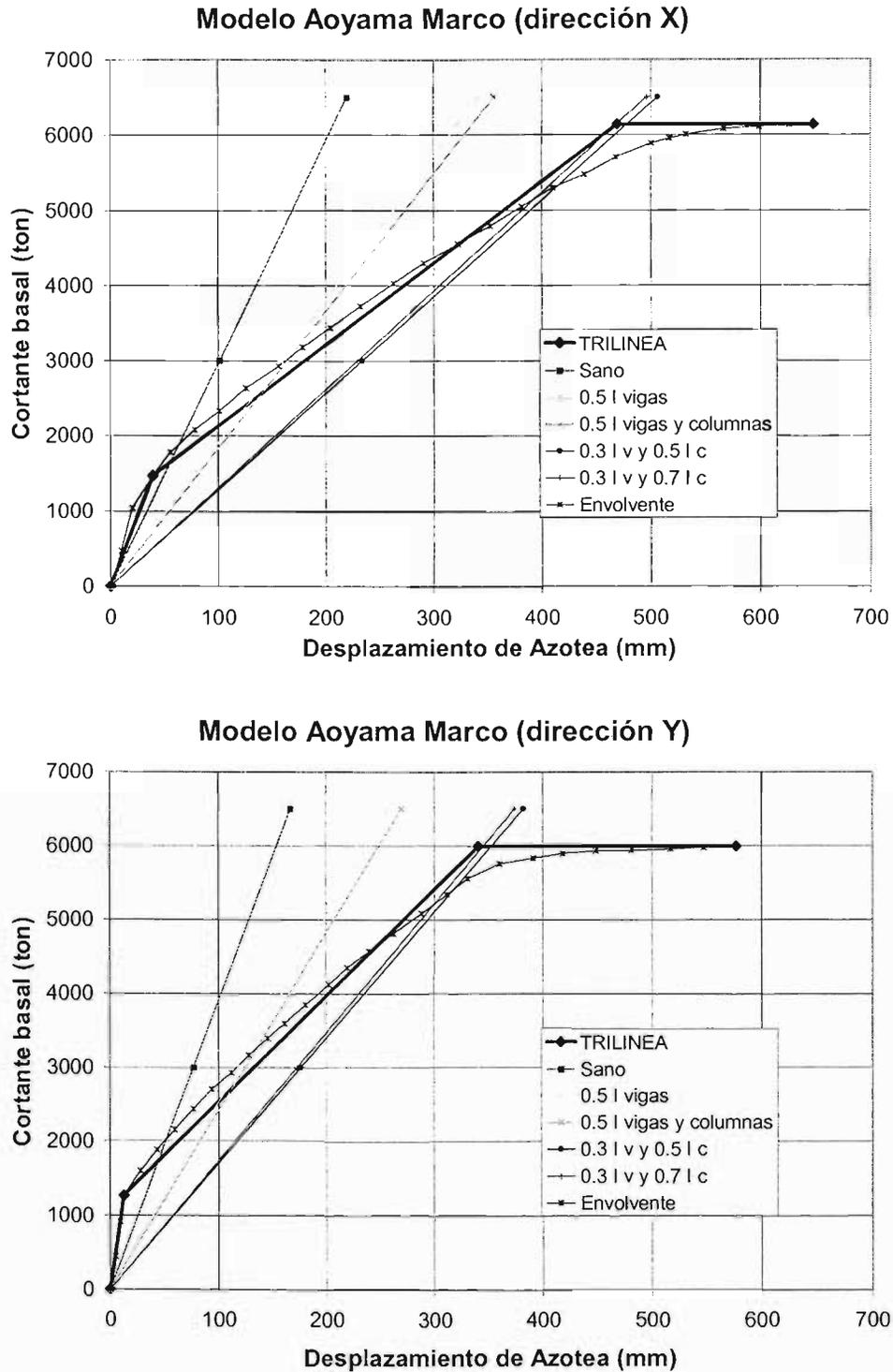


Figura 5.13. Rigideces obtenidas con diferentes propuestas reglamentarias para el modelo Aoyama-Marco tridimensional en sus dos principales direcciones ortogonales

Donde se pueden notar las diferencias que existen entre estos resultados derivados del modelo tridimensional y lo generados por los marcos aislados. Es claro que los valores de rigideces laterales varían, en cuanto a magnitud, debido a que en el primer caso la rigidez lateral del sistema es proporcionada por un solo marco aislado, mientras que en el modelo tridimensional esta rigidez es proporcionada por el conjunto de marcos en una determinada dirección. La curva de capacidad, producto del "Push-Over" y los valores de rigidez obtenidas analíticamente para este caso, se muestran gráficamente en la figura 5.13.

5.4 *Análisis del modelo Aoyama Marco-muro*

En esta parte se realizará el análisis del modelo marco-muro de Aoyama. Para este fin se cuenta con el resultado del análisis no lineal tipo Push-over en las dos principales direcciones de análisis (figura 5.14), a los cuales se les aplicó el ajuste trilineal descrito con anterioridad y que se resume en la tabla 5.6.

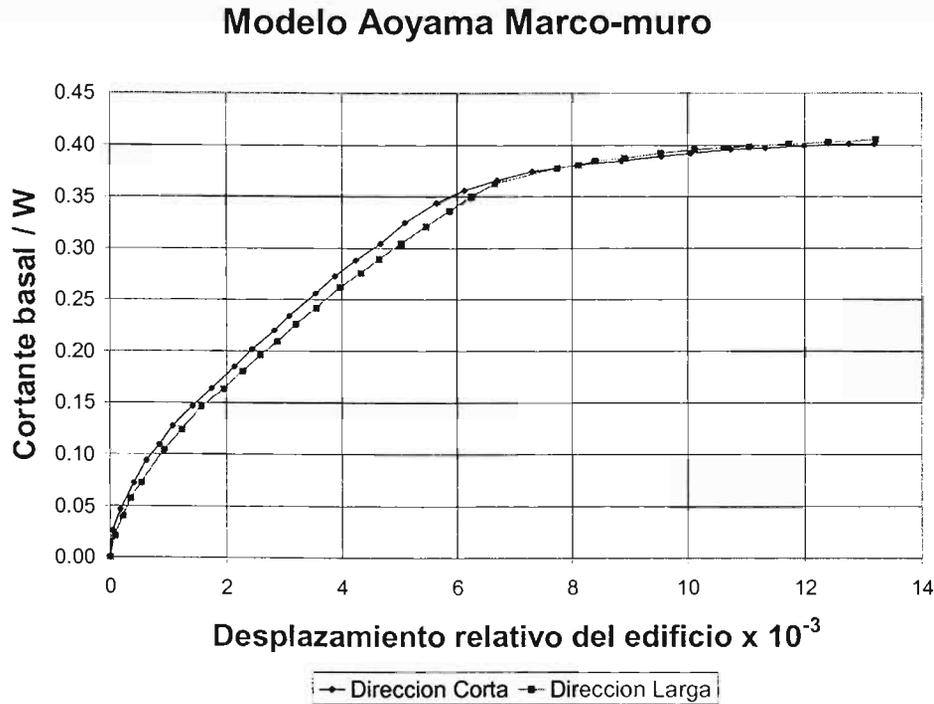


Figura 5.14. Respuesta de "empujón" del modelo Aoyama Marco-muro

Tabla 5.6. Características de respuesta del modelo Aoyama Marco-muro

Dirección X (Corta)

Condición	Nomenclatura	Cortante basal (ton)	Δ azotea (mm)	Experimental (ton/mm)
Inicial	Ko	1128.85	17.63	64.01
A la fluencia	Ky	5607.53	221.80	25.28
En la post-fluencia	Ku	6272.76	573.36	10.94

Dirección Y (Larga)

Condición	Nomenclatura	Cortante basal (ton)	Δ azotea (mm)	Experimental (ton/mm)
Inicial	Ko	1640.11	40.49	40.50
A la fluencia	Ky	5844.97	271.62	21.52
En la post-fluencia	Ku	6338.43	574.42	11.03

Para el modelo Aoyama Marco-muro, a diferencia del modelo anterior, solo se realizó el análisis estructural al modelo tridimensional, debido a que la presencia de muros hace que los marcos en una determinada dirección difieran..

Similarmente a los casos anteriores se ingresó el modelo al programa comercial de análisis estructurales y se realizaron los análisis para las distintas propuestas reglamentarias, los resultados se muestran en la tabla 5.7. y gráficamente en las figuras 5.14. La interfase en el programa de análisis estructural comercial del modelo Aoyama Marco-muro se muestra en la figura 5.15.

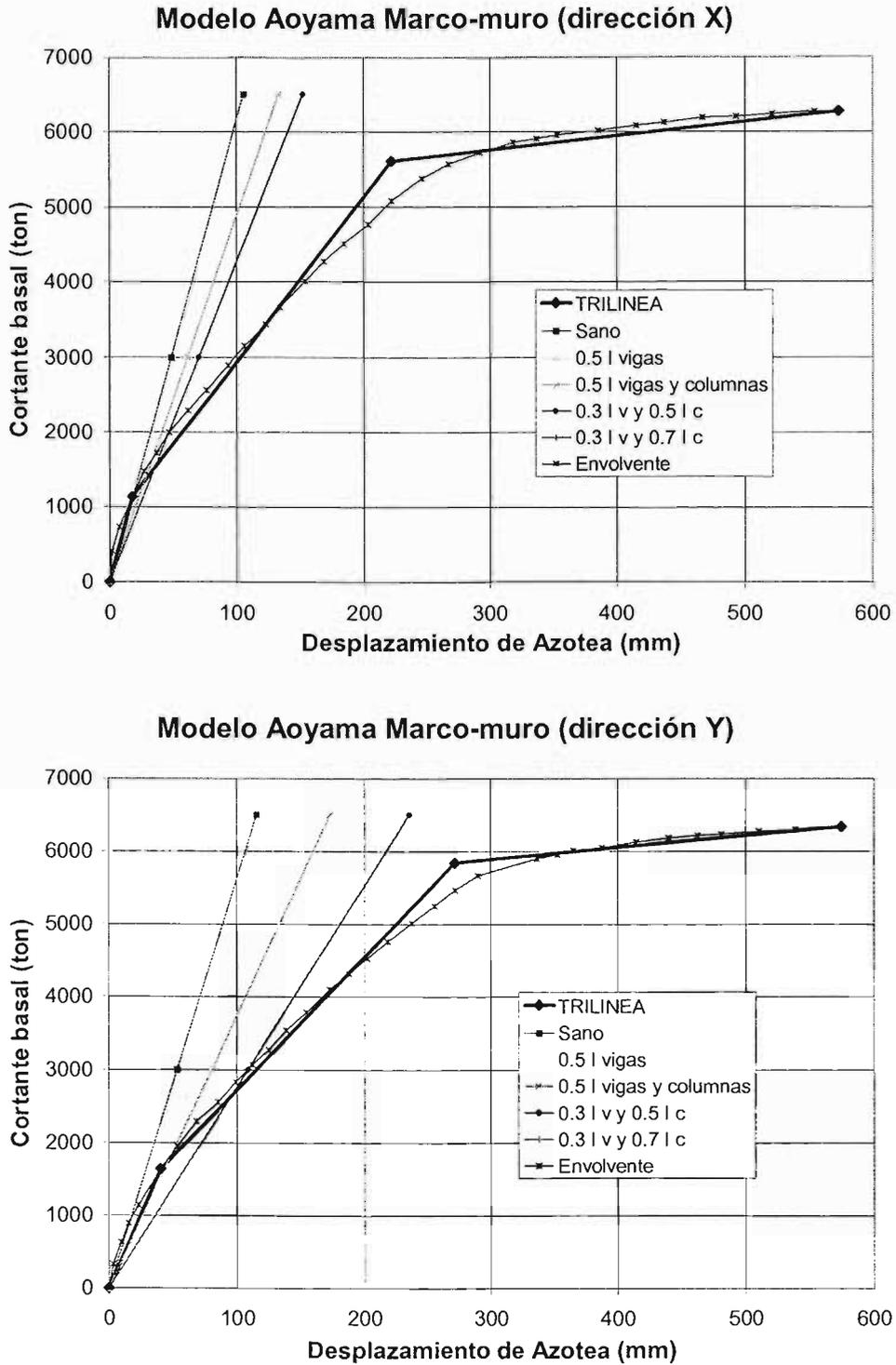


Figura 5.14. Rigideces obtenidas con diferentes propuestas reglamentarias para el modelo Aoyama Marco-muro en sus dos principales direcciones ortogonales

Tabla 5.7. Rigideces laterales del modelo tridimensional Aoyama Marco-muro para las distintas propuestas reglamentarias

Dirección X (Corta)

Condición o estado	Cortante basal (ton)	Δ azotea (mm)	Rigidez Teórica (ton/mm)	$\frac{k \text{ teórica}}{k \text{ exp. inicial}}$	$\frac{k \text{ teórica}}{k \text{ exp. fluencia}}$	Reglamento
Sano	720.00	11.69	61.59	0.96	2.44	Ninguno
0.5 l vigas	720.00	14.67	49.08	0.77	1.94	RCDF
0.5 l v y 0.5 l c	720.00	14.75	48.81	0.76	1.93	RCDF
0.3 l v y 0.5 l c	720.00	16.87	42.68	0.67	1.69	AIJ
0.3 l v y 0.7 l c	720.00	16.83	42.78	0.67	1.69	AIJ

Dirección Y (Larga)

Condición o estado	Cortante basal (ton)	Δ azotea (mm)	Rigidez Teórica (ton/mm)	$\frac{k \text{ teórica}}{k \text{ exp. inicial}}$	$\frac{k \text{ teórica}}{k \text{ exp. fluencia}}$	Reglamento
Sano	262.00	4.66	56.22	1.39	2.61	Ninguno
0.5 l vigas	262.00	6.95	37.70	0.93	1.75	RCDF
0.5 l v y 0.5 l c	262.00	7.00	37.43	0.92	1.74	RCDF
0.3 l v y 0.5 l c	262.00	9.51	27.55	0.68	1.28	AIJ
0.3 l v y 0.7 l c	262.00	9.48	27.64	0.68	1.28	AIJ

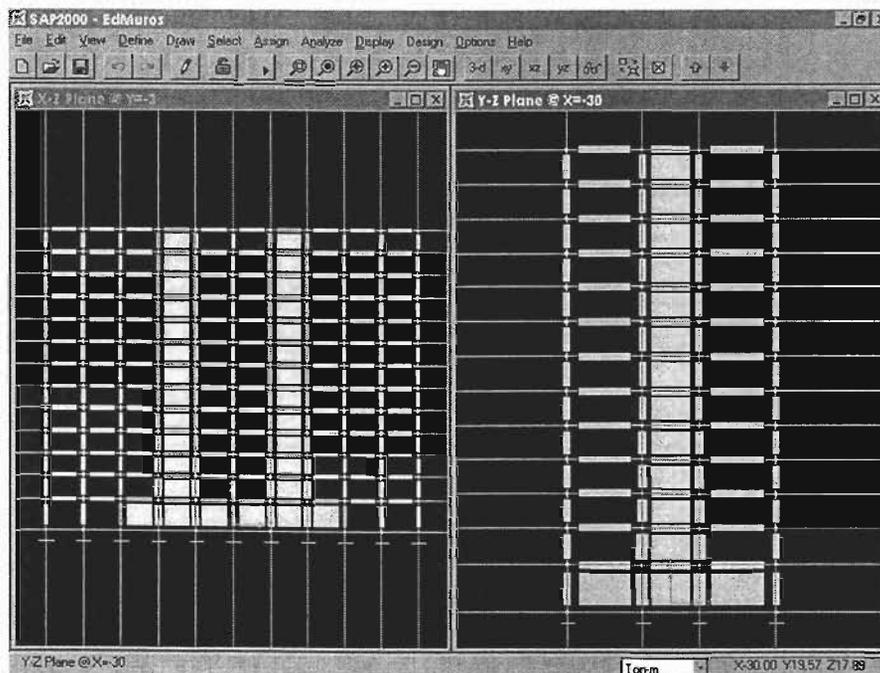


Figura 5.15. Interfase en el programa SAP2000 para el Modelo Aoyama marco-muro

5.5 *Análisis del modelo de siete niveles a escala natural (7NEC)*

El siguiente análisis se realizará para el modelo 7NEC. Como se describió anteriormente, este modelo cuenta con un muro de cortante de 20 cm de espesor de concreto reforzado en la dirección de la aplicación de la carga y en toda la altura de la estructura. Este muro proporciona la mayor parte de la rigidez lateral del modelo, como se podrá apreciar conforme se avance en este estudio. Al igual que con el Modelo CR, se conocen los resultados de las pruebas realizadas en laboratorio, que en este caso fueron muy diversas. Para fines del estudio se considerará la parte de la prueba llamada PSD3, que es de tipo cíclica reversible y ante la cual se realizó el ajuste trilineal explicado anteriormente, por medio del programa "Trilinea". A continuación se presenta los resultados en la figura 5.16 y en la tabla 5.8.

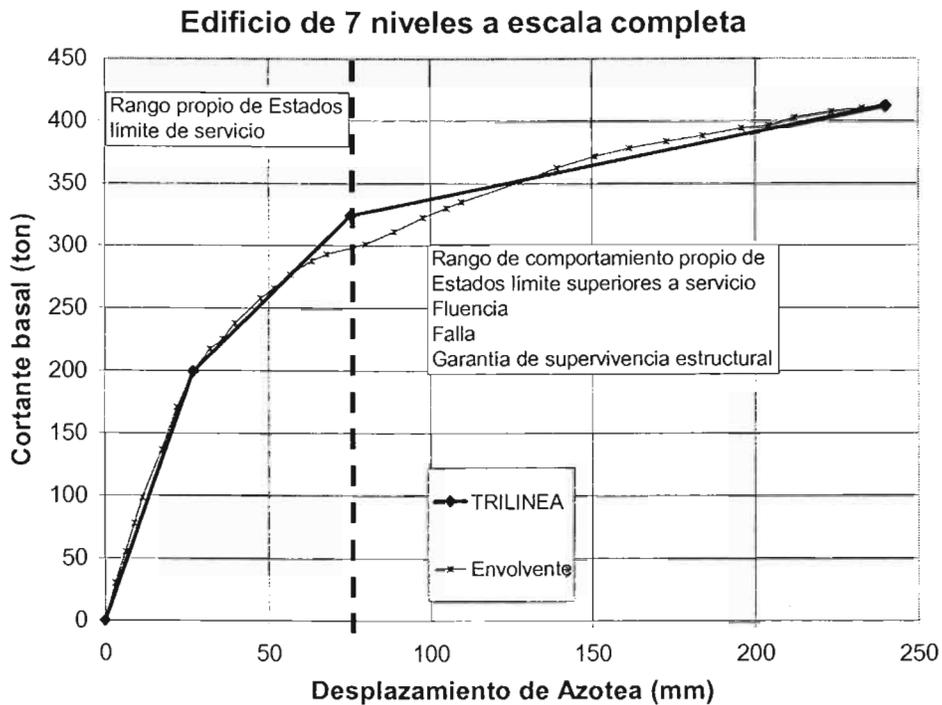


Figura 5.16. Ajuste trilineal para los resultados del modelo 7NEC

Tabla 5.8. Características de respuesta del modelo 7NEC

Condición	Nomenclatura	Cortante basal (ton)	Δ azotea (mm)	Rigidez Experimental (ton/mm)
Inicial	Ko	199.36	26.92	7.41
A la Fluencia	Ky	324.11	75.32	4.30
En la Post-fluencia	Ku	412.00	240.00	1.72

Para este modelo se plantearon también dos diferentes casos para su análisis, que son de interés desde el punto de vista del profesional de ingeniería estructural, pero en esta ocasión, se realizó en función de las propiedades deseadas para el muro de cortante con el que cuenta la estructura. Este doble planteamiento para el tratamiento del muro es debido a que este proporciona la mayor parte de la rigidez de la estructura y, por esta razón, los resultados dependen de un correcto modelado del muro. Los casos planteados fueron:

1. Análisis de la estructura con el muro modelado con un elemento tipo "Shell"
2. Análisis de la estructura con un modelo especial para el muro de cortante, constituido por elementos lineales

5.5.1 Análisis del modelo 7NEC con el muro modelado como elemento "Shell"

Para este caso, la estructura se ingresa al programa de análisis estructural normalmente y los muros simplemente se introducen como elementos "shell", los cuales se presentan ya como modalidad del programa SAP2000. En la figura 5.17 se muestra como luce el modelo en la interfase del programa.

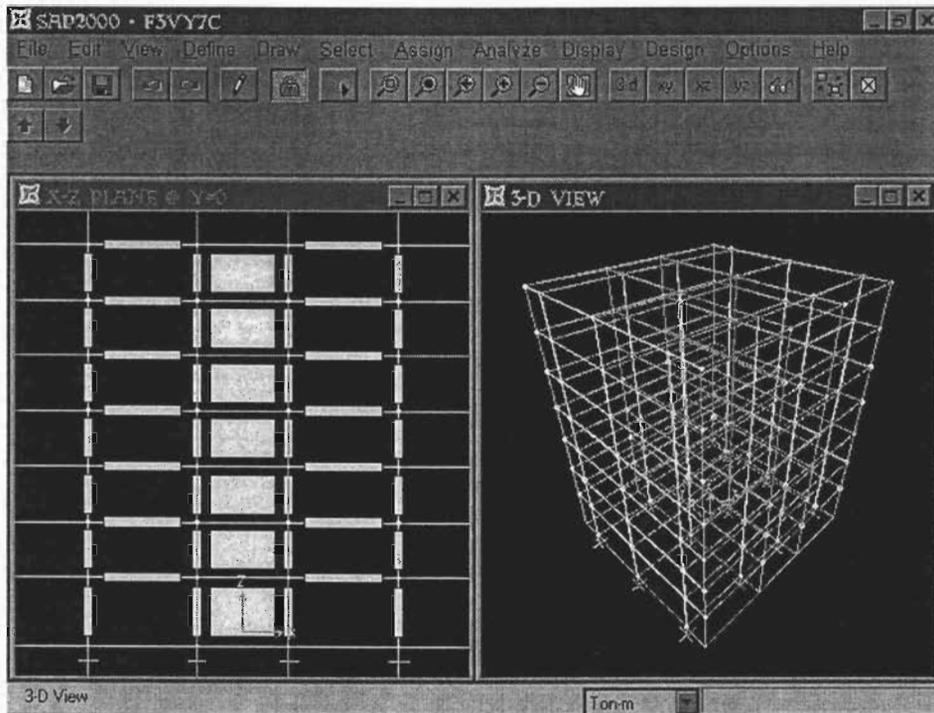


Figura 5.17. Interfase en SAP2000 para el Modelo 7NEC con muros tipo shell

Tabla 5.9. Rigideces laterales del modelo 7NEC con modelo del muro tipo "shell"

Condición o Estado	Cortante basal (ton)	Δ azotea (mm)	Rigidez Teórica (ton/mm)	k teórica	k teórica	Reglamento
				k exp. inicial	k exp. fluencia	
Sano	370.00	38.56	9.60	1.30	2.23	Ninguno
0.5 l vigas	370.00	45.00	8.22	1.11	1.91	RCDF
0.5 l v y 0.5 l c	370.00	45.05	8.21	1.11	1.91	RCDF
0.3 l v y 0.5 l c	370.00	48.93	7.56	1.02	1.76	AIJ
0.3 l v y 0.7 l c	370.00	48.91	7.56	1.02	1.76	AIJ

Las rigideces laterales obtenidas de igual manera que con los modelos anteriores, para diferentes propuestas reglamentarias para momento de inercia de los elementos estructurales, se muestran en la tabla 5.9 y gráficamente en la figura 5.18.

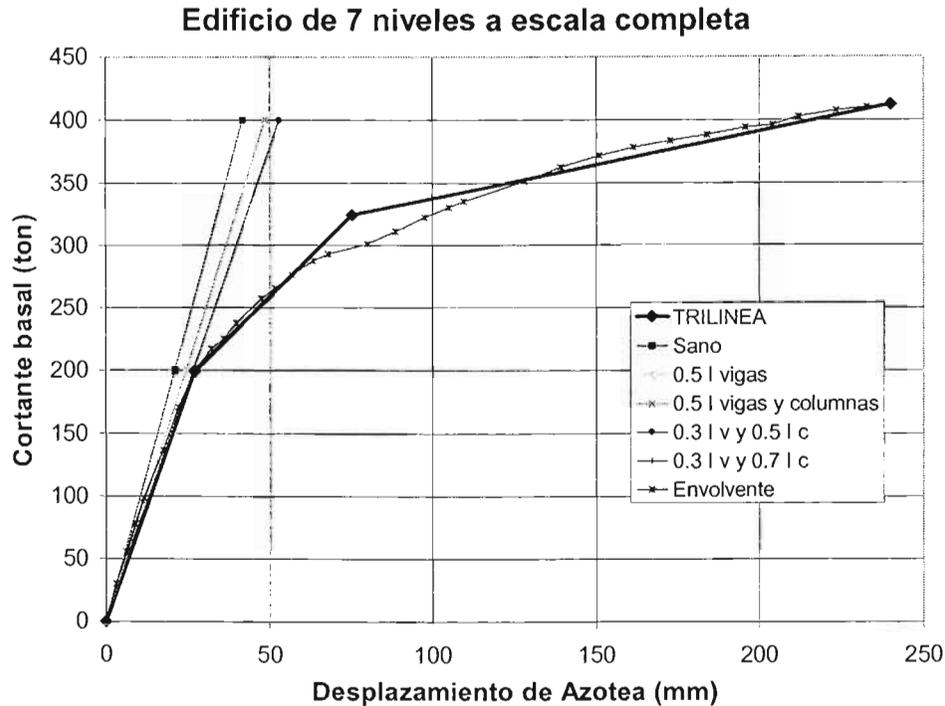


Figura 5.18. Comparación entre la rigidez experimental y las obtenidas con diferentes propuestas reglamentarias en condiciones de servicio para el modelo 7NEC

5.5.2 Análisis del modelo 7NEC con un modelo para el muro formado por tres elementos lineales

Para este análisis se planteó un modelo diferente para el muro, este se idealizó como un elemento estructural formado por tres sub-elementos lineales. El modelo es muy parecido al comúnmente conocido como columna ancha, solo que en este caso se sabe, de estudios anteriores hechos a este muro tipo de muros, que una parte importante de la rigidez a flexión con la que cuenta el muro se debe a los elementos de borde, o columnas que rodean al muro, por lo que fue necesario tomarlas en cuenta en el modelado del mismo. En la figura 5.19. se muestra un esquema de dicho modelo para el muro.

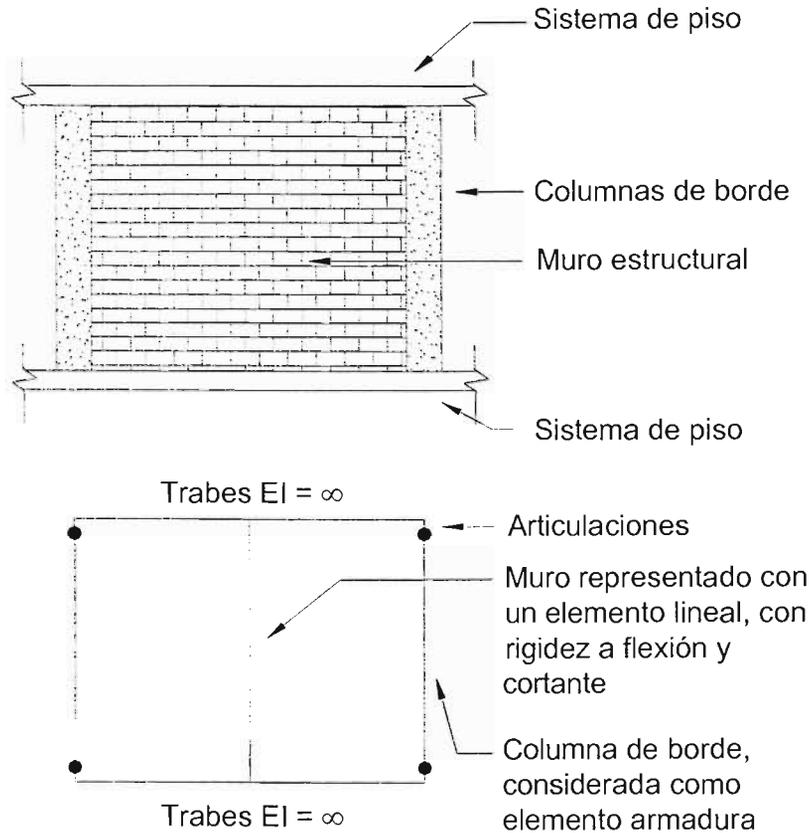


Figura 5.19. Modelo utilizado para representar el comportamiento del muro de cortante del modelo 7NEC

Los elementos exteriores representan a las columnas y trabajarán como elementos armadura, es decir, elementos que no pueden tomar momento flexionante independientemente, o lo que es lo mismo, articulados en sus extremos, sin embargo, es posible que tomen flexión funcionando como un par. Por esta razón estos elementos carecen de momento de inercia y solo trabajarán a fuerza axial. Por otra parte, el elemento central del modelo representa al muro de cortante y, por lo tanto, tiene las propiedades a flexión y cortante producto de la geometría del muro. Este elemento barra (elemento lineal a flexión, cortante y carga axial) tomará tanto momento flexionante así como fuerza cortante y carga axial. La mayor parte de la rigidez lateral del modelo es proporcionada por el muro, como se pudo constatar en el caso anterior, en donde al afectar las columnas de primer nivel en su momento de inercia no cambió significativamente la rigidez lateral de la

estructura en su conjunto, todo esto debido a que no se afectó el momento de inercia del muro en primer nivel por tratarse de un elemento tipo "shell". En este nuevo planteamiento, se tendrá la posibilidad de afectar el momento de inercia del muro en el primer nivel, debido a que este funciona en el modelo planteado como un elemento barra y por lo tanto se pueden modificar sus propiedades mecánicas y geométricas, cosa que no es posible con los elementos tipo "shell".

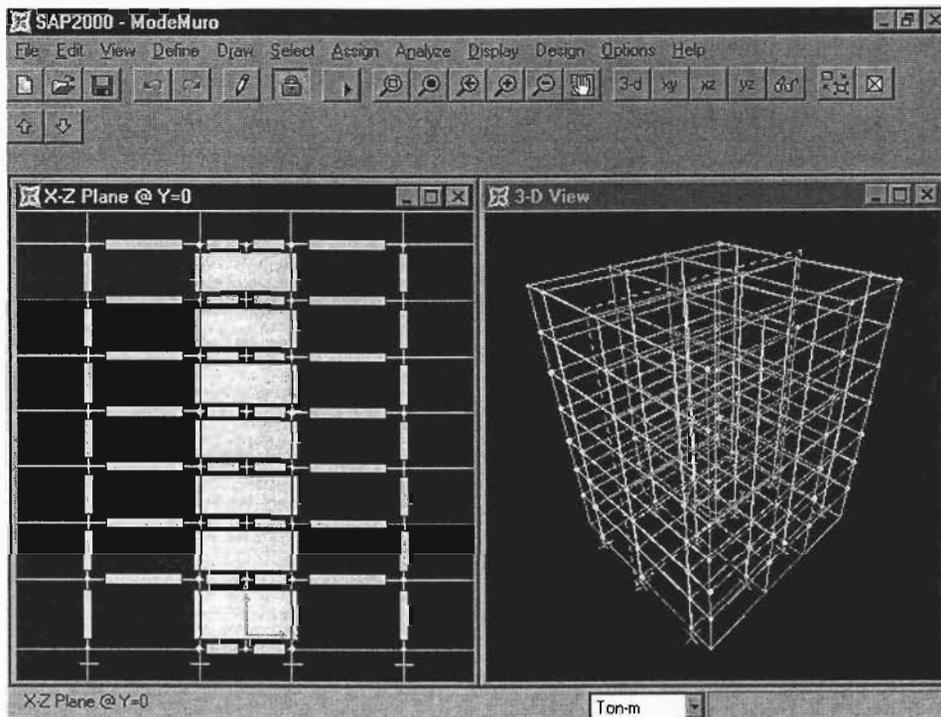


Figura 5.20. Interfase en el programa SAP2000 para el modelo 7NEC con muro formado por tres elementos lineales

Después de ingresar el modelo con la idealización para el muro antes mencionada, la estructura luce en la interfase como se muestra en la figura 5.20. Al aplicar el procedimiento ya mencionado para la determinación teórica de las rigideces, se obtiene la tabla 5.10 con las rigideces para las distintas propuestas reglamentarias, valores que gráficamente se observan en la figura 5.21.

Tabla 5.10. Rigideces laterales del modelo 7NEC con modelo de muro formado por tres elementos lineales

Condición o Estado	Cortante basal (ton)	Δ azotea (mm)	Rigidez Teórica (ton/mm)	$\frac{k \text{ teórica}}{k \text{ exp. inicial}}$	$\frac{k \text{ teórica}}{k \text{ exp. fluencia}}$	Reglamento
Sano	370.00	45.08	8.21	1.11	1.91	Ninguno
0.5 l vigas	370.00	52.43	7.06	0.95	1.64	RCDF
0.5 l v y 0.5 l c	370.00	58.71	6.30	0.85	1.46	RCDF
0.3 l v y 0.5 l c	370.00	64.14	5.77	0.78	1.34	AIJ
0.3 l v y 0.7 l c	370.00	60.62	6.10	0.82	1.42	AIJ

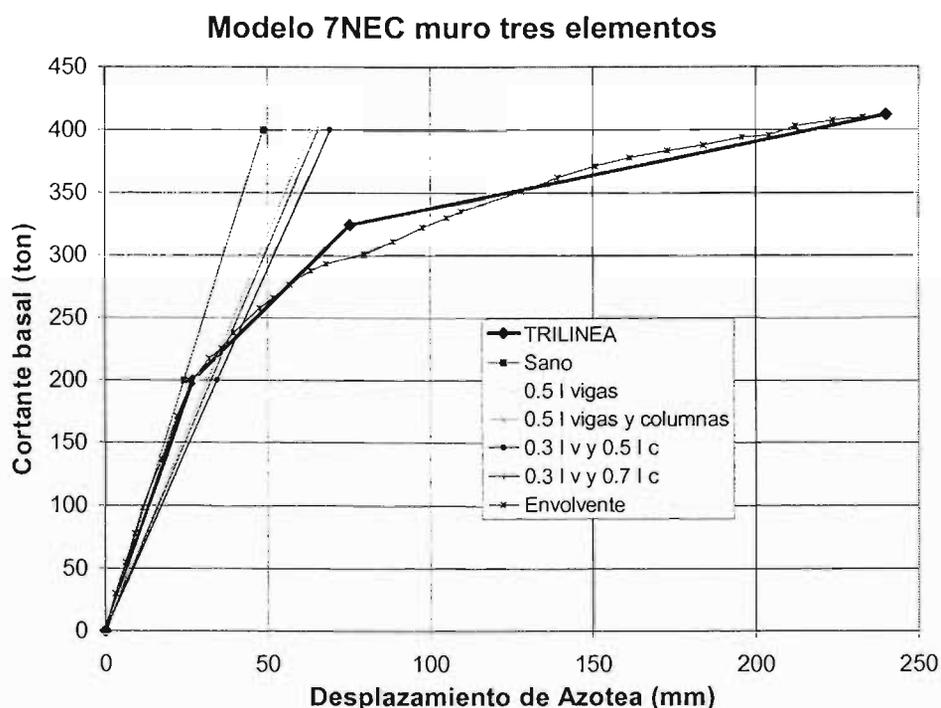


Figura 5.21. Comparación entre la rigidez experimental y las obtenidas con diferentes propuestas reglamentarias en condiciones de servicio para el modelo 7NEC

El comportamiento de la estructura en conjunto resulta ser muy similar al caso anterior, solo que para este nuevo caso, se observa la pérdida de rigidez esperada debido a que se manipularon las propiedades del muro en el primer nivel, como se acostumbra hacer en la práctica profesional con las columnas de primer nivel.

5.6 *Análisis del modelo de Chun-Man*

El siguiente modelo experimental que se analizará es el elaborado en la Universidad de Ciencia y Tecnología de Hong Kong por el Investigador Chun-Man, descrito en detalle en el capítulo anterior. Para este fin, se cuenta con la respuesta del modelo ante carga monotónica creciente en la prueba realizada en laboratorio, que se muestran gráficamente en la figura 5.22.

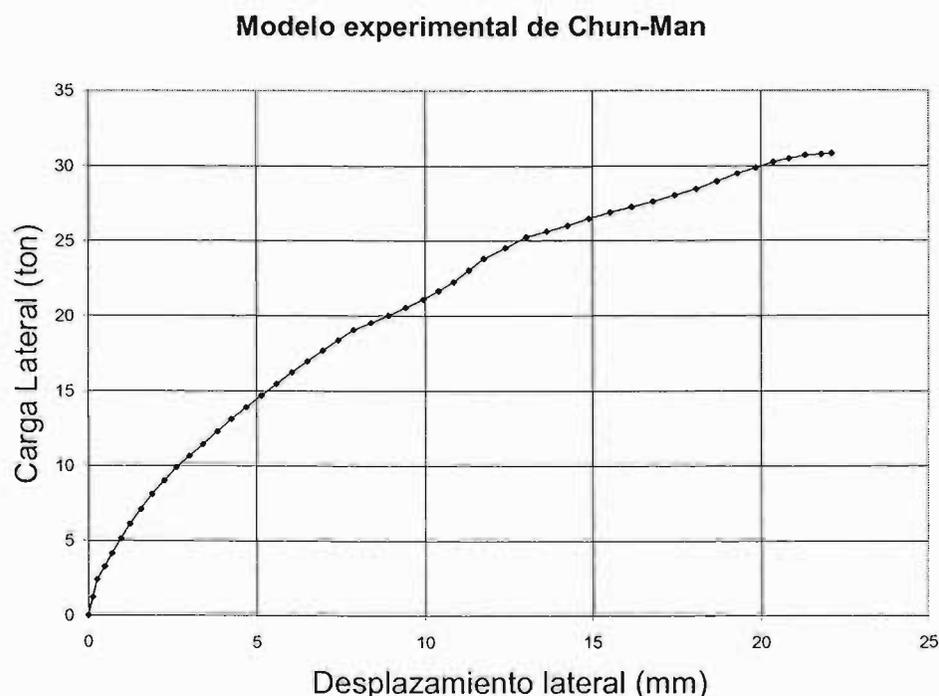


Figura 5.22. Resultados experimentales del modelo de Chun-Man

Este modelo representa un sistema estructural típico para resistir carga lateral en edificios altos de concreto reforzado, por lo que intenta simular parte de una edificación de este tipo. El modelo y el programa de prueba fueron constituidos principalmente para estudiar la degradación de resistencia que sufren las estructuras altas al agrietarse.

Al resultado de la prueba mostrada se les realizó el ajuste trilineal, descrito ya con anterioridad, con ayuda del programa "Trilinea", obteniéndose los resultados que se muestran gráficamente en la figura 5.23. y en la tabla 5.11.

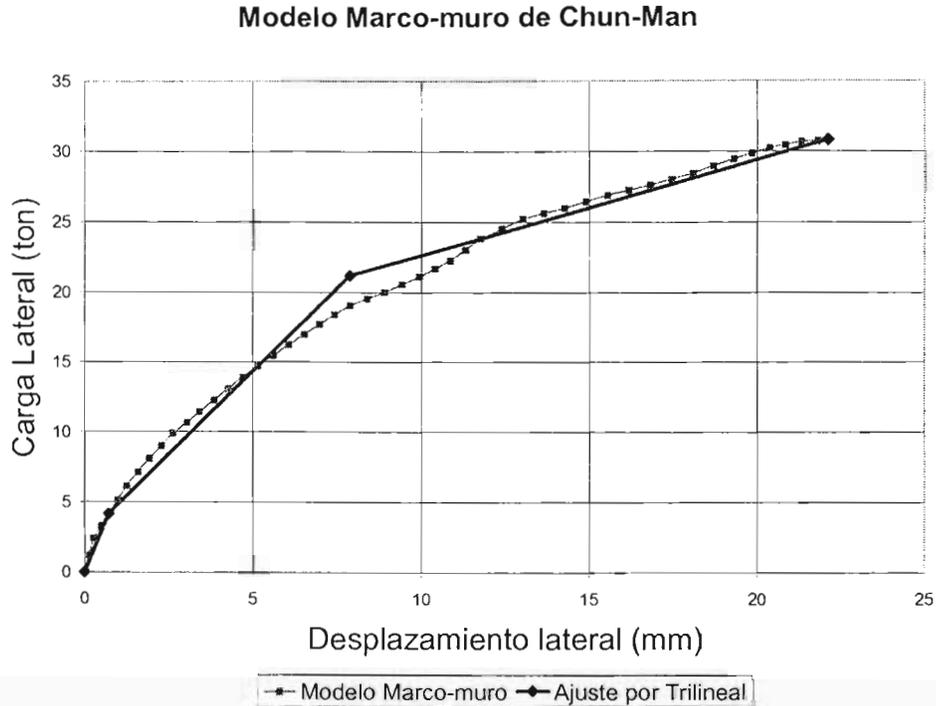


Figura 5.23. Ajuste trilineal de la prueba por medio del programa "Trilinea" para el modelo marco-muro de Chun-Man

Tabla 5.11. Características de rigidez lateral del modelo de Marco-muro de Chun-Man

Condición	Nomenclatura	Cortante basal (ton)	Δ azotea (mm)	Experimental (ton/mm)
Inicial	Ko	4.15	0.71	5.85
A la Fluencia	Ky	21.20	7.88	2.69
En la Post-fluencia	Ku	30.82	22.11	1.39

Ahora se procede a realizar los análisis estructurales del modelo. De nueva cuenta, los análisis estructurales se realizan de manera sistemática en el programa de análisis

estructural SAP2000. La interfase del modelo en el programa de análisis se muestra a continuación:

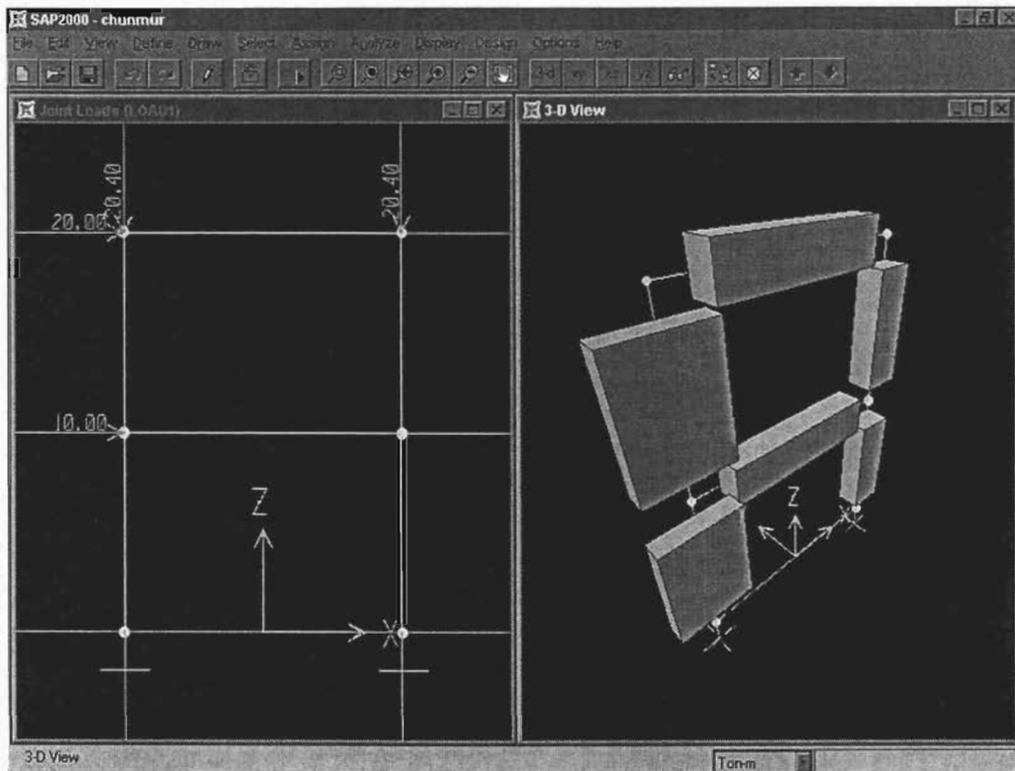


Figura 5.24. Interfase del modelo Marco-muro de Chun-man en el programa SAP2000.

Para este caso se decidió tomar al elemento muro, con el que cuenta el modelo descrito, como un elemento tipo barra, debido a que su ancho es relativamente corto (75 cm), por lo que no existe una diferencia significativa real al tomar al elemento estructural como muro o barra en el programa de elemento finito SAP2000.

A continuación se muestran gráficamente los resultados obtenidos de los análisis estructurales para las distintas propuestas reglamentarias:

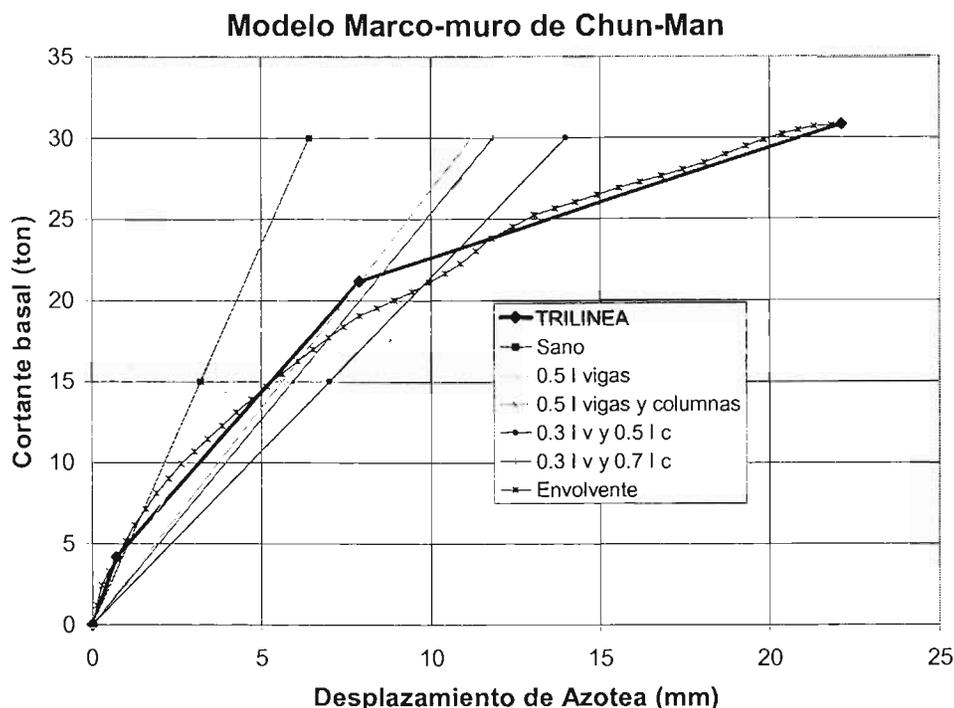


Figura 5.26. Comparación entre la rigidez experimental y las obtenidas con diferentes propuestas reglamentarias para el modelo de marco-muro de Chun-Man

Estas rigideces laterales, pueden resumirse en la tabla 5.13 para ser estudiadas posteriormente cuando se realice el estudio comparativo de rigideces laterales para los distintos modelos.

Tabla 5.13. Características de respuesta del modelo de marco-muro de Chun-Man

Condición o estado	Cortante basal (ton)	Δ azotea (mm)	Rigidez Teórica (ton/mm)	$\frac{k \text{ teórica}}{k \text{ exp. inicial}}$		Reglamento
				$k \text{ exp. inicial}$	$k \text{ exp. fluencia}$	
Sano	30.00	6.40	4.69	0.80	1.74	Ninguno
0.5 l vigas	30.00	8.25	3.64	0.62	1.35	RCDF
0.5 l v y 0.5 l c	30.00	11.19	2.68	0.46	1.00	RCDF
0.3 l v y 0.5 l c	30.00	13.98	2.15	0.37	0.80	AIJ
0.3 l v y 0.7 l c	30.00	11.83	2.54	0.43	0.94	AIJ

Hasta aquí se conoce el comportamiento de los modelos analíticos para las diferentes propuestas reglamentarias que se consideran, en lo que sigue, se discutirá el grado de aproximación a los resultados experimentales y analíticos, según corresponda, para cada modelo.

5.7 Análisis de las resistencias laterales, rigideces y desplazamientos para los modelos considerados

5.7.1 Análisis en estado límite de servicio

En esta parte se evalúa el grado de aproximación de la propuesta reglamentaria para análisis con los resultados experimentales y analíticos de los diferentes modelos en el intervalo de servicio. Para este fin se compara, para cada modelo, los resultados experimentales y analíticos con los valores resultantes de los análisis elásticos lineales considerando las diferentes propuestas.

Para un cierto nivel de carga, existirá un determinado desplazamiento presentado en la prueba experimental y, por otro lado, se puede calcular otro del análisis estructural realizado para diseño de la estructura. Una situación ideal sería que esos desplazamientos coincidieran en su totalidad para cualquier nivel de carga de servicio, sin embargo, esa condición no se presenta en la realidad debido al gran número de hipótesis y simplificaciones consideradas para diseño, a excepción de un solo punto dentro del intervalo de condiciones de servicio. Una relación entre el desplazamiento experimental y el obtenido del análisis elástico lineal, para un determinado nivel de carga dentro del intervalo de servicio para estructuras de concreto reforzado, puede obtenerse proponiendo la siguiente expresión:

$$ds = \frac{d_{real}}{d_{calculado}}$$

en donde:

d_{real}	desplazamiento "real" del modelo (experimental o analítico)
$d_{calculado}$	desplazamiento obtenido con un análisis elástico lineal
ds	factor de relación entre el desplazamiento real y el calculado en condiciones de servicio

Para fines de determinar un intervalo de servicio adecuado, en cuanto al nivel de carga se refiere, se considerarán valores de carga desde el punto de agrietamiento estructural hasta el punto de fluencia a nivel estructura, puntos que han sido calculados para cada modelo en apartados anteriores. Se consideró este intervalo como el de servicio debido a que la estructura se encuentra agrietada en su funcionamiento, y el límite superior en condiciones de servicio es la condición de fluencia a nivel estructural, por lo que el factor que indica el nivel de carga se calcula con la siguiente expresión:

$$Fs = \frac{(F - Fc)}{(Fy - Fc)}$$

en donde:

Fc	Nivel de carga asociado al punto considerado como de agrietamiento estructural
Fy	Nivel de carga asociado al punto considerado como de fluencia estructural
F	Nivel de carga en donde se desea conocer la relación de desplazamientos
Fs	Factor de relación cargas en condiciones de servicio

Aplicando las expresiones anteriores a los modelos estudiados, se obtienen diferentes patrones que relacionan los resultados "reales" con la propuesta teórica reglamentaria de análisis. Este comportamiento se observa de una manera más clara si se gráfica el factor de relación de carga contra el factor de relación de desplazamiento en condiciones de servicio para los diferentes modelos y propuestas reglamentarias.

Modelo CR

Para el modelo CR se observa el comportamiento mostrado en la figura 5.27. En el gráfico se observa que, en todos los casos, no existe una buena relación entre los desplazamientos reales y calculados, siendo en la gran mayoría de los casos mayor el desplazamiento real que el calculado, por lo que los análisis estructurales realizados para este modelo tiende a subestimar los desplazamientos. En todos los gráficos presentados para esta condición, la línea horizontal representa la unidad y, por lo tanto, los puntos en donde el desplazamiento real es igual al calculado con el análisis elástico lineal. Desde este punto de vista, los puntos por encima de esta línea serán producto de un análisis que subestima los desplazamientos, que resulta probablemente en un diseño con un nivel de seguridad inadecuado y, por el contrario, los que se encuentren por debajo de esta línea serán valores sobrestimados de desplazamiento, correspondientes a un diseño conservador.

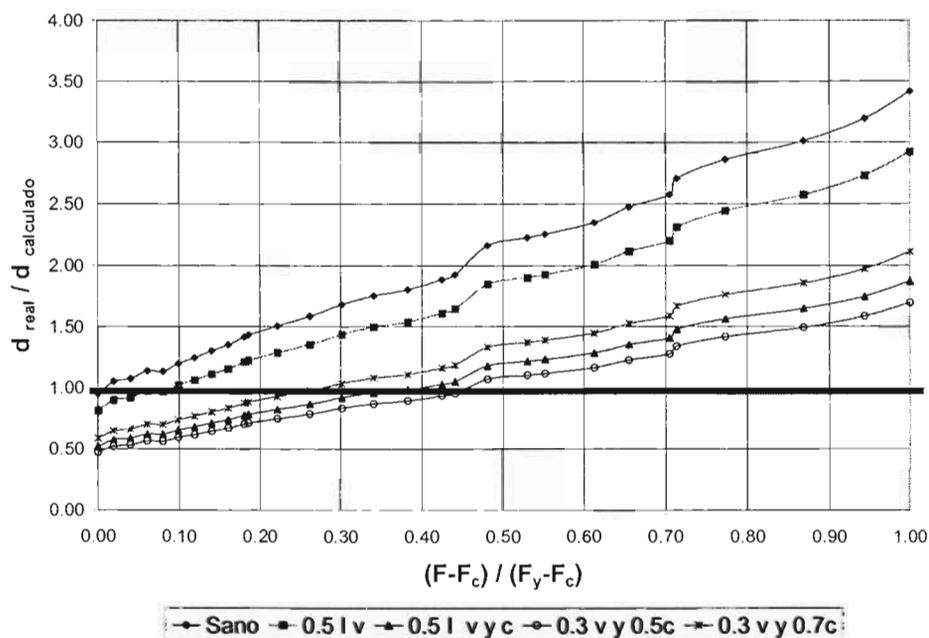


Figura. 5.27. Patrones de comportamiento del modelo CR en condiciones de servicio

Una medida de la aproximación de las diferentes propuestas a los valores reales puede obtenerse con el concepto de desviación media, representado con la siguiente expresión:

$$Dm = \frac{\sum_i^n (ds_i - 1)}{n}$$

En donde:

Dm	Desviación media para una determinada propuesta reglamentaria
ds_i	Factor de relación de desplazamientos en el punto i
n	Número de puntos considerados en el intervalo de servicio

Expresión en que la desviación se calcula con respecto al valor unitario de factor de relación de desplazamientos que representa la igualdad. De tal manera que si:

$Dm = 0$	Buena aproximación de la propuesta
$Dm < 0$	Propuesta en su mayoría conservadora
$Dm > 0$	Propuesta en su mayoría insegura

Por lo que la desviación media (Dm) es, en este caso, un indicador de la aproximación de la propuesta a los valores reales. Así, si la Dm de una determinada propuesta se acerca al valor de cero la propuesta se aproxima de buena manera en su valor medio al modelo. Por otro lado, si el signo de la Dm es negativo, se puede decir que la propuesta es en su mayoría conservadora, mientras que si la Dm es positiva, se puede decir que es en su mayoría insegura.

Para el caso del modelo CR, la propuesta que muestra una desviación media menor en valor absoluto es la propuesta número 3, correspondiente al RCDF con un valor de 0.032. Por otro lado la peor propuesta resulta ser, como se esperaba, la propuesta número 1 al no considerar degradación de rigidez en los elementos estructurales producto del agrietamiento.

Un resumen de las desviaciones medias calculadas para los modelos experimentales se muestra en la tabla 5.14 y, para modelos analíticos, en la tabla 5.15, las cuales serán analizadas más adelante. En las figuras se resaltan aquellas propuestas que presentaron mayor aproximación a los valores reales en cada modelo.

Tabla 5.14. Desviaciones medias calculadas para los modelos experimentales

Modelos Experimentales	Propuesta				
	1	2	3	4	5
Modelo CR	0.885	0.612	0.032	-0.065	0.163
Modelo 7NEC	0.820	0.560	0.558	0.434	0.435
Modelo 7NEC con modelo de muro especial	0.557	0.339	0.195	0.094	0.158
Modelo Marco-muro de Chun-Man	0.423	0.104	-0.186	-0.348	-0.230

Tabla 5.15. Desviaciones medias calculadas para los modelos analíticos

Modelos Analíticos	Propuesta				
	1	2	3	4	5
Aoyama Marco Tridimensional Dirección corta	0.757	0.131	0.085	-0.238	-0.223
Aoyama Marco Tridimensional Dirección larga	0.642	0.062	0.015	-0.283	-0.268
Aoyama Marco Marcos aislados Dirección corta	1.100	0.370	0.311	-0.092	-0.073
Aoyama Marco Marcos aislados Dirección larga	0.901	0.245	0.209	-0.165	-0.153
Aoyama Marco-muro Dirección corta	0.969	0.569	0.560	0.364	0.367
Aoyama Marco-muro Dirección larga	1.119	0.421	0.411	0.038	0.042

Modelo 7NEC

Un comportamiento similar se presenta en el modelo de siete niveles a escala natural (7NEC). Para el modelo analítico con un muro formado por un elemento "shell" (figura 5.28) se subestiman los valores de desplazamiento en todos los casos pero no con un crecimiento tan marcado de error como en el modelo anterior, siendo el factor de relación de desplazamiento mayor de aproximadamente 2.5 en el más inseguro de los casos. En este modelo se presentó la desviación media más acertada con un valor de 0.434 en la propuesta número 4, correspondiente al código neozelandés. Cabe señalar que la propuesta que en todos los modelos considerados en este trabajo arroja las desviaciones medias más altas y, por lo tanto menos acertadas, es la propuesta número 1 puesto que no considera pérdida de rigidez en elementos estructurales.

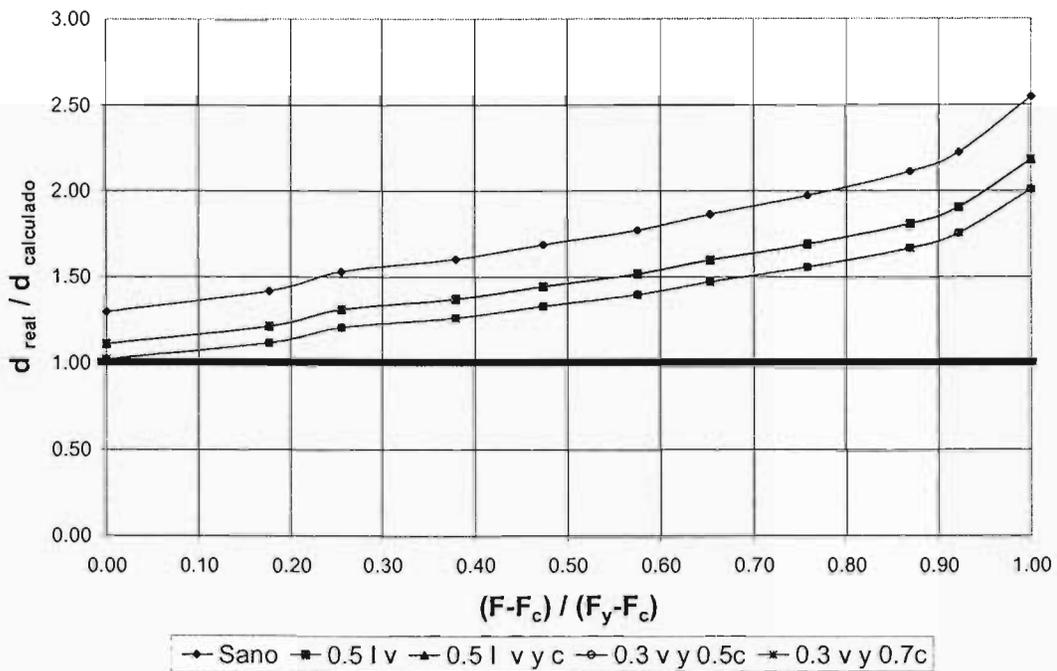


Fig. 5.28. Patrones de comportamiento del modelo 7NEC en condiciones de servicio

Por otro lado, para el caso alternativo de muro formado por tres elementos lineales de este mismo modelo (figura 5.29), se observa una mejor correlación para niveles de carga bajos y

se incrementa en forma similar que en el caso anterior hasta un valor máximo de aproximadamente 2.2, pero con la diferencia de que las propuestas son más dispersas, producto de considerar degradación de rigidez en el muro de cortante. En este caso la propuesta con una desviación media menor en valor absoluto es nuevamente la número 4, con un valor de 0.094.

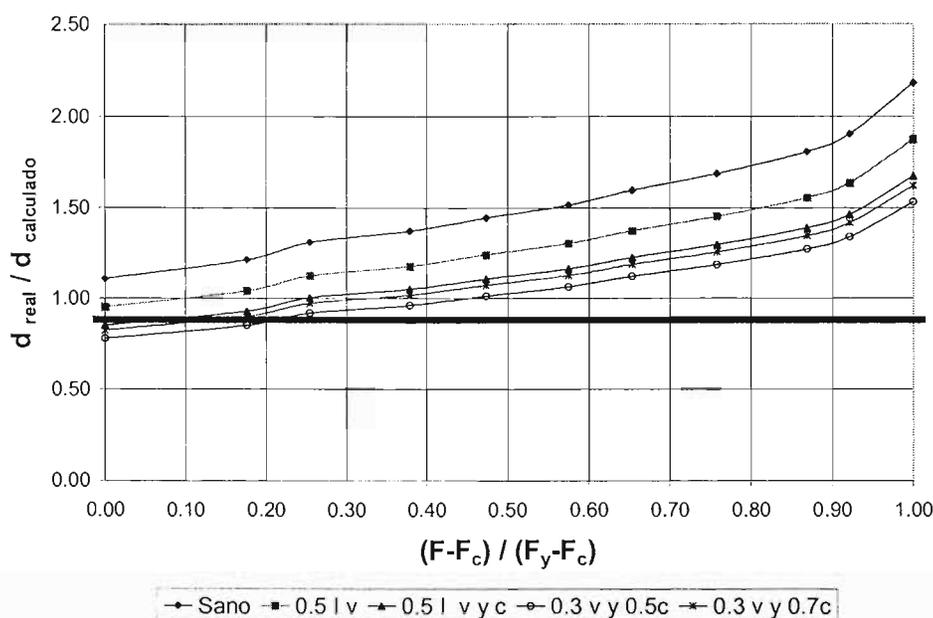


Fig. 5.29. Patrones de comportamiento del modelo 7NEC con muro de tres elementos

Modelo de Chun-Man

Otros caso revisado es el modelo de Chun-Man. El modelo de Chun-Man tipo marco-muro (figura 5.30) presenta una tendencia muy regular. Se observa que se sobrestiman los valores para niveles de carga cercanas al agrietamiento con un factor mínimo de aproximadamente 0.4 y se subestiman para niveles cercanos a la fluencia con un valor máximo cercano a 1.9, pero todas las propuestas cuentan con un intervalo relativamente aceptable en que se aproximan a la unidad. En este modelo rige la propuesta número 2 con un valor de desviación media de 0.104 como el mejor de los casos, correspondiente a la propuesta del RCDF y sus NTC-S.

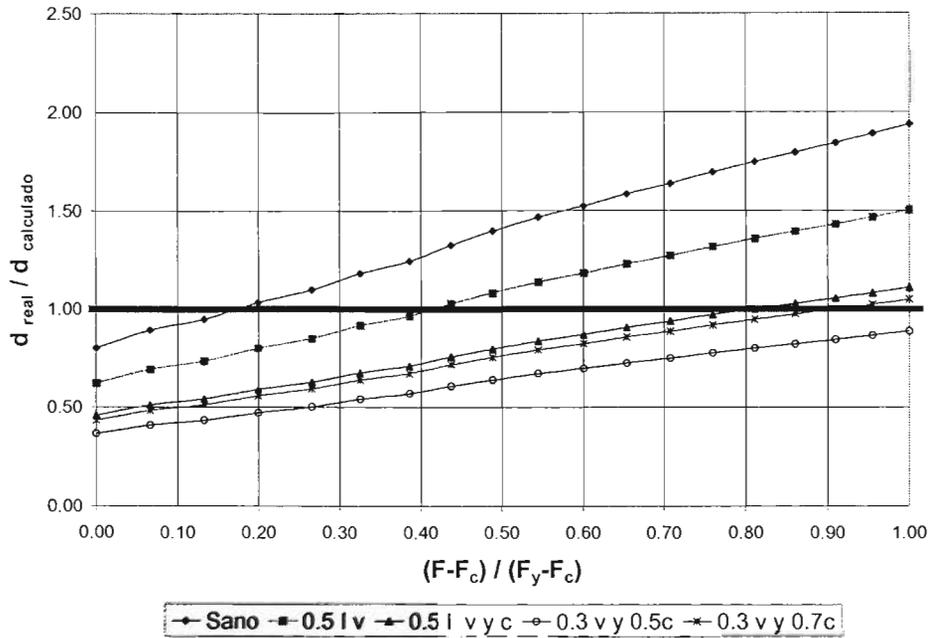


Fig. 5.30. Patrones de comportamiento del modelo marco-muro de Chun-Man en condiciones de servicio

Modelo Aoyama-marco, modelo tridimensional

A continuación se presentan los gráficos correspondientes al modelo Aoyama-marco tridimensional (figuras 5.31). En el modelo Aoyama-marco se puede notar que la relación teórico-experimental para las diferentes propuestas reglamentarias es buena en algunas partes dentro del intervalo de servicio. En el gráfico se puede notar que todas las líneas cruzan la línea marcada en la unidad, por lo que en ese punto los desplazamientos experimentales y teóricos coinciden. Es claro que el mejor intervalo de aproximación para las diferentes propuestas se encuentra cerca del cruce con esta línea y que cada una se realiza en diferente nivel de carga, pero la mejor propuesta puede considerarse como aquella que se aleja menos de la unidad en todo el intervalo, por lo que el valor de la desviación media puede darnos una idea de esta tendencia. Para ambas direcciones ortogonales la mejor aproximación la muestra la propuesta número 3, correspondiente al RCDF con un valor de desviación media de 0.085 en dirección corta y 0.015 en dirección larga.

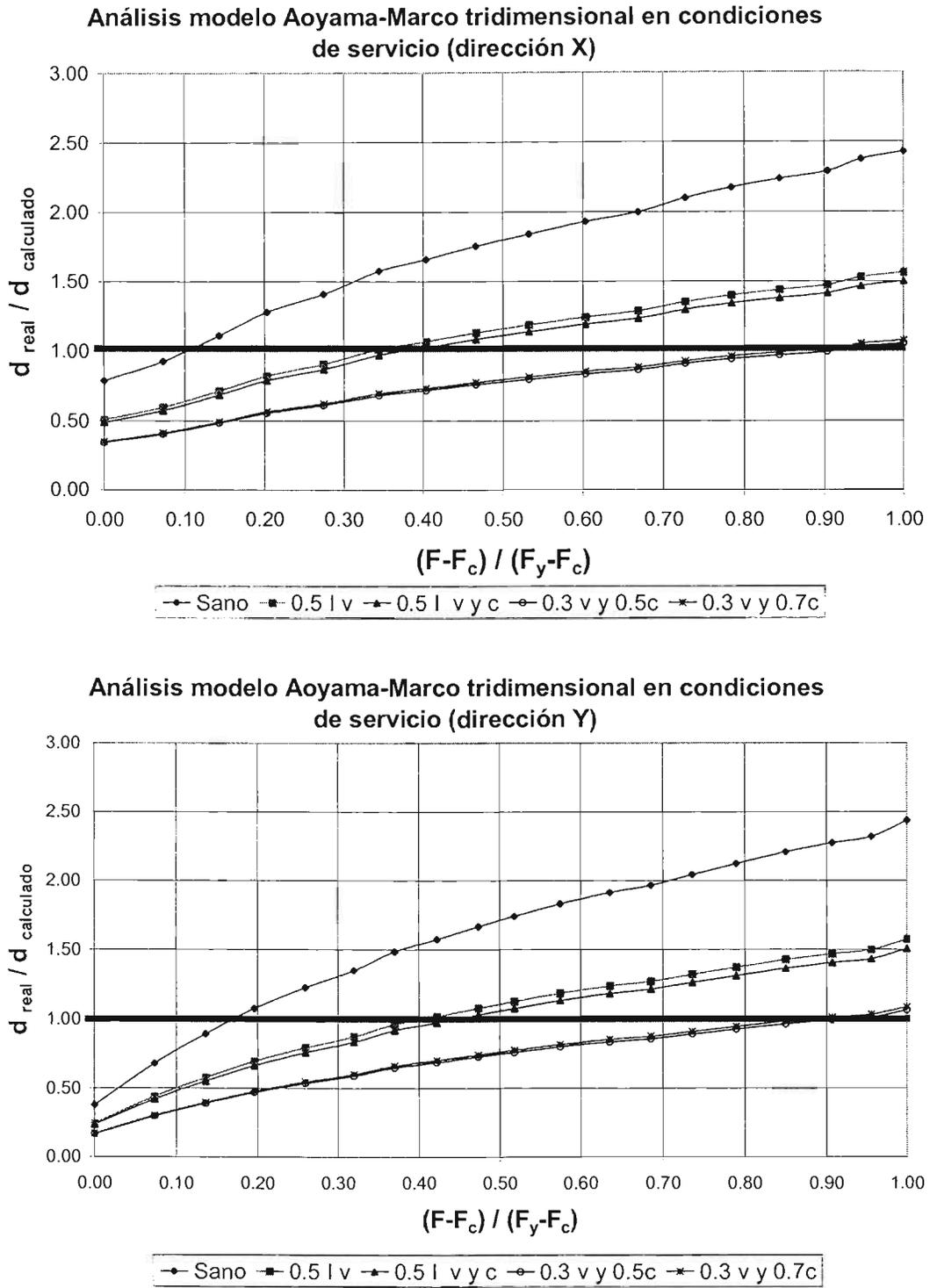


Fig. 5.31. Diferentes patrones de comportamiento del modelo Aoyama-marco tridimensional en condiciones de servicio

Modelo Aoyama-marco, análisis de marcos aislados

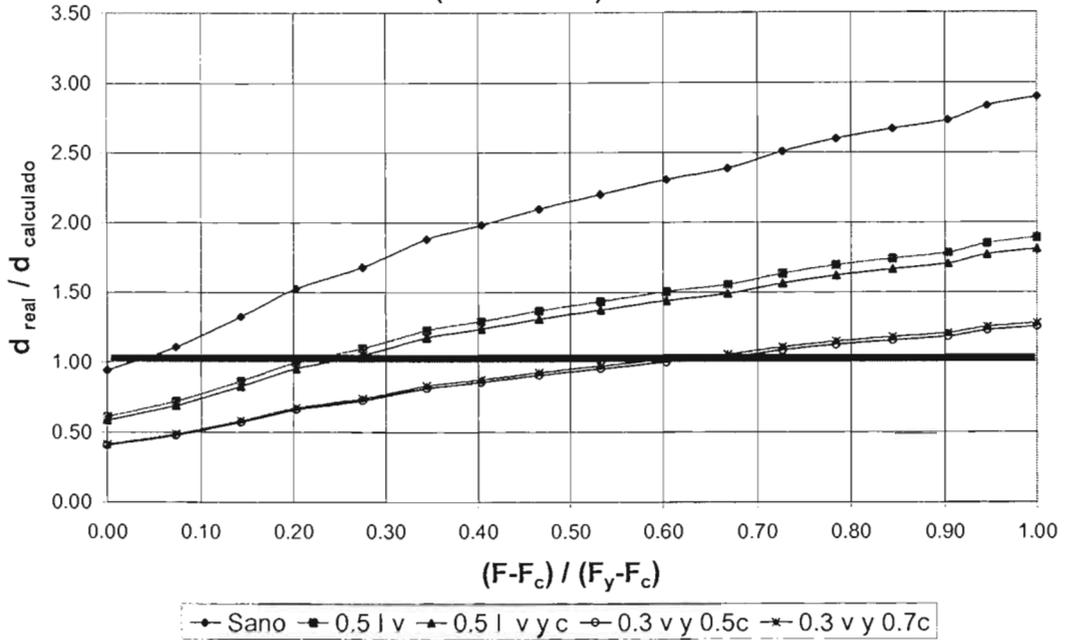
En el modelo Aoyama-marco la relación para el caso de marcos aislados es bastante aproximada para niveles de carga relativamente bajos. Se puede observar que en la parte izquierda de los gráficos (figuras 5.32) se sobrestiman los valores de desplazamiento, mientras que en la parte derecha, es decir, para niveles de carga mayores, se subestiman los desplazamientos desde que se cruza la línea de la unidad y cada vez la diferencia es mayor hasta que se alcanza el nivel de fluencia estructural. En los gráficos correspondientes a este modelo, se observa que se llega a alcanzar un valor de factor de relación de desplazamiento cercano a 3.7 en el más inseguro de los casos. Para el marco aislado en dirección corta la desviación media que mejor se ajusta es la que proporciona la propuesta número 5 con un valor absoluto de 0.073 el cual presenta un signo negativo, por lo que la propuesta es, en su mayoría, insegura. En el caso del marco en dirección larga. La desviación más aproximada es nuevamente la número 5 la cual cuenta con un valor de -0.153, por lo que esta propuesta resulta insegura en la mayor parte del intervalo de servicio.

Modelo Aoyama marco-muro

**ESTA TESIS NO SALI
DE LA BIBLIOTECA**

Finalmente se presentan los resultados correspondientes al modelo Aoyama marco-muro. En los gráficos presentados para este modelo (figuras 5.33) se observa una gran dispersión entre los datos producto de un análisis lineal y los generados por el Push-over, presentándose factores de relación de desplazamiento próximos a 3 en el peor de los casos. Cabe señalar que existen propuestas que se aproximan mucho entre sí al grado de sobreponerse, debido a que no existe diferencia apreciable en las propuestas que consideran pérdida de rigidez en columnas de primer nivel y las que no, producto de que la mayor parte de la rigidez en algunos modelos es proporcionada en mayor parte por muros, ingresados al programa de análisis estructural como elementos tipo "shell". Para este modelo la propuesta que más se aproxima en dirección corta es la número 4 con un valor de D_m de 0.364, considerada como conservadora debido al signo positivo que presenta su desviación media. Por otro parte, el modelo en su dirección larga se aproxima en mejor forma nuevamente con la propuesta 4, con un valor de desviación media de 0.038.

**Análisis para marcos aislados en condiciones de servicio
 (dirección X)**



**Análisis para marcos aislados en condiciones de servicio
 (dirección Y)**

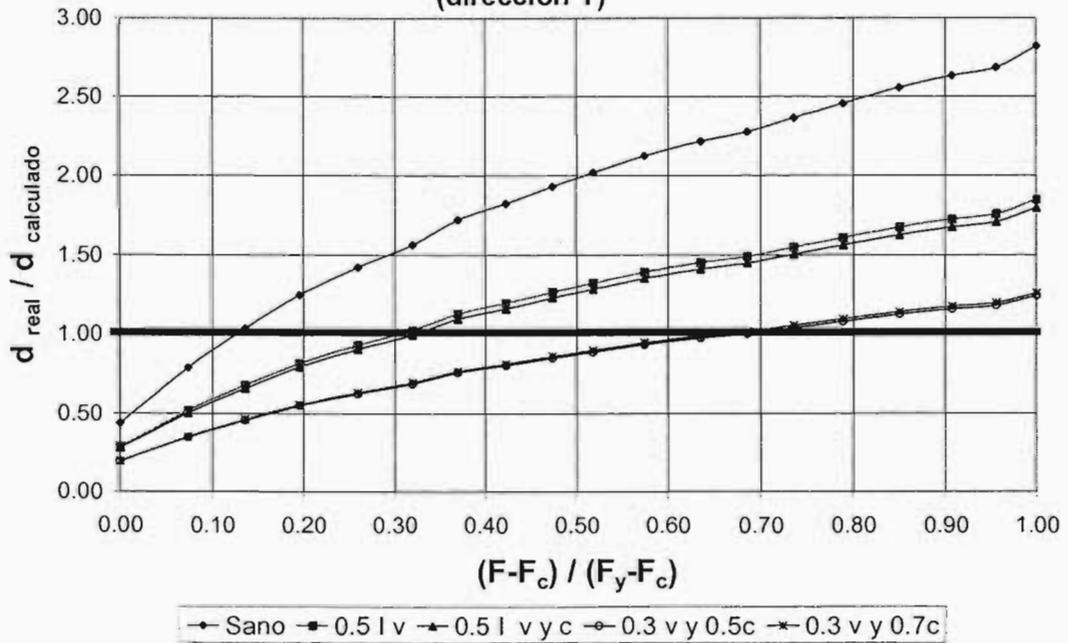
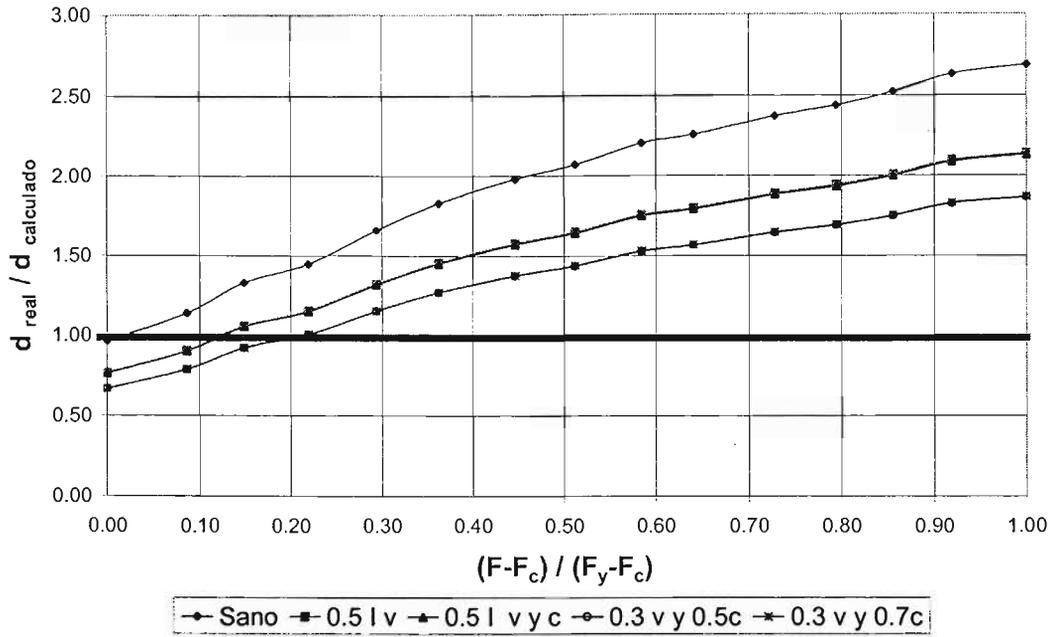


Fig. 5.32. Diferentes patrones de comportamiento del modelo Aoyama-marco en condiciones de servicio

Análisis modelo Aoyama marco-muro en condiciones de servicio (dirección X)



Análisis modelo Aoyama marco-muro en condiciones de servicio (dirección Y)

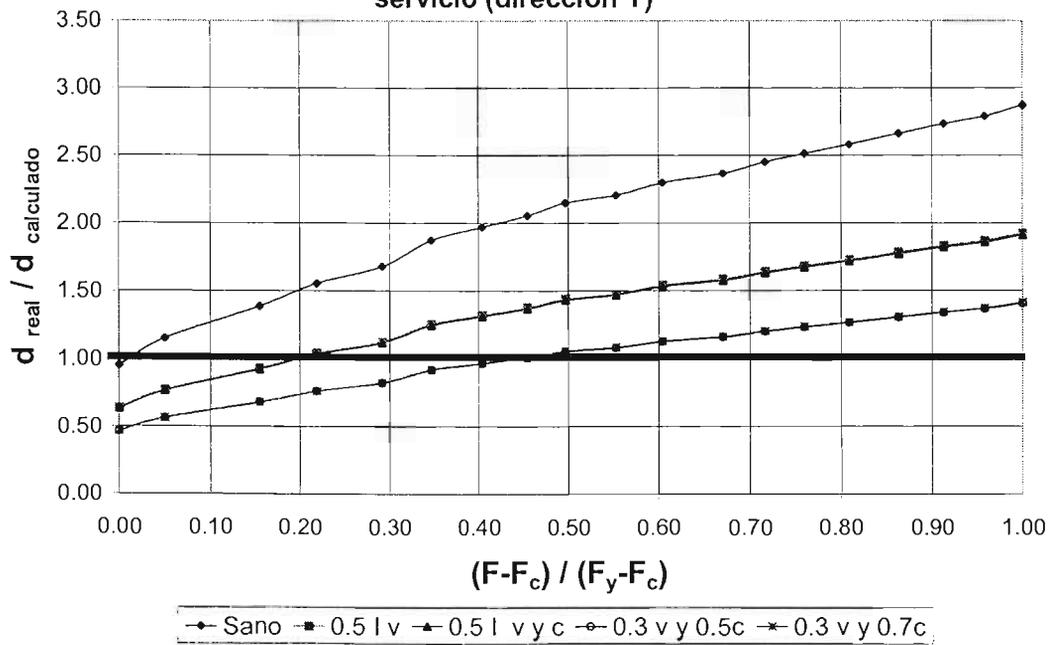


Fig. 5.33. Diferentes patrones de comportamiento del modelo Aoyama marco-muro en condiciones de servicio

Resultaría optimista esperar que la propuesta reglamentaria con la que se cuenta se aproxime en gran medida a lo presentado en la realidad, debido a que el reglamento actual cuenta con una propuesta simplificada de tipo lineal, lo cual es un comportamiento que no se manifiesta en la realidad presentándose no-linealidad desde los primeros niveles de carga. Sin embargo, de este estudio para algunos modelos presentados en la literatura, se puede apreciar que existen intervalos en que la propuesta reglamentaria lineal es suficientemente aproximada y, tomando en cuenta que se trata de un análisis relativamente simple, se puede considerar para calcular desplazamientos aproximados a los presentados en la realidad.

5.7.2 Análisis en estado límite de falla

Otro de los aspectos que deben revisarse, quizás el de mayor importancia en la mayoría de los códigos vigentes actualmente, es la condición de falla. Existen diferentes niveles de desplazamiento recomendados por la reglamentación actual para evitar daño y la posible falla estructural. El Reglamento de construcciones para el D.F. expone, en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, lo siguiente:

"Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las acciones sísmicas, calculados con alguno de los métodos de análisis sísmico, no excederán 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o éstos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones. En tal caso, el límite en cuestión será de 0.012. El desplazamiento será el que resulte del análisis con las fuerzas sísmicas reducidas, multiplicado por el factor de comportamiento sísmico, Q ."

Para fines de este estudio, se revisarán la ductilidad que se presenta en los diferentes modelos para desplazamientos relativos de entrepiso de 0.006, 0.010 y 0.012, considerando éstos como la condición última que se acepta y presenta en la estructura. De tal manera que

existirá una determinada ductilidad, y por lo tanto un factor de comportamiento sísmico, asociado en cada uno de los modelos para las diferentes condiciones revisadas.

Para ilustrar este procedimiento, se considera el modelo 7NEC. En la figura 5.34 se muestran los desplazamientos característicos para cada una de las condiciones últimas consideradas, además de la curva de capacidad del modelo y la curva de comportamiento elástico.

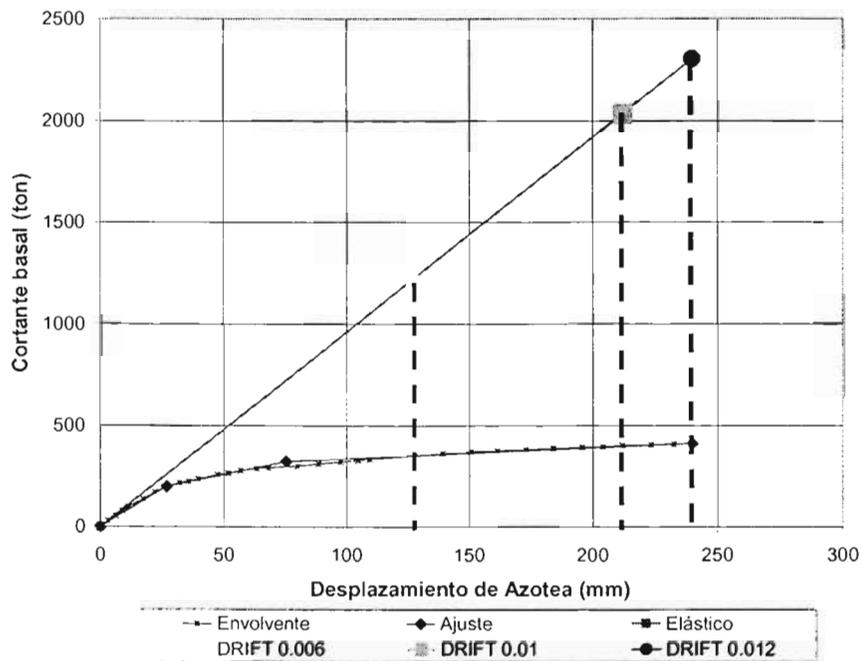


Fig. 5.34. Diferentes niveles de condición última considerados para el modelo 7NEC

En la gráfica se aprecia claramente la diferencia entre el comportamiento elástico lineal del modelo analítico y el comportamiento inelástico no-lineal del modelo experimental. La propuesta reglamentaria actual basada en los conceptos de Newmark, expuestos en capítulos anteriores, propone una disminución en las fuerzas laterales inducidas en la estructura por sismo, dicha disminución es producto de la ductilidad que se presenta en la estructura de concreto reforzado. De tal manera que, para estructuras con un periodo natural de vibración mayor de aproximadamente 0.5 s, podría considerarse que predomina el concepto de iguales desplazamientos en la relación que existe entre la fuerza en el modelo

elástico lineal y el modelo inelástico no-lineal, por lo que el factor de comportamiento sísmico para una determinada condición última se puede calcular como:

$$Q = \frac{F_e}{F_y}$$

donde:

Q Factor de comportamiento sísmico de la estructura para el estado límite considerado

F_e Carga última en el modelo elástico lineal para el mismo estado límite

F_y Carga en el punto de fluencia en el modelo inelástico no-lineal

Desde este punto de vista, al analizar el modelo 7NEC se obtienen diferentes factores de comportamiento sísmico para cada una de las condiciones últimas y propuestas reglamentarias consideradas como se muestra en la tabla 5.15.

Tabla 5.15. Factores de comportamiento sísmico calculados para el modelo 7NEC

Límite (DRIFT)	0.006	0.010	0.012	Propuesta	
Desp. (mm)	128.04	212.05	240.00		
Fuerza (ton)	1229	2035	2303	1	Sano
	1053	1744	1973	2	0.5 v
	1052	1742	1971	3	0.5 v y c
	968	1603	1815	4	0.3 v y 0.5 c
	969	1604	1816	5	0.3 v y 0.7 c
Q=Fe/Fy	3.8	6.3	7.1	1	Sano
	3.2	5.4	6.1	2	0.5 v
	3.2	5.4	6.1	3	0.5 v y c
	3.0	4.9	5.6	4	0.3 v y 0.5 c
	3.0	4.9	5.6	5	0.3 v y 0.7 c

Según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-S) una estructura con las características del modelo 7NEC podría diseñarse con un factor de comportamiento sísmico Q de aproximadamente 2 y, por las características que presenta el modelo, la condición última que se recomendaría revisar para diseño es un desplazamiento relativo de entrepiso máximo (DRIFT) de 0.006. De la tabla 5.13 se observa que los factores que más se aproximan al valor de 2 son los de las propuestas 4 y 5. Los factores de

comportamiento sísmico para esta condición caen en la vecindad del valor de 3 y se observan más claramente de manera gráfica en la figura 5.35.

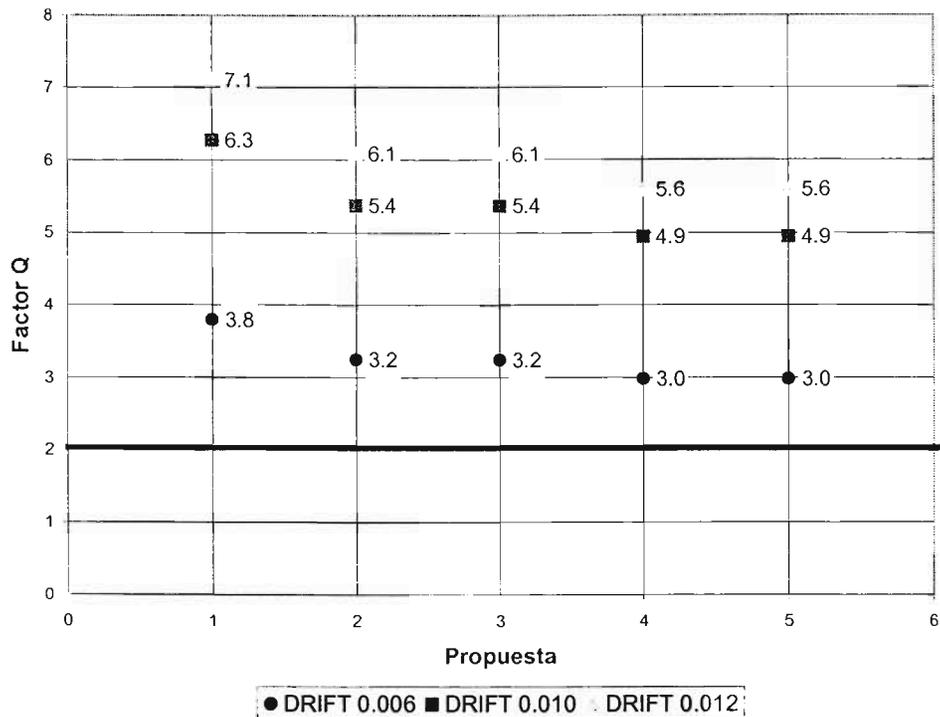


Fig. 5.35. Factores de comportamiento sísmico calculados para el modelo 7NEC

Como lo menciona Loera (Loera et al, 1991) "los valores de los coeficientes para diseño por sismo tienen nulo o poco significado físico, son resultado de opiniones del personal técnico encargado de la elaboración de reglamentos, basados en comparaciones con valores usados en estructuras que se juzga han tenido comportamiento satisfactorio".

Por otro lado, también se acepta que el factor Q incluye el efecto combinado de la ductilidad global de la estructura y la posible sobrerresistencia de la misma. Difícilmente se puede definir el porcentaje que corresponde para cada una, sin embargo, para el caso del modelo 7NEC, si se acepta un valor de $Q=2$ y para el nivel de desplazamiento máximo relativo a la falla de 0.006, se estaría suponiendo que si Q real-demandado = 3.8, el 52% sería por efecto de ductilidad, y el 48% por efecto de sobrerresistencia. Pero para un desplazamiento permisible de 0.012, en el que Q real-demandado = 7.1, el 28% correspondería a la ductilidad global y el 72% restante a la probable sobrerresistencia.

Sin embargo es preciso mencionar que para este estudio la sobrerresistencia se puede considerar como nula, ya que se conocen los valores reales geométricos y mecánicos de las secciones estructurales y los materiales componentes. De modo que en los modelos trabajados en este estudio se puede aceptar que $Q=\mu$.

En el caso del modelo CR, se trata de una estructura diseñada con un $Q=2$ y la condición límite según las NTC-S corresponde a un DRIFT de 0.012. Del análisis antes propuesto, se obtienen los factores de comportamiento sísmico que se muestran en la tabla 5.16.

Tabla 5.16. Factores comportamiento sísmico calculados para el modelo CR

Límite (DRIFT)	0.006	0.010	0.012	Propuesta	
Desp. (mm)	15.87	25.85	30.80		
Fuerza (ton)	166	270	322	1	Sano
	142	231	275	2	0.5 v
	91	148	176	3	0.5 v y c
	82	134	160	4	0.3 v y 0.5 c
	102	166	198	5	0.3 v y 0.7 c
Q=Fe/Fy	2.8	4.6	5.5	1	Sano
	2.4	3.9	4.7	2	0.5 v
	1.5	2.5	3.0	3	0.5 v y c
	1.4	2.3	2.7	4	0.3 v y 0.5 c
	1.7	2.8	3.4	5	0.3 v y 0.7 c

De la tabla 5.16 para un DRIFT de 0.012 se puede observar que algunas ductilidades se aproximan al valor de 2, siendo las más aproximadas para este caso las numero 3 y 4. En la figura 5.36 se muestran gráficamente las ductilidades y se indica con una línea horizontal el valor de 2 que podría utilizarse para diseño.

Siguiendo el mismo procedimiento se analizaron todos los demás modelos y casos propuestos resumiéndose los resultados en las tablas 5.17 y 5.18 para modelos experimentales y analíticos respectivamente. De los resultados obtenidos se pueden realizar las observaciones pertinentes para cada modelo.

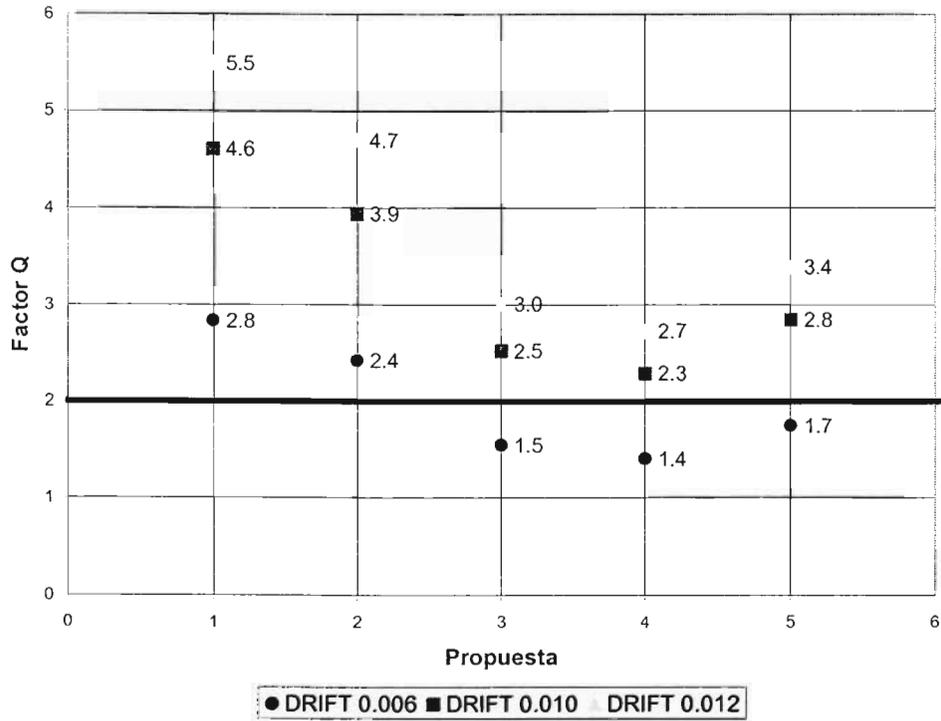


Fig. 5.36. Factores de comportamiento sísmico calculados para el modelo CR

Tabla 5.17. Factores de comportamiento sísmico para los modelos experimentales

Modelo	Límite (DRIFT)			Propuesta	
	0.006	0.010	0.012		
Modelo CR	2.8	4.6	5.5	1	Sano
	2.4	3.9	4.7	2	0.5lv
	1.5	2.5	3.0	3	0.5lv y c
	1.4	2.3	2.7	4	0.3lv y 0.5lc
	1.7	2.8	3.4	5	0.3lv y 0.7lc
Modelo 7NEC	3.8	6.3	7.1	1	Sano
	3.2	5.4	6.1	2	0.5lv
	3.2	5.4	6.1	3	0.5lv y c
	3.0	4.9	5.6	4	0.3lv y 0.5lc
	3.0	4.9	5.6	5	0.3lv y 0.7lc
Modelo 7NEC con modelo de muro especial	3.2	5.4	6.1	1	Sano
	2.8	4.6	5.2	2	0.5lv
	2.5	4.1	4.7	3	0.5lv y c
	2.3	3.8	4.3	4	0.3lv y 0.5lc
	2.4	4.0	4.5	5	0.3lv y 0.7lc
Modelo Marco-muro de Chun-Man	2.0	3.3	4.0	1	Sano
	1.5	2.6	3.1	2	0.5lv
	1.1	1.9	2.3	3	0.5lv y c
	0.9	1.5	1.8	4	0.3lv y 0.5lc
	1.1	1.8	2.2	5	0.3lv y 0.7lc

En el caso del modelo 7NEC con muro formado por tres elementos lineales, se observa que existe una mayor aproximación de los factores de comportamiento sísmicos resultantes del análisis propuesto, presentado las mejores aproximaciones al valor de $Q=2$ nuevamente en las propuestas 4 y 5. Además se observa que los valores calculados son, en todos los casos, mayores al valor con el que se podría diseñar la estructura en la práctica obteniéndose factores de comportamiento sísmico de hasta 6 en este modelo.

Tabla 5.18. Factores de comportamiento sísmico para los modelos analíticos

Modelo	Límite (DRIFT)			Propuesta	
	0.006	0.010	0.012		
Aoyama Marco Tridimensional Dirección corta	1.4	2.4	2.9	1	Sano
	0.9	1.6	1.9	2	0.5 v
	0.9	1.5	1.8	3	0.5 v y c
	0.6	1.0	1.3	4	0.3 v y 0.5 c
	0.6	1.1	1.3	5	0.3 v y 0.7 c
Aoyama Marco Tridimensional Dirección larga	2.0	3.4	3.8	1	Sano
	1.3	2.2	2.4	2	0.5 v
	1.3	2.1	2.3	3	0.5 v y c
	0.9	1.5	1.6	4	0.3 v y 0.5 c
	0.9	1.5	1.7	5	0.3 v y 0.7 c
Aoyama Marco Marcos aislados Dirección corta	1.7	2.9	3.5	1	Sano
	1.1	1.9	2.3	2	0.5 v
	1.0	1.8	2.2	3	0.5 v y c
	0.7	1.2	1.5	4	0.3 v y 0.5 c
	0.7	1.3	1.5	5	0.3 v y 0.7 c
Aoyama Marco Marcos aislados Dirección larga	2.3	3.9	4.5	1	Sano
	1.5	2.5	3.0	2	0.5 v
	1.5	2.5	2.9	3	0.5 v y c
	1.0	1.7	2.0	4	0.3 v y 0.5 c
	1.0	1.7	2.0	5	0.3 v y 0.7 c
Aoyama Marco-muro Dirección corta	2.9	4.8	5.7	1	Sano
	2.3	3.8	4.6	2	0.5 v
	2.3	3.8	4.5	3	0.5 v y c
	2.0	3.3	4.0	4	0.3 v y 0.5 c
	2.0	3.3	4.0	5	0.3 v y 0.7 c
Aoyama Marco-muro Dirección larga	2.5	4.2	5.2	1	Sano
	1.6	2.8	3.5	2	0.5 v
	1.6	2.8	3.5	3	0.5 v y c
	1.2	2.1	2.5	4	0.3 v y 0.5 c
	1.2	2.1	2.5	5	0.3 v y 0.7 c

En el caso del modelo de Chun-Man, que es una estructura marco-muro, se revisaría ante un desplazamiento relativo de entrepiso (DRIFT) de 0.006. Sin embargo, por las

características de ancho del muro (75 cm) se podría permitir una revisión con un DRIFT de hasta 0.012 y, un factor de comportamiento sísmico $Q=2$. Las ductilidades presentadas para este caso en la tabla correspondiente son, en su mayoría, superiores a este valor y las propuestas más próximas a este valor son nuevamente las 4 y 5.

Para el caso de modelos analíticos como es el modelo Aoyama-marco se observa que, en los resultados obtenidos del análisis propuesto, se obtienen factores de comportamiento sísmico menores a la unidad, lo cual no tendría sentido físico, sin embargo, esa condición se presenta debido al planteamiento teórico propuesto cuando el límite en cuestión se presenta antes del valor calculado de fluencia estructural, por lo que el modelo no presenta en este análisis ductilidad alguna en ese valor y resulta en un cociente menor a la unidad, cabe señalar que esa condición se presentó inclusive en otros modelos. Una estructura a base de marcos rígidos, como lo es este modelo, se revisaría según el RCDF y sus NTC-S con un desplazamiento permisible de entrepiso (DRIFT) de 0.012 y, puesto que no cumple con los requisitos para marcos dúctiles, el factor máximo que se podría utilizar es de 2. De la tabla 5.18 se observa que el modelo presenta ductilidades de orden diferente en cada dirección, pero en la mayoría de los casos se presentan ductilidades de orden mayor a dos. En la dirección corta se aproximan las propuestas 2 y 3 de buena manera mientras que en dirección larga las propuestas adecuadas son más variadas. Para el caso de marco tridimensional dirección larga las propuestas próximas son las 3 y 5 mientras que para el caso de marcos aislados en dirección larga las propuestas 4 y 5 resultan más acertadas. Esta situación ilustra el hecho de que una estructura puede mostrar claramente en diferentes direcciones distintos niveles de ductilidad.

Por último, el modelo Aoyama marco-muro se revisaría con un desplazamiento relativo de entrepiso de 0.012, según el RCDF y sus NTC-S y, por otro lado, con un factor de comportamiento sísmico $Q=2$. En ambas direcciones las propuestas 4 y 5 son las que más se aproximan al valor que podría considerarse para diseño de Q , sin embargo, el estudio resulta más acertado en dirección larga que en corta, ya que en esta última se presenta factores de comportamiento sísmico de hasta 4. Sin embargo, se debe recordar lo que se especifica al respecto en las NTC-S *"el factor Q puede diferir en las dos direcciones*

ortogonales en que se analiza la estructura, según sean las propiedades de ésta en dichas direcciones". Puede notarse del presente estudio que el modelo Aoyama marco-muro muestra características de ductilidad diferentes en cada dirección, debido a la estructuración distinta en cada dirección.

Hasta aquí sólo se han comentado los resultados obtenidos del análisis de manera general, sin embargo, un análisis estadístico se presenta en el siguiente capítulo con el fin de poder emitir conclusiones y recomendaciones derivadas de este estudio.

CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 *Análisis de los resultados para condiciones de servicio*

Para el análisis en condiciones de servicio se tomarán en cuenta los límites establecidos por el RCDF y las nuevas NTC-S en donde se propone lo siguiente:

Para limitación de daños a elementos no estructurales, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las acciones sísmicas, calculadas para las ordenadas espectrales reducidas según la sección anterior y multiplicadas por el factor $Q'R / 7$, no excederán 0.002 veces las diferencias de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o éstos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones; en tal caso, el límite en cuestión será de 0.004. Los valores de Q' y R se calcularán para el periodo fundamental de la estructura.

Tomando en cuenta estos límites, y según el tipo de estructura que se trate, se procede a obtener los porcentajes de aproximación de cada una de las propuestas reglamentarias en el límite o DRIFT establecido en cada caso. La clave numérica utilizada para las diferentes propuestas reglamentarias se muestra a continuación:

- 1) El modelo sin reducción alguna en las propiedades de sus elementos estructurales (Sano)
- 2) Propuesta del RCDF, 50% de reducción en el momento de inercia de vigas (0.5 I vigas)
- 3) Propuesta del RCDF, 50% de reducción en el momento de inercia de vigas y 50% de reducción en el momento de inercia de columnas de primer nivel (0.5 I v y 0.5 I c)

- 4) Utilizando 30% del momento de inercia para vigas y el 50% para columnas de primer nivel ($0.3 I_v$ y $0.5 I_c$)
- 5) Utilizando 30% del momento de inercia para vigas y el 70% para columnas de primer nivel ($0.3 I_v$ y $0.7 I_c$)

En la figura 6.1 se observa el límite que establece el reglamento y el nivel de desplazamiento en el intervalo de servicio donde ocurre este, por lo que es posible calcular el nivel de aproximación de cada propuesta en ese punto. Para el modelo CR, en particular, se observa que existe una gran dispersión entre las propuestas, sin embargo, la que se aproxima mejor es la número 4 con un factor de relación de desplazamiento teórico-experimental de 128 %.

Análisis modelo CR para condiciones de servicio

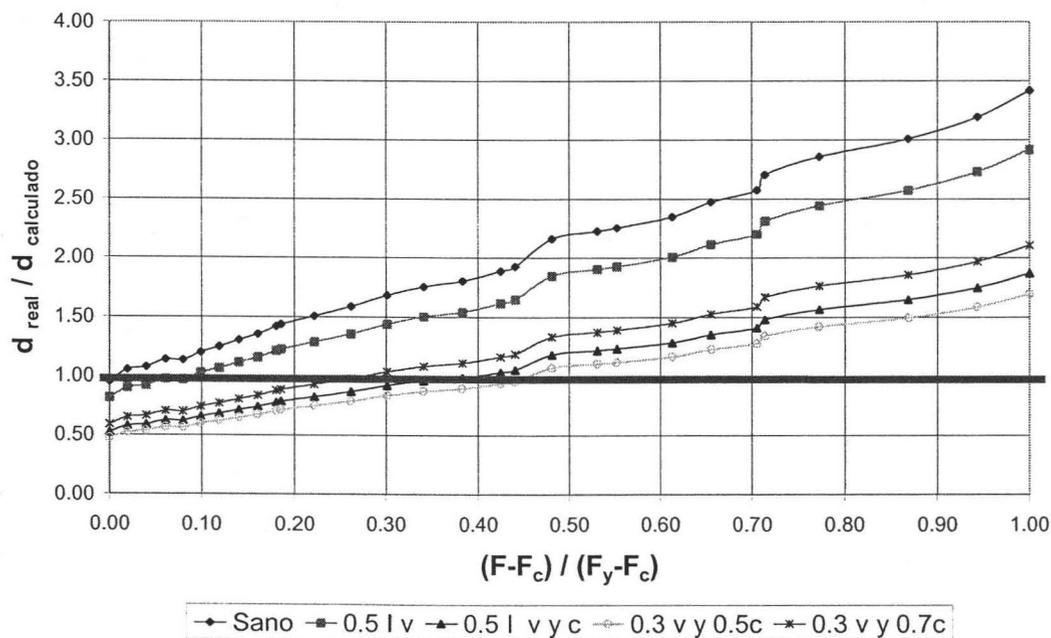


Figura 6.1. Límite propuesto por el reglamento para condiciones de servicio

De manera similar se calcularon los porcentajes de aproximación de cada propuesta para el DRIFT correspondiente. En la tabla 6.1 se muestran los correspondientes a los modelos

experimentales en donde se puede apreciar que la propuesta número 4 es la más aproximada en varios de los casos.

Tabla 6.1. Porcentajes de aproximación de las diferentes propuestas reglamentarias al límite reglamentario en condiciones de servicio (modelos experimentales)

Modelos Experimentales	Propuesta					% Rango Servicio DRIFT
	1	2	3	4	5	
Modelo CR	258%	220%	141%	128%	159%	71%
Modelo 7NEC	169%	144%	144%	133%	133%	47%
Modelo 7NEC con modelo de muro especial	144%	124%	111%	101%	107%	47%
Modelo Marco-muro de Chun-Man	175%	136%	100%	80%	95%	81%

Tabla 6.2. Porcentajes de aproximación de las diferentes propuestas reglamentarias al límite reglamentario en condiciones de servicio (modelos analíticos)

Modelos Analíticos	Propuesta					% Rango Servicio DRIFT
	1	2	3	4	5	
Aoyama Marco Tridimensional Dirección corta	176%	113%	108%	76%	78%	47%
Aoyama Marco Tridimensional Dirección larga	191%	124%	118%	84%	85%	64%
Aoyama Marco Marcos aislados Dirección corta	210%	137%	131%	91%	93%	47%
Aoyama Marco Marcos aislados Dirección larga	222%	145%	141%	97%	99%	64%
Aoyama Marco-muro Dirección corta	198%	158%	157%	137%	138%	45%
Aoyama Marco-muro Dirección larga	187%	126%	125%	92%	92%	35%

En la tabla 6.2 se muestran el cálculo de los porcentajes para los modelos analíticos de los cuales se cuentan con resultados tipo Push-over. En la tabla se aprecia que la propuesta número 5 resulta la más acertada en la mayoría de los casos.

6.2 *Análisis de los resultados para la condición última*

A continuación se cuantificara el nivel de seguridad de las diferentes propuestas reglamentarias por medio de un análisis de los resultados obtenidos en este trabajo. Para este fin, se considerará la aproximación de los factores de comportamiento sísmico calculados para cada modelo con las diferentes propuestas reglamentarias en relación con el factor de comportamiento sísmico máximo que se pudiera considerar para diseño según el RCDF y sus NTC-S.

Desde este punto de vista se obtuvieron, para cada modelo, los porcentajes de aproximación al valor reglamentario. En la figura 6.2 se muestra el resultado para el modelo CR.

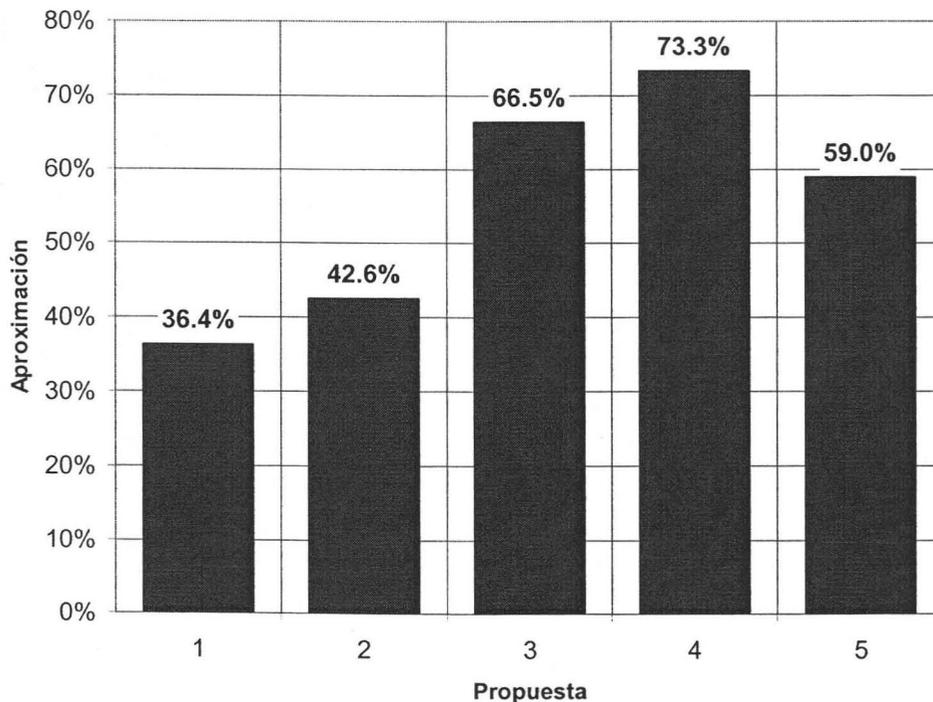


Figura 6.2. Nivel de aproximación de las diferentes propuestas reglamentarias para el modelo CR

En la figura 6.1 se observa que las propuestas que más se aproximan en este caso son la número 3 que corresponde al RCDF y la número 4 que corresponde al código neozelandés. Realizando un análisis similar para cada una de las propuestas utilizadas en este trabajo se obtienen los resultados que se muestran en la Tabla 6.3 y 6.4.

En las tablas se marcan, para cada modelo, aquellas dos propuestas que tuvieron mayor aproximación para cada modelo en el estudio en cuanto al valor del factor de comportamiento sísmico que pudiera utilizarse para diseño según el RCDF y sus NTC-S.

Tabla 6.3. Nivel de seguridad que presentan las diferentes propuestas reglamentarias (modelos experimentales)

Modelo	Propuesta				
	1	2	3	4	5
Modelo CR	36.4%	42.6%	66.5%	73.3%	59.0%
Modelo 7NEC	52.8%	61.6%	61.6%	67.0%	66.9%
Modelo 7NEC con modelo de muro especial	61.7%	71.7%	80.3%	87.8%	82.9%
Modelo Marco-muro de Chun-Man	50.0%	64.5%	87.5%	90.7%	92.5%

En el caso de condición de falla se puede apreciar que no existe una tendencia bien definida en cuanto al grado de aproximación de alguna propuesta, ya que todas resultaron las más acertadas en alguno de los casos, con excepción de la propuesta 1 al no considerar degradación de rigidez en los elementos estructurales. Inclusive para un mismo modelo, como es el caso del modelo Aoyama Marco, resultan más aproximadas las propuestas 2 y 3 en una de las principales direcciones de análisis mientras que en la otra dirección las propuestas 4 y 5 son más acertadas.

Tabla 6.3. Nivel de seguridad que presentan las diferentes propuestas reglamentarias (modelos analíticos)

Modelo	Propuesta				
	1	2	3	4	5
Aoyama Marco Tridimensional Dirección corta	69.2%	92.5%	87.9%	40.4%	43.6%
Aoyama Marco Tridimensional Dirección larga	53.3%	82.4%	86.2%	77.9%	80.4%
Aoyama Marco Marcos aislados Dirección corta	57.9%	88.8%	92.8%	66.1%	68.8%
Aoyama Marco Marcos aislados Dirección larga	44.0%	67.2%	69.2%	99.8%	98.9%
Aoyama Marco-muro Dirección corta	53.4%	83.2%	83.8%	98.4%	98.2%
Aoyama Marco-muro Dirección larga	77.1%	82.4%	81.8%	60.2%	60.4%

6.3 Conclusiones

Del estudio realizado en este trabajo, para un cierto número de modelos analíticos y experimentales presentados, se pueden emitir las siguientes conclusiones.

En condiciones de servicio, un análisis elástico lineal resulta conservador para niveles de carga bajos, mientras que para niveles de carga relativamente más altos, es decir niveles cercanos al límite de fluencia estructural, un análisis elástico subestima los desplazamientos cometiéndose un error cada vez más grande. Esto se puede explicar debido al comportamiento inelástico no lineal del concreto reforzado, presentando agrietamiento desde los primeros niveles de carga. Sin embargo, existen trabajos como el del investigador Chun-Man Chan (Chun-man, 2000) en donde se toma en cuenta este comportamiento con procedimientos más sofisticados.

Para condiciones últimas todas las propuestas presentaron la máxima aproximación en distintos modelos con excepción de la propuesta que no considera pérdida de rigidez en los elementos. La propuesta del RCDF resultó con mayor aproximación en cuatro casos mientras que las propuestas de códigos japoneses y neozelandeses en seis, por lo que cualquier propuesta es adecuada para considerar la pérdida de rigidez por agrietamiento en concreto reforzado, sin embargo, las propuestas 4 y 5 resultan conservadoras en el sentido de que arrojan desplazamientos laterales mayores a los de las demás propuestas debido a que consideran menor rigidez lateral, por lo que resultan en mayor medida del lado de la seguridad.

6.4 *Recomendaciones*

Para condiciones de servicio se recomienda utilizar procedimientos más sofisticados para obtener desplazamientos laterales, en lugar de usar un análisis elástico lineal, ya que como se constató en el presente estudio, un análisis de este tipo tiende a subestimar los desplazamientos laterales cada vez más cuando se incrementan los niveles de carga, debido al comportamiento inelástico no lineal de los elementos de concreto reforzado. Por lo que se recomienda utilizar un análisis elástico lineal solo para obtener desplazamientos aproximados en esta condición. Particularmente las propuestas 4 y 5 demostraron tener un nivel de aproximación adecuado para los modelos presentados en este trabajo.

Para condiciones últimas, se considera adecuada la propuesta del RCDF para diseño, debido a que resultó considerablemente acertada en varios de los casos en este estudio, sin embargo, se recomienda utilizar las propuestas de códigos japoneses y neozelandeses para revisión y cuando se requiere una mayor precisión en cuanto a cálculo de desplazamientos laterales, puesto que presentaron un nivel de aproximación adecuado y resultan conservadoras para el cálculo de los mismos.

REFERENCIAS

- American Concrete Institute, ACI (1999), "Building code requirements for structural concrete and commentary".
- Architectural Institute of Japan, AIJ (1988), "Design guidelines for earthquake resistant reinforced concrete buildings based on ultimate strength concept". *Instituto de Arquitectos de Japón*.
- Aoyama H (1990), "*Diseño por capacidad de edificios de concreto reforzado*", Editorial Shiseido, Tokio, Japón. Pp.597 (en Japonés).
- Blume, J A, N M Newmark, y L H Corning, "*Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions*", Portland Cement Association, Skokie, III, 1961, 318 págs.
- Chopra A K (2001), "*Dynamics of structures*", Second edition, Prentice Hall.
- Chun-Man (2000), "Lateral stiffness characteristics of tall reinforced concrete buildings under service loads", *The Structural Design Of Tall Buildings*.
- Departamento del Distrito Federal (1997), "Reglamento de construcciones para el Distrito Federal y normas técnicas complementarias", *Diario Oficial del Gobierno del Distrito Federal*.
- Loera, S y C J Mendoza (1991), "Comentarios, ayudas de diseño y ejemplos de las NTC para diseño y construcción de estructuras de concreto, DDF", series del instituto de ingeniería, No ES-2, Noviembre, México D.F.
- Newmark, N M y W J Hall (1969), "*Seismic design criteria for nuclear reactor*", Proc. Fourth World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile, Vol.2, B-4, Pp. 37-50.
- Newmark, N M y W J Hall (1982), "*Earthquake spectra and design*", Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, CA.
- Newmark, N M y E Rosenblueth (1976), "*Fundamentos de ingeniería sísmica*", Primera edición, Editorial Diana.
- Miranda, E y J Ruíz-García (2002), "Evaluation of approximate methods to estimate maximum inelastic displacement demands", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*.

- Okamoto, S, S Nakata, Y Kitagawa, M Yoshimura y T Kaminosono (1985), "A progress report on the Full-scale seismic experiment of a seven story reinforced concrete building - Part of the US-Japan cooperative program", *Building Research Institute, Ministry of construction*.
- López, O, H Casamayor, E Ortiz y H Silva, "Estudio experimental sobre el comportamiento de estructuras con sistema de piso de vigueta y bovedilla sujetas a cargas laterales", *Memoria del XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*. Guadalajara, Jal. Noviembre, 2001. 15 pp.
- Park, R y T Paulay (1978), "*Estructuras de concreto reforzado*", Editorial Noriega, Primera edición.
- Silva, H (2001), "Obtención experimental de índice de daño sísmico en estructuras de concreto reforzado", *Tesis Licenciatura*, Universidad Iberoamericana.
- Stark, R (1990), "Notas del curso de comportamiento de estructuras de concreto reforzado", División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la UNAM.
- Veletsos, A S y N M Newmark, (1960), "*Effect of inelastic behavior of the response of simple systems to earthquake motions*", II World Conference on Earthquake Engineering. Pp.895-912
- Wiegel, R L, "*Earthquake Engineering*", Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J., 1970, 518 págs