

01149



**ESTUDIO DE LOS CRITERIOS
DEL RCDF-2004 Y SUS NORMAS
TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS
PARA EL DISEÑO SÍSMICO DE
EDIFICIOS REGULARES CON
BASE EN MARCOS DE ACERO**

EDGAR TAPIA HERNANDEZ

ASESOR: DR. ARTURO TENA COLUNGA

MEXICO, D.F.

FEBRERO, 2005

m. 341477



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.

Dedicatoria y agradecimientos

Dedico este trabajo para la honra de mis padres con mucho agradecimiento, que con tanto esfuerzo cuidaron e invirtieron en mi; siendo un ejemplo inspirador en mi vida de honestidad, perseverancia, cariño y respeto. Siempre les estaré agradecido por todo.

Con cariño a mis hermanos, gracias a Dios por sus vidas. Su compañía y apoyo ha sido invaluable, siempre cuenten conmigo.

A mi asesor, le estoy muy agradecido por su apoyo, paciencia y todo el empeño que tuvo para la realización de este proyecto. Supo contagiarme el coraje y la actitud necesaria para continuar cuando las adversidades menguaban mi ánimo.

A mis amigos y compañeros, llevo un poco de ustedes conmigo cada día. Agradezco a Dios la oportunidad de haber podido conocerlos.

Dedico este trabajo a mi herencia apartada (Proverbios 19.14), serás una bendición.

A la memoria de aquellos que dieron hasta su propia vida, para que yo pudiera caminar bajo la dirección que le ponga a mis pasos, y pelearon por la igualdad, la libertad y por la soberanía del país. A mi Patria.

Pero sobre todas las cosas Gracias a Dios, nada de esto hubiera sido posible sin ti, todo sea para la Gloria de tu Nombre. Cuando pasé por el agua, los ríos no me anegaron y cuando pase por el fuego, su llama no ardió en mi (Isaías 43:2), porque tu estuviste conmigo; no existen palabras con las que pueda expresar mi gratitud por tu fidelidad, por tu cuidado, por tu amor y por tus promesas cumplidas.

“Buscad primeramente el Reino de Dios y sus Justicia y todo lo demás será añadido” Mateo 6:33.

Resumen

Se presentan resultados comparativos de análisis a edificios regulares, resueltos con marcos dúctiles con contravientos concéntricos, a los que se les aplicaron las metodologías de análisis y diseño propuestas en el método de diseño convencional de las Normas Técnicas para Diseño por Sismo del 2004 (NTC-2004) y el planteamiento del Apéndice Normativo A, ubicados en la zona *IIIb*, con un factor de comportamiento sísmico igual a $Q=4$, asociados a distorsiones que satisfacen las restricciones por desplazamiento al límite conforme a cada criterio. Se realizaron análisis no lineales con la teoría de análisis al límite y análisis estáticos ante carga lateral monótona creciente con la distribución de cargas asociadas al mecanismo de viga débil-contraviento débil-columna fuerte y un mecanismo de piso débil desfavorable, observando la influencia del efecto $P-\Delta$ y la configuración del modelo analizado. Se realizaron análisis dinámicos con el acelerograma registrado en 1985 en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes y con un acelerograma artificial creado a partir de la estación 56. Los resultados sugieren una revisión de los criterios de diseño del código de marcos contraventeados dúctiles de acero, dado que ante la acción de acelerogramas asociados al sismo de diseño, se tienen reservas de resistencia grandes que guían a la estructura a comportarse de manera casi elástica, con ocurrencia de fluencias que no se asocian a fallas dúctiles como las supuestas en el proceso de diseño. Además, se incluye una comparación entre los criterios de diseño y requisitos de marcos dúctiles entre códigos internacionales, un panorama de las investigaciones recientes y el comportamiento de edificios de acero ante sismos recientes.

Abstract

This document summarizes the comparative results of the studies to regular steel buildings, structured with moment-resisting concentrically braced frames (MRCBF's). The structures had designed with the methodologies of the classic method of the Mexican Building Seismic Code (2004) and Appendices Normative A. The structures are in the *IIIb* zone of the Mexican Code, with a Seismic Behavior Factor $Q=4$. The drifts of the building's design are so near of the restriction to displacement. This paper compares the results obtained in non linear static analyses with limit analyses and pushover analyses assuming as collapse mechanisms: weak story mechanisms or the weak beam-weak brace-strong column mechanism and the influence of the $P-\Delta$ effect. The document presents the results of non linear dynamic analyses with the Secretaria de Comunicaciones y Transportes accelerogram recorded in 1985 and an artificial accelerogram created with the 56th station. The results suggest a revision of MRCBF method's analyses proposes in the code, cause the buildings studied had an elastic behavior with important reserves of strengths and fluencies not associated with a ductile failure suggested in the design process. In addition, the document include a comparison of ductile steel frames between international codes, recent researches of MRCBF and his behavior in recent earthquakes.

Índice general

		<i>Página</i>
	Índice general	iv
	Índice de tablas	ix
	Índice de figuras	xi
<i>Introducción</i>		
	Introducción	1
<i>Capítulo 1 Criterios de diseño de estructuras con marcos de acero</i>		
		<i>Página</i>
1.1	Consideraciones generales	2
1.1.1	Suposiciones de diseño	2
	Bases para el diseño. Tipos y grupos de estructuras. Carga y combinaciones de carga.	
1.1.2	Requerimientos de diseño	8
	Área total. Área neta. Área neta efectiva. Factor de longitud efectiva. Relaciones de esbeltez máximas. Relaciones ancho/grueso y pandeo local. Elementos planos no atiesados. Elementos planos atiesados.	
1.2	Cálculo de resistencias	12
1.2.1	Resistencia de miembros en tensión	12
1.2.2	Resistencia de miembros en compresión	13
	Planteamiento del manual LRFD-96. Planteamiento de las NTCM-2004. Planteamiento de CISC-93.	
1.2.3	Resistencia de miembros a flexión	23
	Criterios de las NTCM-2004 y CISC-93. Planteamiento del LRFD-96.	
1.2.4	Resistencia de miembros a cortante	32
	Planteamiento de las NTCM-2004. Planteamiento del LRFD-96. Planteamiento del CISC-93	
1.3	Conexiones	36
	Soldaduras.	
1.4	Conclusiones	38
<i>Capítulo 2 Requisitos de marcos dúctiles</i>		
		<i>Página</i>
2.1	Introducción	40
2.2	Planteamiento de las NTCM-2004 del RDCF-2004	40
2.2.1	Factor de comportamiento sísmico	40
2.2.2	Materiales	41
2.2.3	Miembros en flexión	42
	Requisitos geométricos. Requisitos para fuerza cortante. Contraventeo lateral.	

2.2.4	Miembros en flexocompresión	43
	Requisitos geométricos. Requisitos mínima a flexión. Resistencia para fuerza cortante.	
2.2.5	Uniones viga-columna	44
	Resistencia de la conexión. Conexiones en cuyo diseño interviene el sismo. Conexiones en cuyo diseño no interviene el sismo. Contraventeo.	
2.2.6	Vigas de alma abierta	45
2.2.7	Conexiones	46
	Juntas atornilladas. Juntas soldadas.	
2.3	Planteamiento del UBC-97 y LRFD-96	47
2.3.1	Unión viga-columna	47
2.3.2	Limitaciones para vigas y columnas	49
2.3.3	Placas	49
2.3.4	Relación entre los momentos de la viga y la columna	49
2.3.5	Soportes laterales en vigas	50
2.4	Planteamiento del CISC-93	50
2.4.1	Vigas	50
	Armadura como elemento horizontal.	
2.4.2	Columnas	51
2.4.3	Conexión viga-columna	52
2.4.4	Arriostramientos	52
2.5	Conclusiones	52

Capítulo 3 Comportamiento de estructuras metálicas durante sismos recientes

		<i>Página</i>
3.1	Introducción	55
3.1.1	Antecedentes	55
3.1.2	Comportamiento de estructuras de acero en la historia	55
3.2	Sismo de Michoacán, México 1985	56
3.2.1	Introducción	56
	Sismos en México. Cifras del sismo de septiembre de 1985	
2.2.2	Comportamiento de estructuras metálicas	58
	Marcos rígidos. Demanda sísmica. Estudio del daño.	
3.2.3	Estudios de edificios de acero durante el sismo	61
	Torre Latino Americana. Edificio en la calle de Ámsterdam. Complejo Pino Suárez. Lecciones aprendidas.	
3.3	Sismo de Northridge	65
3.3.1	Introducción	65
	Medidas Postsísmicas.	
3.3.2	Comportamiento de los edificios de acero	66
	Proceso de reconocimiento. Estructuras contraventeadas. Placas base de columnas. Comportamiento de elementos momento-resistentes. Comportamiento de soldaduras en conexiones viga columna. Tipo de fallas en conexiones viga-columna.	
3.3.3	Recomendaciones originadas	72
3.3.3.1	Reporte del Instituto Nacional de Estándar y Tecnología (NIST)	73

3.3.3.2	Recomendaciones de la asociación SEAOSC	73
3.3.3.3	Recomendaciones de la asociación de ingenieros estructurales de California	74
3.3.3.4	Recomendaciones del proyecto SAC Descripción del proyecto. Etapas del proyecto. Recomendaciones del proyecto. Estudios de edificios de acero durante el terremoto.	74
3.3.3.5	Reporte de la comisión de seguridad sísmica del gobernador de California	78
3.4	Sismo de Kobe	79
3.4.1	Introducción Medidas postsísmicas.	79
3.4.1	Comportamiento de los edificios de acero Reconocimiento de daños. Daño en placas base. Daño en la soldadura de las conexiones viga-columna. Daño en estructuras contraventeadas. Deformaciones laterales. Daño por colisión entre edificios.	80
3.5	Conclusiones	83

Capítulo 4 Investigaciones recientes

	<i>Página</i>	
4.1	Introducción	86
4.2	Estudio de marcos momento-resistentes	86
4.2.1	Longitud efectiva	87
4.2.2	Comportamiento sísmico de marcos dúctiles	89
4.2.3	Comportamiento de marcos con conexiones parcialmente restringidas	90
4.2.4	Sumario	90
4.3	Estudio de conexiones	91
4.3.1	Conexiones simples	91
4.3.2	Pruebas realizadas	92
4.3.3	Resultado de los estudios a la práctica	94
4.3.4	Propuestas de conexiones	96
4.4	Estudio de la soldadura	98
4.5	Conclusiones	99

Capítulo 5 Modelos analíticos

	<i>Página</i>	
5.1	Introducción.	102
5.1.1	Determinación de los espectros de diseño.	102
5.1.2	Determinación de los factores de reducción por ductilidad.	106
5.1.3	Determinación del factor por sobrerresistencia.	108
5.1.4	Revisión de los desplazamientos laterales	109
5.2	Consideraciones generales.	110
5.2.1	Descripción de los modelos.	111
5.2.2	Determinación de cargas.	112
5.2.3	Nomenclatura empleada.	114
5.3	Modelo de 15 niveles.	115
5.3.1	Análisis incluyendo la aportación de la losa.	115
5.3.2	Análisis con muros de mampostería.	116

5.3.3	Análisis usando contravientos.	119
5.3.4	Refinamiento del modelo. Reflexiones sobre la distorsión tangencial. Inclusión de contravientos en el centro del edificio	121
5.3.5	Resultados finales del modelo analizado con el método convencional.	123
5.3.6	Reflexiones del cortante	125
5.3.7	Revisiones adicionales de regularidad y uso del factor de comportamiento sísmico. Revisiones por condiciones de regularidad. Revisiones para el uso de factor de comportamiento sísmico.	126
5.3.8	Apéndice Normativo A. Revisión de limitación de daños a elementos no estructurales. Revisión de seguridad contra colapso.	128
5.4	Modelo de 12 niveles.	133
5.4.1	Resultados del modelo analizado con el método convencional.	134
5.4.2	Reflexiones del cortante.	135
5.4.3	Revisiones adicionales de regularidad y uso de factor de comportamiento sísmico. Revisiones por condiciones de regularidad. Revisiones para el uso de factor de comportamiento sísmico.	137
5.4.4	Revisión con el Apéndice Normativo A. Revisión de limitación de daños a elementos no estructurales. Revisión de seguridad contra colapso.	138
5.5	Conclusiones.	144

Capítulo 6 Análisis estáticos no lineales

		<i>Página</i>
6.1	Diseño al límite.	149
6.1.1	Sustento teórico.	149
6.1.2	Mecanismos de falla modelados.	151
6.1.3	Exposición de resultados	153
6.2	Análisis ante carga lateral monótona creciente.	156
6.2.1	Análisis de los marcos independientes del modelo diseñado con el método convencional. Instantáneas de fluencia. Distorsiones. Cortantes presentados. Gráficas cortante – distorsión.	156
6.2.2	Análisis de los marcos completos del modelo diseñado con el método convencional. Instantáneas de fluencia. Distorsiones. Cortantes presentados. Gráficas cortante – distorsión.	176
6.2.3	Análisis de los marcos completos del modelo diseñado con el método convencional con numeración continua y cambio de sentido de la distribución de cargas. Instantáneas de fluencia. Distorsiones. Cortantes presentados. Gráficas cortante – distorsión.	180
6.2.4	Análisis de los marcos completos del modelo diseñado con el Apéndice normativo A. Instantáneas de fluencia. Distorsiones. Cortantes presentados.	187

6.3	Gráficas cortante – distorsión. Conclusiones	197
-----	---	-----

Capítulo 7 Análisis dinámicos no lineales

		<i>Página</i>
7.1	Descripción de los análisis realizados.	201
7.2	Exposición de resultados.	203
7.2.1	Acelerograma SCT dirección EW del 19 de septiembre de 1985. Dirección global X. Dirección global Y.	203
7.2.2	Acelerograma artificial de la estación 56, dirección EW de la colonia Roma. Dirección global X. Dirección global Y.	210
7.3	Conclusiones.	216

Capítulo 8 Conclusiones generales

		<i>Página</i>
8.1	Conclusiones generales.	220

Referencias

		<i>Página</i>
	Referencias generales.	225

Índice de tablas

Capítulo 1 Criterios de diseño de estructuras con marcos de acero

<i>Tabla</i>	<i>Título</i>	<i>Página</i>
1.1	Comparación de los factores de carga entre distintos reglamentos internacionales	6
1.2	Comparación de las fórmulas para la determinación del esfuerzo crítico	13
1.3	Comparación de coeficientes para una variación lineal de momento	26

Capítulo 2 Requisitos de marcos dúctiles

<i>Tabla</i>	<i>Título</i>	<i>Página</i>
2.1	Límite de la relación ancho – espesor λ_p para elementos a compresión del UBC y LRFD	49

Capítulo 3 Comportamiento de estructuras metálicas durante sismos recientes

<i>Tabla</i>	<i>Título</i>	<i>Página</i>
3.1	El sismo del 19 de septiembre de 1985 en cifras	57
3.2	Estadística de daños en edificios (adaptada de Tena, 1986)	58
3.3	Tipos de estructuración y año de construcción de edificios de acero dañados durante el sismo de Kobe (BRIMC, 1996)	79
3.4	Nivel de daño en las áreas estudiadas en la ciudad de Kobe (BRIMC, 1996)	79
3.5	Daño estructural en función de los niveles del edificio (BRIMC, 1996)	80
3.6	Daño estructural en función del año de construcción (BRIMC, 1996)	80
3.7	Cuadro comparativo entre los sismos de México, D.F. (1985), Northridge, California, EU. (1994) y Kobe, Japón (1995) (adaptada de Alcocer, 1995)	83

Capítulo 5 Modelos analíticos

<i>Tabla</i>	<i>Título</i>	<i>Página</i>
5.1	Valores de T_a , T_b y r según las NTCS-1996	103
5.2	Valores de T_a , T_b , a_0 , c y r según las NTCS-2004	103
5.3	Algunos resultados de la encuesta realizada	110
5.4	Cargas muertas en entrepiso tipo	113
5.5	Carga viva considerada en los modelos	113
5.6	Carga viva muerta en azotea	113
5.7	Pesos y masas por entrepiso	114
5.8	Determinación de las cargas distribuidas sobre las vigas	114
5.9	Comparación entre los modelos con y sin excentricidad accidental analizado dinámicamente	118
5.10	Resultados de los análisis de modelos considerando el <i>método convencional</i>	121

5.11	Resultados de los análisis de modelos considerando el <i>método convencional</i>	123
5.12	Secciones óptimas del modelo de 15 niveles usando el <i>método convencional</i>	124
5.13	Secciones del modelo de 15 niveles que satisface la revisión de seguridad contra colapso	132
5.14	Secciones del modelo de 12 niveles con el <i>método convencional</i>	134
5.15	Resultados de los análisis de modelos considerando el <i>método convencional</i>	134
5.16	Relación entre las distorsiones para diferentes factores de comportamiento sísmico Q	141
5.17	Secciones del modelo de 12 niveles por seguridad contra colapso	143

Capítulo 6 Análisis estáticos no lineales

<i>Tabla</i>	<i>Título</i>	<i>Página</i>
6.1	Peso total de los modelos estudiados	153
6.2	Coefficientes sísmicos c obtenidos en los modelos por mecanismo de falla	154
6.3	Capacidad total de los modelos $c_r = V/W$	163
6.4	Diferencia normalizada con respecto al cortante mayor entre pisos continuos en la dirección X	167
6.5	Diferencia normalizada con respecto al cortante mayor entre pisos continuos en la dirección Y	167
6.6	Rotación inelástica máxima en contravientos de los modelos de 15 niveles	175
6.7	Comparación del cortante basal normalizado y sobrerresistencia de los análisis realizados	179
6.8	Comparación del cortante basal normalizado y sobrerresistencia de los análisis realizados	183

Capítulo 7 Análisis dinámicos no lineales

<i>Tabla</i>	<i>Título</i>	<i>Página</i>
7.1	Sobrerresistencia teóricas de los modelos ante el acelerograma SCT-EW	209
7.2	Sobrerresistencia teóricas de los modelos ante el acelerograma artificial S56-EW	215

Índice de figuras

Capítulo 1 Criterios de diseño de estructuras con marcos de acero

<i>Figura</i>	<i>Título</i>	<i>Página</i>
1.1	Determinación del ancho neto cuando los conectores están en tresbolillo	8
1.2	Secciones estructurales atiesadas y no atiesadas	11
1.3	Resistencia a compresión del criterio de las NTCM para distintos valores de n	14
1.4	Resistencia a compresión entre criterios de códigos internacionales	14
1.5	Comportamiento a compresión entre distintas versiones de las NTCM	19
1.6	Comparación del factor de pandeo Q_s entre las NTCM y el LRFD	20
1.7	Comparación de los criterios de la variación lineal de momento	26
1.8	Comparación entre versiones de las NTCM para el cálculo de la longitud no soportada antes del momento plástico L_p	29
1.9	Comportamiento del cortante nominal resistente V_n , según NTCM-2004	33
1.10	Comportamiento del cortante nominal V_n , según LRFD-96	35
1.11	Comportamiento del cortante nominal V_n , según CISC-93	35
1.12	Comportamiento del cortante nominal V_n entre distintos códigos internacionales	36

Capítulo 2 Requisitos de marcos dúctiles

<i>Figura</i>	<i>Título</i>	<i>Página</i>
2.1	Curva esfuerzo – deformación para los valores mínimos especificados para el acero (adaptada de Bresler <i>et al.</i> , 1976)	41
2.2	Conexiones viga- columna (adaptada del LRFD-96)	48
2.3	Conexiones simples (adaptada del LRFD-96)	48

Capítulo 3 Comportamiento de estructuras metálicas durante sismos recientes

<i>Figura</i>	<i>Título</i>	<i>Página</i>
3.1	Relación entre el año de construcción y el daño	58
3.2	Estadística del daño en función del sistema estructural	58
3.3	Elevación de Torre Latinoamericana (adaptada de Osteraas, <i>et al.</i> , 1989)	61
3.4	Detalle de conexión de Torre Latinoamericana (adaptada de Osteraas, <i>et al.</i> , 1989)	61
3.5	Plantas y elevaciones del edificio Ámsterdam (adaptada de Osteraas <i>et al.</i> , 1989)	62
3.6	Conexión típica del edificio de Ámsterdam (adaptada de Osteraas <i>et al.</i> , 1989)	62

3.7	Plantas y elevaciones del complejo Pino Suárez (adaptada de Osteraas <i>et al.</i> , 1989)	63
3.8	Vista del complejo Pino Suárez (cortesía del M.C. Del Valle)	64
3.9	Pandeo de columna exterior (cortesía del M.C. Del Valle)	64
3.10	Vista de armadura del edificio colapsado en complejo Pino Suárez (cortesía del M.C. Del Valle)	64
3.11	Fractura por pandeo del arriostramiento (http://nisee.berkeley.edu/eqiis.html)	67
3.12	Pandeo local en el arriostramiento (http://nisee.berkeley.edu/eqiis.html)	67
3.13	Plantas y elevaciones del complejo Pino Suárez (adaptada de Osteraas <i>et al.</i> , 1989)	69
3.14	Deformación de anclas del lado opuesto del arriostramiento (http://nisee.berkeley.edu/eqiis.html)	69
3.15	Fractura de la placa base y deformación de anclas (http://nisee.berkeley.edu/eqiis.html)	69
3.16	Conexión viga – columna típica (adaptada de Krawinkler <i>et al.</i> , 1998)	70
3.17	Separación de conexión entre viga y columna (http://nisee.berkeley.edu/eqiis.html)	71
3.18	Fractura en el patín de la columna en la conexión (http://nisee.berkeley.edu/eqiis.html)	71
3.19	Fallas presentadas en conexiones con soldaduras viga – columna durante el sismo de Northridge (adaptada de Krawinkler <i>et al.</i> , 1998)	72
3.20	Edificio tipo lápiz afectado (http://www.eqe.com/publications/kobe)	81
3.21	Columna fracturada transversalmente (http://www.eqe.com/publications/kobe)	81
3.22	Daño en arriostramiento cerca de la conexión (http://www.eqe.com/publications/kobe)	82
3.23	Pandeo de arriostramiento en edificio tipo lápiz (http://www.eqe.com/publications/kobe)	82
3.24	Desplome en edificio con base de marcos (http://www.eqe.com/publications/kobe)	83

Capítulo 4 Investigaciones recientes

<i>Figura</i>	<i>Título</i>	<i>Página</i>
4.1	Configuración de la prueba (adaptada de Roeder, 2000)	94
4.2	Modo de falla en la placa de conexión (adaptada de Roeder, 2000)	95
4.3	Distribución de cargas tipo armadura en conexión típica de acero (adaptada de Stojadinovic, 2000)	98
4.4	Conexión tipo Michigan (adaptada de Stojadinovic, 2000)	98
4.5	Conexión tipo patín libre (adaptada de Stojadinovic, 2000)	99
4.6	Localización de W1 en ultrasonido (adaptada de Stojadinovic, 2000)	99

Capítulo 5 Modelos analíticos

<i>Figura</i>	<i>Título</i>	<i>Página</i>
---------------	---------------	---------------

5.1	Espectros de diseño propuestos por las NTCS-2004	104
5.2	Comparación de los espectros de diseño para la zona III	104
5.3	Comportamiento de los periodos T_a y T_b	105
5.4	Comportamiento de los parámetros c , k y a_0	105
5.5	Comparación de los espectros propuestos por el Apéndice Nomrativo A, NTCS-96 y NTCS-2004	107
5.6	Comportamiento del factor de sobrerresistencia para distintos periodos dominantes del terreno	107
5.7	Planta del modelo analizado	112
5.8	Detalle típico de losacero	112
5.9	Identificación de áreas tributarias	114
5.10	Elevación del modelo de 15 niveles	114
5.11	Isométrico del modelo estudiado	115
5.12	Planta del modelo con los muros en el centro de la estructura	115
5.13	Modelo con muros de mampostería en las esquinas	117
5.14	Ubicación de los análisis por excentricidad accidental	117
5.15	Comparación de los porcentajes de distorsión en ambos ejes de los análisis por torsión accidental	119
5.16	Modelo con contravientos a 45 grados	120
5.17	Modelo con contravientos tipo <i>chevron</i>	120
5.18	Modelo con una configuración que busca la continuidad	120
5.19	Relación distorsión – peso total de los modelos analizados	121
5.19a	Reflexiones sobre la distorsión tangencial	122
5.20	Ubicación de los contravientos	123
5.21	Isométrico del modelo final	123
5.22	Comparación de distorsiones en el modelo de 15 niveles	124
5.23	Relación de esfuerzo en columnas	125
5.24	Relación de esfuerzo en vigas	125
5.25	Relación de esfuerzo en contravientos	125
5.26	Comparación de cortantes sísmicos del modelos de 15 niveles	125
5.27	Comparación de cortantes en el eje X	128
5.28	Comparación de cortantes en el eje Y	128
5.29	Comportamiento de los factores Q' y R para $T_s= 2.0$ seg y $Q=4$	129
5.30	Relación de esfuerzos en columnas	133
5.31	Relación de esfuerzos en trabes	133
5.32	Relación de esfuerzos en contravientos	133
5.33	Comparación de distorsiones en el modelo de 12 niveles	135
5.34	Relación de esfuerzos en columnas	136
5.35	Relación de esfuerzos en vigas	136
5.36	Relación de esfuerzos en contravientos	136
5.37	Comparación de cortantes entre métodos de análisis	136
5.38	Comparación de cortantes en el eje X	139
5.39	Comparación de cortantes en el eje Y	139
5.40	Comportamiento de distorsiones elásticas para $Q=4$, zona IIIb	141
5.41	Relación de esfuerzos en columnas	144
5.42	Relación de esfuerzos en vigas	144
5.43	Relación de esfuerzos en contravientos	144

Capítulo 6 Análisis estáticos no lineales

Figura

Título

Página

6.1	Isométrico de un nivel tipo	151
6.2	Planta tipo de modelos analizados	151
6.3	Mecanismo de falla con piso intermedio débil en marco perimetral (15 niveles)	152
6.4	Mecanismo de falla viga débil – columna fuerte en el marco central (12 niveles)	152
6.5	Coeficientes sísmicos obtenidos en los modelos de 15 niveles	154
6.6	Coeficientes sísmicos obtenidos en los modelos de 12 niveles	156
6.7	Distribución de cargas del mecanismo de falla de las NTC y por piso 11 débil	157
6.8	Articulaciones en los análisis del marco A en el último paso	158
6.9	Articulaciones en los análisis del marco B en el último paso	158
6.10	Articulaciones en los análisis del marco C en el último paso	158
6.11	Articulaciones en los análisis del marco D en el último paso	159
6.12	Articulaciones en los análisis del marco 1 en el último paso	159
6.13	Articulaciones en los análisis del marco 2 en el último paso	159
6.14	Articulaciones en los análisis del marco 3 en el último paso	160
6.15	Articulaciones en los análisis del marco 4 en el último paso	160
6.16	Distorsiones en el marco A	161
6.17	Distorsiones en el marco B	161
6.18	Distorsiones en el marco C	161
6.19	Distorsiones en el marco D	161
6.20	Distorsiones en el marco 1	162
6.21	Distorsiones en el marco 2	162
6.22	Distorsiones en el marco 3	163
6.23	Distorsiones en el marco 4	163
6.24	Aportación de cortante por nivel en el marco A en el último paso	164
6.25	Aportación de cortante por nivel en el marco B en el último paso	164
6.26	Aportación de cortante por nivel en el marco C en el último paso	164
6.27	Aportación de cortante por nivel en el marco D en el último paso	165
6.28	Aportación de cortante por nivel en el marco 1 en el último paso	165
6.29	Aportación de cortante por nivel en el marco 2 en el último paso	165
6.30	Aportación de cortante por nivel en el marco 3 en el último paso	166
6.31	Aportación de cortante por nivel en el marco 4 en el último paso	166
6.32	Comparación entre los análisis con el <i>MC</i> con y sin el efecto <i>P-Δ</i>	169
6.33	Comparación entre los análisis del <i>MC</i> sin <i>P-Δ</i> y <i>P11</i> sin <i>P-Δ</i>	170
6.34	Comparación entre los análisis del <i>MC</i> sin <i>P-Δ</i> y <i>P11</i> con <i>P-Δ</i>	171
6.35	Demanda de ductilidad del marco A	172
6.36	Demanda de ductilidad del marco B	172
6.37	Demanda de ductilidad del marco C	173
6.38	Demanda de ductilidad del marco D	173
6.39	Demanda de ductilidad del marco 1	173

6.40	Demanda de ductilidad del marco 2	173
6.41	Demanda de ductilidad del marco 3	174
6.42	Demanda de ductilidad del marco 4	174
6.43	Curva momento – curvatura normalizada para IR 18”x128.1 kg/m (trabes de MC15)	175
6.44	Comportamiento de la ecuación 6.13 y resultados de pruebas experimentales	175
6.45	Modelo de marcos continuos unidos con elementos rígidos	176
6.46	Instantáneas de fluencia inelástica del modelo MC15 analizado con el <i>método convencional</i>	177
6.47	Distorsiones obtenidas entre el modelo de marcos independientes y marcos continuos	178
6.48	Cortante obtenido en el modelo de los marcos continuos	178
6.49	Cortante obtenido en los modelos de los marcos independientes	179
6.50	Comparación de los cortantes basales obtenidos entre ambos análisis	179
6.51	Instantáneas de fluencia inelástica del modelo MC15 sin $P-\Delta$, eje X	180
6.52	Instantáneas de fluencia inelástica del modelo MC15 con $P-\Delta$, eje X	180
6.53	Instantáneas de fluencia inelástica del modelo MC15 sin $P-\Delta$, eje X con cargas negativas	181
6.54	Instantáneas de fluencia inelástica del modelo MC15 con $P-\Delta$, eje X con cargas negativas	181
6.55	Instantáneas de fluencia inelástica del modelo MC15 con $P-\Delta$, eje Y	182
6.56	Instantáneas de fluencia inelástica del modelo MC15 con $P-\Delta$, eje Y	182
6.57	Distorsión de los modelo MC15 sin $P-\Delta$	183
6.58	Distorsión de los modelo MC15 con $P-\Delta$	183
6.59	Cortante de los modelos MC15 en eje X	184
6.60	Cortante de los modelos MC15 en eje Y	184
6.61	Comparación entre los análisis del MC15X sin $P-\Delta$ y con $P-\Delta$	185
6.62	Comparación entre los análisis del MC15Y sin $P-\Delta$ y con $P-\Delta$	186
6.63	Demanda de ductilidad en el eje X	187
6.64	Demanda de ductilidad en el eje Y	187
6.65	Instantáneas de fluencia inelástica del modelo ANA15 sin $P-\Delta$, eje X	188
6.66	Instantáneas de fluencia inelástica del modelo ANA15 con $P-\Delta$, eje X	188
6.67	Instantáneas de fluencia inelástica del modelo ANA15 sin $P-\Delta$, eje Y	189
6.68	Instantáneas de fluencia inelástica del modelo ANA15 con $P-\Delta$, eje Y	189
6.69	Distorsión de los modelos ANA15X	190
6.70	Distorsión de los modelos ANA15Y	190
6.71	Comparación de la distorsión de los modelos con $P-\Delta$ en el eje X	190
6.72	Comparación de la distorsión de los modelos con $P-\Delta$ en el eje	190

	Y	
6.73	Cortante de los modelos ANA15X	191
6.74	Cortante de los modelos ANA15Y	191
6.75	Comparación de los elementos de los modelos con $P-\Delta$ en el eje X	191
6.76	Comparación de los elementos de los modelos con $P-\Delta$ en el eje Y	191
6.77	Comparación entre los análisis del ANA15X sin $P-\Delta$ y con $P-\Delta$	192
6.78	Comparación entre los análisis del ANA15Y sin $P-\Delta$ y con $P-\Delta$	193
6.79	Comparación entre los análisis del MC15X con $P-\Delta$ y ANA15X con $P-\Delta$	194
6.80	Comparación entre los análisis del MC15Y con $P-\Delta$ y ANA15Y con $P-\Delta$	195
6.81	Demanda de ductilidad en el eje X	196
6.82	Demanda de ductilidad en el eje Y	196
6.83	Demanda de ductilidad en el eje X	197
6.84	Demanda de ductilidad en el eje Y	197

Capítulo 7 Análisis dinámicos no lineales

<i>Figura</i>	<i>Título</i>	<i>Página</i>
7.1	Acelerograma artificial de la estación 56 dirección E-W	201
7.2	Modelo de marcos continuos unidos con elementos rígidos	202
7.3	Rigidez por marco del modelo MC15X	202
7.4	Definición de parámetros	202
7.5	Envoltentes de respuesta máxima del modelo MC15X y ANA15X con el acelerograma SCT-EW	203
7.6	Envoltentes de fluencia inelástica del modelo MC15X con el acelerograma SCT	204
7.7	Envoltentes de fluencia inelástica de ANA15X con el acelerograma SCT	204
7.8	Curvas de histéresis por nivel del modelo MC15X con el acelerograma SCT-EW	205
7.9	Curvas de histéresis por nivel del modelo ANA15X con el acelerograma SCT-EW	206
7.10	Envoltentes de respuesta máxima del modelo MC15Y y ANA15Y con el acelerograma SCT-EW	207
7.11	Envoltentes de fluencia inelástica de ANA15Y con el acelerograma SCT	207
7.12	Envoltentes de fluencia inelástica de ANA15Y con el acelerograma SCT	208
7.13	Curvas de histéresis por nivel del modelo MC15Y con el acelerograma SCT-EW	208
7.14	Curvas de histéresis por nivel del modelo ANA15Y con el acelerograma SCT-EW	209
7.15	Envoltentes de respuesta máxima del modelo MC15X y ANA15X con el acelerograma S56-EW	210
7.16	Envoltentes de fluencia inelástica de MC15X con el acelerograma S56	211

7.17	Envolventes de fluencia inelástica de ANA15X con el acelerograma S56	211
7.18	Curvas de histéresis por nivel del modelo MC15X con el acelerograma S56-EW	212
7.19	Curvas de histéresis por nivel del modelo ANA15X con el acelerograma S56-EW	212
7.20	Envolventes de respuesta máxima del modelo MC15Y y ANA15Y con el acelerograma S56-EW	213
7.21	Envolventes de fluencia inelástica de MC15X con el acelerograma S56	214
7.22	Envolventes de fluencia inelástica de ANA15X con el acelerograma S56	214
7.23	Curvas de histéresis por nivel del modelo MC15Y con el acelerograma S56-EW	215
7.24	Histéresis por nivel del modelo ANA15Y con el acelerograma S56-EW	216
7.25	Espectro de la SCT-EW con la ubicación de los periodos dominantes de los modelos	217
7.26	Espectro de la S56-EW con la ubicación de los periodos dominantes de los modelos	217

Introducción

En el 2004, se publicó en la Gaceta Oficial de la Federación una nueva versión del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-04) y sus respectivas Normas Técnicas Complementarias (NTC-04).

Las Normas Técnicas para el Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas presentan algunas modificaciones que reflejan la experiencia en sismos recientes principalmente en conexiones de marcos dúctiles. Mientras que en las Normas Técnicas para el Diseño por Sismo se presentan adecuaciones y nuevos planteamientos a la versión anterior de 1995, que son producto de las investigaciones y estudios realizados en el área metropolitana y tendencias internacionales. Al respecto, se presenta en el Apéndice Normativo A un planteamiento que realiza un diseño por desempeño para seguridad contra colapso, considerando el periodo fundamental del suelo T_s y la sobrerresistencia asociada al mismo.

Sin embargo, poca es la certeza del comportamiento de estructuras esbeltas estructuradas con marcos dúctiles de acero ante las mayores demandas de aceleración que propone el código, aún sin considerar condiciones de irregularidad. Por tal motivo, se propone estudiar el comportamiento de modelos de edificios regulares ubicados en el terreno del Lago que estén asociados a las mayores solicitaciones del código, con periodos dominantes del terreno igual a $T_s = 2.00$ seg, asociados a las mayores solicitaciones que propone el Reglamento. Para tal efecto y para que los resultados obtenidos sean más atractivos, los modelos satisfacen justo al límite las restricciones por desplazamiento lateral de cada criterio de análisis, asociadas a las mayores ductilidades permitidas en el código.

Además, los edificios se diseñaran considerando las secciones comerciales, procedimientos constructivos y tendencias de diseño de la práctica, para que los resultados sean representativos del comportamiento de edificios equivalentes construidos en el Valle de México considerando la reglamentación actual.

Aunado a lo anterior, es valioso prever los mecanismos de colapso que predominarían para los planteamientos de diseño propuestos en el Reglamento, ante distintos métodos de análisis no lineal de los marcos que conforman el sistema de forma independiente o en su conjunto.

Tanto en la etapa de análisis lineal como en la etapa plástica, se presentará la posibilidad de realizar comparaciones entre los métodos de análisis (método modal espectral convencional y el análisis de diseño por desempeño) y las innovaciones presentadas en el código en relación con versiones anteriores. Además, se hará mención de las experiencias y resultados de sismos recientes y su impacto en los reglamentos internacionales haciendo comparaciones con el código nacional.

Capítulo 1

***Criterios de diseño de
estructuras con marcos de acero***

Capítulo 1

Criterios de diseño de estructuras con marcos de acero

Dados los distintos criterios establecidos en los distintos reglamentos internacionales para el diseño de estructuras de acero se realiza una comparación entre los siguientes códigos, identificándose en lo posterior de acuerdo a su abreviatura para el presente trabajo.

- Manual of Steel Construction. Load Resistance Factor Design (LRFD-1996) Specification for Structural Steel Buildings del American Institute of Steel Construction (AISC)
- Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (NTCM-2004, 2004) del reglamento de construcciones para el Distrito Federal (RCDF-2004, 2004).
- Uniform Building Code (UBC-97, 1997), Chapter 22.
- Handbook of Steel Construction. Canadian Institute of Steel Construction (CISC-93, 1993)
- British Rules BS5950

1.1 Consideraciones generales

Las diferencias entre los distintos reglamentos se plantan a continuación, incluyendo disposiciones para el diseño y construcción de estructuras metálicas. Con fines comparativos, se presentan los criterios del RCDF-93 y las NTCM-96 en algunos aspectos, para familiarizar al lector con los cambios en la nueva versión del reglamento.

1.1.1 Suposiciones de diseño

1.1.1.1 Bases para el diseño

En el caso del RCDF-2004, para definir los requisitos específicos para ciertos materiales y sistemas estructurales, así como procedimientos de diseño para acciones particulares, como para efectos de sismos y vientos, el departamento expide las normas técnicas complementarias. En lo que compete a las correspondientes a estructuras metálicas (NTCM-2004, 2004), se manejan los criterios enunciados a continuación.

El dimensionamiento se efectúa de acuerdo a los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio. Según éste, las estructuras deben dimensionarse de manera que la resistencia de diseño de toda sección con respecto a cada fuerza o momento interno que en ella actúe o a la combinación de dos o más de ellos, sea igual o mayor que él o los valores de diseño de dicha fuerza o momento interno. Estas resistencias de diseño deben incluir el factor de reducción por resistencia (F_R) correspondiente, mientras que las fuerzas o momentos internos de diseño deberán estar multiplicados por el factor de carga (F_C) correspondiente.

Debe revisarse los estados límite de falla y de servicio, de manera que las respuestas de la estructura queden limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

Es muy similar lo establecido por el CISC-93 adicionando apéndices con tablas para valorar los efectos de vibraciones, valores máximos de deformaciones recomendadas, resistencia a la fatiga, efectos dinámicos, prevención de deformaciones permanentes, etc.

El manual LRFD-96 coincide con lo anterior, mencionando además en el apartado A5 de las especificaciones, que está permitido el diseño plástico y elástico, excepto que el análisis plástico se permite sólo para acero cuyo esfuerzo de fluencia no exceda los 65 ksi (LRFD-96, 1996), aproximadamente 4570 kg/cm².

Agrega además que para el diseño de elementos estructurales de acero formados en frío, cuyos perfiles contienen esquinas redondeadas y elementos delgados, se considera lo provisto por el Instituto Americano para el Hierro y el Acero (AISC por sus siglas en inglés) recomendando las especificaciones para el diseño de elementos estructurales formados en frío.

1.1.1.2 Tipos y grupos de estructuras

Con excepción de CISC-93, todos los códigos coinciden en la distinción de tipos de estructuras para establecer los criterios de diseño y/o análisis según su importancia, salvo algunos que establecen especificaciones más precisas, en general se presentan las siguientes distinciones:

1. Edificaciones cuya falla estructural podría causar la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas o culturales excepcionalmente altas, o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivas, así como edificaciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana, como: hospitales, escuelas, terminales de transporte, estaciones de bomberos, centrales eléctricas y de telecomunicaciones; estadios, depósitos de sustancias inflamables o tóxicas; museos y edificios que alojen archivos y registros públicos de particular importancia.
2. Edificaciones comunes destinadas a vivienda, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el inciso anterior.

El RCDF-2004 y las NTCM-2004 distinguen dos subgrupos adicionales en el segundo grupo de estructura:

1. Subgrupo B1. Edificaciones de más de 30 m de altura o con más de 6000 m² de área total construida, ubicadas en las zonas I y II y construcciones de más de 15 m de altura o 3000 m² de área total construida, en zona III. Además templos, salas de espectáculos y edificios que tengan sala de reunión que pueda alojar a más de 200 personas, y
2. Subgrupo B2. Las demás de este grupo.

El UBC-97 hace una distinción similar en otro capítulo; el LRFD-96 no menciona distinción alguna según el tipo de ocupación o por la ubicación de la estructura.

Todos los reglamentos coinciden en hacer la siguiente distinción basándose en el tipo de elementos estructurales que conformen la misma, de la siguiente manera:

1. Tipo 1, comúnmente designadas marcos rígidos o estructuras continuas, se caracterizan porque los miembros que las componen están unidos entre sí por medio de conexiones rígidas, capaces de reducir a un mínimo las rotaciones relativas entre los extremos de las barras que ocurren en cada nudo de manera que el análisis puede basarse en la suposición de que los ángulos originales entre esos extremos se conserven sin cambio al deformarse la estructura (Sec. 1.5, NTCM-2004; Esp. A2.2, LRFD-96; I-8.1.1, CISC-93).
2. Tipo 2, parcialmente restringidas, son las que están formadas por miembros unidos entre sí por medio de conexiones que permiten rotaciones relativas y que son capaces de transmitir la totalidad de las fuerzas normales y cortantes, así como momentos no mayores del 20% de los momentos resistentes de diseño de los miembros considerados. En el análisis se ignoran las restricciones a las rotaciones.

Las NTCM-2004 agregan además que las estructuras tipo 1 pueden analizarse y diseñarse utilizando métodos elásticos o plásticos; éstos últimos son aplicables cuando se satisfacen los siguientes requisitos:

- a. El valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del acero, F_y , no es mayor que el 80% de su esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión, F_u , ni que 4500 kg/cm² (450 MPa).
- b. La curva carga-deformación del acero tiene las características necesarias para que pueda presentarse la redistribución de momentos requerida para la formación del mecanismo de colapso.
- c. Las relaciones ancho/grueso de los elementos planos que componen los perfiles cumplen los requisitos de las secciones tipo 1 ó 2, cuando los efectos sísmicos no son críticos, y de las secciones tipo 1 cuando sí lo son.
- d. Los miembros están contraventados lateralmente.
- e. Se colocan atiesadores dobles, en los dos lados del alma, en las secciones de los miembros que reciben cargas concentradas en las que aparezcan articulaciones plásticas en el eventual mecanismo de colapso.
- f. Ninguno de los miembros de la estructura que interviene en el mecanismo de colapso está sometido a cargas que puedan producir fallas por fatiga, ni son posibles fallas de tipo frágil ocasionado por cargas de impacto, bajas temperaturas u otros factores.

1.1.1.3 Carga y combinaciones de carga

En lo que se refiere a combinaciones de carga, existen notorias diferencias de los factores de carga basadas en las distinciones de grupos de estructuras y combinaciones entre los códigos mencionados (tabla 1.1).

1.1.1.3.1 Consideraciones del manual LRFD-96

Las cargas que se deben considerar según el manual LRFD-96, UBC-97 se deben establecer por las acciones y circunstancias que envuelven a la estructura a diseñarse (LRFD-96, Spec. A4; UBC-97, 3.1), basándose a su vez en el código: *Las cargas mínimas estándar americanas para edificios y otras estructuras* como referencia al respecto. Para propósitos de diseño, las cargas estipuladas por el código mencionado deberán ser nominales; considerando las siguientes:

D: Carga muerta, peso propio de los elementos y otros rasgos permanente en la estructura

L: Carga viva debida a la ocupación de la estructura o equipo móvil

L_r: Carga viva de cubierta o tejado

W: Carga provocada por viento

S: Carga provocada por nieve

E: Carga sísmica

R: Carga debida a lluvia, granizo o hielo excesivo

Para obtener la resistencia de la estructura y sus elementos, se debe determinar mediante la combinación crítica apropiada de cargas factorizadas. El efecto más crítico puede ocurrir cuando una o más cargas están o no actuando. Se consideran las siguientes combinaciones afectadas por los factores de carga establecidos así:

$$1.4D \tag{1.1}$$

$$1.2D + 1.6L + 0.5(L_r, S \text{ o } R) \tag{1.2}$$

$$1.2D + 1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (0.5L \text{ o } 0.8W) \tag{1.3}$$

$$1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R) \tag{1.4}$$

$$1.2D + 1.5E + (0.5L \text{ o } 0.2S) \tag{1.5}$$

$$0.9D - (1.3W \text{ o } 1.5E) \tag{1.6}$$

El factor de carga para L en las combinaciones 1.3, 1.4 y 1.5 deberá ser igual a 1.0 para estacionamientos, áreas destinadas a plazas públicas y todas las áreas donde la carga viva sea mayor que 100 psf (aprox. 48.9 kg/cm²).

Menciona además que para estructuras que tengan cargas vivas que puedan inducir el efecto de impacto, se deberá incrementar la misma dependiendo del tipo de efecto del que se trate.

Tabla 1.1 Comparación de los factores de carga entre reglamentos internacionales

Reglamento	Carga muerta	Carga Viva	Carga sísmica	Carga provocada por viento	Carga provocada por lluvia o granizo	Carga provocada por Nieve
CISC-93 *	1.25 β 0.85 λ	1.50 ϵ	1.00 ϵ	1.50 ϵ	1.50 π	1.50 π
LRFD-96	1.4 α	1.6 δ		0.8 ϕ	0.5 η	0.5 η
UBC-97	1.2 β	0.5 ϵ	1.5 ϵ	1.3 γ	1.6 ι	1.6 ι
RCDF-2001	1.4 δ	1.4 δ	1.1 ϵ	1.1 ϵ	1.1 ϵ	1.1 ϵ
	1.1 β	1.1 ϵ	1.0 μ	1.0 μ	1.0 μ	1.0 μ
	0.9 λ	0.9 λ				
	1.0 μ	1.0 μ				

- * Considera además un factor por combinación ψ
- α Cuando se toma en cuenta sólo ese efecto
- β Cuando se combina con carga viva y carga accidental
- δ Cuando se toma en cuenta solo cargas gravitacionales, deberá ser 1.5 si es edificación del Grupo A
- ϵ Cuando se trata de una combinación con cargas accidentales
- ϕ Cuando se combina con carga muerta y de nieve, lluvia o granizo
- γ Cuando se combina con carga muerta, viva y de nieve, lluvia o granizo
- η Cuando se combina con carga muerta y viva o viento
- ι Cuando se combina con carga muerta, viva y de viento
- λ Para acciones internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura
- μ Para revisión de estados límite de servicio
- π Las considera como cargas vivas

1.1.1.3.2 Consideraciones del manual CISC-93

- El CISC-93 establece el siguiente sistema para considerar cargas en el diseño de estructuras:
- D - Carga muerta, incluye el peso propio del elemento estructural y de todas los materiales permanentes de la construcción, equipo estacionario, acabados y fuerzas de pretensado.
 - L - Carga viva, incluye cargas por uso y ocupación de las estructuras equipo móvil, nieve, lluvia, tierra o presión hidrostática, impacto y cualquier otra carga estipulada por las autoridades reguladoras.
 - Q - Cargas provocadas por el viento o sismo

Las combinaciones de cargas factorizadas deben tomarse de conformidad a la siguiente expresión:

$$\alpha_D D + \gamma \psi (\alpha_L L + \alpha_Q Q + \alpha_T T) \tag{1.7}$$

Los factores α deben tomarse de la siguiente manera:

$\alpha_D = 1.25$; excepto cuando la carga muerta resista el efecto de volteo, alzado o inversión de carga, donde se tomará $\alpha_D = 0.85$;

$$\alpha_L = 1.50$$

$$\alpha_Q = 1.50 \text{ para viento o } 1.00 \text{ para sismo}$$

$$\alpha_T = 1.25$$

El factor de la combinación de carga ψ se toma de la siguiente forma:

- Cuando actúa sólo: L, Q o T, $\psi = 1.00$;
- Cuando actúan dos: L, Q y/o T, $\psi = 0.70$;
- Cuando actúan todos: L, Q y T, $\psi = 0.60$;

El efecto más desfavorable se determina considerando L, Q y T actuando sólo con $\psi = 1.00$, o en combinación con $\psi = 0.70$ o 0.60 .

El factor γ no debe ser menor que 1.00, excepto en estructuras donde se pueda demostrar que el colapso provocaría gran daño o consecuencias serias, en cuyo caso no deberá ser menor que 0.80.

1.1.1.3.3 Consideraciones del RCDF-2004

En lo que refiere a combinaciones de carga, el RCDF-2004 dispone de un criterio completamente distinto, establece que la seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado en todas las acciones que tengan probabilidad despreciable de ocurrir simultáneamente considerando dos categorías de combinaciones:

Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables, se considerarán todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura y las distintas acciones variables, de las cuales la más desfavorable se tomará con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea, o bien todas ellas con su intensidad media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo. En ambos tipos de combinación los efectos de todas las acciones deberán multiplicarse por los factores de carga apropiados, manejados de la siguiente forma:

- Para combinaciones de acciones permanentes y variables se aplicará un factor de carga de 1.4. Cuando se trate de edificaciones del grupo A, el factor de carga para este tipo de combinación se tomará igual a 1.5;
- Para combinaciones de acciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales se considerará un factor de carga de 1.1, aplicado a los efectos de todas las acciones que intervengan en la combinación;
- Para acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura, el factor de carga se tomará igual a 0.9;
- Para revisión de estados límite de servicio se tomará en todos los casos un factor de carga unitario.

En lo referente a la aplicación de cargas vivas unitarias se deberá tomar en consideración las siguientes disposiciones:

- La carga viva máxima W_m se deberá emplear para diseño estructural para fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como en el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales;
- La carga instantánea W_n se deberá usar para diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área;
- La carga media W se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo sobre toda el área;
- Cuando el efecto de la carga viva sea favorable para la estabilidad de la estructura, como el caso de problemas de flotación, volteo y de succión por viento, su intensidad se considerará nula sobre toda el área, a menos que pueda justificarse otro valor.

El RCDF-2001 establece los valores en forma tabulada complementadas con observaciones, en función de destino de piso o cubierta para el tipo de construcción en estudio.

1.1.2 Requerimientos de diseño

1.1.2.1 Área total

Todos los códigos coinciden en definir al área total de un miembro A_t , como el área completa de su sección transversal, siendo igual a la suma de los productos del grueso por el ancho de todos los elementos que componen la sección, medidos en un plano perpendicular al eje del miembro.

1.1.2.2 Área neta

Con excepción del CISC-93, todos los códigos coinciden que ésta se obtiene sumando los productos del grueso de cada una de las partes que lo componen por su ancho neto, que se determina como sigue:

- En el cálculo del área neta de barras en tensión o cortante, el ancho de los agujeros para pernos o tornillos se toma 1.5 mm. (1/16") mayor que el diámetro nominal del agujero medido en la dirección de los esfuerzos.
- En el caso de varios agujeros en una normal al eje de pieza, el ancho neto se obtiene restando al ancho total la suma de los anchos de los agujeros.
- Cuando los agujeros estén dispuestos en una línea diagonal respecto al eje de la pieza o en zigzag, se deben estudiar todas las trayectorias posibles, determinando cuál de ellas es el ancho menor, que es el que se utiliza para calcular el área neta. El ancho neto de cada una de las partes que forman la sección, correspondiente a cada trayectoria, se obtiene restando del ancho total la suma de los anchos de todos los agujeros que se encuentran sobre la trayectoria escogida y sumando para cada espacio entre agujeros la cantidad $s^2/4g$ (figura 1.1), donde s es la separación longitudinal centro a centro entre los dos agujeros considerados (paso) y g la separación transversal centro a centro entre ellos (gramil).

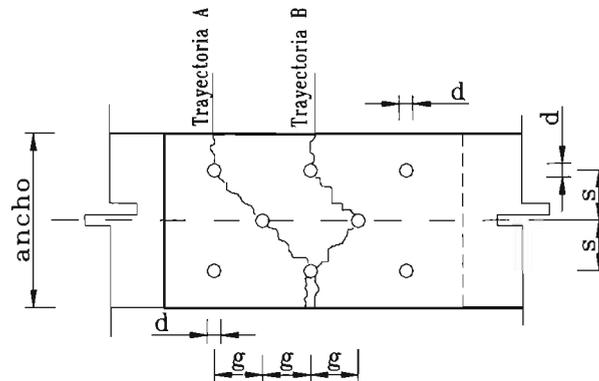


Figura 1.1 Determinación del ancho neto cuando los conectores están en tresbolillo

En el caso del planteamiento de CISC-93, distingue para la determinación del área neta tres casos, considerando el ancho de los agujeros para pernos o tornillos 2 mm más grande que el diámetro nominal del agujero.

- Para segmentos normales a la fuerza (por ejemplo: en tensión directa)

$$A_n = w_n t \tag{1.8}$$

- Para segmentos paralelos a la fuerza (por ejemplo: en cortante)

$$A_n = 0.6 L_n t \tag{1.9}$$

- Para segmentos inclinados a la fuerza

$$A_n = w_n t + s^2 t / 4g \tag{1.10}$$

donde: w_n = ancho neto (que es el ancho total menos los agujeros existentes)
 t = espesor
 L_n = Longitud neta (que es la longitud total menos los agujeros existentes)
 g = separación transversal centro a centro entre agujeros
 s = separación longitudinal centro a centro entre agujeros

El ancho total de ángulos en todos los reglamentos se toma igual a la suma de los anchos de las dos alas menos el grueso. Al determinar el área neta a través de soldaduras de tapón o de ranura, no debe tomarse en cuenta el metal de aportación.

1.1.2.3 Área neta efectiva

De acuerdo a todos los reglamentos, cuando la carga se transmite directamente a cada una de las partes que componen la sección transversal del miembro, por medio de remaches de tornillos o soldaduras, el área neta efectiva (A_e) es igual al área neta A_n (CISC-93, 12.3; LRFD-96, B3; NTCM-2004, 2.1.3).

Cuando la carga se trasmite por medio de tornillos o remaches colocándose algunas de las partes que componen la sección, pero no todos, el área neta efectiva es igual a:

miembros en tensión $A_e = U A_n$ (1.11)

miembros en compresión $A_e = U A_t$ (1.12)

U es un coeficiente de reducción del área. Los valores de U pueden ser tomados como sigue:

$$U = 1 - (x/L) \leq 0.90 \quad (1.13)$$

donde: x excentricidad de la conexión (distancia del centroide al plano de la fuerza cortante); y
 L longitud de la conexión en la dirección de la carga.

1. Conexiones remachadas o atornilladas. En lugar de los calculados con la ecuación anterior puede utilizarse los valores de U siguientes
 - a. Secciones laminadas H o I con patines de ancho no menor que 2/3 del peralte y tés estructurales o formadas por placas soldadas, conectadas por los patines: $U= 0.90$
 - b. Secciones laminadas H o I que no cumplan las condiciones del párrafo anterior; tés estructurales obtenidas de ellas, o formadas por dos placas soldadas, y todas las secciones restantes, incluidas las formadas por varias placas: $U= 0.85$
 - c. Todos los miembros que tengan sólo dos conectores en cada línea en la dirección de los esfuerzos: $U= 0.75$
 - d. Ángulos conectados por una sola ala con
 - Cuatro o más conectores en la dirección de los esfuerzos: $U= 0.80$;
 - Menos de cuatro conectores en la dirección de los esfuerzos: $U= 0.60$.

2. Conexiones soldadas. La versión de las NTCM-96 no contenía explícitamente esta sección, las NTCM-2004 y el manual LRFD-96 agregan, a este último inciso, que cuando la carga se transmita a placas por soldadura longitudinales por ambos bordes y en el extremo de la placa, se recomienda usar:
 - a. Cuando $l \geq 2d$ $U= 1.0$
 - b. Cuando $2d > l \geq 1.5d$ $U= 0.87$
 - c. Cuando $1.5d > l \geq d$ $U= 0.75$

donde: l es la longitud de la soldadura
 w es el ancho de la placa (distancia entre soldaduras)

1.1.2.4 Factor de longitud efectiva

En general, todos los reglamentos coinciden en el manejo y existencia de un factor reductivo de la longitud efectiva del elemento estructural analizado, dependiendo de las condiciones de apoyo. En la determinación del factor de longitud efectiva k se consideran tres casos:

- Miembros con extremos fijos linealmente. Los efectos son ocasionados por las deformaciones del miembro entre sus extremos. El factor de longitud efectiva k suele tomarse igual a 1.0, pero pueden emplearse otros valores si se justifican.
- Miembros en los que pueden desprejarse los efectos de esbeltez. Estos efectos se pueden desprejarse en columnas de entrepisos de marcos rígidos de cualquier altura que formen parte de estructuras regulares, cuando el índice de estabilidad de un entrepiso I , no excede de 0.8; se calcula con la expresión:

$$I = \frac{\sum P_u Q \Delta_{OH}}{(\sum H) L} \quad (1.14)$$

donde $\sum P_u$ fuerza vertical de diseño en el entrepiso; incluye cargas muertas y vivas

Q factor de comportamiento sísmico. En diseño por viento se toma $Q=1$.

Δ_{OH} desplazamiento horizontal relativo de primer orden de los niveles que limitan el entrepiso

$\sum H$ suma de todas las fuerzas horizontales de diseño que obran encima de entrepiso

L altura del entrepiso

- Miembros en los que no pueden desprejarse los efectos de esbeltez debidos a desplazamientos lineales de sus extremos. Estos efectos no pueden desprejarse en las columnas de marcos rígidos que forman parte de estructuras regulares, cuando el índice de estabilidad del entrepiso, I , excede el límite indicado.

Si el índice de estabilidad I es mayor que 0.30 en alguno o algunos de los entrepisos, debe aumentarse la rigidez de la estructura completa, o de parte de ella, para disminuir los desplazamientos Δ_{OH} y reducir el valor de I , en todos los entrepisos, a no más de 0.30.

El factor de longitud efectiva k , para pandeo en el plano del marco suele tomarse igual a 1.0, peor pueden emplearse valores menores si se justifican.

1.1.2.5 Relaciones de esbeltez máximas

En todos los códigos se establecen relaciones de esbeltez máximas recomendadas para el mejor comportamiento del elemento estructural según la sollicitación a la que se encuentre sometido. Así, en el caso de las RCDF-2004 se menciona que la relación de esbeltez kL/r de miembros en compresión no exceda de 200. La relación de esbeltez L/r de miembros en tensión puede tener cualquier valor, pero conviene que no pase de 240 en miembros principales o de 300 en contraventeos y otros miembros secundarios (NTCM-2004, Sec. 2.2.3).

1.1.2.6 Relaciones ancho/grueso y pandeo local

El manual LRFD-96 y el UBC-97 coinciden en clasificar las secciones en tres tipos:

Las secciones de acero se clasifican como compacta, no compacta y secciones esbeltas. En las secciones clasificadas como compactas, los patines deberán estar conectados al alma o almas y la relación ancho grueso de elementos a compresión no deberá exceder λ_p dado, conforme a tablas en cada reglamento, aunque el UBC-97 presenta tablas más simples con variaciones en los límites anteriormente mencionados. Si la relación ancho grueso de uno o más elementos a compresión

exceden λ_p pero no λ_r , la sección será no compacta. Si la relación ancho espesor excede el límite λ_r los elementos serán elementos esbeltos.

De acuerdo a las NTCM-2004 del RCDF-2004, así como al CISC-93, las secciones estructurales se clasifican en cuatro tipos, en función de las relaciones ancho grueso máximas de sus elementos planos que trabajan en compresión axial, en compresión debida a flexión, flexión o flexocompresión.

Las secciones tipo 1 (secciones para diseño plástico) pueden alcanzar el momento plástico en vigas y el momento plástico reducido por compresión en barras flexocomprimidas y para desarrollar las ductilidades adoptadas en el diseño de estructuras construidas en zonas sísmicas. El CISC-93 agrega que cuando estas secciones estén sujetas a flexión, deben tener un eje de simetría en el plano de carga y cuando estén sujetos a compresión axial, deberán contar con dos ejes de simetría.

Las secciones tipo 2 (secciones compactas) pueden alcanzar el momento plástico, pero tienen una capacidad de rotación inelástica limitada. Aunque suficiente para ser utilizadas en estructuras diseñadas plásticamente, bajo cargas predominantemente estáticas y en zonas sísmicas. Al igual que la sección anterior, el CISC-93 solicita para flexión un eje de simetría en el plano de carga eliminando los efectos de asimetría de la sección que estará incluidos en el análisis.

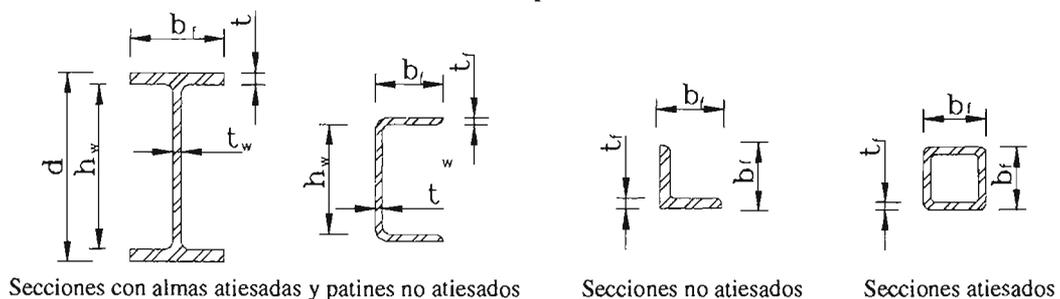
Las secciones tipo 3 (secciones no compactas) pueden alcanzar el momento correspondiente a la iniciación del flujo plástico en vigas o ese momento reducido por compresión en barras flexocomprimidas, pero no tienen capacidad de rotación inelástica.

Las secciones tipo 4 (secciones esbeltas) tienen como estado límite de resistencia el pandeo local de algunos de los elementos planos que las componen.

1.1.2.7 Elementos planos no atiesados

En general, todos los códigos coinciden que para aquellos elementos que están soportados a lo largo de uno solo de los bordes paralelos a la dirección de la fuerza a compresión, se tomará el ancho como sigue (figura 1.2):

- a. En placas, la distancia del borde libre a la primera línea de soldaduras, remaches o tornillos.
- b. En las alas de ángulos, patines de canales y zeta, y almas de té, la dimensión nominal total.
- c. En almas de té, el peralte nominal total.
- d. En patines de secciones I, H, y T, la mitad de la dimensión nominal total.
- e. En perfiles hechos con lámina doblada, la distancia del borde libre a la iniciación de la curva que une el elemento considerado con el resto del perfil.



Secciones con almas atiesadas y patines no atiesados Secciones no atiesadas Secciones atiesadas
Figura 1.2 Secciones estructurales atiesadas y no atiesadas

1.1.2.8 Elementos planos atiesados

Igualmente, se puede afirmar que conforme a todos los reglamentos, para aquellos elementos que estén soportados a lo largo de los dos bordes paralelos a la dirección de la fuerza de compresión (figura 1.2). Su ancho se toma como sigue:

- En almas de secciones laminadas, la distancia libre entre patines menos los radios de las curvas de unión con los patines.
- En patines de secciones en cajón hechas con cuatro placas, la distancia entre líneas adyacentes de soldaduras, remaches o tornillos.
- En patines de secciones laminadas en cajón, la distancia libre entre almas, menos los radios de las dos curvas de unión.
- En almas de secciones formadas por placas, H, I, o en cajón, la distancia entre líneas adyacentes de remaches o tornillos o, en secciones soldadas, la distancia libre entre patines.
- En almas de secciones laminadas en caliente o dobladas en frío, la distancia entre las iniciaciones de las curvas de unión con los elementos de soporte.

1.2 Cálculo de resistencias

Se discutirá a continuación los distintos enfoques para el cálculo de resistencias de acuerdo a cada reglamento, según las solicitaciones para miembros estructurales.

1.2.1 Resistencia de miembros a tensión

El manual LRFD-96 y las NTCM-2004 coinciden en el cálculo para el diseño de miembros en tensión, considerando los estados límite de flujo plástico en la sección total y de fractura en el área neta.

La resistencia de diseño R_t de un elemento estructural en tensión es la menor de las calculadas con alguna de las siguientes ecuaciones:

- Estado límite de flujo plástico en la sección total ($F_R=0.90$):

$$R_t = F_R A_t F_y \quad (1.15)$$

- Estado límite de fractura en la sección neta ($F_R = 0.75$):

$$R_t = F_R A_e F_u \quad (1.16)$$

A_t es el área total de la sección transversal del miembro, A_e el área neta efectiva, F_y el valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del material y F_u el esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión.

Cuando los miembros sin agujeros, conectados por medio de soldaduras colocadas en todas las partes que componen su sección transversal, en proporción a sus áreas, el área neta efectiva de la ecuación anterior es igual al área total.

Mientras que el enfoque del CISC-93 establece que la resistencia a tensión T_r , desarrollada por un miembro, deberá ser la menor de:

- $T_r = \phi A_g F_y \quad (1.17)$

- $T_r = 0.85 \phi A_{en} F_u \quad (1.18)$

- $T_r = 0.85 \phi A'_{en} F_u \quad (1.19)$

A'_{en} es el área neta efectiva reducida. Para conexiones con pernos se acepta:

- $T_r = 0.75 \phi A_n F_y \quad (1.20)$

donde $\phi = 0.90$.

1.2.2 Resistencia de miembros a compresión

Se realizará una comparación entre los criterios planteados por cada reglamento para el cálculo de elementos estructurales sometidos a compresión, así como el origen y similitudes entre ecuaciones de distintos códigos.

El reglamento inglés, maneja para el diseño de elementos en compresión fórmulas semiempíricas, en las cuales se incluyen el uso de constantes, factores modificadores de la resistencia y parámetros que toman en cuenta imperfecciones como se puede apreciar en la tabla 1.2; lo cual complica la ejecución de los planteamientos, que finalmente resultan confusos para su aplicación de los ingenieros en la práctica.

Tabla 1.2 Comparación de las fórmulas para la determinación del esfuerzo crítico

Reglamento	Reino Unido BS 5950	Canadá CISC-93	México NTCM-2004	Estado Unidos LRFD-96	México NTCM-96
$\phi_c \text{ ó } F_R$		0.90	0.90	0.85	0.85
Fórmula para el cálculo de esfuerzo crítico	$F_c = \frac{F_o F_y}{\phi + \sqrt{\phi^2 - F_o F_y}}$ $F_{oc} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$	$0 \leq \lambda \leq 0.15$ $C_r = \phi A F_y$	Para sección H o I: $R_c = \frac{F_y A_t F_R}{[1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n}]^{1/n}}$ $R_c \leq F_y A_t F_R$	Cuando $\lambda_c \leq 1.5$ $F_{ce} = (0.68 Q \lambda^2) F_y$	Para sección H o I: $R_c = \frac{F_y A_t F_R}{[1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n}]^{1/n}}$ $R_c \leq F_y A_t F_R$ λ mismo valor que NTCM-04
		$0.15 < \lambda \leq 1.0$ $C_r = \phi A F_y (1.035 - 0.202 \lambda - 0.222 \lambda^2)$	Cualquier otra forma: $R_c = \frac{F_y A_t F_R}{[1 + \lambda^{2.8} - 0.15^{2.8}]^{1/1.4}}$ $R_c \leq F_y A_t F_R$	Cuando $\lambda_c > 1.5$ $F_{cr} = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y$	Cualquier otra forma: $R_c = \frac{20120000}{[KL/r]^2} A_t F_R$ $R_c = A F_y F_R \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2(KL/r)_c^2} \right]$
		$1.0 < \lambda \leq 2.0$ $C_r = \phi A F_y (-.111 + 0.636 \lambda^{-1} - 0.087 \lambda^2)$			
		$2.0 < \lambda \leq 3.6$ $C_r = \phi A F_y (0.009 + 0.087 \lambda^2)$			
		$3.6 < \lambda$ $C_r = \phi A F_y \lambda^2$			
Modificador de la resistencia	$\phi' = \frac{F_y + (1 + \eta) F_{oc}}{2}$	---	---	---	---
Relación de esbeltez	$\lambda = \frac{L}{r}$ $\lambda_o = 0.2 \sqrt{\frac{\pi^2 E}{F_y}}$	$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}}$	$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}}$	$\lambda_c = \frac{KL}{r \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$	$(KL/r)_c = \frac{6340}{\sqrt{F_y}}$
Parámetro de imperf. ó característ. particular	$\eta = 0.001 a (\lambda - \lambda_o) \geq 0$	---	$n = 2.0$ laminada o soldada flexionada en sus ejes de simetría $n = 1.4$ laminada o soldada cortada con oxígeno $n = 1.0$ Otros	---	$n = 1.4$ si es laminada o soldada cortada con oxígeno $n = 1.0$ Otros

F_y , L y r son el esfuerzo de fluencia, la longitud del elemento y el radio de giro respectivamente
 a , α_c son constantes definidas a partir de las curvas de interacción según el tipo de sección

El reglamento canadiense da una marcada importancia a los intervalos en los que se encuentren las relaciones de esbeltez para la aplicación de distintos criterios, fundamentadas en constantes según el tipo de sección y el parámetro λ

Las NTCM-96 hacían una distinción entre secciones H o I y aquellas que tuvieran otra forma cualquiera; sin embargo, la nueva versión de las NTCM-2004 manejan sólo una ecuación variando únicamente el valor del coeficiente adimensional n según sea el caso, la comparación de planteamientos se mencionará detalladamente más adelante, el comportamiento de las ecuaciones se esquematiza en la figura 1.3, donde se aprecia la atenuación de la curva a medida que disminuye el valor de n , con una relación de esbeltez mayor a 20 hasta 240, donde su comportamiento se asemeja.

Las disposiciones del LRFD-96 enfocan un procedimiento basado en el tipo de sección que se esté diseñando, haciéndose notar los límites para la aplicación de fórmulas para distinguir la carga crítica de pandeo de Euler y el pandeo local, ésta distinción estaba planteada en las NTCM-96 como se aprecia en la tabla 1.2; sin embargo, no está claramente establecido en la versión NTCM-2004.

En lo referente a las relaciones de esbeltez, el planteamiento es muy similar basada en el mismo principio de Euler, siendo más parecidas las soluciones propuestas por el LRFD-96, CISC-93 y las NTCM-2004.

En la figura 1.4 se presenta una comparación de los criterios para la determinación de la resistencia a compresión entre los distintos reglamentos que se están estudiando. En el caso del reglamento inglés (BS 5960) el parámetro de imperfección η se está tomando como la unidad, debido a la falta de información sobre la constante a ; en el caso de las NTCM se está graficado lo estipulado en las NTCM-96 para una sección transversal con forma cualquiera, lo cual se suprimió de la nueva versión, y los criterios para $n=2$ y $n=1.4$ de las NTCM-2004, este último equivale también a las secciones H, I o rectangular huecas de la versión anterior.

Se puede apreciar que el criterio sugerido por BS 5950 es el más conservador probablemente por los parámetros de imperfecciones y constantes que maneja, siendo las NTCM-2004 con $n=2$ el límite superior de las curvas en el intervalo inicial hasta una relación de esbeltez superior a 100, donde comienza a dominar el LRFD-96, sin tomar en cuenta la curva de las NTCM-96 para una sección transversal con forma cualquiera, que si bien es cierto resulta mas conservadora hasta una relación de esbeltez mayor a 80, después se rige como límite superior de la gráfica. Este último criterio mencionado, fue sustituido por el de las NTCM-2004 con un $n=1.4$, que como se aprecia, es un poco más conservador.

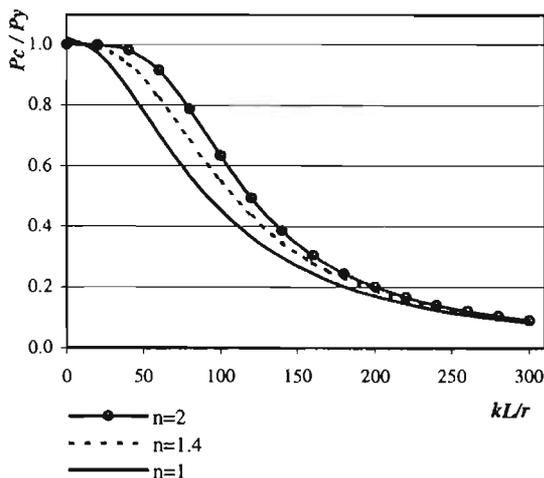


Figura 1.3 Resistencia a compresión del criterio de las NTCM para distintos valores de n

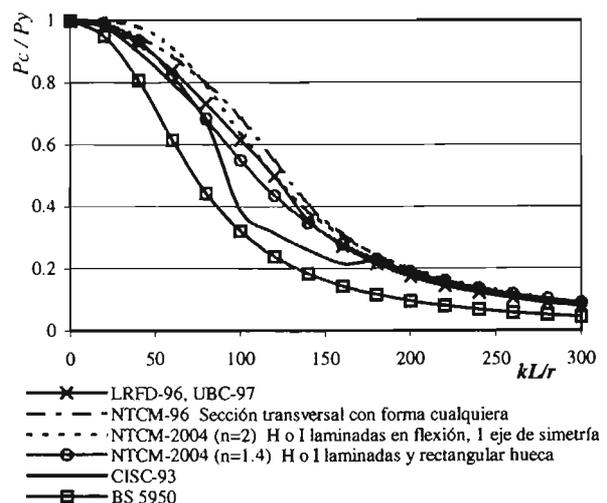


Figura 1.4 Resistencia a compresión entre criterios de códigos internacionales

Es importante notar la similitud del comportamiento de criterios utilizados por el LRFD-96 o bien UBC-97 y las NTMC-2004 con $n= 1.4$, los cuales a su vez, difieren sensiblemente del CISC-93 en el que se aprecia el comportamiento de las distintas ecuaciones que maneja para distintos intervalos de la relación de esbeltez. Con el fin de profundizar en el LRFD-96, CISC-93 y NTMC-2004 dada su importancia para el presente trabajo, es conveniente plantear las soluciones de los mismos, tomando en cuenta las distinciones según el tipo de sección y otros casos particulares.

1.2.2.1 Planteamiento del manual LRFD-96

Establece que la resistencia de diseño de miembros a compresión cuyos elementos tienen relaciones ancho espesor menores que λ_r antes definidos con $\phi_c= 0.85$ son las siguientes:

$$P = \phi_c A_g F_{cr} \tag{1.21}$$

si $\lambda_c \sqrt{Q} \leq 1.5$

$$F_{cr} = (0.68^{Q\lambda_c^2}) F_y \tag{1.22}$$

si $\lambda_c \sqrt{Q} > 1.5$

$$F_{cr} = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y \tag{1.23}$$

donde:

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \tag{1.24}$$

A_g es el área gruesa del miembro en in²

F_y es el esfuerzo de fluencia especificado, ksi.

E es el módulo de elasticidad en ksi

K es el factor de longitud efectivo

L es la longitud sin arriostamiento del miembro en pulgadas

r es el radio de giro que rige en pulgadas

Q es el factor de pandeo dado por:

$$Q = Q_s Q_a \tag{1.25}$$

Para elementos no atiesados cuya relación ancho espesor no exceda el límite aplicable λ_r antes definido, deberá aplicar un factor de reducción Q_s , determinado de la siguiente manera:

Para ángulos sencillos:

$$\text{cuando } \frac{76}{\sqrt{F_y}} \leq \frac{b}{t} \leq \frac{155}{\sqrt{F_y}}$$

$$Q_s = 1.34 - 0.00477 \frac{b}{t} \sqrt{F_y} \tag{1.26}$$

$$\text{cuando } \frac{b}{t} > \frac{155}{\sqrt{F_y}}$$

$$Q_s = \frac{15,500}{\left[F_y \left(\frac{b}{t} \right)^2 \right]} \tag{1.27}$$

Para ángulos y placas de columnas y otros miembros en compresión, y para patines en compresión

$$\text{cuando } \frac{95}{\sqrt{F_y}} \leq \frac{b}{t} \leq \frac{176}{\sqrt{F_y}}$$

$$Q_s = 1.415 - 0.00437 \frac{b}{t} \sqrt{F_y} \quad (1.28)$$

$$\text{cuando } \frac{b}{t} > \frac{176}{\sqrt{F_y}}$$

$$Q_s = \frac{20,000}{\left[F_y \left(\frac{b}{t} \right)^2 \right]} \quad (1.29)$$

Para almas de secciones T:

$$\text{cuando } \frac{127}{\sqrt{F_y}} \leq \frac{b}{t} \leq \frac{176}{\sqrt{F_y}}$$

$$Q_s = 1.908 - 0.00715 \frac{b}{t} \sqrt{F_y} \quad (1.30)$$

$$\text{cuando } \frac{b}{t} > \frac{176}{\sqrt{F_y}}$$

$$Q_s = \frac{20,000}{\left[F_y \left(\frac{b}{t} \right)^2 \right]} \quad (1.31)$$

donde:

- b = ancho a compresión con no atiesado, in
- t = espesor del elemento no atiesado, in
- F_y = esfuerzo de fluencia especificado en ksi

Cuando la relación ancho-espesor para elementos atiesados bajo compresión uniforme se exceda el límite λ_r , antes definido, deberá aplicar una reducción al ancho b_e , determinado de la siguiente manera:

1) Para patines de secciones cajón y rectangulares con espesor uniforme:

$$b_e = \frac{326t}{\sqrt{f}} \left[1 - \frac{64.9}{(b/t)\sqrt{f}} \right] \leq b \quad (1.32)$$

2) Para otros elementos comprimidos:

$$b_e = \frac{326t}{\sqrt{f}} \left[1 - \frac{57.2}{(b/t)\sqrt{f}} \right] \leq b \quad (1.33)$$

donde:

- b = ancho actual del elemento comprimido, in
- b_e = ancho efectivo reducido, in

t = grueso del elemento comprimido, in
 f = esfuerzo de compresión existente en el elemento atiesado, producido por las sollicitaciones de diseño.

Las propiedades de diseño deben calcularse con toda la sección excepto los siguientes casos:

Para el cálculo del momento de inercia y el módulo de sección elástico de miembros en flexión, el ancho efectivo para elementos atiesados bajo compresión uniforme, se determina usando las propiedades efectivas.

Para elementos atiesados se deberá considerar el siguiente factor:

$$Q_a = \frac{\text{Área efectiva}}{\text{Área actual}} \quad (1.34)$$

donde el área efectiva es igual a la sumatoria de las áreas efectivas de la sección.

De todo lo anterior se puede afirmar que:

- a) Las secciones que sean compuestas sólo por elementos no atiesados $Q = Q_s, (Q_a = 1)$
- b) Las secciones compuestas por elementos atiesados $Q = Q_a, (Q_s = 1)$
- c) Las secciones compuestas por ambos tipos de elementos, atiesados y no atiesados $Q = Q_s Q_a$ (ecuación 1.25)

1.2.2.2 Planteamiento de las NTCM-2004

En esta sección se presenta el planteamiento de la nueva versión de las NTC de estructuras metálicas, se mencionan adicionalmente los criterios de las NTCM-96 realizando comparaciones.

En el diseño de miembros comprimidos hechos con secciones tipo 1, 2 o 3 con dos ejes de simetría, en cajón, o de cualquier otra forma, para los que pueda demostrarse que no es crítico el pandeo por torsión o flexotorsión, se considera el estado límite de inestabilidad por flexión.

La resistencia de diseño R_c de un elemento estructural de eje recto y de sección transversal constante sometido a compresión axial se determina con alguna de las siguientes ecuaciones. En cada caso particular deben revisarse todos los estados límites pertinentes para identificar el crítico, al que corresponde la resistencia de diseño.

1.2.2.2.1 Estado límite de inestabilidad por flexión (Sec. 3.2.2.1, NTCM-2004)

- a) Miembros de sección transversal H, I o rectangular hueca, $F_R = 0.90$ y

$$R_c = \frac{F_y A_t F_R}{[1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n}]^{1/n}} \leq F_y A_t F_R \quad (1.35)$$

F_R se tomará igual a 0.90;

A_t es el área total de la sección transversal de la columna;

λ parámetro de esbeltez, que se calcula como:

$$\lambda = \frac{kL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (1.36)$$

kL/r es la relación de esbeltez efectiva máxima de la columna.

n es un coeficiente adimensional, que tiene alguno de los siguientes valores:

1. Columnas de sección transversal H o I, laminadas y flexionadas alrededor de cualquiera de sus ejes de simetría, o hechas con tres placas soldadas obtenidas cortándolas con oxígeno de placas más anchas, flexionada alrededor del eje de mayor momento de inercia, de acero con límite de fluencia no menor de 4220 kg/cm²: $n = 2.0$

Este valor de $n = 2.0$ es una novedad que no contenía el NTCM-96, el cual constituye una adición significativa.

2. Columnas de sección transversal H o I, laminadas o hechas con tres placas soldadas obtenidas cortándolas con oxígeno de pacas más anchas, y columnas de sección transversal rectangular hueca, laminadas o hechas con cuatro placas soldadas, que cumplen con los requisitos de las secciones tipo 1, 2 o 3: $n = 1.4$
3. Columnas de sección transversal H o I, hechas con tres placas laminadas soldadas entre sí, que cumplen con los requisitos de las ecuaciones tipo 1, 2 o 3: $n = 1.0$

El comportamiento en la ecuación 1.35 para distintos valores del parámetro n , está esquematizado en la figura 1.3, donde se aprecia que el valor de $n = 2$ constituye el límite superior de la gráfica, decreciendo a medida que disminuye dicho parámetro.

- b) Miembros cuya sección transversal tiene una forma cualquiera, no incluida en el inciso anterior. R_c se calcula con la ecuación anterior usando $n = 1.4$, con $F_R = 0.90$

En el planteamiento de las NTCM-96 para miembros de sección transversal H, I o rectangular hueca se utilizaba la misma ecuación actual; sin embargo, para miembros de sección transversal de forma cualquiera, se subdividían según su relación de esbeltez de acuerdo con lo siguiente, con una $F_R = 0.85$ (el cual también constituye un cambio) y

1. Si $kL/r > (kL/r)_c$

$$R_c = \frac{20,120,000}{[kL/r]^2} A_t F_R \quad (1.37)$$

2. Si $kL/r < (kL/r)_c$

$$R_c = A_t F_y F_R \left[1 - \frac{(kL/r)^2}{2(kL/r)_c^2} \right] \quad (1.38)$$

En las ecuaciones anteriores:

$$(kL/r)_c = \frac{6,340}{\sqrt{F_y}} \quad (1.39)$$

kL/r es la relación de esbeltez efectiva máxima de la columna y $(kL/r)_c$ es el coeficiente de la columna es decir, el valor de la relación de esbeltez que separa los intervalos de pandeo elástico e inelástico, lo cual a sido suprimido en la nueva versión. En la figura 1.5 se presenta el comportamiento de la nueva versión y las NTCM-96 para elementos a compresión, se nota la similitud entre las NTCM-2004 con $n=2$ y la versión anterior, donde se aprecia que el criterio de la nueva versión es más conservador para relaciones de esbeltez menores a 75.

Cuando la sección transversal de la columna es tipo 4, la resistencia de diseño R_c se determina, cualquiera que sea la forma de la sección, como sigue:

- a) Si $kL/r > (kL/r)_c$

$$R_c = \frac{20,120,000}{[kL/r]^2} A_t F_R \quad (1.40)$$

- b) Si $kL/r < (kL/r)_c$

$$R_c = A_t F_y Q F_R \left[1 - \frac{(kL/r)^2}{2(kL/r)_c^2} \right] \quad (1.41)$$

Q es un factor de pandeo local al igual que en el LRFD-96 dado por $Q = Q_s Q_a$ (ecuación 1.25)

Q_s corresponde al elemento plano no atiesado que tiene la mayor relación b/t. En secciones formadas exclusivamente por elementos atiesados, Q_s se toma igual a la unidad, y en secciones formadas exclusivamente por elementos planos no atiesados, Q_a se toma igual a la unidad. Q_s y Q_a se calculan como se explica a continuación.

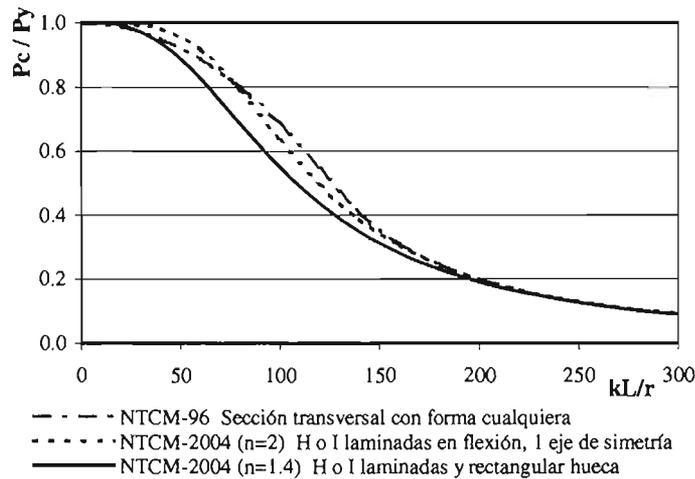


Figura 1.5 Comportamiento a compresión entre distintas versiones de las NTCM

En la determinación de la resistencia de diseño de elementos planos no atesados comprimidos de relación ancho grueso mayor que el límite correspondiente a secciones tipo 3, y en la de miembros estructurales que contienen elementos planos de este tipo, debe incluirse un factor de reducción Q_s , que se calcula con las siguientes ecuaciones:

a) Para ángulos aislados:

$$\text{cuando } \frac{640}{\sqrt{F_y}} \leq \frac{b}{t} \leq \frac{1300}{\sqrt{F_y}}$$

$$Q_s = 1.304 - 0.00053 \frac{b}{t} \sqrt{F_y} \quad (1.42)$$

$$\text{cuando } \frac{b}{t} > \frac{1300}{\sqrt{F_y}}$$

$$Q_s = \frac{1,090,000}{\left[F_y \left(\frac{b}{t} \right)^2 \right]} \quad (1.43)$$

b) Para ángulos o placas que sobresalen de columnas u otros miembros comprimidos y para patines comprimidos de vigas y travesaños armados:

$$\text{cuando } \frac{830}{\sqrt{F_y}} \leq \frac{b}{t} \leq \frac{1470}{\sqrt{F_y}}$$

$$Q_s = 1.415 - 0.00052 \frac{b}{t} \sqrt{F_y} \quad (1.44)$$

$$\text{cuando } \frac{b}{t} > \frac{1470}{\sqrt{F_y}}$$

$$Q_s = \frac{1,400,000}{\left[F_y \left(\frac{b}{t} \right)^2 \right]} \quad (1.45)$$

En la figura 1.6 se compara los criterios para la determinación del factor de pandeo local Q_s entre las NTCM-96 y el manual LRFD-96, para el caso de patines de ángulos aislados (ec. 1.26, 1.27, 1.42 y 1.43), donde es perceptible la similitud de comportamientos a pesar de las unidades entre uno y otro reglamento, para distintas proporciones de esbeltez de placas b/t ; sin embargo, todo este planteamiento ha sido suprimido en las NTCM-2004.

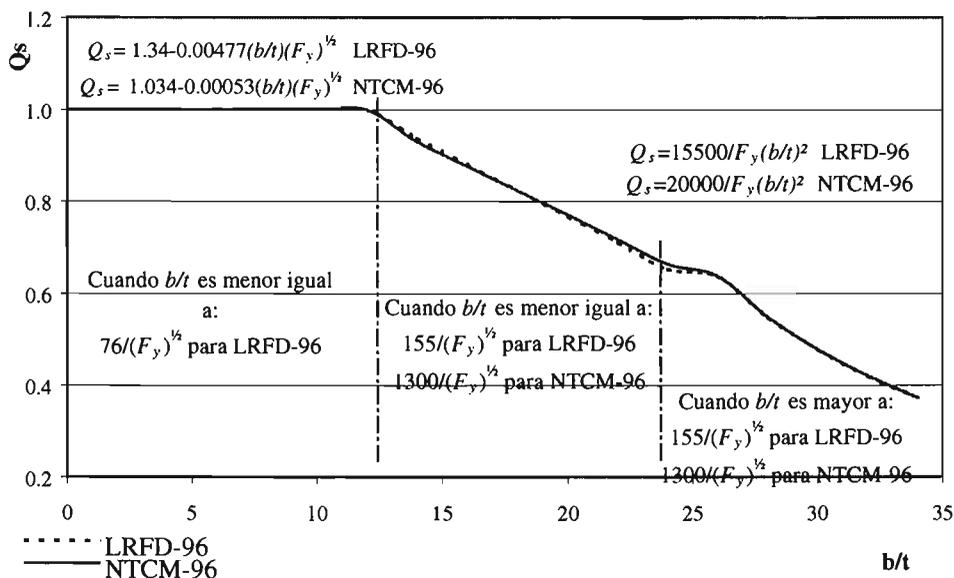


Figura 1.6 Comparación del factor de pandeo Q_s entre las NTCM y el LRFD

Se marca dentro de la misma gráfica mediante una línea vertical punteada el cambio de criterio (fórmula recomendada) para el cálculo de éste factor en ambos códigos, evidentemente mientras menor sea la proporción b/t (menor esbeltez) el factor Q_s tenderá a la *unidad* lo que implicará menor probabilidad de pandeo.

En la determinación de las propiedades geométricas necesarias para calcular la resistencia de diseño de miembros estructurales que contienen elementos planos atiesados comprimidos debe utilizarse un ancho efectivo reducido b_e , para el cálculo del mismo las NTCM-96 plantean ecuaciones en función del tipo de sección, las cuales también han sido suprimidas de la nueva versión.

1.2.2.2.2 Estado límite de pandeo por torsión o por flexotorsión (Sec. 3.2.2.2, NTCM-2004)

Los estados límite de pandeo por torsión o por flexotorsión deben revisarse en miembros comprimidos de sección transversal con uno o ningún eje de simetría, tales como ángulos y tés, o con dos ejes de simetría pero muy baja rigidez torsional, como las secciones en forma de cruz y la hechas con placas muy delgadas. Cuando la sección transversal de la columna es tipo 1, 2 ó 3, la resistencia de diseño, R_c , se determina con la ecuación 1.35 con $n= 1.4$ y $F_R= 0.85$ sustituyendo λ por λ_e , dada por:

$$\lambda_e = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \tag{1.46}$$

donde F_e es el menor de los esfuerzos críticos de pandeo elástico por torsión o flexotorsión.

a. Columnas de sección transversal con dos ejes de simetría:

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 EC_a}{(K_z L_z)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y} \quad (1.47)$$

b. Columnas de sección transversal con un eje de simetría:

$$F_e = \frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey}F_{ez}H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right] \quad (1.48)$$

c. Columnas cuyas secciones transversales no tienen ningún eje de simetría: F_e es la menor de las raíces de la ecuación cúbica:

$$(F_e - F_{ex})(F_e - F_{ey})(F_e - F_{ez}) - F_e^2(F_e - F_{ey})\left(\frac{x_o}{r_o}\right)^2 - F_e^2(F_e - F_{ex})\left(\frac{y_o}{r_o}\right)^2 = 0 \quad (1.49)$$

donde $r_o^2 = x_o^2 + y_o^2 + \frac{I_x + I_y}{A} \quad (1.50)$

$$H = 1 - \left(\frac{x_o^2 + y_o^2}{r_o^2} \right) \quad (1.51)$$

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(K_x L_x / r_x)^2} \quad (1.52)$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{(K_y L_y / r_y)^2} \quad (1.53)$$

$$F_{ez} = \left[GJ + \frac{\pi^2 EC_a}{(K_z L_z)^2} \right] \frac{1}{Ar_o^2} \quad (1.54)$$

F_{ex} y F_{ey} se calculan respecto a los ejes centroidales y principales. En las ecuaciones anteriores las literales tienen los siguientes significados.

E módulo de elasticidad;

G módulo de elasticidad al esfuerzo cortante;

J constante de torsión de Saint Venant;

C_a constante de torsión por alabeo;

I_x, I_y momentos de inercia de la sección transversal de la columna;

L_x, L_y, L_z longitudes libres para pandeo por flexión alrededor de los ejes X y Y y por torsión;

K_x, K_y, K_z factores de longitud efectiva para pandeo por flexión;

x_o, y_o coordenadas del centro de torsión con respecto a un sistema de ejes centroidales y principales

r_x, r_y radios de giro de la sección transversal de la columna;

r_o radio polar de giro de la sección transversal respecto al centro de torsión

Todo este inciso anterior para el estado límite de pandeo por torsión o por flexotorsión constituye una novedad en las normas técnicas, ya que no existían en versiones anteriores ecuaciones explícitas para el cálculo de los estados límites mencionados; sin embargo se hace notar al lector interesado que estos planteamientos ya se presentaban en la versión del LRFD-96 en el apéndice E, *Columnas y otros miembros en compresión*.

1.2.2.2.3 Estado límite de flexión, torsión o flexotorsión, y pandeo local, combinados (Sec. 3.2.2.3, NTCM-2004)

Cuando la sección transversal de la columna es tipo 4, la resistencia de diseño R_c se determina con la ecuación 1.35, cualquiera que sea la forma de la sección, pero siempre que esté formado por elementos planos con $n = 1.4$ y $F_R = 0.85$, sustituyendo λ por λ_e y A_t por A_e , que es el área efectiva correspondiente al esfuerzo F_n .

$$F_n = \frac{F_y}{[1 + \lambda^{2.8} - 0.15^{2.8}]^{1/1.4}} \quad (1.55)$$

donde F_e tiene alguno de los siguientes valores:

- a. Columnas de sección transversal con dos ejes de simetría, en cajón, o cualquier otra sección para la que pueda demostrarse que el pandeo por torsión o flexotorsión no es crítico:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \quad (1.56)$$

- b. Columnas de sección transversal con dos ejes de simetría, sujetas a pandeo por torsión: F_e es el menor de los valores calculados con las ecuaciones 1.47 y 1.56 de este trabajo.
- c. Columnas de sección transversal con un eje de simetría, sujetas a pandeo por flexotorsión: F_e es el menor de los valores calculados con las ecuaciones 1.48 y 1.56 de este trabajo.
- d. Columnas cuyas secciones transversales no tienen ningún eje de simetría: F_e se calcula con la ecuación 1.49 de este trabajo.
En la determinación de F_e se utilizan los radios de giro de la sección transversal completa.

1.2.2.2 Planteamiento de CISC-93

Señala que la resistencia a compresión axial en secciones W y en secciones estructurales huecas fabricadas de acuerdo a las CSA Standard, Clase C para secciones tipo 1, 2 o 3 se tomarán de la siguiente forma:

$$a) \quad 0 \leq \lambda \leq 0.15 \quad Cr = \phi A F_y \quad (1.57)$$

$$b) \quad 0.15 < \lambda \leq 1.0 \quad Cr = \phi A F_y (1.035 - 0.202\lambda - 0.222\lambda^2) \quad (1.58)$$

$$c) \quad 1.0 < \lambda \leq 2.0 \quad Cr = \phi A F_y (-0.111 + 0.636\lambda^1 - 0.087\lambda^2) \quad (1.59)$$

$$d) \quad 2.0 < \lambda \leq 3.6 \quad Cr = \phi A F_y (0.009 + 0.877\lambda^2) \quad (1.60)$$

$$e) \quad 3.6 < \lambda \quad Cr = \phi A F_y \lambda^2 = \phi A [1970\ 000 / (kL/r)^2] \quad (1.61)$$

$$\text{donde: } \lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}} \quad (1.62)$$

La resistencia a compresión axial para secciones estructurales huecas fabricadas de acuerdo a CSA Standard clase H, para secciones tipo 1, 2 o 3 puede ser calculada como sigue:

$$a) \quad 0 \leq \lambda \leq 0.15 \quad Cr = \phi A F_y \quad (1.63)$$

$$b) \quad 0.15 < \lambda \leq 1.2 \quad Cr = \phi A F_y (0.990 - 0.122\lambda - 0.367\lambda^2) \quad (1.64)$$

$$c) \quad 1.2 < \lambda \leq 1.8 \quad Cr = \phi A F_y (0.051 + 0.801\lambda^2) \quad (1.65)$$

$$d) \quad 1.8 < \lambda \leq 2.8 \quad Cr = \phi A F_y (0.008 + 0.942\lambda^2) \quad (1.66)$$

$$e) \quad 2.8 < \lambda \quad Cr = \phi A F_y \lambda^2 = \phi A [1970\ 000 / (kL/r)^2] \quad (1.67)$$

1.2.3 Resistencia de miembros a flexión

En general, todos los reglamentos coinciden en el manejo de longitudes soportadas y no soportadas lateralmente, haciendo distinción en el tipo de sección a la que pertenece el elemento estudiado, para prever el pandeo local. Entre el manual del LRFD-96 y las NTCM-2004 del RCDF-2004, como se podrá ver a continuación en sus respectivas fórmulas de solución, además del esperado y anunciado cambio de unidades en constantes, se plantea un cambio en el trato del tipo secciones por lo antes comentado. El manual CISC-93 tiene muy pocas diferencias con lo establecido por las NTCM-2004, que se discutirán dentro del planteamiento de éste último.

1.2.3.1 Criterios de las NTCM-2004 y CISC-93

El planteamiento de las NTCM-2004 considera los siguientes estados límites de falla:

- a. Formación de un mecanismo de articulaciones plásticas.
- b. Agotamiento de la resistencia a la flexión en la sección crítica, en miembros que no admiten redistribución de momentos.
- c. Iniciación del flujo plástico en la sección crítica.
- d. Pandeo lateral por flexotorsión.
- e. Pandeo local del patín comprimido
- f. Pandeo local del alma, producido por flexión.
- g. Plastificación del alma por cortante.
- h. Pandeo local del alma por cortante.
- i. Tensión diagonal en el alma
- j. Flexión y fuerza cortante combinados
- k. Otras formas de pandeo del alma, producidas por fuerzas transversales.
- l. Fatiga

Además, deben considerarse también estado límite de servicio, de deformaciones y de vibraciones excesivas.

1.2.3.1.1 Miembros soportados lateralmente ($L \leq L_u$)

Cuando el sistema de piso proporciona soporte lateral al patín superior de las vigas, debe tenerse en cuenta que en algunos tramos el patín comprimido es el inferior. Este punto puede ser de especial importancia en diseño sísmico.

La resistencia de diseño de miembros en flexión cuyo patín comprimido está soportado lateralmente en forma continua, o está provisto de soportes laterales con separaciones L no mayores que L_u , es igual a:

- a. Para secciones tipo 1 o 2:

$$M_R = F_R Z F_y = F_R M_p \leq F_R (1.5 M_y) \quad (1.68)$$

donde Z es el módulo de sección plástico y $M_p = S F_y$ es el momento plástico resistente nominal, de la sección en consideración.

- b. Para secciones tipo 3:

$$M_R = F_R S F_y = F_R M_y \quad (1.69)$$

S es el módulo de sección elástico del miembro en flexión y $M_y = S F_y$ es el momento correspondiente a la iniciación de la fluencia en la sección en consideración.

L es la distancia entre puntos del patín comprimido de una viga soportada lateralmente. L_u es la longitud máxima no soportada lateralmente para la que el miembro puede desarrollar todavía el momento plástico M_p , no se exige capacidad de rotación.

c. Para secciones tipo 4:

Cuando tanto el alma como el patín comprimido corresponden al tipo 4, el valor de M_R se determina con los criterios para diseño de perfiles de lámina delgada doblados en frío.

Cuando los patines cumplen los requisitos de las secciones tipo 1, 2 ó 3 y las almas son tipo 4, el valor de M_R se obtienen con una reducción del momento resistente por esbeltez del alma de la siguiente manera.

Si la relación h/t del peralte al grueso del alma de secciones I o H excede de

$$h/t > 5.60\sqrt{ES/M_R} \quad (1.70)$$

y el patín comprimido cumple las relaciones ancho/grueso de las secciones tipo 1,2 ó 3, la resistencia de diseño en flexión, reducida por esbeltez del alma, M'_R , se calcula con la ecuación:

$$M'_R = M_R \left[1 - \frac{a_r}{1200 + 300a_r} \left(\frac{h}{t} - 5.60\sqrt{\frac{ES}{M_R}} \right) \right] \leq M_R \quad (1.71)$$

donde

a_r , cociente de las áreas del alma y del patín comprimido ($a_r < 10$);

h y t peralte y grueso del alma, respectivamente;

S módulo de sección de la sección completa, respecto al patín comprimido,

M_R resistencia de diseño en flexión, sin exceder de $F_R M_y$.

Cuando las almas cumplen los requisitos de las secciones tipo 1, 2 ó 3 y los patines son tipo 4:

$$M_R = F_R S_e F_y \quad (1.72)$$

donde, S_e , que es el módulo de sección elástico efectivo del elemento, se calcula con el ancho efectivo del patín comprimido determinado como sección tipo 4 (esbelta) como se explica a continuación. Cambiando el ancho total. El módulo de sección de perfiles simétricos respecto al eje de flexión puede calcularse, conservadoramente utilizando el mismo ancho efectivo en el patín en tensión.

Los anchos efectivos, b_e , de elementos planos atiesados comprimidos uniformemente, se determinan con las expresiones:

$$b_e = b \quad \text{si } \lambda \leq 0.673 \quad (1.73)$$

$$b_e = \rho \quad \text{si } \lambda > 0.673 \quad (1.74)$$

donde

$$\rho = (1 - 0.22/\lambda) / \lambda \quad (1.75)$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (1.76)$$

b ancho total del elemento plano;

t grueso del elemento plano; y

k coeficiente de pandeo de placas igual a 4.0 para elementos atiesados soportados por un alma

Para placas que formen parte de miembros en compresión f se toma igual a F_n , que es el esfuerzo crítico de pandeo nominal del miembro competo.

Este último procedimiento es el recomendado alternativamente por CISC-93 para la determinación del momento resistente en secciones que superen los límites de la sección tipo 3, $M_R = \phi S_e F_y$, donde ϕ tiene el mismo valor y significado que F_R .

En las expresiones anteriores,

$$F_R = 0.90$$

Z = módulo de sección plástico

S = módulo de sección elástico

S_e = módulo de sección elástico efectivo
 $M_p = Z F_y$ momento plástico resistente de la sección
 $M_y = S F_y$ momento correspondiente a la aparición del esfuerzo de fluencia
 F_y = esfuerzo de fluencia

1.2.3.1.2 Miembros no soportados lateralmente ($L > L_u$)

La resistencia de diseño de miembros en flexión cuyas secciones transversales están provistas de soportes laterales con separaciones mayores que L_u , es igual a:

a. Para secciones tipo 1 o 2 con dos ejes de simetría, flexionadas alrededor del eje de mayor momento de inercia:

Si $M_u > (2/3) M_p$

$$M_R = 1.15 F_R M_p \left(1 - \frac{0.28 M_p}{M_u} \right) \leq F_R M_p \quad (1.77)$$

Si $M_u \leq (2/3) M_p$

$$M_R = F_R M_u \quad (1.78)$$

En vigas de sección transversal I o H, laminadas o hechas con tres placas soldadas, M_u momento resistente nominal de la sección, cuando el pandeo lateral se inicia en el intervalo elástico, es igual a:

$$M_u = \frac{\pi}{CL} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L} \right)^2 I_y C_a} = \frac{\pi E}{CL} \sqrt{I_r \left[\frac{J}{2.6} + \left(\frac{\pi}{L} \right)^2 C_a \right]} \quad (1.79)$$

En las ecuaciones anteriores F_R es el factor de resistencia, que vale 0.9, I_y , J y C_a son el momento de inercia respecto al eje de simetría situado en el plano del alma y las constantes de torsión de Saint Venant y por alabeo de la sección

C que puede tomarse conservadoramente igual a la unidad, está dado por:

para tramos que se flexionan en curvatura simple

$$C = 0.60 + 0.40 (M_1/M_2) \quad (1.80)$$

para tramos que se flexionan en curvatura doble

$$C = 0.60 - 0.40 (M_1/M_2) > 0.4 \quad (1.81)$$

M_1 y M_2 son, respectivamente, el menor y el mayor de los momentos en los extremos del tramo en estudio. Tomados en valor absoluto.

$C = 1.0$ cuando el momento flexionante en cualquier sección dentro del tramo no soportado lateralmente es mayor que M_2 , o cuando el patín no está soportado lateralmente de manera efectiva en uno de los extremos del tramo.

En miembros de sección transversal en cajón (rectangular hueca) se toma $C_a = 0$.

El manual de CISC-93 plante en lugar de la constante C , un factor w_2 que tiene el mismo propósito, que se calcula así:

para elementos con momentos en sus extremos

$$w_2 = 1.75 + 1.05 \kappa + 0.3 \kappa^2 \leq 2.5 \quad (1.82)$$

$w_2 = 1.0$ cuando el momento interno entre apoyos sea mayor que el de los extremos o cuando no exista soporte lateral en el patín de compresión.

κ = Es la relación entre el menor momento factorizado y el mayor momento factorizado de extremos opuestos entre longitudes no arriostradas, la relación positiva provoca doble curvatura y la negativo curvatura simple.

En la tabla 1.3, se presenta una comparación entre los parámetros equivalentes C de las NTCM-2004 (ec. 1.80), w_2 del CISC-93 (ec. 1.82) y el C_b del LRFD-96 (ec. 1.102 que se mencionará

más adelante), donde para distintos valores de la proporción M_1/M_2 considerando una variación lineal de momento en una viga simplemente apoyada se calculan sus valores.

Tabla 1.3 Comparación de coeficientes para una variación de lineal de momento

$\frac{M_1}{M_2}$	C	w_2	C_b
	NTCM-2001 Ec. 1.80	CISC-93 Ec.1.82	LRFD-96 Ec.1.102
-1.00	0.2	1.00	1.00
-0.75	0.3	1.13	1.13
-0.50	0.4	1.30	1.30
-0.25	0.5	1.51	1.51
0.00	0.6	1.75	1.75
0.25	0.7	2.03	2.03
0.50	0.8	2.35	2.30
0.75	0.9	2.50	2.30
1.00	1.00	2.50	2.30

Es notable la variación numérica del planteamiento de las NTCM-96 en relación con los otros dos reglamentos comparados debido a la linealidad de la ecuación 1.80. El CISC-93 y el manual LRFD-96 por su parte tienen el mismo comportamiento con un límite superior distinto. Éste último manual utiliza la misma ecuación utilizada aún por el CISC desde 1961; sin embargo, para nuevas ediciones del mismo se ha propuesto usar una nueva fórmula que se expondrá posteriormente (ec. 1.103) (Salmon et al., 1996). Se presenta en la figura 1.7 una comparación gráfica de los anteriores parámetros equivalentes, donde se aprecia la similitud antes mencionada entre el LRFD-96 y el CISC-93, así como la diferencia sustancial con el RCDF-2001.

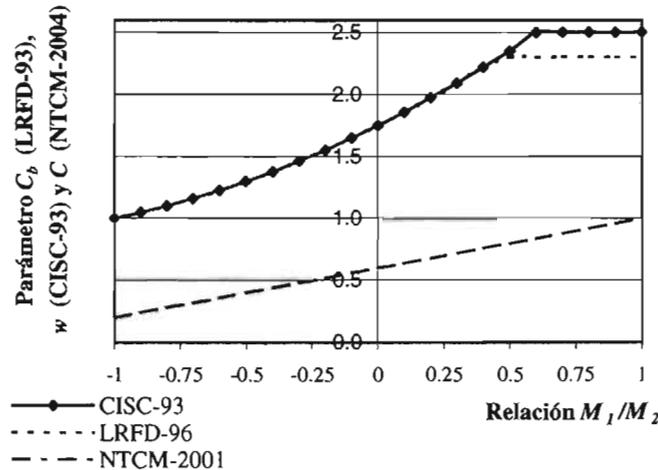


Figura 1.7 Comparación de los criterios de la variación lineal de momento

L_u es la longitud máxima no soportada lateralmente para la que el miembro puede desarrollar todavía el momento plástico M_p y L_r la longitud que separa los intervalos de aplicación.

L_u y L_r se calculan con las siguientes expresiones:

1. Miembros de sección transversal I:

$$L_u = \frac{\sqrt{2\pi}}{X_u} \sqrt{\frac{EC_a}{GJ}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}} \tag{1.83}$$

$$L_r = \frac{\sqrt{2\pi}}{X_r} \sqrt{\frac{EC_a}{GJ}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_r^2}} \quad (1.84)$$

donde, E es el módulo de elasticidad del acero y G su módulo de elasticidad al esfuerzo cortante; se tomarán iguales a 2 040 000 Kg/cm² y 784 000 Kg/cm², respectivamente.

En las ecuaciones anteriores,

$$X_u = 4.293C \frac{ZF_y}{GJ} \sqrt{\frac{C_a}{I_y}} = 3.220X_r \quad (1.85)$$

$$X_r = \frac{3}{4} C \frac{ZF_y}{GJ} \sqrt{\frac{C_a}{I_y}} \quad (1.86)$$

2. Miembros de sección transversal rectangular maciza o hueca:

$$L_u = 0.91 \frac{E}{CZF_y} \sqrt{I_y J} \quad (1.87)$$

$$L_r = 2.92 \frac{E}{CZF_y} \sqrt{I_y J} = 3.22L_u \quad (1.88)$$

b. Para secciones tipo 3 ó 4 con dos ejes de simetría y para canales en las que está impedida la rotación alrededor del eje longitudinal, flexionadas alrededor del eje de mayor momento de inercia:

Si $M_u < (2/3) M_p$

$$M_R = 1.15F_R M_y \left(1 - \frac{0.28M_y}{M_u} \right) \leq F_R M_y \quad (1.89)$$

pero no mayor que $F_R M_y$ para secciones tipo 3, cuando las almas cumplen los requisitos de las secciones 1, 2 o 3 y los patines son tipo 4:

Si $M_u < (2/3) M_p$

$$M_R = F_R M_u \quad (1.90)$$

En miembros de sección transversal en cajón (rectangular hueca) se toma $C_a = 0$.

Puede utilizarse la teoría plástica cuando las secciones son tipo 1 ó 2 y la distancia entre secciones transversales soportadas lateralmente de manera adecuada no excede de L_p , en zonas de formación de articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso.

L_p es la longitud máxima no soportada lateralmente para la que el miembro puede desarrollar todavía el momento plástico M_p , y conservarlo durante las rotaciones necesarias para la formación del mecanismo de colapso. Las siguientes ecuaciones sustituyen a las 1.97 y 1.98 de las NTCM-96:

Secciones I

$$L_p = \left[0.12 + 0.076 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y \quad (1.91)$$

Secciones rectangulares, macizas o en cajón

$$L_p = \left[0.17 + 0.10 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y \geq 0.1 \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y \quad (1.92)$$

En las expresiones anteriores:

M_2 mayor de los momentos en los extremos del tramo no soportado lateralmente; es con frecuencia el momento plástico resistente del miembro en estudio;

M_1 menor de los momentos en los extremos del tramo no soportado lateralmente; y
 r_y radio de giro alrededor del eje de menor momento de inercia.

El cociente M_1 / M_2 es positivo cuando el segmento de viga entre puntos soportados lateralmente se flexiona en curvatura doble, y negativo cuando lo hace en curvatura simple.

Las siguientes ecuaciones fueron eliminadas en la nueva versión de las normas técnicas para el cálculo de las secciones I laminadas o hechas con placas soldadas, de proporciones semejantes a las laminadas (NTCM-96):

$$L_u = \frac{6.55}{X_u} \frac{dr_y}{t} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}} \quad (1.93)$$

$$L_r = \frac{6.55}{X_r} \frac{dr_y}{t} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_r^2}} \quad (1.94)$$

$$X_u = 7.7C \left(\frac{d}{t} \right)^2 \frac{F_y}{E} = 3.22X_r \quad (1.95)$$

$$X_r = 2.4C \left(\frac{d}{t} \right)^2 \frac{F_y}{E} \quad (1.96)$$

En lo que refiere a la longitud máxima no soportada antes del momento plástico L_p , de las NTCM-2001 se modificaron las expresiones planteadas en las NTCM-96, que se exponen a continuación.

Secciones I

$$L_p = \frac{253,000 + 155,000(M_1 / M_p)}{F_y} r_y \quad (1.97)$$

Secciones rectangulares, macizas o en cajón

$$L_p = \frac{352,000 + 211,000(M_1 / M_p)}{F_y} r_y \leq \frac{211,000}{F_y} r_y \quad (1.98)$$

En las expresiones anteriores,

M_p = momento plástico resistente del miembro en estudio.

M_1 = el menor de los momentos en los extremos del tramo no soportado lateralmente

r_y = radio de giro alrededor del eje de menor momento de inercia en cm.

F_y esta en kg/cm² y L_p en cm

El cociente M_1 / M_p es positivo cuando el segmento de viga entre puntos soportados lateralmente se flexiona en curvatura doble, y negativo cuando lo hace en curvatura simple.

El comportamiento de las ecuaciones anteriores de las NTCM-96 (1.97 y 1.98) y el de las NTCM-2001 (1.91 y 1.92) se encuentra graficado en la figura 1.8 en función de L_p / r_y . Como se puede apreciar ambos criterios son muy parecidos, la principal innovación de la nueva versión de las normas técnicas es la sustitución del módulo de elasticidad, para lograr la comparación éste se sustituyó con el valor de $E=2038900$ kg/cm² y el esfuerzo de fluencia $F_y= 2530$ kg/cm².

1.2.3.2 Planteamiento del LRFD-96

El planteamiento de este manual (LRFD-96, Cap. F) se fundamenta en el tipo de sección, enunciando el tratamiento que se debe seguir.

Esta sección se aplica a vigas con uno o dos ejes de simetría incluyendo vigas híbridas cargadas sobre su plano de simetría. También se aplica a canales en los cuales el plano de carga pase a través del centro de cortante paralelo al alma, restringido a carga torsionante en los puntos de la aplicación de la carga y en los soportes.

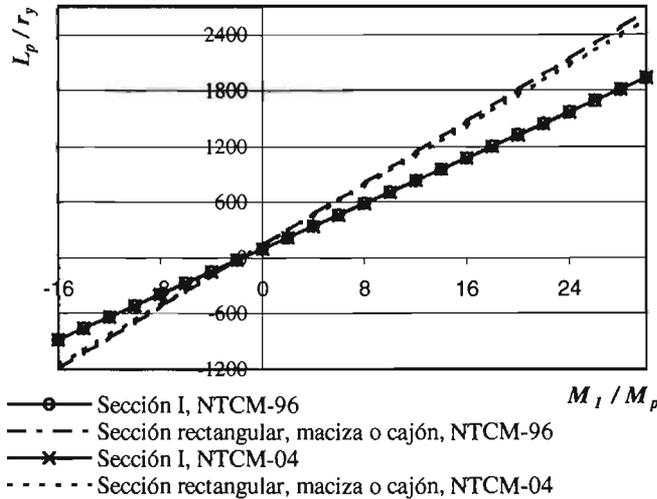


Figura 1.8 Comparación entre versiones de las NTCM para el cálculo de la longitud no soportada antes del momento plástico L_p

1.2.3.2.1 Longitud arriostrada

El análisis plástico está permitido cuando hay soporte lateral menor a la longitud L_b en el patín de compresión que evite la formación de un mecanismo de falla, para secciones compactas cargadas sobre el eje mayor, no debe excederse la longitud L_{pd} , determinada como sigue:

- a. Para secciones doblemente simétricas o miembros de secciones I con un eje de simetría cargada en eje del alma:

$$L_{pd} = \frac{3600 + 2200(M_1 / M_p)}{F_y} r_y \tag{1.99}$$

donde:

F_y = es el esfuerzo de fluencia mínimo especificado para el patín en compresión, ksi.

M_1 = es el momento más pequeño en los extremos de la viga, klb-in.

M_p = es el momento plástico (= $F_y Z$ para secciones homogéneas), klb-in.

r_y = es el radio de giro alrededor del eje menor, pulgadas.

(M_1 / M_p) es positivo cuando los momentos causan curvatura simple

- b. Para barras rectangulares sólidas y vigas en sección cajón

$$L_{pd} = \frac{5,000 + 3,000(M_1 / M_p)}{F_y} r_y \geq \frac{3,000 r_y}{F_y} \tag{1.100}$$

No existe límite L_b para miembros hechos con secciones circulares o de sección transversal cuadrada para vigas apoyadas sobre su eje menor.

1.2.3.2.2 Determinación de la resistencia a la flexión

El diseño por resistencia a la flexión, determinado por el límite de pandeo lateral torsional $\phi_b M_n$, donde la resistencia nominal M_n se determina de acuerdo a las siguientes secciones y $\phi_b = 0.90$.

1.2.3.2.3 Miembros de secciones compactas con $L_b \leq L_r$

Para secciones compactas no soportadas lateralmente en miembros cargas en su eje mayor:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (1.101)$$

donde:

$$C_b = 1.75 + 1.05(M_1/M_2) + 0.3(M_1/M_2)^2 \leq 2.3 \quad (1.102)$$

M_1 = Es el mayor momento en uno de los extremos del elemento

M_2 = Es el menor momento en uno de los extremos del elemento

En una nueva versión del LRFD, se planea sustituir la ecuación anterior por la que a continuación se expresa como antes se mencionó (Salmon et al., 1996), la cual como se puede apreciar esta en función del comportamiento y magnitud del momento actuante a lo largo del elemento estudiado, por lo que para el cálculo del parámetro C_b se requerirá mayor haciéndose poco práctico el procedimiento.

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad (1.103)$$

M_{max} es el máximo momento en el segmento no arriostrado del elemento estudiado

M_A es el momento a $1/4$ del arriostramiento del elemento estudiado.

M_B es el momento a $1/2$ del arriostramiento del elemento estudiado.

M_C es el momento a $3/4$ del arriostramiento del elemento estudiado.

L_b = Distancia entre los puntos restringidos al desplazamiento lateral en el patín de compresión o entre los puntos restringidos a la torsión en la sección transversal (Salmon et al., 1996)

Para miembros de sección transversal I incluyendo vigas con sección híbridas y canales con cargas en su eje mayor:

$$L_p = \frac{300r_y}{\sqrt{F_y}} \quad (1.104)$$

Para barras rectangulares sólidas y vigas cajón:

$$L_p = \frac{3,750r_y}{M_p} \sqrt{JA} \quad (1.105)$$

donde: A = Area de la sección transversal, in^2

J = Constante de torsión, in^4

El límite lateral de longitud no arriostrado L_r y el momento correspondiente al pandeo M_r deben ser determinados como sigue:

- a. Para elementos con sección I, con dos ejes de simetría o un solo eje con el patín de compresión más grande o igual al patín de tensión, y canales cargados en el plano del alma:

$$L_r = \frac{r_t X_1}{(F_{yw} - F_r)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (F_{yw} - F_r)^2}} \quad (1.106)$$

$$M_r = (F_{yw} - F_r) S_x \quad (1.107)$$

donde:

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJA}{2}} \quad (1.108)$$

$$X_2 = 4 \frac{C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{GJ} \right)^2 \quad (1.109)$$

S_x = Módulo de sección con respecto al eje mayor

E = Módulo de elasticidad del acero (29 000 ksi)

G = Módulo de elasticidad al cortante del acero (11200 ksi)

F_{yw} = Esfuerzo de fluencia del alma, ksi

I_y = Momento de inercia con respecto al eje Y, in^4

C_w = Constante de alabeo, in^6

F_r = Esfuerzo residual a compresión en el patín; para secciones laminadas 10 ksi, 16.5 ksi para secciones soldadas.

- b. Para secciones con un solo eje de simetría, miembros de sección I con el patín de compresión más grande que el patín de tensión, use S_{xe} en lugar de S_x , en la fórmula para el cálculo del momento M_r .
- c. Para secciones cajón simétricas cargadas sobre su eje mayor y en el plano de simetría, M_r se determina de la misma manera.
- d. Para barras rectangulares sólidas apoyadas en su eje mayor:

$$L_r = \frac{57,000 r_y \sqrt{JA}}{M_r} \quad (1.110)$$

$$M_r = F_y S_x \quad (1.111)$$

1.2.3.2.4 Miembros de secciones compactas con $L_b > L_r$

Para miembros no soportados lateralmente con miembros de sección compacta cargados sobre su eje mayor:

$$M_n = M_{cr} < C_b M_r \quad (1.112)$$

donde M_{cr} es el momento elástico crítico, determinado como sigue:

- a. Para miembros de sección I, con uno o dos ejes de simetría con patín de compresión más grande que el patín de tensión (incluyendo vigas híbridas) y canales cargados en el plano del alma:

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L_b} \right)^2 I_y C_w} \quad (1.113)$$

- b. Para barras sólidas rectangulares y secciones cajón simétricas:

$$M_{cr} = \frac{57,000 C_b \sqrt{JA}}{L_b / r_y} \quad (1.114)$$

1.2.3.2.5 Vigas formadas con secciones T y ángulos dobles

La resistencia nominal de vigas con secciones T y ángulos dobles cargados en el plano de simetría y eje mayor, con patines y almas con relaciones ancho espesor menor al correspondiente límite λ_r :

$$M_n = M_{cr} = \frac{C_b \pi \sqrt{EI_y GJ}}{L_b} \left[B + \sqrt{1 + B^2} \right] \leq M_y \quad (1.115)$$

1.2.3 Resistencia de miembros a cortante

En general, todos los reglamentos manejan intervalos de relaciones peralte espesor del alma que soportará la carga a cortante, el manual del LRFD-96, CISC-93 y las NTCM-2004 son muy similares en este sentido, vale la pena hacer ver que éstas últimas hacen una distinción más clara entre el pandeo del alma y la plastificación de la misma subdividiéndose en el estado límite de iniciación del pandeo del alma y el estado límite de falla por tensión diagonal en la misma.

1.2.4.1 Planteamiento de las NTCM-2004

Por su parte las NTCM-2004 del RCDF-2004 manejan un factor de resistencia $F_R = 0.90$ y resistencia nominal V_N para la determinación de la resistencia de diseño al cortante V_R de una viga o trabe de eje recto y sección transversal constante, de sección I, C o en cajón que es,

$$V_R = F_R V_N \quad (1.116)$$

V_N se determina como se indica a continuación.

Al evaluar V_N se tendrá en cuenta si la sección tiene una o más almas. En las NTCM-96 el módulo de elasticidad no aparecía explícitamente en las siguientes ecuaciones, sino que estaba sustituido el valor de $E = 2038900 \text{ kg/cm}^2$, tal y como en los casos del manual LRFD-96 y el CISC-93 con sus correspondientes cambios de unidad, lo que constituye otra innovación de la nueva versión.

En las siguientes ecuaciones h es el peralte del alma; se toma igual a la distancia libre entre patines en secciones hechas con placas soldadas, y a la distancia entre los puntos donde comienzan las curvas de unión de alma y patines en secciones laminadas.

a. Si:

$$\frac{h}{t_w} \leq 0.98 \sqrt{\frac{Ek}{F_y}}; \quad V_N = 0.66 F_y A_a \quad (1.117)$$

El alma falla por cortante en el intervalo de endurecimiento por deformación.

b. Si:

$$0.98 \sqrt{\frac{Ek}{F_y}} \leq \frac{h}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_y}}; \quad V_N = \frac{0.65 \sqrt{EF_y k}}{h/t_w} A_a \quad (1.118)$$

La falla es por plastificación del alma por cortante.

c. Si:
$$1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_y}} \leq \frac{h}{t_w} \leq 1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_y}}$$

Se consideran dos casos:

1. Estado límite de iniciación del pandeo del alma

$$V_N = \frac{0.65 \sqrt{EF_y k}}{h/t_w} A_a \quad (1.119)$$

2. Estado límite de falla por tensión diagonal

$$V_N = \left[\frac{0.65\sqrt{EF_y k}}{h/t_w} \left(1 - \frac{0.870}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \right) + \frac{0.50F_y}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \right] A_a \quad (1.120)$$

d. Si:

$$1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_y}} < \frac{h}{t_w}$$

Se consideran dos casos:

1. Estado límite de iniciación del pandeo del alma

$$V_N = \frac{0.905Ek}{(h/t_w)^2} A_a \quad (1.121)$$

2. Estado límite de falla por tensión diagonal

$$V_N = \left[\frac{0.905Ek}{(h/t_w)^2} \left(1 - \frac{0.870}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \right) + \frac{0.50F_y}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \right] A_a \quad (1.122)$$

En las expresiones anteriores A_a es el área del alma, igual al producto de su grueso t_w por el peralte total de la sección, d_w (figura 1.2); h es el peralte del alma (distancia libre entre patines); a la separación entre atiesadores transversales, y k un coeficiente sin dimensiones, que se calcula con la siguiente ecuación; h y t se toman en cm.

Cuando la sección tiene dos o más almas, A_a es la suma de las áreas de todas ellas.

$$k = 5.0 + \frac{5.0}{(a/h)^2} \quad (1.123)$$

k se toma igual a 5.0 cuando la relación a/h es mayor que 3.0 o que $(260(h/t))^2$, cuando no se emplean atiesadores. En almas no atiesadas h/t no debe exceder de 260.

La ecuación 1.123 es válida en todos los reglamentos con excepción del manual CISC-93, cuyo planteamiento se explica más adelante (ec. 1.136 y 1.137).

Se muestra en la figura 1.9 el comportamiento de las expresiones anteriores, para las cuales se está suponiendo que se trata de acero A-36 con $F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$, con ausencia de cartabones, de manera tal que $a=0$ y $k=5$. EL RCDF-2001 es el único reglamento que presenta las ecuaciones para la falla por tensión diagonal y pandeo local por separado y explícitamente.

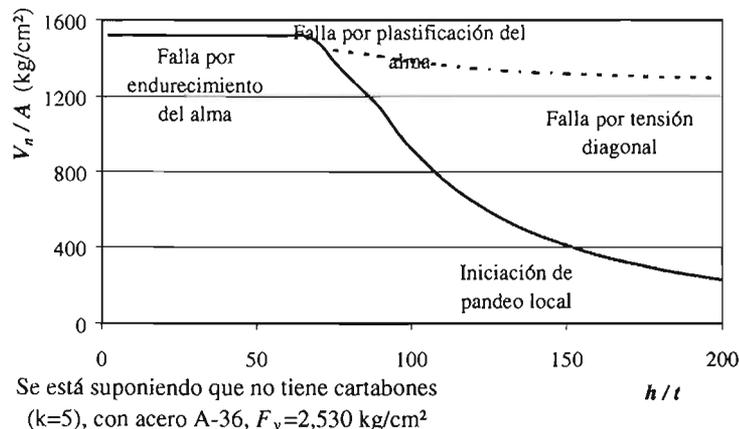


Figura 1.9 Comportamiento del cortante nominal resistente V_n , según NTCM-2004

1.2.4.2 Planteamiento del LRFD-96

Entre lo planteado por este reglamento (LRFD-96; Cap. F2, 2) en las especificaciones se plantea que la determinación de la resistencia a fuerza cortante del alma dado por $\phi_v V_n$, donde $\phi_v = 0.90$ y V_n la resistencia nominal a cortante, se determina como sigue:

$$\text{para } \frac{h}{t_w} \leq 187 \sqrt{\frac{k}{F_{yw}}} \quad V_n = 0.6 F_{yw} A_w \quad (1.124)$$

$$\text{para } 187 \sqrt{\frac{k}{F_{yw}}} \leq \frac{h}{t_w} \leq 234 \sqrt{\frac{k}{F_{yw}}} \quad V_n = 0.6 F_{yw} A_w \frac{187 \sqrt{k/F_{yw}}}{h/t_w} \quad (1.125)$$

$$\text{para } \frac{h}{t_w} > 234 \sqrt{\frac{k}{F_{yw}}} \quad V_n = A_w \frac{26,400k}{(h/t_w)^2} \quad (1.126)$$

El coeficiente de pandeo local del alma k esta dado por la ecuación 1.123 como antes se mencionó, con las mismas excepciones.

Se muestra en la figura 1.10 el comportamiento de las expresiones anteriores, para las cuales se está suponiendo que se trata de acero A-36 con $F_y = 36$ ksi, con ausencia de cartabones, de manera tal que $a=0$ y $k=5$.

1.2.4.3 Planteamiento del CISC-93

Este manual plantea que la resistencia factorizada a cortante V_r , desarrollada por el alma en miembros sujetos a flexión deberá ser determinada por:

$$V_r = \phi A_w F_s \quad (1.127)$$

El factor de resistencia $\phi = 0.90$, A_w es el área a cortante (producto de h_w y t_w , ver figura 1.2), la resistencia nominal V_r y F_s se calcula como sigue:

a. Si:

$$\frac{h}{w} \leq 439 \sqrt{\frac{k_v}{F_y}} \quad F_s = 0.66 F_y \quad (1.128)$$

b. Si:

$$439 \sqrt{\frac{k_v}{F_y}} < \frac{h}{w} \leq 502 \sqrt{\frac{k_v}{F_y}}$$

$$F_s = F_{cri} = 290 \frac{\sqrt{F_y k_v}}{(h/w)} \quad (1.129)$$

c. Si: $502 \sqrt{\frac{k_v}{F_y}} < \frac{h}{w} \leq 621 \sqrt{\frac{k_v}{F_y}} \quad F_s = F_{cri} + F_t \quad (1.130)$

$$F_{cri} = \frac{290 \sqrt{F_y k_v}}{(h/w)} \quad (1.131)$$

$$F_t = \left(0.50 F_y - 0.866 F_{cri}\right) \frac{1}{\sqrt{1 + (a/h)^2}} \quad (1.132)$$

d. Si: $621 \sqrt{\frac{k_v}{F_y}} < \frac{h}{w} \quad F_s = F_{cre} + F_t \quad (1.133)$

$$F_{cre} = \frac{180,000 k_v}{(h/w)^2} \quad (1.134)$$

$$F_t = \left(0.50 F_y - 0.866 F_{cre}\right) \frac{1}{\sqrt{1 + (a/h)^2}} \quad (1.135)$$

k es un coeficiente de cortante sin dimensiones, que se calcula como siguiente:

cuando $a/h < 1$ $k_v = 4.0 + \frac{5.34}{(a/h)^2} \quad (1.136)$

cuando $a/h \geq 1$ $k_v = 5.34 + \frac{4}{(a/h)^2} \quad (1.137)$

a/h es una relación de aspecto, es la relación entre la distancia entre atiesadores y la altura del alma.

Se muestra en la figura 1.11 el comportamiento de las expresiones anteriores, para las cuales se está suponiendo que se trata de acero A-36 con $F_y = 36$ ksi, con ausencia de cartabones, de manera tal que $a=0$ y $k_v=4$. Se hace ver al lector que conforme a la ecuación 1.134, si el cociente de h/w aumenta el valor de F_{cre} disminuye provocando que la ecuación 1.135 tienda asintóticamente hacia el valor de $0.5F_y$ y por lo tanto la resistencia F_s .

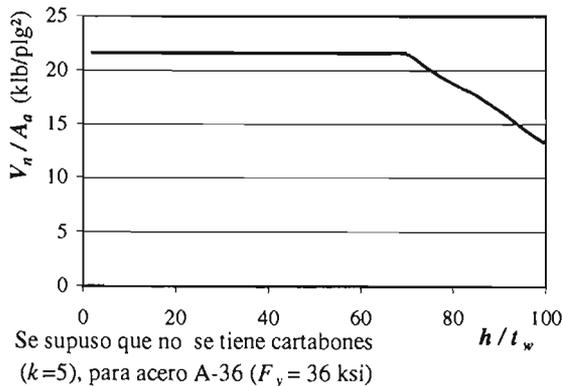


Figura 1.10 Comportamiento del cortante nominal V_n según LRFD-96

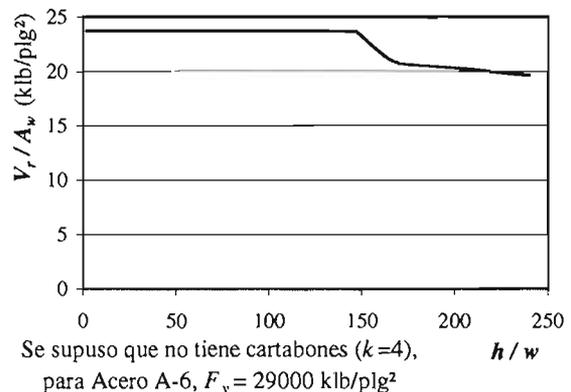


Figura 1.11 Comportamiento del cortante nominal V_n según CISC-93

Se anexa también en la figura 1.12 la comparación entre los comportamientos antes descritos en kg/cm^2 , se recalca la resistencia constante de todos los criterios hasta relaciones h/t poco mayores a 70, siendo el criterio de las CISC-93 el más conservador.

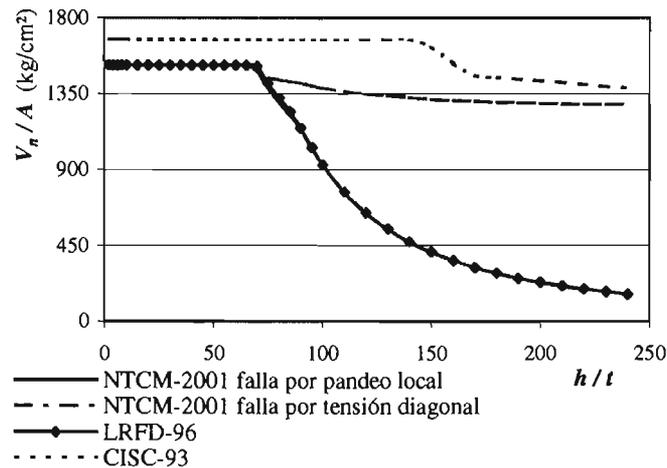


Figura 1.12 Comparación del cortante nominal V_n entre distintos códigos internacionales

1.3 Conexiones

Se presentan en esta sección los requisitos establecidos en los códigos comparados para conexiones soldadas de manera general, en el siguiente capítulo se mencionará con mayor detalle las recomendaciones para las uniones viga-columna planteadas por las NTCM-2004, el LRFD-96, UBC-97, y CISC-93 para marcos dúctiles.

Todos los códigos coinciden en que las conexiones deben ser capaces de transmitir los elementos mecánicos calculados en los miembros que ligen, satisfaciendo, al mismo tiempo, las condiciones de restricción y continuidad supuestas en el análisis de la estructura.

Las conexiones están formadas por las partes afectadas de los miembros conectados, por elementos de unión, y por conectores. Las NTCM agregan que los elementos componentes se dimensionan de manera que su resistencia de diseño sea igual o mayor que la sollicitación de diseño correspondiente, determinada:

1. Por medio de un análisis de la estructura bajo cargas de diseño;
2. Como un porcentaje especificado de la resistencia de diseño de los miembros conectados.

Cuando una conexión se considere flexible se diseñará, en general, para transmitir únicamente fuerza cortante. En ese caso se utilizarán elementos de unión que puedan aceptar las rotaciones que se presentarán en el extremo del miembro conectado, para lo que se permiten deformaciones inelásticas autocontroladas en los elementos de unión, y se dejarán holguras en los bordes, buscando una mayor ductilidad.

Las conexiones diseñadas para transmitir fuerzas calculadas, deben ser capaces de resistir una fuerza de diseño no menor de 5,000 kg (50 kN) en el caso de las NTCM; el LRFD menciona 10 kips (aprox. 704 kg).

Las NTCM mencionan explícitamente que el centro de gravedad del grupo de remaches, tornillos o soldaduras colocadas en el extremo de un miembro sometido a la acción de una fuerza axial debe coincidir con el eje de gravedad del miembro; cuando esto no suceda, debe tomarse en cuenta el efecto de las excentricidades resultantes, excepto en conexiones de ángulos sencillos, ángulos dobles y otros elementos similares cargados estáticamente, en los que no es necesario

balancear las soldaduras para lograr la coincidencia indicada arriba, ni tener en cuenta la excentricidad entre el eje del miembro y las líneas de gramil de remaches o tornillos.

1.3.1.1 Soldaduras

Las NTCM mencionan que éstas se complementan con la última versión de *Structural Welding Code Steel*, AWS D1.1, de la Sociedad Americana de la Soldadura (American Welding Society). El LRFD establece que con excepción de las secciones 2.3.2.4, 2.5, 8.13.1, 9 y 10, es aplicable el reglamento antes mencionado.

Ambos códigos establecen los siguientes requisitos para soldaduras de filete:

1. Los tamaños mínimos admisibles de soldaduras de filete están tabulados en los reglamentos en función del espesor de la más gruesa de las partes unidas, pero no es necesario que exceda el grueso de la parte más delgada. El objeto de este requisito es evitar cambios perjudiciales en la estructura cristalina del acero, producidos por el rápido enfriamiento de las soldaduras pequeñas depositadas en material grueso.
2. El tamaño máximo de las soldaduras de filete colocadas a lo largo de los bordes de placas o perfiles se plantean en función de los gruesos. En los bordes de material de grueso menor que 6.3 mm, el grueso del material menos de 1.5 mm, excepto cuando se indique en los dibujos de fabricación que la soldadura deberá depositarse tomando las medidas necesarias para obtener un tamaño igual al grueso del material.
3. La longitud mínima efectiva de una soldadura de filete utilizada para transmitir fuerzas será no menor que cuatro veces su tamaño nominal. En caso contrario, se considerará que el tamaño de la soldadura no excede de un cuarto de su longitud efectiva.

Las NTCM agrega además que, la longitud efectiva de las soldaduras de filete paralelas a la dirección de la fuerza, utilizadas para transmitir una carga axial al extremo de un miembro, es igual a la longitud total cuando ésta no excede de 100 veces el tamaño de la pierna. Si es más larga, la longitud efectiva se obtiene multiplicando la real por un factor de reducción β , que vale:

$$\beta = 1.2 - 0.002(L/a) < 1.0 \quad (1.138)$$

donde L es la longitud real de la soldadura, y a es el tamaño de su pierna.

Si $L > 300 a$, β se toma igual a 0.60.

La resistencia de diseño de las soldaduras propuesta en las Normas es igual al menor de los productos $F_R F_{MB} A_{MB}$ y $F_R F_S A_S$, donde F_{MB} y F_S son, respectivamente, las resistencias nominales del metal base y del metal del electrodo, y A_{MB} y A_S son el área de la sección transversal del metal base y el área efectiva de la soldadura. F_R es el factor de resistencia.

El LRFD establece que la resistencia de diseño deberá ser el menor de los valores ϕF_{BM} y ϕF_w donde F_{BM} y F_w son las resistencias nominales del material del metal base y el material del electrodo, respectivamente. Los valores de ϕ , F_{BM} y F_w y sus limitaciones están dados en la tabla J2.3 presentada en el manual.

EL CISC-93 plantea que la resistencia factorizada del metal de la soldadura deberá ser la establecida en la tabla 3(A) enunciada en dicho manual, que está en función del tipo de soldadura y tipo de carga, en donde se presentan ecuaciones para cuantificar la tensión y la compresión de la soldadura; sin embargo, vale la pena mencionar que la sección que le dedican las normas canadienses es bastante menor a sus análogas mexicanas y americanas.

1.4 Conclusiones

Se ha mostrado a lo largo del presente capítulo las similitudes y diferencias del RCDF-2004 y sus respectivas NTCM-2004 contra algunos códigos internacionales para distintas solicitaciones de elementos estructurales, con el fin de dar un panorama general al lector que sirva como referencia de calibración y fundamento para la revisión de los criterios utilizados por el reglamento para el diseño y revisión de marcos estructurales de acero en comparación con sus análogos internacionales, también se hicieron los comentarios pertinentes respecto al cambio y/o innovaciones que presenta la más reciente versión de las normas técnicas.

Como se pudo observar, de manera general los criterios utilizados por los reglamentos internacionales coinciden; en la mayor parte de los casos, se parte de los mismos principios físicos y/o matemáticos, existiendo algunos casos puntuales en los que características específicas generan recomendaciones que difieren de lo manejado por otros códigos.

Capítulo 2

Requisitos de marcos dúctiles

Capítulo 2

Requisitos de marcos dúctiles

2.1 Introducción

En éste capítulo se plantean e indican los requisitos que deben cumplirse para que puedan adoptarse valores del factor de comportamiento sísmico por ductilidad altos, es decir, las consideraciones que deben cumplir los marcos rígidos de acero para permitir deformaciones en el intervalo inelástico, realizando un comparativo entre lo planteado por los reglamentos mencionados en el capítulo anterior.

2.2 Planteamiento de las NTCM-2004 del RCDF-2004

Se indican aquí las condiciones que deben satisfacer un marco rígido de acero estructural para ser considerado un marco dúctil, planteando los requisitos que deben cumplirse para que puedan adoptarse valores del factor de comportamiento sísmico Q mayores o iguales a 2.0 para marcos que formen parte de sistemas estructurales que cumplan los requisitos de las normas técnicas complementarias para diseño por sismo (NTCS-2004), necesarias para utilizar ese valor de factor de comportamiento sísmico, mencionadas a continuación.

2.2.1 Factor de comportamiento sísmico

Se usará $Q=4$ cuando se cumplan los siguientes requisitos:

1. La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero, concreto reforzado o compuestos de los dos materiales, o bien por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos, cuando menos el 50% de la fuerza sísmica actuante.
2. Si hay muros de mampostería ligados a la estructura para resistir fuerzas laterales, éstos se deben considerar en el análisis, pero su contribución a la resistencia ante fuerzas laterales sólo se tomará en cuenta si son de piezas macizas, y los marcos, sean o no contraventeados, y los muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de los dos materiales, son capaces de resistir al menos 80 % de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.
3. El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35% del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia, en particular los muros que se hallen en el caso de los muros que contribuyan a resistir fuerzas laterales. El último entrepiso queda excluido de este requisito.
4. Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que fijan las normas complementarias correspondientes para marcos y muros dúctiles.

5. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos dúctiles que fijan las normas complementarias correspondientes, o están provistos de contraventeo excéntrico de acuerdo con las mismas normas.

Se usará $Q=3$ cuando se satisfacen las condiciones 2, 4 y 5 y en cualquier piso dejan de satisfacerse las condiciones 1 o 3, pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros de concreto o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, por combinaciones de éstos y marcos o por diafragmas de madera. Las estructuras con losas planas y las de madera deberán además satisfacer los requisitos que sobre el particular marcan las normas correspondientes. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para ductilidad alta o están provistos de contraventeo concéntrico dúctil, de acuerdo con las normas correspondientes.

Se usará $Q=2$ cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero con ductilidad reducida o provistos de contraventeo con ductilidad normal, o de concreto reforzado que no cumplan con los requisitos para ser considerados dúctiles, o muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de acero y concreto, que no cumplen en algún entrepiso lo especificado para $Q=3$ y $Q=4$, o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dadas, columnas o traveses de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las normas correspondientes.

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

El factor Q puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean las propiedades de ésta en dichas direcciones.

2.2.2 Materiales

Las gráfica esfuerzo de tensión-deformación del acero empleado deberá tener una zona de cedencia (deformación creciente con esfuerzo prácticamente constante) correspondiente a un alargamiento máximo no menor de uno por ciento, seguida de una zona de endurecimiento por deformación. El alargamiento correspondiente al esfuerzo de ruptura no deberá ser menor de 20%.

Este requisito no venía explícitamente en las NTCM-96, en la figura 2.1 se presenta gráficamente el requisito expuesto para el caso del acero A36, en donde se esquematizan los puntos de fluencia y los intervalos elástico, plástico y de endurecimiento por deformación.

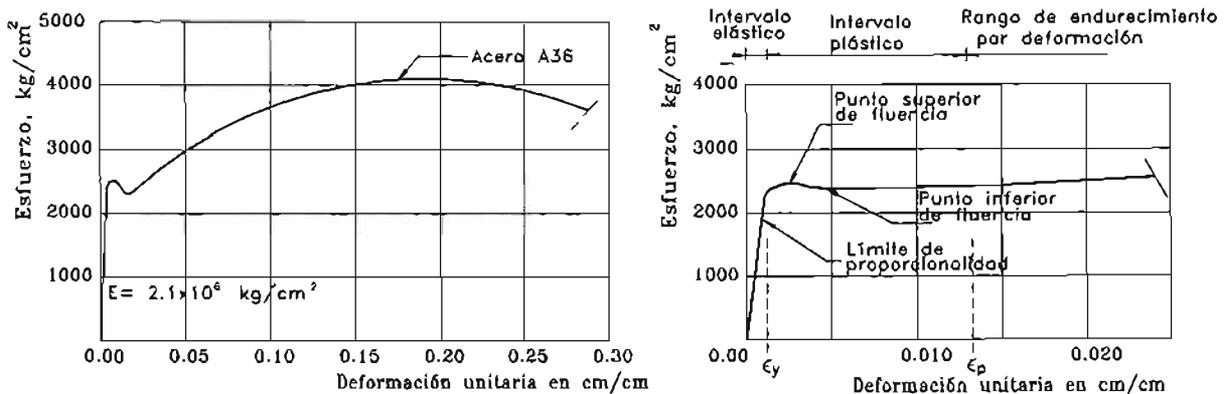


Figura 2.1 Curva esfuerzo – deformación para los valores mínimos especificados para el acero (adaptada de Bresler *et al.*, 1976)

2.2.3 Miembros en flexión

Se considerará un miembro a flexión cuando trabaja predominantemente a esta sollicitación, y la fuerza axial no excede de $0.1P_y$, es decir que la carga axial sea muy baja.

2.2.3.1 Requisitos geométricos

El claro libre de las vigas no será menor que cinco veces el peralte de su sección transversal, para que no se vuelva una condición en la que rija el cortante; ni el ancho de sus patines mayor que el ancho del patín o el peralte de la columna a la cual se conectan.

El eje de las vigas no debe separarse horizontalmente del eje de las columnas más de un décimo de la dimensión transversal de la columna normal a la viga.

Las secciones transversales deben tener dos ejes de simetría, uno vertical, en el plano en que actúan las cargas gravitacionales y otro horizontal. Cuando se utilicen cubreplacas en los patines para aumentar la resistencia del perfil, deben conservarse los dos ejes de simetría.

Cuando se empleen vigas de resistencia variable, ya sea por adición de cubreplacas en algunas zonas o porque su parte varíe a lo largo del claro, el momento resistente no será nunca menor, en ninguna sección, que la cuarta parte del momento resistente máximo, que se tendrá en los extremos. En aceros cuyo esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión, F_u , no se permitirá la formación de articulaciones plásticas en zonas en que se haya reducido el área de los patines, ya sea por agujeros para tornillos o por cualquier otra causa.

Como se podrá apreciar se buscan condiciones de regularidad en los marcos para no involucrar que predominen o se presenten otros efectos como torsiones, influencia excesiva del cortante, concentraciones de esfuerzos, etc.

2.2.3.2 Requisitos para fuerza cortante

Los elementos que trabajan principalmente en flexión se dimensionarán de manera que no se presenten fallas por cortantes antes de que se formen las articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso. Para ello, la fuerza cortante de diseño se obtendrá del equilibrio del miembro entre las secciones en que se forman las articulaciones plásticas, en las que se supondrá que actúan momentos del mismo sentido y de magnitudes iguales a los momentos plásticos resistentes del elemento en esas secciones, sin factores de reducción, y evaluados tomando el esfuerzo de fluencia del material igual a $1.10 F_y$. Al plantear la ecuación de equilibrio para calcular la fuerza cortante se tendrá en cuenta las cargas transversales que obran sobre el miembro, multiplicadas por el factor de carga.

Como opción, se permite hacer el dimensionamiento tomando como base las fuerzas cortantes de diseño obtenidas en el análisis, pero utilizando un factor de resistencia F_R igual a 0.7.

Las articulaciones plásticas se forman, en la mayoría de los casos, en los extremos de los elementos que trabajan en flexión. Sin embargo, hay ocasiones frecuentes en las vigas de los niveles superiores de los edificios, en que una de ellas se forma en la zona central del miembro. Cuando esto suceda, la fuerza cortante debe evaluarse teniendo en cuenta la posición real de la articulación plástica.

2.2.3.3 Contraventeo lateral

Deben soportarse lateralmente todas las secciones transversales de las vigas en las que puedan formarse articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso. Además, la

distancia entre cada una de estas secciones y la siguiente sección soportada lateralmente no será mayor que $0.086r_y$ (E/F_y). Este requisito se aplica a un solo lado de la articulación plástica cuando ésta se forma en un extremo de la viga, y a ambos lados cuando aparece en una sección intermedia. La expresión anterior es válida para vigas de sección transversal I o H, flexionadas alrededor de su eje mayor de mayor momento de inercia.

En zonas que se conservan en el intervalo elástico al formarse el mecanismo de colapso la separación entre puntos no soportados lateralmente puede ser mayor que la indicada en el párrafo anterior, pero no debe exceder el valor de L_u mencionado en el capítulo anterior.

Los elementos de contraventeo proporcionarán soporte lateral, directo o indirecto, a los dos patines de las vigas. Cuando el sistema de piso proporcione soporte lateral al patín superior, el desplazamiento lateral del patín inferior puede evitarse por medio de atiesadores verticales de rigidez adecuada, soldados a los dos patines y al alma de la viga.

2.2.4 Miembros en flexocompresión

2.2.4.1 Requisitos geométricos

Si la sección transversal es rectangular hueca, la relación de la mayor a la menor de sus dimensiones exteriores no debe de exceder de 2.0, y la dimensión menor será de 20 cm o más.

Si la sección transversal es H, el ancho de los patines no será mayor que el peralte total, la relación peralte ancho del patín no excederá de 1.5, y el ancho de los patines será de 20 cm o más. Sin embargo, se permite el uso de perfiles laminados que no cumplen rigurosamente estas condiciones.

La relación de esbeltez máxima de las columnas no excederá de 60.

En este caso, los requisitos buscan condiciones de regularidad en la sección transversal del miembro, evitando concentraciones de esfuerzos o que existan secciones muy aperaltadas que originen efectos adicionales.

2.2.4.2 Resistencia mínima en flexión

La resistencia en flexión de las columnas que concurren en un nudo debe satisfacer la condición dada por la siguiente relación (NTCM-96), la cual forma parte de las recomendaciones para conexiones rígidas entre vigas y columnas, presentada en dicha sección:

$$\sum Z_c (F_{yc} - f_a) \geq \sum Z_v F_{yv} \quad \text{para } f_a \geq 0 \quad (2.1)$$

$\sum Z_c$ y $\sum Z_v$ son las sumas de los módulos de sección plásticos de las columnas y vigas que concurren en la junta en el plano del marco en estudio, y f_a es el esfuerzo normal en cada una de las columnas, producido por la fuerza axial de diseño.

Cuando el diseño quede regido por combinaciones de carga que incluyan sismo, con patines de las vigas sección tipo 1 y almas cumpliendo por lo menos sección tipo 2, en los casos que se mencionan a continuación no es necesario cumplir con la condición anterior:

1. Cuando el esfuerzo f_a en la columna no exceda de $0.4 F_y$.
2. Cuando la columna forma parte de un entrepiso que tiene una resistencia ante fuerzas cortantes horizontales 50% mayor que la del entrepiso situado encima de él.
3. Cuando la capacidad de la columna para resistir fuerzas cortantes laterales no se incluye en el diseño sísmico, aunque sí se considere en él su capacidad para resistir las fuerzas normales producidas por el temblor.

Como una opción, se permite hacer el dimensionamiento tomando como base los elementos mecánicos de diseño obtenidos en el análisis, pero reduciendo el factor de resistencia F_R utilizando en flexocompresión de 0.9 a 0.7.

2.2.4.3 Resistencia para fuerza cortante

Los elementos flexocomprimidos se dimensionarán de manera que no fallen prematuramente por fuerza cortante. Para ello, la fuerza cortante de diseño se obtendrá del equilibrio del miembro, considerando su longitud igual a la altura libre y suponiendo que en sus extremos obran momentos del mismo sentido y de magnitud igual a los momentos máximos resistentes de las columnas en el plano en estudio, que valen $Z_c(F_{yc}f_a)$.

2.2.5 Uniones viga-columna

Las uniones viga-columna deben satisfacer las recomendaciones de la sección *Conexiones rígidas entre vigas y columnas* que se mencionan a continuación.

2.2.5.1 Resistencia de la conexión

Existe una sustancial diferencia en el enfoque entre las NTCM-96 y las NTCM-2004, en los procedimientos planteados para obtener la resistencia de la conexión; las nuevas normas establecen dos casos: cuando interviene el sismo para el diseño de la conexión y cuando no lo hace, el código anterior, el cual consideraba solo un caso general, es el siguiente:

La resistencia de la conexión de cada viga debe ser suficiente para transmitir 1.25 veces los elementos mecánicos de diseño que haya en el extremo de la viga, sin que sea necesario exceder la menor de las cantidades siguientes:

1. La resistencia en flexión de la viga, teniendo en cuenta el efecto de la fuerza cortante.
2. El momento requerido para producir en el alma de la columna una fuerza cortante igual a $0.8F_{yc}d_c t_c$, donde F_{yc} es el esfuerzo de fluencia del acero de la columna, d_c su peralte total y t_c el grueso del alma.

Como se comentó antes, las nuevas Normas Técnicas hacen distinción entre conexiones sujetas o no a sismo, enfocando para cada uno un procedimiento particular de diseño que se menciona a continuación.

2.2.5.2 Conexiones en cuyo diseño interviene el sismo

Cuando el diseño queda regido por una condición de carga que incluye sismo, la resistencia de la conexión de cada viga será suficiente para transmitir el menor de los momentos siguientes:

- a. Un momento M_u igual, como mínimo a $1.1R_y M_{pv}$, donde M_{pv} es el momento plástico nominal de la viga, y R_y es un factor que tiene en cuenta que la resistencia de fluencia de los perfiles reales suele ser mayor que la mínima especificada.
- b. El momento máximo que pueda ser transmitido por el sistema.

Cuando los patines de las vigas estén unidos a las columnas con soldaduras de penetración completa, éstas se harán en posición horizontal, con placas de respaldo y de extensión; las placas de

extensión se removerán en todos los casos, procurando no dañar ni la viga ni la columna, y reparándolas, de ser necesario, dándoles un acabado liso.

El alma de la viga se conectará a la columna directamente, por medio de soldaduras que resistan la fuerza cortante en la viga y la porción del momento plástico de su sección que corresponda al alma, o a través de una placa vertical, que se unirá a la columna con soldaduras semejantes a las que se acaban de mencionar; en el segundo caso, la viga se unirá a la placa con soldaduras o tornillos de alta resistencia de resistencia adecuada.

En cualquier caso, sea que en la condición de diseño intervenga o no el sismo, la unión entre viga y columna puede hacerse por medio de placas horizontales colocadas encima del patín superior de la viga y debajo del inferior.

2.2.5.3 Conexiones en cuyo diseño no interviene el sismo

Cuando en el diseño no interviene el sismo, la resistencia de la conexión de cada viga debe ser suficiente para transmitir, como mínimo, 1.25 veces las acciones internas de diseño que haya en el extremo de la viga, sin que sea necesario exceder la menor de las cantidades siguientes:

- La resistencia en flexión de la viga, teniendo en cuenta el efecto de la fuerza cortante.
- El momento requerido para producir, en el alma de la columna, una fuerza cortante igual a $0.85 F_{yc} d_c t_c$, donde F_{yc} es el esfuerzo de fluencia del acero de la columna, y d_c y t_c son su peralte total y el grueso del alma.

La conexión del alma se diseña para transmitir la fuerza cortante, y no es necesario retirar las placas de respaldo requeridas para efectuar las conexiones a tope de los patines.

2.2.5.4 Contraventeo

Si en alguna junta de marco dúctil no llegan vigas al alma de la columna, por ningún lado de ésta, o si el peralte de la viga o vigas que llegan por alma es apreciablemente menor que el de las que se apoyan en los patines de la columna, éstos deberán ser soportados lateralmente al nivel de los patines inferiores de las vigas.

2.2.6 Vigas de alma abierta (armaduras)

Podrá adoptarse un factor de comportamiento sísmico, $Q=3$, en edificios de no más de tres pisos o 12 m de altura total, y en el último entrepiso de cualquier edificio. En caso contrario, deberá utilizarse $Q=2$.

Las armaduras pueden usarse como miembros horizontales en marcos dúctiles, si se diseñan de manera que la suma de las resistencias en flexión ante fuerzas sísmicas de las dos armaduras que concurren en cada nudo intermedio sea igual o mayor que 1.25 veces la suma de las resistencias en flexión ante fuerzas sísmicas de las columnas que llegan al nudo.

Además, deben cumplirse las condiciones siguientes:

- Los elementos de las armaduras que trabajan en compresión o en flexocompresión, sean cuerdas, diagonales o montantes, se diseñarán con un factor de resistencia, F_R , igual a 0.7. Al determinar cuales elementos trabajan en compresión, habrán de tenerse en cuenta los dos sentidos en que puede actuar el sismo.
- Las conexiones entre las cuerdas de las armaduras y las columnas deben ser capaces de desarrollar la resistencia correspondiente a 1.2 la resistencia calculada de las cuerdas.
- En edificios de más de un piso, el esfuerzo en las columnas producido por las fuerzas axiales de diseño no será mayor de $0.3 F_y$, y la relación de esbeltez máxima no excederá de 60.

2.2.7 Conexiones

Existen algunas variaciones entre las dos versiones de las Normas Técnicas con algunas innovaciones de la nueva publicación, sin embargo las definiciones de las conexiones entre vigas y columnas son prácticamente las mismas.

Las NTCM-2004 plantean un factor R_y que tiene en cuenta que la resistencia de fluencia de los perfiles reales suele ser mayor que la mínima especificada, de manera que la resistencia requerida de una junta o conexión se determina utilizando el esfuerzo de fluencia esperado, F_{ye} , del miembro conectado:

$$F_{ye} = R_y F_y \quad (2.2)$$

Para perfiles laminados y barras, R_y se toma igual a 1.5 para acero ASTM A36, y a 1.3 para acero con $F_y = 2950 \text{ kg/cm}^2$, ASTM A572 Grado 42; para perfiles laminados y barras de otros aceros, como ASTM A992 con $F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$, A572 Grado 50, y para placas, se toma igual a 1.1. Pueden usarse otros valores de R_y si F_{ye} se determina por medio de ensayos hechos de acuerdo con los requisitos del tipo de acero especificado.

Otra de las novedades de la nueva versión son las recomendaciones para juntas atornilladas y juntas soldadas que antes no aparecían explícitamente en esta sección de las Normas.

2.2.7.1 Juntas atornilladas

Se diseñan como juntas de deslizamiento crítico, con tornillos de alta resistencia pretensionados; sin embargo, la resistencia de diseño puede calcularse como si los tornillos trabajasen por aplastamiento.

Los agujeros para los tornillos deben ser estándar o alargados cortos, con la dimensión mayor perpendicular a la línea de fuerza.

2.2.7.2 Juntas soldadas

Si en algún entrepiso de la estructura las conexiones rígidas de las que depende la resistencia ante fuerzas sísmicas son menos del 50% de las conexiones entre vigas y columnas que hay en él, todas las soldaduras de penetración completa de ese entrepiso se harán con un metal de aportación con tenacidad no menor que 2.75 kgm a una temperatura de -29° , determinada con un ensayo Charpy en V.

Si las conexiones rígidas en algún entrepiso son menos del 25% de las conexiones entre vigas y columnas que hay en él, o si cada una de las conexiones rígidas existentes contribuye en más del 30% a la resistencia total del entrepiso, su diseño se basará en los resultados de ensayos bajo cargas cíclicas que demuestren que la conexión puede desarrollar una rotación inelástica no menor de 0.03 radianes. Las conexiones reales se construirán utilizando materiales, configuraciones, procesos y métodos de control de calidad que se acerquen, tanto como sea posible, a los empleados en las juntas ensayadas.

En lo que refiere a la resistencia de las conexiones, como ya se mencionó en el apartado 2.2.5 *Uniones viga-columna* de este capítulo, las NTCM-2004 agregan una sección en la que proponen métodos de diseño dependiendo si interviene o no el sismo. El caso de diseño de la conexión en cuyo diseño no interviene el sismo es el equivalente, aunque no es el mismo, al que presentaba la versión anterior de las Normas.

2.3 Planteamiento del UBC-97 y LRFD-96

Se presentan juntos los planteamientos de los dos códigos mencionados dado que los requisitos que presentan ambos es el mismo; el LRFD-96 por su parte adiciona comentarios.

2.3.1 Unión viga-columna

La resistencia a flexión M_u , de cada unión viga-columna deberá ser la menor de los siguientes valores:

1. El momento plástico M_p de la viga.
2. El momento resultante de la resistencia por cortante V_n determinada por medio de la siguiente ecuación:

$$\phi_v V_n = 0.6\phi_v F_y d_c t_p \left[1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right] \phi_v = 0.75 \quad (2.3)$$

donde: t_p es el espesor total

d_c es el peralte de la columna

b_{cf} es el ancho del patín de la columna

t_{cf} es el espesor del patín de la columna

d_b es el peralte de la viga

F_y es el esfuerzo de fluencia especificado

La resistencia a cortante V_u requerida en la unión viga-columna debe ser determinada usando la combinación $1.2D + 0.5L + 0.2S$ más el cortante resultante del momento actuante M_u en cada extremo de la viga.

La resistencia de diseño de las uniones debe ser la adecuada para desarrollar la resistencia a flexión requerida M_u , de la viga si cumple con las siguientes condiciones:

1. Los patines de la viga son soldados a la columna usando soldadura de penetración completa.
2. La unión del alma de la viga está diseñada para resistir un cortante $\phi_v V_n$ mayor al requerido V_u y conforme a lo siguiente:
 - a. La resistencia nominal a flexión de la viga M_n considerando sólo los patines es mayor que el 70% de la resistencia a flexión de toda la viga, es decir:

$$b_f t_f (d - t_f) F_{yf} \geq 0.7 M_p \quad (2.4)$$

- b. Donde la ecuación anterior no se cumpla, la unión debe hacerse soldando el alma de la columna directamente o a través de placas de cortante.

En una unión usando soldadura o pernos de cortante, la resistencia de diseño deberá ser determinada por medio de pruebas o cálculos de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$t_z \geq \frac{d_z + w_z}{90} \quad (2.5)$$

donde: d_z es el espesor de las placas

w_z es el ancho de los patines de la columna

Además, deberá quedar demostrado mediante cálculos que la resistencia de diseño de la unión será el 125% de la resistencia de diseño de los elementos conectados.

Todas estas limitaciones intentan asegurar que las uniones que tengan rotaciones inelásticas que se puedan presentar durante un evento sísmico severo se hallen en lugares conocidos, diseñándose para soportar las combinaciones de carga mencionadas en el capítulo anterior, algunas conexiones viga-columna se ilustran en la figura 2.2.

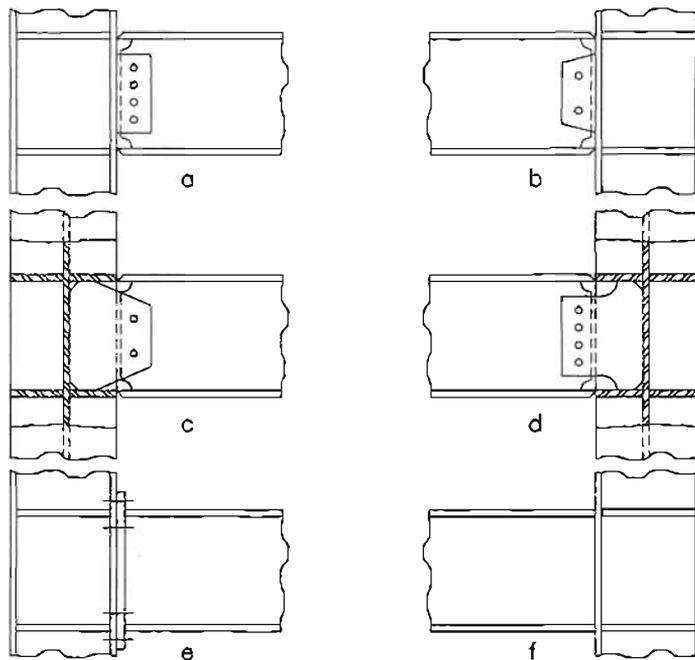


Figura 2.2 Conexiones viga-columna (adaptada del LRFD-96)

El principal objetivo que se busca es asegurar que los marcos tengan capacidad de deformación dentro del intervalo no lineal sin que se presente falla en la conexión. Una opción para las uniones que no fueron diseñadas para resistir fuerzas laterales de manera que la misma no sea capaz de soportar grandes deformaciones elásticas o inelásticas producidas por rotaciones que son inducidas por deformaciones del marco, es mediante la unión por medio de placas de cortante al patín de la columna por medio de soldadura o pernos al alma de la viga. Esta conexión deberá permitir la fluencia de la placa o deberá tener agujeros oblongos que permitan el desplazamiento a lo largo del eje de la viga, de tal forma que la fractura no ocurra en la conexión momento-resistente, estas configuraciones se pueden observar en la figura 2.3.

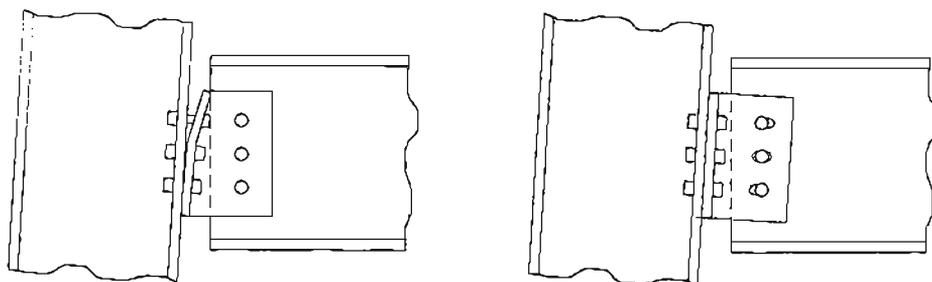


Figura 2.3 Conexiones simples (adaptada del LRFD-96)

2.3.2 Limitaciones para vigas y columnas

En lo que respecta al área del patín de la viga, éste no deberá tener cambios abruptos en las que se tenga previsto se presentarán articulaciones plásticas.

La relación ancho espesor deberá cumplir con el límite λ_p de la tabla 2.1 que se presenta a continuación:

Tabla 2.1 Límite de la relación ancho-espesor λ_p para elementos a compresión del UBC y LRFD

Descripción del elemento	Relación ancho-espesor	Límite de la relación ancho-espesor
Patines de sección tipo I no híbridas y canales en flexión	b/t	$52/\sqrt{F_y}$
Patines de sección tipo I híbridas de vigas en flexión		para $P_u / \phi_b P_y \leq 0.125$
Almas sometidas a flexión y compresión axial	h/t_w	$\frac{520}{\sqrt{F_y}} \left[1 - \frac{1.54 P_u}{\phi_b P_y} \right]$ para $P_u / \phi_b P_y > 0.125$ $\frac{191}{\sqrt{F_y}} \left[2.33 - \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right] \geq \frac{253}{\sqrt{F_y}}$

2.3.3 Placas

Las placas o cartabones deben proveer si se requiere lo especificado para las almas y patines con cargas concentradas y la resistencia R_n deberá ser menor que $1.8F_y b_f t_{bf}$ donde:

$$R_n = 0.625(t_{cf})^2 F_{yf}$$

F_{yb} = el esfuerzo de fluencia de la viga

F_{yf} = el esfuerzo de fluencia de la columna

b_f = es el ancho del patín de la viga

t_{bf} = es el espesor del patín de la viga

t_{cf} = es el espesor del patín de la columna

Las placas deberán soldarse en ambos patines de la columna y al alma de la misma o mediante placas dobles.

2.3.4 Relación entre los momentos de la viga y la columna

En toda conexión entre una viga y columna, deberá satisfacerse lo establecido por la tabla 2.1 y las siguientes ecuaciones:

$$\frac{\sum Z_c (F_{yc} - P_{uc} / A_g)}{\sum Z_b F_{yb}} \geq 1.0 \tag{2.6}$$

$$\frac{\sum Z_c (F_{yc} - P_{uc} / A_g)}{V_n d_b H / (H - d_b)} \geq 1.0 \tag{2.7}$$

donde:

- A_g = área transversal de la columna
- F_{yb} = esfuerzo de fluencia de la viga
- F_{yc} = esfuerzo de fluencia de la columna
- H = altura promedio entre los niveles continuos de la conexión
- P_{uc} = carga axial requerida para la columna (en compresión) ≥ 0
- V_n = resistencia nominal determinado con la ecuación 2.2
- Z_b = módulo de sección plástico de la viga
- Z_c = módulo de sección plástico de la columna
- d_b = promedio de la altura de las vigas conectadas

Estos requerimientos no aplican en algunos de los siguientes casos:

1. Columnas con $P_{uc} < 0.3F_{yc}A_g$
2. Columnas con pisos cuya relación de resistencia de cortante de diseño sea 50% más grande que el nivel siguiente.
3. Cualquier columna no incluida en el diseño para resistir lo requerido por cortante sísmico, pero incluida en el diseño para resistir fuerzas axiales de volteo.

2.3.5 Soportes laterales en vigas

Ambos patines de la viga deberán contar con soporte lateral directa o indirectamente. La longitud no soportada entre apoyos no deberá exceder $2,500 r_y/F_y$. Adicionalmente, el soporte lateral deberá absorber cargas axiales concentradas donde el análisis indique que se formará una rotación durante las deformaciones inelásticas del marco.

2.4 Planteamiento del CISC-93

Los marcos momento-resistentes dúctiles deben tener la capacidad de formar articulaciones plásticas en miembros sometidos a flexión, donde necesariamente las conexiones deben mantener la resistencia del miembro que ha rotado. Los requerimientos específicos para lograrlo se dan a conocer en esta sección.

Las vigas, columnas y conexiones deberán tener la capacidad de presentar grandes deformaciones plásticas a menos que se pueda demostrar que los elementos considerandos permanecerán en el intervalo elástico mientras uno o mas de los otros elementos de la conexión experimentan deformaciones plásticas. El elemento o elementos de la conexión que puedan presentar grandes deformaciones plásticas se llamarán elementos críticos y éstos deberán ser identificados.

Se supone que un elemento que sufre deformaciones plásticas aplica relevante carga a otros elementos de la conexión igual a 1.2 veces la resistencia de fluencia sin factorizar. Un elemento puede considerarse con respuesta elástica si la carga sobre él no excede esta resistencia factorizada.

2.4.1 Vigas

Cuando una viga es un elemento crítico en la conexión, éste deberá:

1. Cumplir con los requerimientos de sección tipo 1.

2. Contará con soporte lateral tomando en cuenta que la distancia lateral no soportada L_{cr} , no deberá exceder lo siguiente:

$$L_{cr} = 550r_y / \sqrt{F_y} \quad \text{para } \kappa < -0.5 \quad (2.8)$$

$$L_{cr} = 980r_y / \sqrt{F_y} \quad \text{para } \kappa \geq -0.5 \quad (2.9)$$

donde κ es la relación entre el menor momento y el mayor momento de extremo de la longitud no arriostrada, siendo positivo para curvatura doble y negativo para curvatura sencilla.

3. Los patines deberán cumplir los requisitos de una sección tipo 1.
4. El alma deberá cumplir los requisitos de una sección 1 o 2.

En caso de que los patines de la viga tengan cambios abruptos en la sección transversal se deberán evitar los mismos en los puntos donde se espera ocurran rotaciones plásticas.

2.4.1.1 Armadura como elemento horizontal

Este manual era el único de los comparados que mencionaba explícitamente este caso, hasta que en la nueva versión de las NTCM se adicionó el caso de las vigas de alma abierta. Cuando el elemento horizontal del marco sea una armadura, las columnas deberán ser un elemento crítico en la conexión y cumplir con los requisitos que se mencionan en el apartado 2.4.2 de este documento, donde para edificios que exceden de un piso, la relación de la altura no arriostrada de la columna con el menor radio de giro deberá tener una relación de esbeltez mayor a 60.

La conexión de las cuerdas de la armadura a la columna deberá tener resistencia factorizadas menores o iguales a la menor de las siguientes opciones:

1. La resistencia de fluencia factorizada de las cuerdas
2. Las fuerzas requeridas para imponer a la columna momentos iguales a 1.2 veces la resistencia a flexión factorizada de la columna.

2.4.2 Columnas

Cuando una columna es un elemento crítico en la conexión, deberá:

1. Cumplir los requisitos propios de una sección tipo 1.
2. Tener una carga axial factorizada que no exceda $0.60\phi A F_y$, para todas las combinaciones de carga.
3. La distancia no arriostrada cumpla los requisitos establecidos por las ecuaciones 2.7 y 2.8 de este documento.
4. Cuando una columna no es crítica, esta deberá cumplir con los requisitos propios de la sección tipo 1 o 2.

La resistencia horizontal a cortante de la columna en la zona de la conexión deberá ser:

$$V_{cr} = 0.55\phi d_c w' F_{yc} \left[1 + \frac{3b_c I_c^2}{d_c d_b w'} \right] \quad (2.10)$$

donde los subíndices b y c denotan la viga y la columna respectivamente y b_c es el ancho del patín de la columna.

Cuando la conexión viga-columna tiene un elemento crítico, deberá cumplir:

1. La relación entre la suma de anchos y espesores de los elementos que llegan a la conexión no deberá exceder de 90. Las placas dobles que llegan al alma deben ser incluidas en el espesor de la misma.
2. Las placas dobles, si existen, deben estar colocadas contra el alma de la columna.
3. El patín de la columna debe estar directa o indirectamente arriostrado.

Cuando la viga este unida rígidamente al patín de una columna con sección H, la capacidad del alma de la columna resistirá carga a tensión debido a fuerzas sísmicas que deberá ser 0.6 veces el valor de T_r , que se define como sigue:

$$T_r = 7\phi t_c^2 F_{yc} \quad (2.11)$$

donde F_{yc} = esfuerzo de fluencia de la columna
 t_c = espesor del alma de la columna
 $\phi = 0.90$

2.4.3 Conexión viga-columna

La conexión momento-resistente de una viga a una columna deberá ser la resistencia a flexión factorizada menor o igual al menor de los siguientes valores:

1. La resistencia a flexión factorizada de la viga.
2. El momento que induce a la columna una fuerza cortante igual a la resistencia dada por la ecuación 2.9 de este documento.

La resistencia de la conexión del alma de la viga debe resistir adecuadamente las cargas cortantes que le serán impuestas por miembros críticos adyacentes a la unión.

Los patines y placas conectadas mediante pernos de uniones viga-columna deben considerar el área neta de la sección factorizada por la resistencia última, mencionado en el capítulo anterior de este trabajo, además debe ser menor o igual a la resistencia de fluencia considerando área gruesa.

Las rotaciones plásticas deben evitar colocarse donde el área transversal del patín sea reducida como en el caso de agujeros, a menos que $F_y/F_u \leq 0.67$.

2.4.4 Arriostramientos

Las vigas, columnas y conexiones viga-columna deben estar arriostrados por miembros que proporcionen soporte lateral a los patines en compresión de las vigas y trabes o la cuerda a compresión de armaduras y la conexión de elementos de arriostramiento deberá soportar una fuerza igual al 1% de la fuerza en compresión del patín o cuerda en el punto que este soportando. En las conexiones viga-columna, la fuerza a compresión a estabilizarse debe ser asociada con la fluencia completa del elemento crítico de la conexión. La posibilidad de que se presente una inversión completa de cargas debe tomarse en cuenta.

2.5 Conclusiones

Como se pudo observar a lo largo del capítulo, existen marcadas similitudes entre los requisitos de los códigos comparados para que un marco rígido de acero estructural pueda ser considerado uno dúctil. En los mismos se busca evitar la falla prematura por cortante, así como

permitir grandes deformaciones en el intervalo inelástico y la formación y ubicación de articulaciones plásticas.

Se mencionaron además, las diferencias e innovaciones de la nueva versión de las Normas Técnicas en lo referente a marco dúctiles, elementos y conexiones. Todo esto servirá de base y apoyo para los temas que se trataran y desarrollaran en capítulos posteriores de este documento.

Capítulo 3

Comportamiento de estructuras metálicas durante sismos recientes

Capítulo 3

Comportamiento de estructuras metálicas durante sismos recientes

3.1 Introducción

Un gran número de edificios de pequeña y mediana altura tienen elementos momento resistentes de acero como sistema para soportar las cargas laterales a las que se ven sujetos. Este tipo de sistemas estructurales era considerado como uno de los más efectivos para resistir grandes movimientos sísmicos del terreno. En este capítulo se presentan resultados de investigaciones del comportamiento en sismos recientes de elementos momento-resistentes de acero de edificios con conexiones dúctiles, diseñados para diferentes niveles de riesgo sísmico, sujetos a importantes movimientos del suelo.

3.1.1 Antecedentes

En los años anteriores, un gran número de sismos ha ocurrido alrededor de todo el mundo. Durante esos eventos, las estructuras y edificaciones diseñadas conforme a los códigos actuales para la construcción de edificios son sujetos a grandes movimientos del suelo a niveles iguales o superiores para los que fueron diseñados.

La evaluación de los daños de esos eventos sísmicos en las estructuras ha originado la evolución de la ingeniería sísmica y permitiendo mejorar los criterios de reglamentos para el diseño y construcción de edificios, localizados en diferentes áreas de riesgo sísmico. De cualquier forma, visualizar el comportamiento esperado durante un sismo en edificios diseñados de acuerdo a los actuales códigos sísmicos es de gran importancia para los ingenieros estructuristas. Por ejemplo, el sismo de Northridge en California en 1994 atrajo la atención de la comunidad especializada en la ingeniería sísmica porque fue sorpresiva la ocurrencia de gran cantidad de daño en estructuras momento-resistentes de acero (Bertero *et al*, 1994) debido al comportamiento de las conexiones. La inesperada cantidad de daño demostraron que se requiere revisar los criterios de los códigos actuales para el diseño de marcos dúctiles de acero.

3.1.2 Comportamiento de estructuras de acero en la historia

Desde el gran sismo de San Francisco en 1906, numerosos edificios de acero han sido demandados por los terremotos fuertes; sin embargo, sólo se han podido hacer registros y estudios hasta fechas recientes, en los que han sido sujetos marcos de acero con conexiones soldadas en los Estados Unidos y Japón a algunos de los movimientos más fuertes nunca antes grabados o medidos, exhibiendo distintos niveles de desempeño estructural.

El uso de acero estructural como método constructivo es un concepto relativamente joven. Numerosos factores han contribuido al crecimiento de este mercado, al oeste de los Estados Unidos la actuación generalmente favorable de edificios de acero antes de los terremotos de 1994, no dejó

ninguna duda su papel relevante y seguro en la construcción. Fueron específicamente cuatro terremotos los que contribuyeron al conocimiento del comportamiento de éste sistema estructural durante la primera mitad del siglo pasado, en California y Japón (San Francisco, Kanto, Santa Barbara y Playa Larga), que dieron confianza a los ingenieros sobre el comportamiento favorable del acero como un material de comportamiento confiable ante un terremoto. Durante estos eventos, típicamente se observaban menos problemas en las estructuras de acero comparados con edificios de concreto de tamaño similar.

Durante la segunda mitad de este siglo se han visto los adelantos en la comprensión de los terremotos y en el comportamiento de estructuras de todos los tipos para resistir los movimientos fuertes. Ejemplo de ello es el desarrollo que, durante las últimas décadas, han tenido las grandes regiones urbanas en la costa oriental de los Estados Unidos, construyendo numerosos edificios de acero debido a la seguridad percibida, costo y flexibilidad arquitectónica. A continuación se enlistan los terremotos que han constituido fuente de estudio para investigadores e ingenieros estructurales con relación al comportamiento de edificios con base en marcos de acero (<http://www.quiver.eerc.berkeley.edu:8080/>).

1906 Terremoto de San Francisco

1923 Gran terremoto de Kanto (Tokio, Japón)

1925 Terremoto de Santa Bárbara

1933 Terremoto de Long Beach

1964 Terremoto de Anchorage

1971 Terremoto de San Fernando

1985 Terremoto en Michoacán, México

1989 Terremoto de Loma Prieta

1994 Terremoto de Northridge

1995 Terremoto de Hyogoken-Nanbu

3.2 Sismo de Michoacán, México 1985

3.2.1 Introducción

Aproximadamente a las 7:19 a.m. el 19 de septiembre de 1985 un sismo de magnitud $M_s=8.1$ impactó la ciudad de México, con una duración de 120 seg. y una distancia epicentral de 360 km aproximadamente a 40 km mar adentro del poblado de Lázaro Cárdenas, Michoacán, el epicentro del sismo se localizó mediante redes instrumentales locales en las coordenadas 17.68°N y 102.47°W (Alcocer, 1995).

El sismo tuvo un área de ruptura aproximada de 170 x 50 km², sólo inferior al correspondiente de 1932 de Jalisco que se ha estimado como 220 x 80 km². Hubo una amplia variedad de daño en edificios, incluyendo casos de colapso parcial o total, registrándose 4,541 fallecimientos y 15,936 personas rescatadas con lesiones mayores y menores (Alcocer, 1995).

3.2.1.1 Sismos en México

El primer registro con instrumentación adecuada para movimientos intensos en la ciudad de México fue recabado el 28 de julio de 1957 de un sismo de magnitud $M_s=7.7$, en el que se pudo obtener información a partir de instrumentos instalados en la Torre Latino Americana, aunque la medición de temblores por medio de instrumentos se inicia a finales del siglo antepasado con la instalación del Observatorio Meteorológico Central (Tena, 1986).

En este siglo sólo los sismos de 1911, conocido como el “temblor de Madero”, y de 1941 se presume pudieron tener intensidades comparables a las del 19 de septiembre de 1985, basándose en con los informes sobre los daños que se presentaron (Tena, 1986).

Cuando sobrevino el terremoto del 19 de septiembre de 1985, comenzaban a instalarse instrumentos para el registro de movimientos intensos cerca de la costa del Pacífico y entre ella y la ciudad de México, que se sumaban a los de la exigua red del Distrito Federal. Para entonces la ciudad capital ya era una de las más exploradas y estudiadas en cuanto a subsuelo; y la ingeniería sísmica mexicana tenía avances significativos (Mendoza, 1995).

Se obtuvieron registros instrumentales en las siguientes partes: cuatro en Ciudad Universitaria (terreno firme), uno en Tacubaya (terreno firme), uno en los Viveros de Coyoacán (zona de transición), uno en el patio oeste de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (sobre arcilla muy deformable de espesor moderado), dos en el Lago de Texcoco (sobre arcilla aún más deformable y de mayor espesor), dos en Tlahuac (terreno blando) y dos en la Presa Madín (terreno duro) (Tena, 1986).

3.2.1.2 Cifras del sismo del 19 de septiembre de 1985

En la tabla 3.1 se presentan algunas de las cifras y datos más relevantes asociados con las consecuencias del sismo del 19 de septiembre. Los datos fueron tomados del libro Sismos de 1985, Control de Edificaciones. México, D.F., 1985-1988, editado por la Secretaría General de Obras del Departamento del Distrito Federal (Alcocer, 1995).

Tabla 3.1 El sismo del 19 de septiembre de 1985 en cifras

DATOS GENERALES	
Magnitud (M_s)	8.1
Duración, seg.	120
Pérdidas en total de la infraestructura (%)	
Habitacional	65.4
Comercial	14.0
Educacional	13.0
Administración pública	6.0
Hospitales	0.7
Industria	0.3
Otros	1.3
Inmuebles afectados	
Total	12,700
Daños menores	48%
Daños moderado	38 %
Colapso parcial o total	14 %

En lo referente a la edad de la construcción se distinguen tres categorías correspondientes a los periodos de vigencia de distintos reglamentos de construcciones en la ciudad. Antes de 1957 puede considerarse que no existía una reglamentación racional relativa al diseño sísmico; entre 1958 y 1976 estuvieron vigentes las normas de emergencia y el reglamento subsecuente que contenían requisitos detallados de diseño sísmico. En esa última fecha entró en vigor el último reglamento existente que contiene modificaciones substanciales (Tena, 1986).

Se presenta en la tabla 3.2 una comparación en función de las categorías antes descritas tomando en cuenta el tipo de sistema estructural. En la figura 3.1 se presentan graficada la estadística del daño en función del sistema estructural, donde se aprecia que la mayor parte de los daños se presentó en edificios de concreto o estructurados a base de losas planas.

Por otra parte, en la figura 3.2 se ha graficado la estadística de la cantidad del daño contra el año de construcción. Se nota que estructuras construidas después de 1976 presentan un comportamiento aceptable, mientras que el mayor daño se concentró en estructuras construidas antes de 1957, cuando no se contaba con una reglamentación tan detallada.

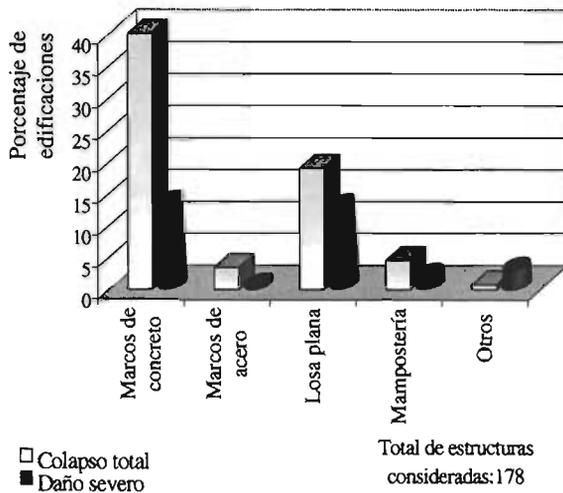


Figura 3.1 Relación entre el año de construcción y el daño. (adaptada de Tena, 1986)

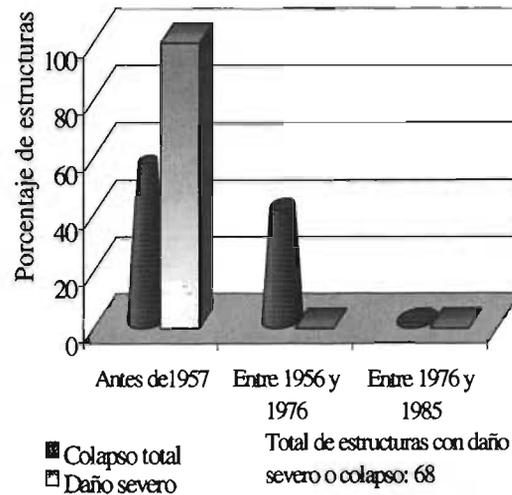


Figura 3.2 Estadística del daño en función del sistema estructural (adaptada de Tena, 1986)

Del análisis de los datos se observa que existe una mayor incidencia de daños entre los años de 1957 a 1976, pero no se puede concluir nada importante al respecto, debido a la falta de información que se tiene en cada periodo relativo a los tipos y zonas que resultaron más afectados por el sismo. El número relativamente bajo de fallas en edificios posteriores a 1976 y de las anteriores a 1957, puede reflejar una mejora de la calidad de la construcción en los primeros (Tena, 1986).

Tabla 3.2 Estadística de daños en edificios (adaptada de Tena, 1986)

Tipo de estructuración	Daño	Año de construcción			Total de colapsos
		1957	1957-56	1976	
Marcos de concreto	Colapso	33%	55%	12%	40%
	Daño severo	25%	53%	22%	13.6%
Marcos de acero	Colapso	56%	44%	0%	3.4%
	Daño severo	100%	0%	0%	0.4%
Losas planas	Colapso	6%	70%	25%	19%
	Daño severo	14%	57%	29%	13.2%
Mampostería	Colapso	58%	33%	8%	4.5%
	Daño severo	40%	60%	0%	2.0%
Otros	Colapso	0%	50%	50%	0.8%
	Daño severo	25%	50%	25%	3.0%
Totales		26%	56%	18%	100%

3.2.2 Comportamiento de estructuras metálicas

Los marcos de acero no son tan comunes en la ciudad, su flexibilidad lateral (que es función del número de pisos) tiende a colocarlos en un intervalo de periodos que los hace susceptibles a fuerzas de inercia elevadas. Por otra parte, en la década de los 80's, la mayoría de los perfiles de

acero estructural debían importarse, en tanto que las placas eran producidas en México; por lo tanto, los edificios de acero generalmente se construían con columnas tubulares que se ensamblaban mediante placas, soldadas ó remachadas, y con vigas de alma abierta fabricadas con placas y soleras con sistemas de piso de losas reticulares (Tena, 1986).

Después del sismo de 1985, se realizó un censo de los edificios de distintos número de niveles existentes en la mayor parte de la zona dañada que sufrieron derrumbe, daño estructural extremadamente grave o daño severo. La mayoría de las fallas en estructuras de acero correspondieron a construcciones bajas y antiguas que en general no constituían marcos propiamente (Tena, 1986).

Es importante hacer notar al lector, que desde el punto de vista de centros de rigidez, configuraciones, distribución de masas y rigidez de entrepiso, las estructuras actuales presentan, con frecuencia problemas que no había antes de 1985, pues la arquitectura de entonces se basaba, principalmente, en formas prismáticas, mientras que los edificios actuales suelen ser muy irregulares, tanto en planta como en elevación (De Buen, 1996a).

3.2.2.1 Marcos rígidos

En los años 1952-1953 se diseñó y construyó en la Ciudad de México, un edificio de 22 pisos, con estructura de acero totalmente soldadas (hasta las vigas y columnas, de sección I y H, se formaron con tres placas soldadas, pues en el país no se producían); usando acero A7, con características de soldabilidad muy inferiores a las del A36, que lo sustituyó algunos años después. Las fuerzas sísmicas se obtuvieron multiplicando el peso de cada nivel por un coeficiente sísmico, constante con la altura, de 0.025; no se consideraron torsiones ni rigideces relativas, no se hizo ningún cálculo de deformaciones, ni se tomaron medidas para que la estructura conservase su resistencia en el intervalo inelástico; no se buscó que las columnas fuesen más resistentes que las vigas. La estructura se formó con marcos rígidos ortogonales, que incluían a todas las columnas; los métodos de análisis fueron aproximados (De Buen, 1996b).

El comportamiento de marcos rígidos ha sido aceptable, a pesar de que en ese lapso hubo dos terremotos de gran intensidad, en 1957 y 1985. Esto muestra ventajas de los marcos rígidos de acero para estructuras construidas en zonas sísmicas, los efectos de los temblores se distribuyen de manera uniforme por tratarse de estructuras con un alta hiperestaticidad con perfiles de paredes relativamente delgadas, que se sueldan con facilidad, sin que se creen discontinuidades ni esfuerzos residuales excesivos. Se ha demostrado también como muchas otras veces, el comportamiento correcto de las uniones rígidas viga-columna, incluyendo aquellas en que las primeras llegan al alma de las segundas (De Buen, 1996b).

3.2.2.2 Demanda sísmica

De los resultados del sismo de 1985 en la Ciudad de México, se encontró que la demanda de ductilidad para un nivel de fluencia dado, era relativamente bajo para estructuras con un periodo natural de dos segundos (periodo dominante del movimiento fuerte) y la misma era muy alta para periodos cortos excepto para estructuras con alto nivel de fluencia (Krawinkler, 1989).

Por otra parte, la demanda energética histerética normalizada es muy alta para sistemas con periodo corto con altos niveles de fluencia. La máxima demanda de disipación de energía para sistemas con altos niveles de fluencia fue experimentada por estructuras con periodos que se aproximaban a los dos segundos (Krawinkler, 1989).

Estructuras con periodos cortos experimentaron menor daño relativamente, pero edificios con periodo inicial entre 1 y 2.5 segundos frecuentemente presentaban daño severo o colapso. Lo anterior sería explicable considerando que la diferencia entre la resistencia real y la resistencia de diseño sísmica, es atribuida a un factor de sobrerresistencia. Cuando el factor de sobrerresistencia

(el cual decrece con el incremento del número de niveles) es incluido en el análisis, la demanda de ductilidad y el intervalo crítico del periodo cambian dramáticamente (Krawinkler, 1989).

3.2.2.3 Estudio del daño

Martínez Romero (1986) estudió el comportamiento de 102 edificios de acero en la Ciudad de México, 59 de los cuales fueron construidos después de 1957, teniendo 59 de los mismos una altura entre los 7 y 16 pisos (Osteraas *et al*, 1989). Los marcos rígidos fueron un sistema usado con poca frecuencia como sistema momento-resistente, presentando un buen comportamiento durante el sismo de 1985 con sólo pocos casos de daño estructural reportado. Este daño se concentró en conexiones soldadas viga-columna o en las vigas de armaduras donde la trabe de cortante era larga para presentar inestabilidad por pandeo causado por la compresión de las diagonales (Krawinkler *et al*, 1989). Típicamente, los marcos consistían en columnas cajón (dos canales con cubreplacas o cuatro placas) o secciones H; y las vigas consistían en secciones H laminadas o soldadas, o armaduras constituidas por ángulos (Osteraas *et al*, 1989).

El segundo sistema momento-resistente usado eran los marcos asegurados con arriostramientos, con este tipo de sistemas el estudio indica problemas para construcciones realizadas después de 1957 (Krawinkler, 1989).

El tercer tipo de construcción hecha después de 1957 fue un sistema dual de marcos de acero con muros de cortante de concreto. El daño reportado por esos sistemas se concentró primeramente en las armaduras (Osteraas *et al*, 1989).

Considerando todas las construcciones hechas después de 1957 (59 edificios) y eliminando el complejo Pino Suárez, el reporte indica que las estructuras modernas de acero se comportaron bien durante el sismo de 1985. En construcciones realizadas después de 1976 fueron sólo cuatro los casos reportados con daño estructural. Por otra parte, las construcciones que fueron usadas entre la década de los veinte y la década de los cuarenta y que fueron abandonadas después del sismo de 1957 experimentaron daño severo y colapsos, como fue caso conocido del edificio Atlas (Krawinkler, 1989).

De entre las conclusiones de demandas sísmicas presentadas durante el sismo de septiembre de 1985 en la ciudad de México se pueden presentar las siguientes (Krawinkler, 1989):

1. La demanda de ductilidad de las estructuras modernas de acero por el sismo fueron severas pero no excesivas. Para estructuras con marcos la demanda fue mayor en estructuras con periodos entre 1.0 y 2.5 segundos.
2. La demanda de ductilidad es función de la resistencia real de la estructura, incluyendo sobrerresistencia. La sobrerresistencia depende grandemente del tipo de sistema estructuras y del número de niveles (periodo) de la estructura. Por ésta razón, la relación entre la resistencia lateral y la fuerza de diseño sísmico (cortante basal de diseño) no sigue ningún modelo consistentemente.
3. Debido a que la sobrerresistencia no es considerada en el proceso de diseño, al presentarse las fuerzas sísmicas de diseño se tiene una pequeña relación de la demanda de ductilidad impuesta por el sismo.
4. Una vez que la sobrerresistencia es considerada, se obtiene un esbozo de la demanda de ductilidad real, la cual ayuda a evitar el daño observado en las estructuras de acero en la ciudad de México.
5. Sin la sobrerresistencia, la demanda de ductilidad para edificios bajos en la ciudad de México puede ser extremadamente alta y muchas veces los edificios pueden soportar daños más severos.

3.2.3 Estudios de edificios de acero durante el sismo

En la ciudad de México se estudiaron tres edificios de acero con detalle, analizándolos usando el registro de la SCT para predecir su comportamiento.

3.2.3.1 Torre Latino Americana

Este famoso edificio de 44 pisos se encuentra ubicado en el centro de la ciudad en terreno identificado como tipo III, con 183 m (600 pies) de altura ha resistido muchos sismos severos sin notable daño estructural y sólo muy poco daño no estructural (Krawinkler, 1989). Este es un edificio con un alto grado de redundancia con una rígida base de concreto con 361 pilotes como se muestra en la figura 3.3. Las columnas se fabricaron con pesadas secciones H con cubreplacas, donde fueron necesarias, y las vigas son de secciones I con pequeños canales soldados al patín superior para lograr la acción compuesta con la losa de concreto. Las conexiones viga columna se muestran en la figura 3.4 (Osteraas *et al*, 1989).

El edificio fue diseñado para un cortante basal menor al 4% del peso sísmico efectivo a niveles de esfuerzo de 1.5 veces el esfuerzo básico permitido. Considerando la reserva en los miembros resistentes y en el hecho que el periodo fundamental del edificio esté entre los 3.5 y 4.5 segundos, incluso el registro del SCT causa sólo pequeñas deformaciones inelásticas en la estructura. También debe considerarse que los componentes del periodo largo de los movimientos fuertes del suelo son atenuados comparados con el registro del SCT por la compactación existente debido al gran número de pilas debajo del edificio (Krawinkler, 1989).

Con estas observaciones se puede concluir que no es sorprendente que edificios bien diseñados con periodos largos como la Torre Latino Americana soporte sismos como el de 1985 sin daño estructural notable (Krawinkler, 1989).

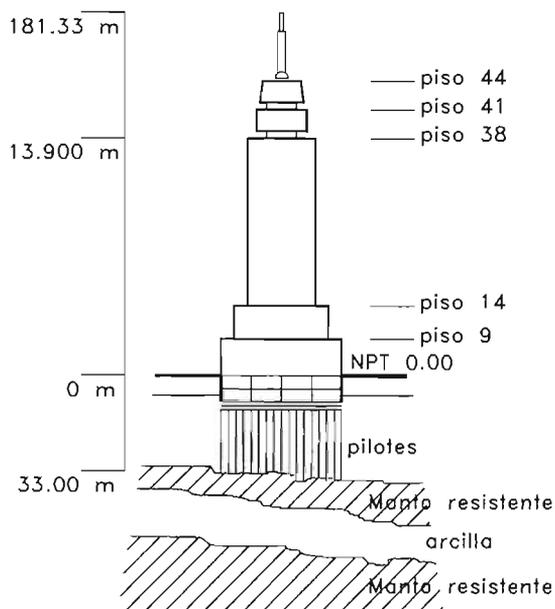


Figura 3.3 Elevación de Torre Latinoamericana (adaptada de Osteraas *et al.*, 1989)

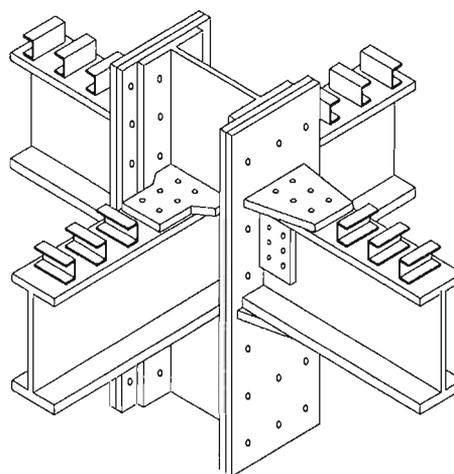


Figura 3.4 Detalle de conexión de Torre Latinoamericana (adaptada de Osteraas *et al.*, 1989)

3.2.3.2 Edificio en la calle de Amsterdam

El edificio de 11 niveles, ubicado en terreno tipo *III*, fue construido alrededor de 1970 con base en marcos momento-resistente (figura 3.5). El daño reportado se debió a severas fracturas en la mampostería en los muros entre dos marcos longitudinales y fallas en las conexiones de los primeros cuatro pisos de los marcos transversales sin presentar colapso (Krawinkler, 1989).

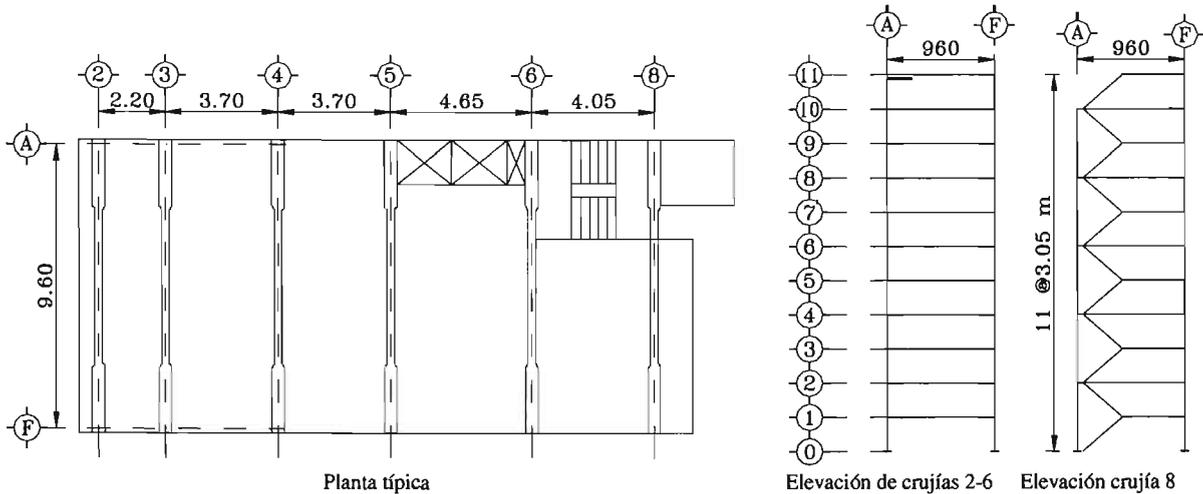


Figura 3.5 Plantas y elevaciones del edificio Ámsterdam (adaptada de Oosteraas *et al.*, 1989)

Las columnas de los marcos eran tipo cajón hechas a partir de dos canales y dos cubreplacas. Los patines de las vigas estaban soldados a las columnas con placas, que a su vez se soldaron continuamente a la columna. En la figura 3.6 se presenta una representación típica de la conexión. La resistencia de las placas de las conexiones fue menor que la resistencia de las vigas conectadas y las largas rotaciones plásticas obtenidas bajo el registro del SCT (Krawinkler, 1989).

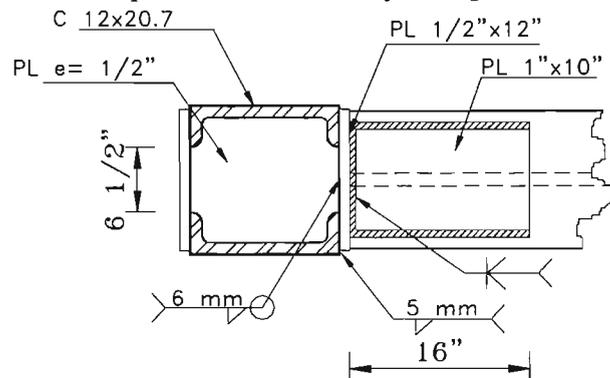


Figura 3.6 Conexión típica del edificio de Ámsterdam (adaptada de Oosteraas *et al.*, 1989)

Las conexiones constituían ligas muy débiles en los marcos, ciertamente no hay sorpresa que muchas de las conexiones en los primeros seis pisos experimentaran fracturas en la soldadura durante el sismo. Inicialmente, la conexión se comportó rígidamente transfiriendo directamente las fuerzas del patín de la viga a la columna; sin embargo, en esta soldadura la fractura se propagó verticalmente y se creó un mecanismo en el que la cubreplaca desarrolló ductilidad en una conexión semi-rígida (Oosteraas *et al.*, 1989).

Dado que ninguno de estos marcos colapso durante el sismo, debe concluirse que esta fractura en la soldadura de las conexiones permitió desarrollar deformaciones plásticas a través de la cubreplaca. Esta no es una buena razón para usar este tipo de conexiones pobres en esta estructura, pero inadvertidamente esta conexión permitió el desarrollo de ductilidad después de que el primer mecanismo de transferencia de carga falló (Krawinkler, 1989).

De lo anterior se concluye que esta ductilidad, si se presenta en conexiones rígidas después de la falla después del primer mecanismo de transferencia de carga, puede actuar como una segunda línea de defensa antes del colapso (Krawinkler, 1989).

3.2.3.3 Complejo Pino Suárez

Este complejo consistía en cinco edificaciones con base en marcos momento-resistente arriostrados, reforzados en dos niveles iniciales por concreto que actuó como cimentación rígida de la estructura para los cinco edificios (figura 3.7). Dos edificios de 21 niveles colapsaron en el nivel 14, presentando daño estructural severo, incluyendo pandeo local en tres de cinco columnas exteriores de los primeros cuatro niveles y varias fallas en conexiones viga-columna (figura 3.8). La falla en columnas tipo cajón consistía en placas con relaciones b/t relativamente bajas, con relaciones de esbeltez de $L/r= 15$ (figura 3.9). Así, esto incluía que estas columnas experimentaran sobrecargas significativas después de que el pandeo ocurrió (Krawinkler, 1989).

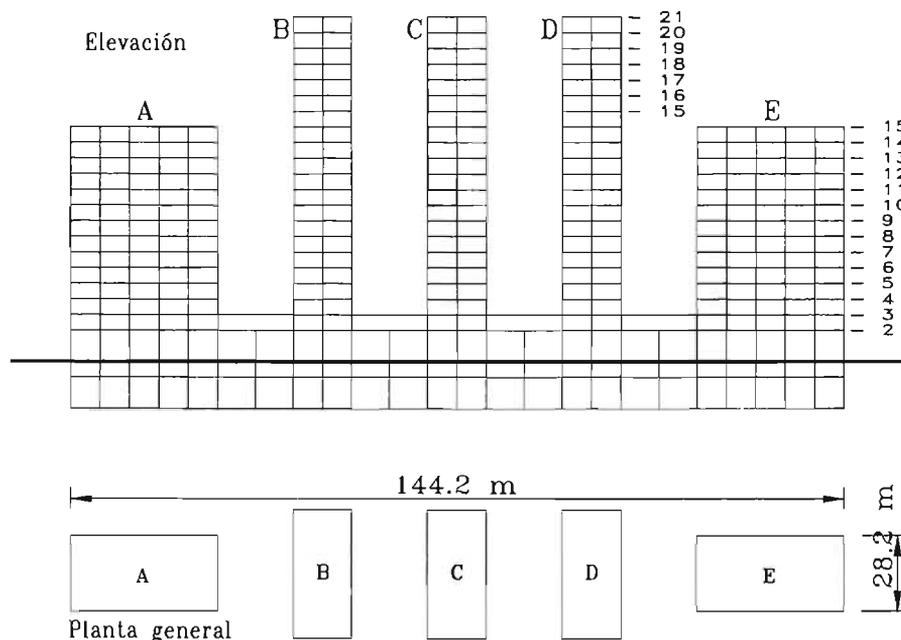


Figura 3.7 Plantas y elevaciones del complejo Pino Suárez (adaptada de Oстераas *et al.*, 1989)

Se observó pandeo en placas en la conexión de la intersección de los arriostramientos donde hacía falta soldadura. El pandeo de la placa debió cambiar el comportamiento del sistema, así como el punto de soporte, los arriostramientos se pandearon en el plano en curvatura simple (Oстераas *et al.*, 1989).

En casi todas las armaduras, que funcionaban como sistema de soporte de la losa, se presentaron fallas de dos tipos. En la dirección transversal (corta) las conexiones soldadas de las cuerdas inferiores a las columnas cajón fueron débiles, por lo que fallaron constantemente (figura 3.10). En la dirección longitudinal la conexión de la soldadura era fuerte, pero el ángulo era muy

débil para resistir las fuerzas de cortante generadas en la viga, por lo que muchos de estos miembros se pandearon (Osteraas *et al*, 1989)



Figura 3.8 Vista del complejo Pino Suárez
(cortesía del M.C. Del Valle)



Figura 3.9 Pandeo de columna exterior
(cortesía del M.C. Del Valle)

Los análisis dinámicos en dos y tres dimensiones, basados en las dimensiones de las propiedades geométricas de la estructura, explican la falla. Los efectos de volteo sísmico, adicionados a la carga gravitacional, causaron una mayor carga axial en las columnas que superaron la resistencia de los elementos. El lugar donde se presentó más claramente la falla fue en las columnas exteriores donde la sobrecarga y la fluencia provocó el pandeo inelástico de las placas, la columna perdió mucha de su capacidad y la carga fue transmitida a las columnas adyacentes en las cuales el pandeo ya había ocurrido. El colapso ocurrió donde la capacidad de carga se perdió en las columnas exteriores, que sumado a los cortantes sísmicos causaron un mecanismo completo en el cuarto nivel (Krawinkler, 1989).



Figura 3.10 Vista de armadura del edificio colapsado en
complejo Pino Suárez (cortesía del M.C. Del Valle)

La lección aprendida es que este tipo de falla puede ocurrir en estructuras diseñadas de acuerdo a criterios de códigos anteriores. En marcos contraventeados el sistema de arriostramiento puede usualmente resistir cargas de cortante que son mucho más grandes a los cortantes de diseño considerados por reglamentos. Ante sismos severos, los momentos de volteo y la sobrecarga de columnas puede causar pandeo local o global y la pérdida de los sistemas de soporte gravitacional (Krawinkler, 1989).

3.2.3.4 Lecciones aprendidas

El sismo de 1985 fue una prueba para estructuras de acero con periodo fundamental en el intervalo de 1 a 2.5 segundos. Los edificios bien diseñados en la ciudad de México soportaron la sacudida sin daño considerable. Incluso, estructuras con problemas evidentes de diseño, como el caso de las conexiones del edificio de la calle de Amsterdam, resistieron el sismo sin colapso. El mayor colapso de estructuras modernas de acero, el edificio del complejo Pino Suárez, fue causado por problemas que no habían sido reconocidos en ediciones de reglamentos sísmicos previos en México o en Estados Unidos (Krawinkler, 1989).

Del comportamiento sísmico de edificios de acero durante el sismo de septiembre de 1985 en la ciudad de México se puede concluir lo siguiente (Krawinkler, 1989):

1. El comportamiento de estructuras de acero construidas después de 1957 fue satisfactorio, con pocas excepciones. Las estructuras construidas antes de esa fecha experimentaron considerable daño, que originó colapso parcial o total en muchos casos.
2. Las construcciones con marcos momento-resistente hechas después de 1957 se comportaron bien, con pocos casos de daño estructural reportado. Este daño se originó por diseños pobres, en la construcciones de conexiones viga-columna y en traveses de armaduras (vigas de alma abierta).
3. Incluso en conexiones viga-columna falladas no se presentó colapso por la redundancia y el hecho de que la falla proporcionara mayor resistencia nominal.
4. El colapso del edificio de 21 niveles del complejo Pino Suárez expuso el mayor problema de sobrecarga axial en columnas. A través de este se pudo concluir varias contribuciones de falla como lo pueden ser los efectos de torsión o la excesiva carga viva, la sobrecarga en la columna adicionado con los efectos P-delta y la larga duración del movimiento fuerte fueron las causas del colapso.

3.3 Sismo de Northridge

3.3.1 Introducción

A las 4:31 a.m. hora del Pacífico del 17 de enero de 1994, un sismo de magnitud $M_w = 6.7$ impacto los alrededores de Los Angeles: el sismo de Northridge, cuyo epicentro estuvo en el valle de San Fernando ubicado a 32 km al noroeste de Los Angeles. La mayor de las intensidades fue IX en la escala de Mercalli modificada en muchas localidades de la región afectada. Se observó daño significativo al oeste de Fillmore, norte de Valencia y sudeste de Anaheim, con una variedad de daño en edificios (Holmes *et al*, 1998).

3.3.1.1 Medidas Postsísmicas

Inicialmente fomentado por la oficina de servicios de emergencia de California (OES por sus siglas en inglés), California preparó en comunidades locales inspectores de emergencia para determinar las condiciones y limitaciones propias para el uso de edificios dañados después de los sismos. Cuando se necesitan, las jurisdicciones locales pueden requerir la asistencia de la OES, e inspectores voluntarios, normalmente ingenieros, arquitectos o peritos, son traídos a las áreas afectadas por el sismo. Aunque los procedimientos de inspección y los criterios pueden ser para una jurisdicción específica, casi todas las comunidades desarrollaron sus procedimientos de inspección de emergencia en estructuras conforme al documento *ATC 20 – Procedimientos para evaluación de*

seguridad postsísmica en edificios (ATC 1989). Las definiciones de categorías contenidas en *ATC 20* son las siguientes (Holmes *et al*, 1998):

- Señal Verde (Inspeccionado, ocupación segura): No se encontró riesgo aparente, aunque puede requerirse algunas reparaciones. La capacidad de resistencia lateral no ha sido reducida significativamente. No existe restricción para su uso u ocupación.
- Señal Amarilla (Entrada limitada): Presenta condición riesgosa. Entrada permitida al dueño sólo en caso de emergencia y bajo su propia responsabilidad. No se permite la entrada al público.
- Señal Roja (Inseguro): Riesgo extremo, posibilidad de colapso. Inminente daño de colapso, inseguro para ocupación o entrada, excepto autoridades.

3.3.2 Comportamiento de los edificios de acero

Dada la severidad del movimiento sísmico y la gran cantidad de estructuras de acero existentes en el área afectada, el sismo de Northridge permitió poner a prueba de fuerza sísmica severa a estructuras modernas de acero. Es concluyente a partir de las observaciones los problemas significativos que se presentaron en los edificios, muchos de ellos sin colapsos estructurales. La atención del público y la comunidad estructural se enfocó a las fallas de conexiones en elementos de marcos momento resistentes, las cuales se observan en muchas estructuras desde uno hasta 26 pisos; fue poca la atención que se dio al comportamiento de los elementos estructurales por el gran impacto de conexiones dañadas y dado el poco número de elementos que fallaron (Krawinkler *et al*, 1998).

Los daños observados se resumen en sistemas contraventeados y elementos momento resistentes, reconociendo que el porcentaje de estructuras con problemas conformadas por elementos momento resistentes conectados con soldadura era significativamente mayor. Con fallos referiremos a daño estructural no esperado, que no ésta tomado en cuenta en el proceso de diseño; no siendo esto el daño estructural esperado como pandeo o rotaciones plásticas en vigas (Krawinkler *et al*, 1998).

3.3.2.1 Proceso de reconocimiento

Inmediatamente después del sismo, varios investigadores fueron conducidos al lugar para el reconocimiento estudio y organización de trabajos. En general, esas investigaciones consistieron en inspecciones visuales del exterior y en algunos casos del interior de los edificios. Basados en esas investigaciones iniciales, la percepción general que se tenía del comportamiento de las estructuras de acero fue buena ante el sismo. En algunos casos, sólo hasta semanas después del sismo que comenzaron a surgir problemas en las edificaciones asociadas a las conexiones (Biddah *et al*, 1998). Muchas de las fallas no fueron detectadas en la inspección visual, porque los apartamentos y edificios de oficina de acero estructural están recubiertos por acabados arquitectónicos que impidieron hacer esta labor.

Se observó daño en elementos no estructurales atribuido a deformaciones inelásticas en elementos de acero. Por esta razón, muchas de las fallas no fueron descubiertas inicialmente, los edificios se catalogaron con *señal verde* (ocupación segura), permitiéndose su funcionamiento de manera normal. En algunos edificios en construcción se notaron problemas en conexiones cuando se presentó el sismo con el acero expuesto para una inspección visual (Biddah *et al*, 1998).

Con el tiempo, más y más problemas fueron descubiertos, algunos accidentalmente, otros por problemas secundarios causados por fallas locales en los entrepisos. En una ocasión, la persistente queja de los ocupantes sobre el mal funcionamiento del elevador guiaron a descubrir que el edificio presentaba desplome hacia el norte. En otra ocasión, la pérdida de los paneles

arquitectónicos con conectores deformados en la fachada del edificio originó una revisión más cuidadosa de la estructura. El resultado después de remover los paneles, los muros interiores y el acabado exterior reveló significantes daños locales importantes en las conexiones soldadas.

En un edificio de dos niveles, las intensas distorsiones del primer nivel indicaban claramente que la estructura estaba seriamente dañada, pero el testimonio de vecinos que vieron inclinarse la estructura hacia el norte después de la primer sacudida y hacia el sur después de la segunda sacudida, originó una inspección más cuidadosa que reveló severas fracturas en patines y almas de las columnas en el segundo nivel y rotaciones plásticas en la base de las mismas (Krawinkler *et al*, 1998).

Hubo muchos descubrimientos accidentales de fallas en soldaduras. Un edificio de cuatro niveles exhibía daño en elementos no estructurales con deformaciones permanentes menores a una pulgada en el primer nivel. Se recurrió a ingenieros experimentados que no encontraron señales de daño inusual en la estructura, atribuyendo las deformaciones en los entrepisos a la fluencia de vigas y/o columnas. Los ingenieros recomendaron que el edificio podía ser reocupado después de resanarse y que se podía enderezar la estructura para reducir o eliminar las deformaciones permanentes. Por coincidencia, se encontró una fractura en el material contra incendios, el cual fue removido, descubriendo una fractura en la conexión de un patín inferior de una viga y una columna. Para asegurar que no se presentaran problemas adicionales, todo el material contra incendios fue removido de las uniones, descubriendo que cerca del 90% de las conexiones del primer nivel tenían fracturas junto a la soldadura en los patines (Krawinkler *et al*, 1998).

3.3.2.2 Estructuras contraventeadas

Estructuras con contraventeos tubulares presentaron pandeo global o pandeo local, con importantes deformaciones locales. Este pandeo local ocurrió en ambos extremos en las placas de conexión y al centro del elemento. Bajo cargas cíclicas, se formaron mecanismos de falla en las esquinas de los tubos donde las deformaciones por pandeo local fueron grandes, aunadas a los importantes esfuerzos residuales existentes, debido al proceso de formación en frío. Las fallas se propagaron rápidamente bajo cargas inversas y guiaron a daños en los contraventeos, algunos presentaron esta falla en los extremos de las placas de conexión y al centro del elemento. Esta localización de puntos de falla requería estrictas limitaciones de relaciones ancho-espesor en paredes de secciones tubulares introducidas en el *Uniform Building Code* (UBC) en 1994 (Krawinkler *et al*, 1998). En las figura 3.11 y 3.12 se presentan algunos casos de este tipo de fallas presentadas.



Figura 3.11 Fractura por pandeo del arriostramiento
(<http://nisee.berkeley.edu/eqiis.html>)

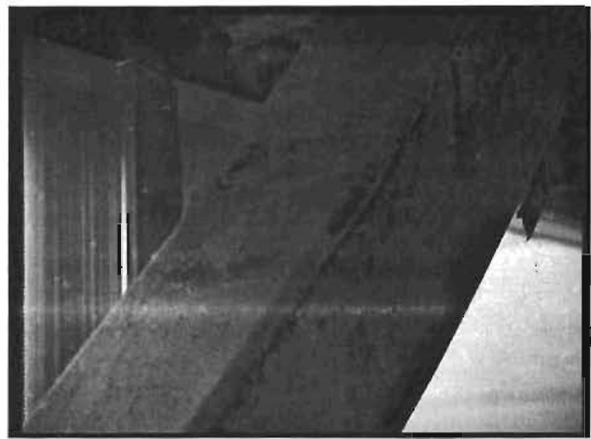


Figura 3.12 Pandeo local en el arriostramiento
(<http://nisee.berkeley.edu/eqiis.html>)

En un segundo tipo de falla fue observado, con igual número de consecuencias, los contraventeos estaban fracturados entre los extremos y la soldadura de filete en las placas de conexión, las cuales penetraron el patín de las vigas donde estaban soldadas. No es fácil discernir la razón por la cual este tipo de factura ocurriera, si fue porque la fusión de la soldadura fue insuficiente o por la insuficiente longitud o tamaño de la soldadura. La actualización del UBC (desde 1988) especifica que la conexión no requiere mayor resistencia que aquella necesaria para transferir tres veces la fuerza de diseño ($3R_w/8$) (Krawinkler *et al*, 1998).

3.3.2.3 Placas base de columnas

Ejemplo de este tipo de falla, fueron las placas base gruesas de elementos contraventeados que estaban en el perímetro del edificio de cuatro pisos de la Librería Oviatt de la Universidad del Estado de California en Northridge. La columna estaba soldada a la placa base, a la cual llega la diagonal soldada a una placa de conexión, la cual giró entre la soldadura del alma de la columna y la placa base. La placa base estaba conectada a un pedestal de concreto a través de cuatro anclas (Krawinkler *et al*, 1998).

Muchas placas bases con espesores de tres a cuatro pulgadas se fracturaron en dirección vertical en todo el ancho, a través del espesor de la placa base, ocurriendo esto siempre en el lado opuesto de la conexión del contraventeo y usualmente a pocas pulgadas desde el borde del patín de la columna. En adición a las fracturas en la placa base, se observaron fallas horizontales a lo largo de las soldaduras que conectaban ambos patines de la columna con la placa base, extendiéndose desde el borde de los patines de la columna hasta el borde de la placa base (Krawinkler *et al*, 1998).

Otro tipo de falla fue originado porque muchos de los contraventeos eran demasiado esbeltos y tenían que soportar cargas gravitacionales relativamente pequeñas, pero fuerzas sísmicas inerciales grandes. Estos arriostramientos relativamente fuertes provocaron grandes fuerzas de cortante de entrepiso, las cuales a su vez generaron momentos de volteo considerables. Estos momentos de volteo generaron fuerzas de tensión en las columnas y momentos de aplastamiento considerables en las placas, que originaron la fractura en la soldadura en los bordes de los patines de la columna, propagándose a lo largo de los mismos e inminentemente al alma de la columna, así se incrementó la distancia del momento de aplastamiento producto de los esfuerzos de tensión entre la columna y las anclas sobre la placa base. En muchas ocasiones, después de fracturada la placa base, la fuerza de alzamiento tuvo que ser resistida por las dos anclas del lado del contraventeo, lo cual guió a la fluencia y deformación de las mismas, haciendo visible la separación entre el rondana del ancla y la placa base. La figura 3.13 muestra gráficamente la rotación que presumiblemente se presentó en la placa base sobre la posición de las anclas cercanas al contraventeo, ejemplo de ello se muestra en la figura 3.14, donde se aprecia una ligera separación de las rondanas y la placa base. Las anclas fueron insuficientes después de la fractura de la placa base (figura 3.15), transmitiendo carga a través del perno de cortante soldado bajo la placa, el concreto alrededor de dicho perno presentó aplastamiento y agrietamiento (Krawinkler *et al*, 1998).

Cada falla dramática de las placas dúctiles de acero requirió investigación, desde varios puntos de la vista: mecánicos o tecnología de la soldadura. El material estudiado mostró después del sismo que el material de la placa cumplió la resistencia provista por el ASTM y los requerimientos de composición química del acero A36. Pudieran haber existido esfuerzos de tensión importantes en la superficie de la placa debido a la proporción del patín esbelto de la columna soldado a una placa gruesa, la cual se calienta y enfría más rápidamente en comparación con la placa del patín (Krawinkler *et al*, 1998). El rápido enfriamiento puede ser el causante de esfuerzos residuales en la placa base, que degradaron las propiedades de la misma, dando facilidades a la posible falla de la pieza.

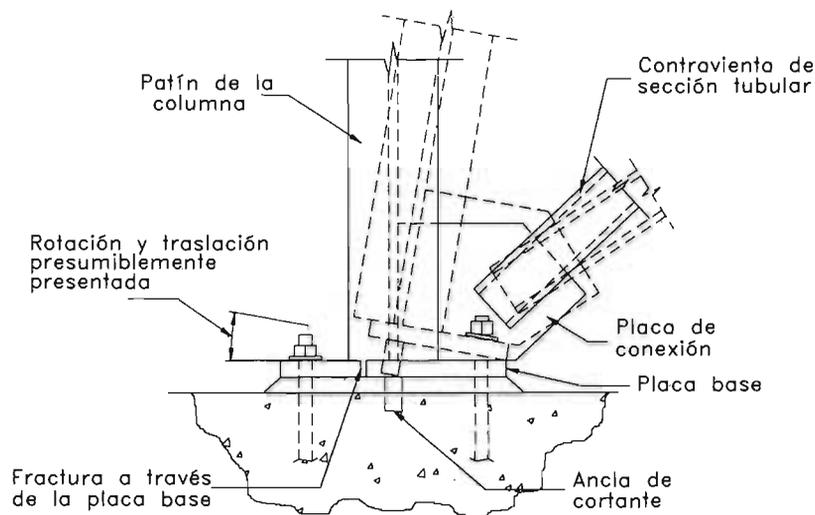


Figura 3.13 Plantas y elevaciones del complejo Pino Suárez (adaptada de Osteraas *et al.*, 1989)



Figura 3.14 Deformación de anclas del lado opuesto del arriostramiento
(<http://nisee.berkeley.edu/eqiis.html>)



Figura 3.15 Fractura de la placa base y deformación de anclas
(<http://nisee.berkeley.edu/eqiis.html>)

3.3.2.4 Comportamiento de elementos momento-resistentes

Después del sismo de Northridge, algunas publicaciones fueron dirigidas a las observaciones de las fallas de la soldadura en conexiones de elementos de acero momento-resistente (SMRF por sus siglas en inglés). Pese a ello, el comportamiento de las estructuras cuando se ven sujetas a movimientos fuertes del terreno fue satisfactorio, de tal forma que el comportamiento de los SMRF sólo presentó daños menores provocados por rotaciones plásticas y pandeo local en algunos elementos.

El comportamiento de muchos análisis de estructuras en el área afectada después del sismo sugirió que las limitaciones de deformación y la sobrerresistencia produjeron que los edificios tuvieran una resistencia elástica mayor a la esperada. Sólo se presentaron un pequeño número de casos conocidos, en los cuales el daño estructural (grandes deformaciones plásticas en vigas, columnas y uniones en zonas de paneles o pandeo torsional significativo local o lateral) fue

observado, aunque este aspecto se ve ensombrecido por el impacto de las fallas en conexiones (Krawinkler *et al*, 1998).

3.3.2.5 Comportamiento de soldaduras en conexiones viga-columna

En el área afectada y en muchos estados al oeste de los Estados Unidos, el procedimiento estándar de conexión de vigas a columnas en SMRF, es proveer la transferencia de momento a través de soldaduras de penetración completa entre el patín de la viga y el patín de la columna o mediante placas de conexión y se provee la transferencia del cortante a través de conexiones en el alma de la viga, la cual está unida con pernos o con pernos más soldadura parcial. Un ejemplo de este procedimiento se presenta en la figura 3.16, resultando configuraciones en los cuales sólo dos elementos en cada dirección son SMRF y el resto proveen sólo resistencia para soportar fuerza gravitacional a través de conexiones con pernos de cortante.

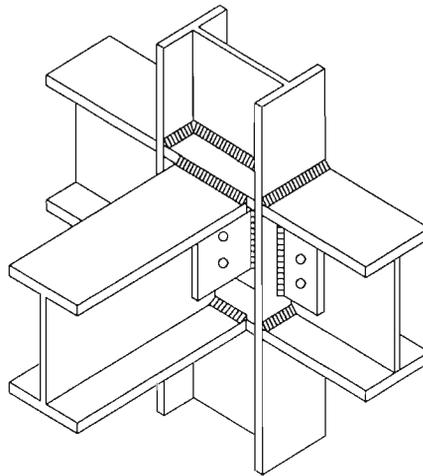


Figura 3.16 Conexión viga – columna típica (adaptada de Krawinkler *et al.*, 1998)

De acuerdo con lo descrito por Youssef y colaboradores, las fallas encontradas en conexiones entre patines de vigas y patines de columnas debido al sismo de Northridge fueron un número considerable, mucho se ha escrito al respecto de esas fallas locales, causas posibles y recomendaciones para rectificar los problemas creados por las mismas. Una organización llamada SAC, unión de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC), el consejo de Tecnología Aplicada (ATC) y las universidades de California dedicadas al estudio de la ingeniería sísmica (CUREE), conformaron el estudio del problema de elementos publicando gran cantidad de reportes al respecto. Adicionalmente, examinaron el reporte de las observaciones dañadas publicado por el National Institute for Standards and Technology, NIST (Krawinkler *et al*, 1998).

3.3.2.6 Tipo de fallas en conexiones viga-columna

En muchas estructuras se observaron fracturas parciales o totales en conexiones a momento soldadas en uniones viga-columna. La fractura implica que alguno de los patines del elemento se separó totalmente o existe una falla longitudinalmente, que causa un deterioro importante de la capacidad para transferir carga entre los patines de los elementos; pequeñas fallas que pudieron haber existido o que fueron causadas por el sismo, que no guían a un deterioro de la resistencia, por lo que no es considerada como fractura para el presente trabajo.

La más común de esas fracturas se presentó en la soldadura de la conexión de los patines de viga con los patines de columna, como la que se muestra en la figura 3.17 las cuales por su naturaleza son difíciles de identificar a través de una ligera inspección.

En muchos de los casos, las fracturas se presentaron en el patín inferior de la conexión, con un número menor de casos con fractura a través del patín superior de la conexión. La figura 3.18 ilustra la falla presentada en un edificio en construcción, frecuentemente observada, donde la falla en la soldadura ocasionó la fractura horizontal o inclinada, en algunos casos, en el patín de la columna, en ocasiones la falla se extiende hasta el alma de la columna o incluso cruza todo el ancho de la misma, causando una separación completa.

Las fracturas en el patín inferior en conexiones de los elementos se pueden atribuir a: (a) la discontinuidad en la viga en el patín inferior y el alma puede ser causa importante de la imperfección de la soldadura y, (b) la losa de piso provee una acción compuesta con la viga y así se aumentan los esfuerzos en el patín inferior. De cualquier forma, algunas fracturas en conexiones de patines superiores pudieron no haber sido detectadas, ya que es mucho más difícil inspeccionar la soldadura del patín superior por la presencia de la losa (Krawinkler *et al*, 1998).



Figura 3.17 Separación de conexión entre viga y columna
(<http://nisse.berkeley.edu/eqiis.html>)



Figura 3.18 Fractura en el patín de la columna en la conexión
(<http://nisse.berkeley.edu/eqiis.html>)

En la figura 3.19 se muestran modos de falla observados alrededor del patín inferior de la conexión. Fue muy común el tipo de fractura en la cual la soldadura se separa limpiamente del patín de la columna, como se aprecia en la figura 3.19a, las cuales por su naturaleza son difíciles de detectar a través de una ligera inspección. En muchos de los casos la fractura inició en el paño de la soldadura propagándose al material del patín de la columna fracturando el patín. El tipo de falla que se muestra en la figura 3.19e, en la cual la falla comienza en el paño propagándose a través de la soldadura hasta el patín de la viga, fue poco visto en las estructuras de Northridge, pero es observada frecuentemente en pruebas experimentales. Las figuras 3.19g y 3.19h ilustran fallas frecuentemente observadas con fractura horizontal o inclinada en el patín de la columna, en algunos casos la falla se extiende hasta el alma de la columna o incluso cruza todo el ancho de la misma, causando una separación completa.

Se presentaron imperfecciones en la soldadura que une las placas en este tipo de uniones, particularmente en el centro del cordón de soldadura cuando ésta se ve interrumpida por la presencia del alma de la viga.

Las fallas de las conexiones en patines provocaron algunas veces la falla en la conexión del alma, en muchos casos se reportó fractura vertical a lo largo de la línea de pernos del alma y/o fractura parcial de la soldadura cerca de las esquinas que la unía al alma con la placa de cortante.

Frecuentemente, la distribución y tipo de fallas variaban ampliamente de edificio en edificio. En muchos de ellos sólo un tipo de falla se observó en relativamente pocas conexiones, aunque en el otro extremo, en un solo edificio se llegaron a observar seis tipos de fallas y cerca del 90% de las conexiones de un nivel estaban dañadas. Debe enfatizarse que sólo se presentó un caso en el que la estabilidad del edificio bajo cargas gravitacionales amenazaba un posible colapso (Krawinkler *et al.*, 1998).

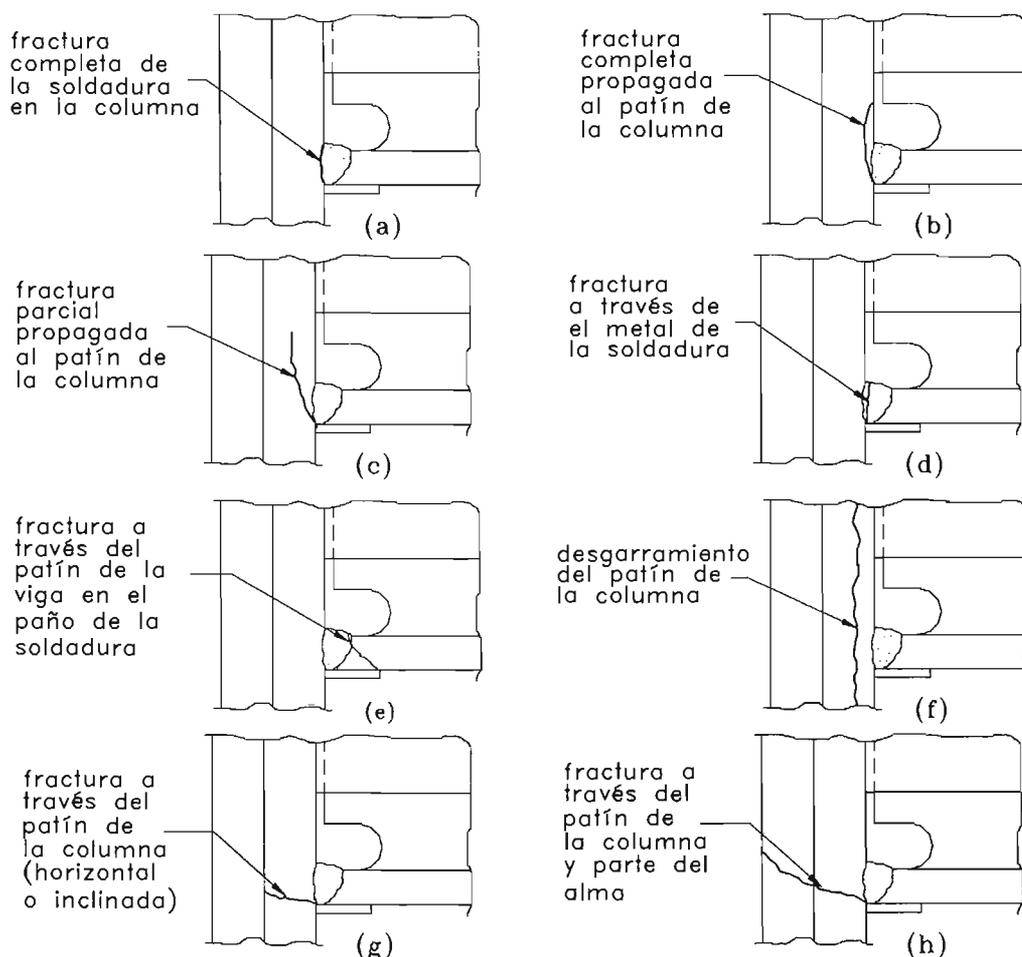


Figura 3.19 Fallas presentadas en conexiones con soldadura viga-columna en durante el sismo de Northridge (adaptada de Krawinkler *et al.*, 1998)

3.3.3 Recomendaciones originadas

Muchos estudios fueron concretados, dando origen a recomendaciones para mejorar el comportamiento sísmico de edificios; las conclusiones fueron generalmente producto de estudios completos de los resultados de Northridge. Las conclusiones de los estudios realizados para la ciudad de Los Angeles por la asociación SAC, la Comisión de Seguridad Sísmica de California y los cambios recomendados a los reglamentos por la Asociación de Ingenieros Estructurales de California se resumen a continuación.

3.3.3.1 Reporte del Instituto Nacional de Estándar y Tecnología (NIST)

El reporte del NIST incluye datos de 51 edificios que representan 330 elementos momento-resistentes inspeccionados en 1,290 entrepisos, unidos con un total de 5,120 conexiones viga-columna. El reporte NIST está conformado por datos obtenidos por muchas firmas de ingenieros que inspeccionaron las conexiones y formularon, si existían, conclusiones y correlaciones que podían establecerse a partir de las características de localización, tamaño de los edificios, configuración de los elementos y tipo de construcción. La conclusión general de la evaluación de los edificios fue la siguiente:

- En niveles sostenidos de carga, la mitad de elementos no reporta daño. De la parte restante, la tercera parte reporta daño en soldadura solamente, de la que a su vez, dos terceras partes no tuvieron más que inicio de fallas. De cualquier manera, los inicios de fallas y discontinuidades de soldadura son relativamente fáciles de reparar o aceptables. En cambio, las fracturas en soldaduras en patines de columnas y placas gruesas está relacionadas con la condición de falla en la soldadura.

Sólo se observaron dos correlaciones claras entre el daño y las características del estudio de la base de datos de acuerdo a investigaciones de Youssef y colaboradores en 1995. La primera es que en áreas del norte de Santa Mónica, incluyendo el Valle de San Fernando, los elementos orientados norte-sur tuvieron más daño que otros elementos.

La segunda correlación consistió en que en edificaciones no muy altas (tres niveles) se encontró mayor daño en los pisos inferiores que en los superiores. Dicha primicia, no se cumplió en estructuras medianas o altas, en las que el daño no está correlacionado con características de los edificios (Krawinkler *et al*, 1998).

3.3.3.2 Recomendaciones de la asociación SEAOSC

Inmediatamente después del sismo, el Departamento de Edificios y Seguridad (DBS por sus siglas en inglés) de la ciudad de Los Angeles y los Ingenieros Estructurales del Sur de California (SEAOSC) formaron una asociación para estudiar el daño en los edificios provocado por el sismo, recomendando cambios de criterios en los códigos. El alcance de la asociación fue muy extenso y estaba dividido en subcomités, cada uno reportando a un comité ejecutivo. Los comités típicos tenían entre 10 a 20 miembros incluyendo civiles, ingenieros consultores privados y en algunos casos, industria y representantes del Congreso Oficial Internacional de Edificios (ICBO por sus siglas en inglés).

Las recomendaciones de la asociación incluyen descripciones y casos estudiados de daños, causas de daños, políticas administrativas de cambios, cambios en códigos de emergencia para nuevas estructuras, propuestas de cambios en los códigos existentes para nuevos edificios, comentarios sobre los edificios existentes y requerimientos para reparar/reforzar las edificaciones dañadas.

Las recomendaciones de los subcomités fueron en todos los sentidos y, evidentemente, para todos los materiales que conforman las edificaciones en general: mampostería, concreto, acero, madera, acabados, etc.

Las recomendaciones después de la revisión de la ciudad por parte del equipo de inspección, guiaron a determinar que los edificios en el área que se vio más afectada por el movimiento presentaban daño en sus conexiones. Ellos recomendaron procedimientos de reparación de uniones dañadas y cambios de emergencia en el código de construcción de la ciudad de Los Angeles (Krawinkler *et al*, 1998).

3.3.3.3 Recomendaciones de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California

El Comité Sismológico de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC por sus siglas en inglés) constituyó la primer fuente de cambios y actualizaciones de lo provisto por el *Uniform Building Code* (UBC) y algunos otros códigos. El SEAOC tomó muchas acciones, producto del comportamiento de los edificios durante el sismo de Northridge (Krawinkler *et al.*, 1998):

- Se presentó al ICBO un cambio de emergencia dentro del UBC-1994 respecto a las conexiones de elementos de acero y fue aprobado. Este cambio elimina del código las conexiones dúctiles a momento soldadura en el patín de la viga a la columna, usada extensamente desde la década de los 70's. Dentro de este cambio, es necesario demostrar por pruebas o cálculos que la propuesta de la configuración de conexión puede sostenerse si se requieren rotaciones inelásticas.
- El UBC es publicado cada tres años, pero se desarrollaron suplementos entre ediciones. El SEAOC emitió muchas propuestas a las revisiones del código en el suplemento de 1996 del UBC, directamente relacionadas al comportamiento de los edificios durante el sismo de Northridge. Otro esfuerzo estuvo relacionado en mejorar lo provisto por la compatibilidad de deformaciones en respuesta a fallas por cargas gravitacionales en elementos no estructurales en sistemas resistentes a fuerzas laterales.
- El SEAOC propuso cambios significativos a la edición del UBC de 1997. Muchas de las propuestas estaban relacionadas en cambiar las bases de la resistencias de diseño, algunas de ellas relacionadas directamente con el sismo de Northridge. Bajo la propuesta de un nuevo factor para cuantificar la fuente de daño en movimientos fuertes del terreno, los requerimientos de diseño se vieron incrementados en edificios cercanos a las fallas mayores plenamente identificadas. Esto originó la propuesta de un factor R , el cual es un factor de reducción de fuerza de diseño basado en el tipo de estructura, en los componentes dependientes de la redundancia lateral del sistema y en los componentes con sobrerresistencia de cada sistema.

3.3.3.4 Recomendaciones del proyecto SAC

Una de las mayores revelaciones durante el sismo de Northridge fue el pobre comportamiento de las conexiones a momento soldadas entre elementos de acero. Las fallas de estas conexiones fue la mayor sorpresa entre los ingenieros, quienes asumían que el comportamiento de las conexiones a momento soldadas entre elementos de acero era relativamente invulnerable a daño provocado por sismos (Bertero *et al.*, 1994).

La OES de California creó el proyecto SAC, formada por la SEAOC, el Consejo de Tecnología Aplicada (ATC) y Universidades de California de Ingeniería Sísmica (CUREE) para empezar las investigaciones que resolvieran el problema.

3.3.4.1 Descripción del proyecto

La asociación SAC se formó a mediados de 1994 con la meta específica de investigar el daño en marcos soldados de acero de edificios en el terremoto de Northridge en 1994, técnicas de la reparación en vías de desarrollo y nuevos planteamientos para minimizar el daño y mejorar el comportamiento de edificios con base en marcos en terremotos futuros. Se reconoció que un acercamiento interdisciplinario a la solución era requerido, involucrando a los ingenieros

estructurales de la práctica, investigadores, y otros representantes de agencias reguladoras. Los directores de tres instituciones - la Asociación de los Ingenieros Estructural de California (SEAOC), el Consejo de Tecnología Aplicada (ATC) y Universidades de California para la Investigación del diseño sísmico (CUREE) – constituyeron el proyecto SAC, fundamentado en sus miembros que eran particularmente calificados para los requerimientos del mismo (<http://www.eeri.org>).

Con fundamento en la Agencia Federal de Manejo de Emergencias (FEMA) y la Oficina de California de Servicios de Emergencia (OES), el proyecto SAC inicialmente se formaría durante dos años para resolver y desarrollar las soluciones interinas para la identificación, evaluación, reparación y modificación de los marcos de acero soldados de edificios dañados. El esfuerzo fue más provechoso con acercamientos de la industria de la construcción. El resultado de esta primera fase originó la publicación de las *Pautas Interinas*, también conocido como *FEMA 267*, en agosto de 1995. También se han producido otros numerosos informes técnicos.

3.3.4.2 Etapas del proyecto

La asociación SAC desarrolló un programa de dos fases. El intento principal, la Fase I, suministraba los principales problemas post-Northridge de los daños identificados que afectaron edificaciones y las reparaciones de dichos daños usando métodos aprobados experimentalmente. La Fase I incluía una guía documentada disponible para el diseño de nuevas edificaciones de acero. La Fase II consistía en un programa a largo plazo para estudiar con mayor cuidado las condiciones que guiaron a las fallas prematuras de las conexiones y desarrollar principios del mejoramiento del detalle sísmico o alternativas de conexiones para edificios nuevos. Ambas fases fueron financiadas por FEMA (<http://www.quiver.eerc.berkeley.edu:8080/>).

Las conclusiones de la Fase I del esfuerzo SAC están contenidas en un documento llamado *Interim Guidelines: Evaluation, Repair, Modification and Design of Welded Steel Moment Frame Structures* (Krawinkler *et al*, 1998).

La Fase I de este proyecto se creó para realizar inspección estructural del daño y realizar un proyecto de reparación de marcos de acero en los alrededores de Los Angeles después del terremoto de Northridge de 1994. Entre finales de enero y principios de marzo de 1995, se repasaron datos de inspecciones de agencias, dueños de edificios e ingenieros para determinar la frecuencia, tipos y la distribución geográfica de daño para los edificios de marcos de acero. Esta investigación también determinó la proporción de edificios inspeccionados por las agencias o por los consultores externos, así como los planes de la reparación. Además de proporcionar una caracterización estadística de las dimensiones de los mismos, el estudio arrojó la información cartográfica de edificios dañados.

El estudio afectado incluyó inspecciones visuales a un ochenta y tres por ciento de los edificios; de los cuales, por lo menos, el dieciocho por ciento de ciento treinta y tres edificios inspeccionados sufrieron daño en marcos de acero. De ese porcentaje, el cincuenta y cinco por ciento reportaba el daño en la conexión (<http://www.eeri.org>).

El daño de marcos de acero se concentró en los edificios de entre 200,000 y 300,000 pies cuadrados de tamaño, en edificios construidos durante la década de los ochentas, y en edificios menores a cinco pisos o entre once y veinte pisos de altura. Los marcos de acero de los edificios dañados, así como la inspección y procesos de la reparación interrumpieron el funcionamiento normal del edificio; sin embargo, los propietarios utilizaron estrategias innovadoras para maximizar el servicio (<http://www.eeri.org>).

Como parte de la Fase 2 del proyecto, se editó el volumen técnico *Pautas Interinas*, que aún sufre modificaciones a la luz de nuevos resultados de la investigación. Las *Pautas Interinas* tituladas Asesor No. 2 - el Suplemento a FEMA 267 (el Informe FEMA-267B) supera al primero (FEMA-267A), que se publicó en enero de 1997 (<http://www.eeri.org>).

El material contenido en Asesor No. 2 se ha estructurado para emparejar el contenido de las *Pautas Interinas* originales, permite al usuario insertar este material directamente en las secciones

apropiadas de ese documento. Este Asesor no se piensa que sirva como un texto autónomo y no debe usarse como tal. Sin embargo, un reemplazo del material contenido en FEMA-267A. Sus principales adiciones se enlistan a continuación (<http://www.eeri.org>):

Capítulo 1: Introducción

Capítulo 3: Clasificación e implicaciones de daño

Capítulo 4: Evaluación post-terremoto

Capítulo 5: Inspección post-terremoto

Capítulo 6: Reparación post-terremoto y modificación

Capítulo 7: La nueva construcción

Capítulo 8: Metalurgia y soldadura

Capítulo 12: Referencias

3.3.4.3 Recomendaciones del proyecto

Las conclusiones del proyecto SAC están contenidas, como ya se mencionó, en el *Interim Guidelines: Evaluation, Repair, Modification and Design of Welded Steel Moment Frame Structures (FEMA 1995)*, las conclusiones principales son la siguientes (Krawinkler *et al*, 1998):

1. Los problemas que originaron las fallas fueron una combinación de muchos factores.
2. Los edificios con base en marcos momento-resistentes soldados bien construidos deberán comportarse con menos riesgo al colapso que muchos otros edificios existentes, incluyendo mampostería, elementos de concreto no dúctiles y otros edificios de concreto con inadecuada capacidad de deformación.
3. Debido a la posibilidad de daño no visible, las conexiones de todos los marcos sismo-resistentes sujetos a movimientos fuertes del suelo deben ser inspeccionadas.
4. Para determinados límites de niveles de daño, la soldadura puede ser reparada usando la configuración inicial, usando procedimientos controlados y especificados. Es recomendable que para daños más serios, se modifique la conexión o el sistema resistente a carga lateral considerado.
5. En general, el diseño de las conexiones para edificios nuevos deberá estar basadas en las pruebas especificadas en este proyecto. Excepciones de estas recomendaciones pueden aceptarse bajo ciertas circunstancias, en función de la disponibilidad de hacer pruebas similares.
6. Contienen además, una guía de las especificaciones para soldadura, así como comentarios de control de calidad y pruebas no destructivas

3.3.4.4 Estudios de edificios de acero durante el terremoto

En este apartado, se comentarán parte de los informes técnicos que documentan el análisis de tres edificios de marcos de acero soldados (WSMF) como casos de daño importante experimentado en el sismo de Northridge del 19 de enero de 1994. Estos estudios comprenden la tarea 3.3 de la Fase I del proyecto de SAC. La meta de estos proyectos era documentar información relacionada al proceso seguido en la inspección, evaluación y reparación de estos edificios específicos. Este proceso se realizó como un esfuerzo para transferir el conocimiento ganado a otros que pueden ser exigidos a realizar las tareas similares después de los terremotos futuros. Además, se realizaron análisis detallados de dos de los edificios en estudio en un esfuerzo para entender bien las causas y distribución del daño que ocurrió. Para uno de estos edificios, se extrajeron cuatro conexiones dañadas de la estructura antes de su demolición, usándose en una serie de pruebas de conexiones del laboratorio (<http://www.eeri.org>).

Green estudió y propuso la reparación de un edificio de tres niveles localizado en Santa Clarita. El edificio tiene una planta básicamente rectangular con las dimensiones de aproximadamente 250 pies por 110 pies. Las dimensiones de los miembros varía desde vigas de W21 a W33, y columnas de W14 que van de 132 a 257 libras por pie en el peso. La cimentación consiste en vigas de madera y un diafragma de madera contrachapada con una capa de concreto de peso ligero.

Después de una inspección inicial, se concluyó que este edificio había sufrido sólo daño no estructural, hasta el levantamiento de azulejos del techo. Este descubrimiento comenzó una inspección estructural a profundidad. El mayor daño a las conexiones del momento se encontró a los marcos en la dirección norte sur. Otro daño ocurrió a varias conexiones simples que no fueron diseñadas para resistir fuerzas laterales. Después de determinar la magnitud del daño, el edificio se clasificó con "etiqueta roja", iniciándose el proceso de refuerzo. Una vez completa la inspección visual y ultrasónica, la reparación inicial que requirió resoldar las conexiones dañadas y el levantamiento de puntales de apoyo. La voluntad del dueño por aumentar la capacidad sísmica llevó al desarrollo de un esquema para agregar simplemente abrazaderas diagonales a las conexiones del momento entre las vigas y columnas a nivel del techo. Todo el trabajo se completó dentro de noventa días (<http://www.quiver.eerc.berkeley.edu:8080/>).

Hajjar y colaboradores proporcionaron el estudio de una estructura de cuatro niveles localizado en Valencia, que sólo tenía un año al momento del terremoto de Northridge. El edificio es básicamente rectangular en planta de aproximadamente 187 pies por 110 pies. Las vigas eran W24 ligeras y secciones W36, con columnas W14 entre 120 y 193 libras por pie. El daño sufrido por este edificio era bastante severo, concentrado en los marcos norte sur, (aproximadamente setenta y cinco por ciento de las conexiones a momento sufrió fracturas) y el proceso de reparación exigió casi seis meses a un costo que excede un tercio del costo de la construcción original.

Este informe detalla la documentación de la inspección, evaluación, plan de la reparación, y proceso de la reparación para este edificio. También presenta una investigación analítica que incluyó un análisis estático y dinámico, lineal y no lineal de la estructura. Se encontró que los resultados de un análisis tridimensional junto con un análisis de segundo orden inelástico proporcionó los modelos dinámicos que correlacionan el daño observado en el terremoto de Northridge. Estos análisis dinámicos produjeron demandas de ductilidad grandes que indican que esa redistribución sustancial de fuerzas pueden haber ocurrido y provocado el daño en el edificio. Se encontró correlaciones sensiblemente menores en los análisis elásticos, análisis bidimensionales y análisis tridimensionales estáticos (<http://www.quiver.eerc.berkeley.edu:8080/>).

Anderson y colaboradores realizaron una investigación experimental y analítica integrada de un edificio de dos niveles que se dañó severamente en el terremoto de Northridge. Este edificio que se localizó en Santa Clarita y se construyó en 1992, experimentó un desplazamiento lateral permanente importante en el primer nivel como resultado del terremoto. El edificio tenía una planta básicamente rectangular con aproximadamente 100 pies en cada lado. Las vigas estaban conformadas por secciones W24 a W27, con columnas de secciones W14 ligeras (<http://www.quiver.eerc.berkeley.edu:8080/>).

El daño al marco de acero se concentró en las conexiones del primer nivel, a través de las fracturas de la columna en las conexiones de momento inferiores. La magnitud de este daño era tal que el dueño del edificio decidió demoler la estructura. Se obtuvieron cuatro especímenes de conexión dañados del edificio durante el proceso de la demolición. Se dirigieron las pruebas cíclicas en estos especímenes en el estado dañado y después de reparados. Además, se probaron especímenes recientemente fabricados de los mismos tamaños del miembro para el propósito de comparación con los especímenes dañados y reparados. Una serie de trece pruebas se dirigió en siete especímenes. Las pruebas de las conexiones dañadas proporcionaron datos sobre la fuerza residual y capacidad de la deformación que podría ser útil en la respuesta post fractura y en el colapso subsecuente. Debe notarse que la cantidad de fuerza residual y capacidad de la deformación es muy dependiente en el tipo de fractura que ocurre. Los especímenes de prueba de conexiones

reparadas pudieron restaurar la fuerza original y rigidez de las mismas y en varios de los casos aumentó la capacidad de la rotación. Algunas de las comprobaciones del fracaso prematuro en las conexiones reparadas podrían precipitarse por los crujiidos existentes no detectados en los especímenes. La investigación analítica de este trabajo consistió en análisis lineal y no lineal, estáticos y dinámicos del edificio, en un esfuerzo por determinar si el daño pudiera predecirse. Usando un modelo representativo de los movimientos para este sitio, lineal o modelos no lineales predijeron las cargas excesivas en el primer nivel de la estructura. Además, la conexión individual se vió exigida a situaciones críticas de sobre esfuerzos por un factor de más de ocho. También se realizaron análisis no lineales detallados en elemento finito de las conexiones para la carga estática proporcional (<http://www.quiver.eerc.berkeley.edu:8080/>).

Como una medida de calidad, todas las investigaciones del proyecto SAC se vigilan por el Comité Asesor Técnico (TAP). El comité para las investigaciones de la Tarea 3 incluye ingenieros experimentados en la inspección, evaluación y reparación de edificios de acero dañados e investigadores con la especialización en el estudio sísmico de edificios de acero y la interpretación estadística de datos.

3.3.3.5 Reporte de la comisión de seguridad sísmica del Gobernador de California

El primero de marzo de 1994, el gobernador de California, Pete Wilson, emitió una instrucción ejecutiva a la comisión de seguridad sísmica de California (SSC) para revisar los efectos del sismo de Northridge y coordinar el estudio de una política específica recabada del sismo, con especial atención en las implicaciones de seguridad estructural sísmica y una planeación del uso del suelo. La SSC autorizó el estudio en cuatro áreas principales: geotécnica, seguridad, edificios y planeación del uso de suelo. La comisión usó estos estudios, como reporte al gobernador en, *The Northridge Earthquake: Turning Loss to Gain*. El reporte incluye 157 recomendaciones específicas para reducir el riesgo sísmico en California (Holmes *et al*, 1998).

Los objetivos de este reporte se concentraban en cuatro metas principales:

1. Tomar la seguridad sísmica como prioridad.
2. Mejorar la calidad de la construcción.
3. Reducir el riesgo y vulnerabilidad sísmica de las estructuras.
4. Mejorar la seguridad.

Estos cuatro objetivos implementaron recomendaciones de la Comisión en el sentido de estos siguientes siete puntos (Holmes *et al*, 1998):

1. Definir el riesgo aceptable.
2. Proveer incentivos para reducir el riesgo sísmico.
3. Mejorar el conocimiento del terreno para reducir el riesgo sísmico.
4. Mejorar la planeación del uso de suelo para reducir el riesgo sísmico.
5. Mejorar el desarrollo de reglamentos.
6. Enfocar y sostener estudios estructurales.
7. Mejorar el nivel de esos programas.

En el área de diseño y construcción de edificios, el reporte incluye 85 recomendaciones incluyendo muchas pertenecientes a licencias y leyes del estado de California, leyes para construcción de escuelas y hospitales y políticas y procedimientos de agencias del estado.

3.4 Sismo de Kobe

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

3.4.1 Introducción

Aproximadamente a las 5:46 a.m. del 17 de enero de 1995, un sismo de magnitud $M_w=6.8$ impactó la ciudad de Kobe, Japón con una distancia epicentral de 20 km y una duración de 20 seg (Alcocer, 1995), que significó una dura prueba a las edificaciones existentes y los códigos locales existentes.

3.4.1.1 Medida postsísmicas

La investigación realizada por el comité para la investigación de desastres sísmicos de edificios con daño sísmico revisó un total de 1,231 edificaciones de los cuales 25% tuvieron daño severo. En la ciudad de Kobe fueron 316 las estructuras de acero como su sistema estructural las que resultaron dañadas; aunque no todas eran a partir de marcos momento-resistentes como se puede apreciar en la tabla 3.3 (BRIMC, 1996). Estas estructuras fueron analizadas para correlacionar el daño por niveles, aspectos, año de construcción, tamaño de la estructura y configuración estadísticamente.

Tabla 3.3 Tipo de estructuración y año de construcción de edificios de acero dañados durante el sismo de Kobe (BRIMC, 1996)

Año de construcción	Marco momento-resistentes	Marco contraventeados	No identificado	Total
Antes de 1971	64	29	4	97
1972-1981	27	12	8	47
Después de 1981	39	4	3	46
No identificado	89	23	14	126
Total	219	68	29	316

Del 20 al 25 de febrero de 1995 se procedió a la revisión de todos los edificios de acero mayores a tres niveles en las áreas de Higashinada-ward, en Chou-ward y en Hyogo-ward en los que se revisaron 171, 189 y 295 edificios respectivamente (BRIMC, 1996), el nivel de daño de las áreas se ilustra en forma tabulada en la tabla 3.4.

La conducta de las estructuras en el área de Higashinada-ward condujo al Comité Investigador de Desastres Sísmicos en edificios a realizar una investigación que cubriera las tres áreas mencionadas, colaborando en el trabajo el Instituto de Estudios de Edificios, el Club Kozai y el Lath Sheet Kogyo-kai (BRIMC, 1996).

Tabla 3.4 Nivel de daño en las áreas estudiadas en la ciudad de Kobe (BRIMC, 1996)

Daño	Higashinada-ku	Chuo-ku	Hyogo-ku	Total
Sin daño	60 (35.1 %)	72 (38.1%)	98 (33.2%)	230 (35.1%)
Daño menor	33 (19.3 %)	52 (27.5%)	128 (43.4%)	213 (32.5%)
Daño moderado	33 (19.3%)	28 (14.8%)	35 (11.9%)	96 (14.7%)
Daño severo	45 (26.3%)	37 (19.6%)	34 (11.5%)	116 (17.7%)
Total	171 (100%)	189 (100%)	295 (100%)	655 (100%)

3.4.2 Comportamiento de los edificios de acero

Los daños se hicieron tangibles mediante las investigaciones realizadas por el Instituto de estudios de edificios en Chou-ward, Higashinada-ward, la ciudad de Kobe y la ciudad de Ashiya. A través de los resultados, los daños en las estructuras se dividieron en grupos que se mencionan a continuación (BRIMC, 1996):

1. Colapso: el edificio está totalmente o parcialmente caído
2. Daño severo:
 - a. Si el edificio tiene una inclinación mayor a 1/30 radianes.
 - b. Si presenta pandeo local grande en sus componentes estructurales.
 - c. Si salientes del edificio como penthouses han colapsado o caído.
3. Daño moderado:
 - a. Presenta daño como pandeo local en algunos elementos estructurales.
 - b. Una tercera parte de los muros exteriores cayeron o casi caen.
4. Daño menor o ligero:
 - a. Todos los componentes excepto los contraventeos no presentan deformaciones.
 - b. Algunos muros están dañados pero no hay daño en componentes.

3.4.2.1 Reconocimiento de daños

Los edificios de acero en este estudio no incluyen sistemas mixtos, estructuras de acero reforzadas con concreto, de los 316 edificios estudiados la tercera parte (219) son de marcos momento-resistentes, como se aprecia en la tabla 3.3. Se realizó un detallado de la cantidad de daño estructural en función del número de niveles que se presenta en la tabla 3.5.

Tabla 3.5 Daño estructural en función de los niveles del edificio (BRIMC, 1996)

Número de niveles	Colapso	Daño severo	Daño moderado	Daño menor	No identificado	Total
Menos de 3	9	34	23	30	2	98
Entre 4 y 6	30	88	22	52	3	195
Más de 7	4	9	4	4	0	21
No identificado	0	0	0	0	2	2
Total	43	131	49	86	7	316

De los 316 edificios dañados, 174 se clasificaron con daño severo, que es más de la mitad de los edificios estudiados. De los mismos, sólo 25 habían sido construidos después del establecimiento del código standard de resistencia sísmica (posterior de 1981). En la tabla 3.6 se presenta la cantidad de daño estructural para los edificios con marcos momento-resistentes como sistema estructural.

Tabla 3.6 Daño estructural en función del año de construcción (BRIMC, 1996)

Año de construcción	Colapso	Daño severo	Daño moderado	Daño menor	No identifica.	Total
Antes de 1971	7	28	10	19	0	64
Entre 1972 y 1981	1	9	3	14	0	27
Después de 1981	9	13	6	11	0	39
No identificado	15	45	8	17	4	89
Total	32	95	27	61	4	219

3.4.2.2 Daño en placas base

Las columnas de las estructuras con marcos momento-resistentes de acero eran regularmente de sección cajón, se notó gran cantidad de daño en edificios esbeltos (tipo lápiz) en el que su área es muy pequeña con relación a su altura (figura 3.20); debido a la gran fuerza de tensión se causaron momentos de volteo aplicado sobre las columnas durante el sismo. Se notó daño concentrado en la base de las columnas y en el concreto alrededor de las mismas (BRIMC, 1996).

El daño se asocia al momento de volteo aplicado a las columnas durante el sismo, la transmisión de la fuerza cortante a la parte inferior de la columna provocó fallas a las anclas transferidas a las columnas (figura 3.21). Esto se atribuye a que las placas bases fueron diseñadas con fuerzas de trabajo gravitacionales, además de la falta de refuerzo alrededor de las anclas y en la placa base. Este efecto provocó la aparición de gran cantidad de daño o colapso en el primer piso, el nivel de daño era variado, presentando la inclinación de los edificios, o solo daño en la base, etc. (BRIMC, 1996).



Figura 3.20 Edificio tipo lápiz afectado
<http://www.eqe.com/publications/kobe>

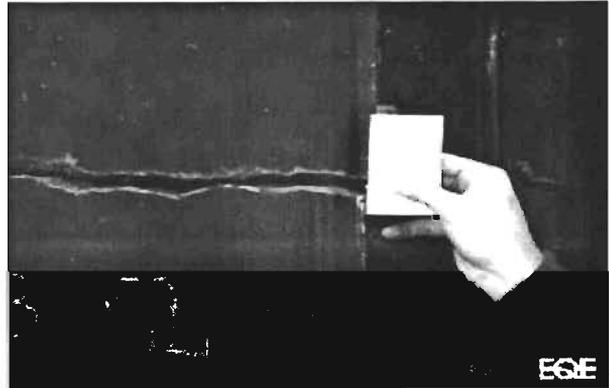


Figura 3.21 Columna fracturada transversalmente
<http://www.eqe.com/publications/kobe>

En el área de Chou-ward se presentó, en el primer piso de un edificio tipo lápiz de siete niveles con marcos momento-resistentes, daño en las anclas de las columnas, así como falla en el concreto alrededor de las mismas y daño parcial en los muros, mientras que en los pisos superiores a partir del segundo, sólo fracturas ligeras en los acabados, lo que habla de la concentración de las fuerzas provocadas por el momento de volteo y el cortante basal (BRIMC, 1996).

3.4.2.3 Daño en la soldadura de las conexiones viga-columna

Esta falla se presentó en los extremos de las vigas o en la soldadura de la conexión, las columnas cajón o sección H sufrieron grandes deformaciones y distorsiones de entrepiso, lo que en algunos casos ocasionó la fractura de la soldadura de filete y/o fractura en la soldadura de penetración, así como en las zonas de acero adyacentes, atribuyéndolo a la poca resistencia de la soldadura de unión, tamaño de la misma, la deficiencia en la colocación de la soldadura de penetración completa; proponiendo la corrección por la sustitución de algunas soldaduras de filete por soldaduras de penetración completa (BRIMC, 1996).

Un edificio tipo lápiz de siete niveles con marcos momento-resistente como sistema

estructural en ambas direcciones, sufrió deformación lateral del primer al tercer piso, especialmente en el primero de ellos. Las conexiones viga-columna en la parte superior de las columnas interiores del primer nivel se fracturaron en las uniones en el extremo de la viga en la soldadura, así como en el extremo de la columna. En el primer y segundo niveles, las fracturas se observaron en los extremos de las vigas en el patín inferior que estaba directamente soldado en las conexiones viga-columna (BRIMC, 1996).

3.4.2.4 Daño en estructuras contraventeadas

La articulación de los contravientos en los extremos o al centro del elemento ante cargas cíclicas de tensión y compresión se presentó con relativa frecuencia, como el caso que se muestra en figura 3.22 (BRIMC, 1996).

Un edificio de tres niveles cuyo primer piso era ocupado como estacionamiento con los pisos superiores como oficinas, formado con marcos momento-resistentes con columnas de sección H y con arriostramientos en un sentido, sufrió daños por pandeo en los contraventeos, fractura en la placa conector al alma de la columna, alargamiento de las anclas y desplome en el primer nivel hacia el norte. La placa que conectaba el arriostramiento al alma de la columna desgarró la misma, lo que demuestra la necesidad de la utilización de placas de respaldo en este sitio (BRIMC, 1996). En las figuras 3.23 y 3.24 se ejemplifican este tipo de fallas en edificios formados con marcos de acero.

Para las uniones de columnas y vigas con este tipo de uniones, se recomienda mejorar la calidad de su construcción y detallar el diseño de esos puntos de acuerdo al estudio realizado por el Instituto (BRIMC, 1996).

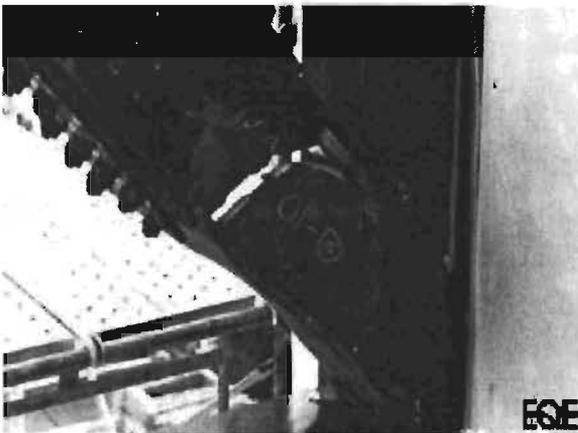


Figura 3.22 Daño en arriostramiento cerca de la conexión
(<http://www.eqe.com/publications/kobe>)



Figura 3.23 Pandeo de arriostramiento en edificio tipo lápiz
(<http://www.eqe.com/publications/kobe>)

3.4.2.5 Deformaciones laterales

Se observaron enormes deformaciones laterales en los niveles superiores de edificios o penthouses construidos antes de la revisión de las regulaciones sísmicas para edificios en 1981, con daño en los acabados exteriores. Estos edificios diseñados conforme a las normas anteriores tenían menor resistencia en los pisos superiores que con los planteamientos del código actual (BRIMC, 1996).

En un edificio de siete pisos usando secciones H en las columnas y vigas, con

arriostramientos y conexiones uniendo la viga al alma de la viga con pernos, sin soldar el patín inferior de la viga a la columna, presentó fractura en las uniones de los contraventeos, especialmente en los pisos superiores. La deformación que esto originó era observable a simple vista a partir del cuarto nivel (BRIMC, 1996).



Figura 1.24 Desplome en edificio con base de marcos
(<http://www.eqe.com/publications/kobe>)

3.4.2.6 Daño por colisión entre edificios (choque estructural)

Los daño por colisión de edificios fue reportada con frecuencia. Un edificio de ocho niveles con marcos momento-resistentes de acero de los llamados edificios tipo lápiz, con columnas de sección cajón y vigas sección H, se vio afectado al golpear con un edificio de dos pisos situado en colindancia al mismo, provocando daños en el tercer piso, en los acabados y alrededor de las columnas, por lo que se recomendó investigar a futuro con mayor detenimiento las distorsiones presentadas en estructuras sujetas a sismos severos (BRIMC, 1996).

3.5 Conclusiones

En contraste con el sismo de México y con el registro obtenido en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (zona del lago de la ciudad de México), los sismos de Northridge y Kobe fueron de magnitud moderada, corta duración, con epicentros muy cercano a las ciudades dañadas y de baja profundidad local (tabla 3.7).

Tabla 3.7 Cuadro comparativo entre los sismos de México, D.F. (1985), Northridge, California, EU (1994) y Kobe, Japón (1995) (adaptada de Alcocer, 1995)

	<i>México</i> ¹	<i>Northridge</i>	<i>Kobe</i>
Fecha	19/09/85	17/01/94	17/01/95
Hora, a.m.	7:19	4:31	5:46
Magnitud	8.1	6.7	6.8
Duración, seg.	120	20	20
Distancia epicentral, km	360	1.5	20
Profundidad local, km	30	19	13
Fallecimientos	4,100	37	5,500
Construcciones irreparables dañadas o colapsadas	12,700	N/D	106,000

¹ Sismos, 1985

Sin embargo, en los sismos de Northridge y Kove se midieron grandes aceleraciones, tanto en su componente vertical como en el horizontal, que contribuyeron a la cuantía y severidad del daño observado en edificios y estructuras de transporte.

Las consecuencias de las fallas dependen del tipo y la frecuencia de las mismas. Evidentemente, la fractura a través de la columna aumenta el daño de la integridad de las columnas haciendo crítica la estabilidad de los sistemas estructurales.

A pesar de que la sacudida del suelo en muchas áreas excedió la base del código nominal, se encontró que edificios modernos tuvieron un buen comportamiento. Sin embargo, también debe recordarse que en movimientos similares con duración más larga podrían causar mayor daño.

Sin embargo, la discusión de los estudios sobre la revisión de la información contenida en las recomendaciones mencionadas, sobre el daño en edificios en este evento, sugiere la consideración de adecuaciones en los requerimientos de los reglamentos, en el diseño de los edificios y consideraciones prácticas, así como de políticas existentes con respecto a edificios. La determinación de los detalles y adecuación de cada cambio en los códigos supera los alcances de éste trabajo.

El daño excesivo en los marcos de acero indica que el detalle de la conexión usada en zonas altamente sísmicas desde la década de los 70's no es adecuada, existiendo la posibilidad de contar con edificios existentes con una actuación sísmica cuestionable.

El nivel y extensión del daño de los sismos recientes, en particular en Kobe, ponen de manifiesto la elevada vulnerabilidad que poseen los edificios y las líneas vitales en algunas ciudades (Alcocer, 1995).

Sin duda, una de las lecciones de estos eventos (que ya han sido mostradas en temblores previos, paradójicamente) es que es necesario dedicar esfuerzos a reducir la vulnerabilidad de los edificios conforme las sociedades progresan, para reducir pérdidas humanas, materiales y económicas ante eventos similares. Un ejemplo son las altísimas pérdidas provocadas en Northridge y Kobe (Alcocer, 1995).

Es fundamental, continuar las investigaciones en los detalles mencionados en este capítulo, aumentando con esfuerzos educativos que involucren las expectativas del comportamiento realista de los elementos estructurales y consideraciones de las alternativas de la relación costo-beneficio, la conciencia de todos los miembros participantes en el diseño, análisis, construcción y estudio de edificios a partir de marcos de acero.

Aunque un amplio conjunto de medidas y estudios han sido desarrollados en la ciudad de México desde 1985, los cuales conducen a una mayor seguridad de las estructuras, es fundamental reconocer que existen ciudades en el interior del país con edificios y líneas vitales vulnerables a los fenómenos sísmicos (Alcocer, 1995).

Como el presente trabajo muestra, ha existido gran avance en la comprensión de los fenómenos sísmicos después de los temblores de México, Northridge y Kobe. Si tomamos en cuenta además el reciente aumento en la instrumentación sísmica en México, es de esperarse que la investigación en la materia aumente muy rápidamente en el futuro próximo y llene algunas lagunas en el conocimiento actual. Esto último requerirá del concurso de un mayor número de investigadores de alto nivel, así como de la continuidad en el apoyo financiero para estos fines (Alcocer, 1995).

Capítulo 4

Investigaciones recientes

Capítulo 4

Investigaciones recientes

4.1 Introducción

Durante el sismo del 17 de enero de 1994 en Northridge muchas construcciones de acero se dañaron, el proyecto SAC se dio a la tarea de estudiar el problema. La fase I, que se enfocó a desarrollar la guía provisional *Interim Guidelines* (FEMA 1995), presentó mejores explicaciones, dentro del actual conocimiento, para los problemas de marcos de acero soldados. Sin embargo, las investigaciones y resultados desarrollados de la fase I demostraron lo complejo del problema y las limitaciones del conocimiento actual. El daño substancial, incluyendo colapso, experimentado por estructuras con base en marcos de acero soldados en Kobe, durante el sismo de Hyogo-ken Nanbu, elevó la apreciación de la importancia de desarrollar soluciones de este problema. La fase 2 del proyecto SAC busca desarrollar metodología y detalles confiables, factibles y económicos. Esto requiere una consideración balanceada y multidisciplinaria de cuestiones técnicas, profesionales, económicas, sociales y problemas políticos (Kunnath *et al.*, 2000).

La fase 2 de este proyecto incluía un extenso estudio analítico y experimental de conexiones, con un fondo aproximado de 2.3 millones de dólares; los estudios consideraban un amplio número de conexiones de marcos momento-resistentes soldadas y con pernos, reportando en informes técnicos, pruebas individuales y programas de análisis (Roeder, 2000). La última meta de este esfuerzo es desarrollar modelos simples para la práctica que pronostiquen una resistencia, rigidez y ductilidad adecuada y buen comportamiento de las conexiones ante diseño sísmico.

El sismo de Northridge mostró distintos tipos de modos de fallas en elementos estructurales, algunas de éstas ocurrieron principalmente en conexiones después de importantes deformaciones plásticas, pero un inaceptable número ocurrieron con poca o sin deformación inelástica. El diseño con códigos vigentes durante el sismo era simple, algunas manejaban comportamiento dúctil en marcos momento-resistentes de acero; sin embargo, después del evento se apreció claramente que es peligroso e irreal asegurar este tipo de comportamiento, a partir de una prescripción de un tipo de conexión con demasiadas simplificaciones de diseño (Roeder, 2000).

Los modos de falla causaron fracturas, pérdida de la capacidad de deformación, o pérdida de resistencia significativa, incluyendo fractura en soldadura, falla en la zona de panel, fractura en la viga o columna, pérdida de la capacidad de carga debida a pandeo local o torsional, fractura de los pernos por cortante o tensión, fractura de la sección, y fractura de la conexión en elementos en placas o ángulos. Los mecanismos producidos provocaron deformaciones inelásticas resultando disipación de energía y cambios de rigidez sin inducir fractura o pérdida excesiva de resistencia, en algunos casos los mecanismos y la combinación de modos de falla indujeron comportamiento dúctil, en otros el resquebrajamiento, y aún otros resultados intermedios (Roeder, 2000).

4.2 Estudio de marcos momento-resistentes

Una parte del proyecto SAC es encontrar propuestas para disminuir el riesgo de fallas en conexiones de marcos momento-resistentes de acero, una serie de estudios analíticos se han realizado para entender su comportamiento sísmico en estos sistemas estructurales. Estos recaban la

información ante excitación dinámica, adentrándose en muchos aspectos importantes que afectan su comportamiento significativamente, cuantifican esta información, así como procedimientos de evaluación y efectos de fallas de las conexiones en seguridad sísmica (Krawinkler, 2000).

Los objetivos de estos estudios se encaminaron a (Krawinkler, 2000):

1. Evaluar el intervalo de demandas de distorsión que puedan ser esperadas en marcos momento-resistentes bajo diferentes tipos de movimientos y para varios niveles de riesgo sísmico.
2. Medir los efectos de varias predicciones de demanda sísmica en modelos analíticos.
3. Cuantificar los efectos de la deterioración de la resistencia y rigidez en demandas sísmicas.
4. Identificar y cuantificar las variables que puedan influir en el comportamiento sísmico.
5. Evaluar los efectos de las fallas de las conexiones en el comportamiento sísmico.
6. Evaluar la posibilidad de usar conexiones parcialmente restringidas como alternativas de conexiones con soldadura rígida.

La región de la conexión viga-columna fue ampliamente estudiada, considerando que la resistencia sísmica de estructuras de acero depende estrechamente del comportamiento de la misma, ya que ésta absorbe gran parte de la energía sísmica en estructuras tradicionales. Con el fin de conocer como son impuestas y resistidas las demandas sísmicas por la región de la conexión, muchos estudios experimentales y analíticos fueron propuestos como resultado del evento de Northridge (Kunnath *et al*, 2000). El trabajo experimental como parte del esfuerzo SAC incluía estudios en detalles de conexiones existentes y nuevas propuestas, de las cuales se dará un esbozo, más adelante, dentro de este mismo capítulo.

4.2.1 Longitud efectiva

Las columnas, como parte de los marcos de acero, no dependen sólo de sus características propias, sino también de la interacción del resto de la estructura; muchos esfuerzos se han realizado para determinar su comportamiento real. Usualmente, la interacción con el resto de la estructura se toma en cuenta, aproximadamente determinando la relación de esbeltez de la columna con su longitud efectiva KL , en lugar de la real, L . KL es la distancia entre los puntos de inflexión teóricos, en el instante en que se inicia el pandeo de la estructura completa, con lo que se modifica la capacidad para resistir compresión, como resultado de la participación de la columna en la respuesta de la estructura completa.

Los procedimientos para determinar los factores de la longitud efectiva K se subdividen en dos categorías: métodos elásticos, que no toman en cuenta el flujo plástico parcial de las columnas que suele preceder a la iniciación del pandeo, y métodos inelásticos, en los que se incluye la inelasticidad, de una manera aproximada. Cualquiera de los métodos anteriores se subdivide en tres, según la amplitud del modelo que se emplee (De Buen, 2000).

El método de pandeo de un subconjunto idealizado o método de los nomogramas, es el más usado, los factores K se obtiene con los nomogramas propuestos, que provienen del estudio de la estabilidad de un subconjunto formado por la columna y los miembros del marco. Estos nomogramas están basados en suposiciones que, en ocasiones, no suelen cumplirse en estructura reales que arrojan a diseños conservadores. La suposición más importante es la de que todas las columnas de la estructura se pandean al mismo tiempo, sin que ninguna contribuya a la resistencia de las demás (De Buen, 2000).

Existen nomogramas para columnas cuyos extremos pueden desplazarse lateralmente basados en la suposición de que todas las columnas de cada entrepiso se pandean al mismo tiempo, sin que ninguna restrinja lateralmente a las demás. Proporciona resultados aceptables cuando se aplica a marcos regulares, pero puede llevar a conclusiones absurdas en marcos irregulares en

geometría y/o cargas, al no tener en cuenta que las columnas más resistentes, o las menos cargadas, retrasan el pandeo de las más débiles y de las que tienen las compresiones más elevadas (De Buen, 2000).

En los comentarios de las normas vigentes del AISC y del proyecto de nuevas normas (AISC 1999) se incluyen dos ecuaciones simplificadas, una se basa en el pandeo de conjunto del entrepiso y la otra en su rigidez lateral (De Buen, 2000).

El modelo basado en el pandeo del entrepiso supone que la compresión axial no reduce la rigidez de las columnas y propone la siguiente ecuación (De Buen, 2000):

$$K'_i = \sqrt{\frac{I_i}{P_{ui}} \frac{\Sigma P + \Sigma Q}{\Sigma(I_i / K_0^2)}} \geq \sqrt{\frac{5}{8}} K_0 \quad (4.1)$$

Esta ecuación puede escribirse en la forma que se propone en el comentario de la nueva versión de las normas del AISC (De Buen, 2000):

$$K'_i = \sqrt{\frac{P_{ei} \Sigma P_u}{P_{ui} \Sigma P_{e2}}} \quad (4.2)$$

P_{ei} y P_{ui} son la carga crítica elástica $\pi^2 EI_y / L^2$ y la carga de diseño (factorizada) en la columna en estudio, y ΣP_u es la suma de cargas de diseño en todas las columnas del entrepiso.

ΣP_{e2} es la suma de cargas críticas elásticas de todas las columnas activas del entrepiso, calculadas con los factores K determinados con el nomograma.

El modelo basado en la rigidez lateral del entrepiso incluye en todas las columnas activas, el valor máximo posible de la reducción de rigidez producida por las fuerzas normales, que corresponde a vigas infinitamente rígidas, así se llega (De Buen, 2000):

$$K_i^2 = \frac{I_i}{P_{ui}} \frac{\pi^2 E}{L^3} \Sigma P_u \frac{\Delta_{oh}}{\Sigma H} (\Sigma P_u + \Sigma C_L P_u) \quad (4.3)$$

L es la altura de las columnas, constante en todo el entrepiso, ΣH es la fuerza horizontal total en el entrepiso, Δ_{oh} el desplazamiento lateral relativo correspondiente, obtenido con un análisis elástico de primer orden, y $\Sigma P_u = \Sigma P + \Sigma Q$ es la carga total de diseño en el entrepiso. Como $C_L = 0$ en las columnas soportadas, la carga en ellas se resta de la total, luego $\Sigma P_u + \Sigma C_L P_u = \Sigma P_u + 0.216(\Sigma P_u - \Sigma Q)$.

El método basado en el estudio de entrepisos completos tiene también importantes limitaciones; una de las principales es que sólo es válido para marcos regulares en los que todas las columnas de cada entrepiso son de la misma altura, aunque ésta varíe de unos entrepisos a otros (De Buen, 2000).

Así como los métodos enunciados, durante las últimas tres o cuatro décadas se han dedicado muchos esfuerzos a mejorar sus resultados, pero durante ese proceso han aparecido nuevas limitaciones en su aplicación, como las que se han mencionado (De Buen, 2000).

Se ha sugerido la conveniencia de modificar el concepto de longitud efectiva debido a las confusiones y limitaciones del mismo; al hacerlo, incorporando la interacción con la estructura completa con otros procedimientos, el dimensionamiento de las columnas se simplifica de manera considerable, tanto en estructuras regulares como irregulares. Este camino es el que siguen muchas de las normas modernas para el diseño de estructuras de acero, se ha adoptado también, en la nueva versión de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (De Buen, 2000). Como se mostró en el capítulo 1, de este trabajo, se ha propuesto manejar estos parámetros *ocultos* en una sola ecuación, para determinar el estado límite de

inestabilidad por flexión a partir del parámetro n que esta en función de la sección transversal y del parámetro de esbeltez λ el cual considera la relación de esbeltez efectiva máxima de la columna.

Vale la pena hacer hincapié que el objetivo principal del factor K es que las fórmulas propuestas proporcionen valores correctos en el caso extremo en que las columnas trabajan en compresión axial en función de las condiciones de apoyo y que la influencia de los defectos que ésta pudiera tener, así como algunos otros parámetros que erróneamente se le quieren atribuir, se cubren en las fórmulas para diseño de columnas aisladas, que se han deducido para columnas imperfectas o casos especiales.

4.2.2 Comportamiento sísmico de marcos dúctiles

Como se mencionó anteriormente, se han llevado a cabo investigaciones para conocer o profundizar en el comportamiento de los marcos de acero. Parte de la investigación llevada a cabo por el proyecto SAC, estaba relacionado con el estudio del comportamiento de estructuras dúctiles, en la cual se asume que no existe degradación de la rigidez y resistencia, sin falla en las conexiones, con modelos bidimensionales.

De los resultados de los estudios se pudo observar el comportamiento global y la importancia de los efectos P -delta, los cuales en algunos casos guían a la rápida disminución de la resistencia lateral con relativamente distorsiones bajas. Algunas conclusiones de este extenso estudio son (Krawinkler, 2000):

1. Las suposiciones analíticas del modelo pueden afectar significativamente la respuesta estructural en muchos casos, lo que ocasiona el cambio del mecanismo presentado o la respuesta de la estructura post-fluencia.
2. La expectativa de que las vigas soportan demandas de deformación plástica de importancia, no es cierto si la zona del panel es débil, lo cual es una condición común en marcos existentes momento-resistentes de acero.
3. El concepto de "columna fuerte", como un implemento presentado por las guías de diseño y códigos, no previene el desarrollo de articulaciones plásticas en las mismas. Considerando las distintas posibilidades para articulaciones plásticas en las columnas es esencial usar solamente columnas compactas con soporte lateral apropiado.
4. Los efectos P - Δ pueden tener influencia significativa en la respuesta sísmica de los edificios, si el movimiento del suelo lleva a la estructura al intervalo post-fluencia en alguno de los niveles. Si esta posibilidad existe, la respuesta del sistema puede volverse muy sensible a las suposiciones del modelo y la estructura, así como a las características del movimiento del suelo.
5. El comportamiento de las estructuras diseñadas en los reglamentos debe coincidir con las expectativas generales para eventos convencionales de diseño y eventos más frecuentes. Los eventos raros, más largos, en donde las distorsiones inelásticas puedan experimentar la posibilidad de tener un comportamiento inaceptable, no deben ser despreciados.
6. Para evaluar la conducta estructural, estimar las demandas y estimar la sensibilidad a los efectos P - Δ , un análisis detallado puede (en la mayoría de los casos) identificar el intervalo de distorsiones en las cuales los entrepisos desarrollan un comportamiento post-fluencia aceptable.

4.2.3 Comportamiento de marcos con conexiones parcialmente restringidas

El objetivo de este estudio era asegurar la viabilidad de la construcción con conexiones parcialmente rígidas en regiones de moderada y alta sismicidad. En los casos estudiados, la resistencia de este tipo de conexión fue mucho menor que la resistencia a flexión de la viga (Krawinkler, 2000).

El enfoque del estudio era asegurar la posibilidad de los diseños parcialmente restringidos y la evaluación de las diferencias del comportamiento sísmico. Las distorsiones fueron evaluadas y comparadas con los diseños restringidos para varios niveles de riesgo, poniendo énfasis en evaluar su seguridad ante el colapso. Se pueden presentar las siguientes conclusiones principales: (Krawinkler, 2000).

1. La posibilidad de diseñar estructuras parcialmente restringidas cuyo comportamiento sea comparable con estructuras restringidas es alto.
2. Al parecer, puede ser factible para el diseño de estructuras parcialmente restringidas considerar la misma rigidez elástica que en estructuras restringidas.
3. Para bajos niveles de riesgo la baja resistencia de estructuras parcialmente restringidas puede guiar a notables demandas de rotaciones plásticas. Sin embargo, estas demandas son concentradas en las conexiones, las cuales pueden ser un límite de las demandas plásticas toleradas sin necesitar reparación.
4. Las demandas de rotación plástica para conexiones parcialmente restringidas son usualmente menores que la correspondiente a conexiones restringidas y pueden desarrollar rotaciones importantes durante eventos severos.
5. El diseño de las estructuras parcialmente restringidas requiere mucha atención en los problemas que conciernen menos a estructuras restringidas. La capacidad de rotación plástica de conexiones parcialmente restringidas puede variar mucho dependiendo de los criterios durante el proceso de diseño; las demandas de rotación dependen de la resistencia de la conexión, cuya relación con la resistencia a la flexión es una de las variables más básicas en su diseño.
6. En muchos aspectos las estructuras parcialmente restringidas se comportan diferente que las estructuras restringidas, ya que su respuesta sísmica depende de otros muchos parámetros. Por ejemplo, la restricción de la columna depende de la rigidez de la conexión, la cual afecta las consideraciones de estabilidad. El cortante dinámico de entrepiso puede obtenerse a partir de los cortantes de un análisis estático. En muchos casos, las distorsiones de entrepiso de estructuras parcialmente restringidas son mayores que las de estructuras restringidas, y que la inestabilidad dinámica se aproxima al caso restringido exhibiendo el comportamiento estable de la estructura.
7. Las estructuras parcialmente restringidas podrían ser considerarse en regiones de alta sismicidad; sin embargo, los problemas mencionados deben estudiarse mejor para proveer confianza en su diseño, el cual debe ser comparable con los diseños de conexiones restringidas.

4.2.4 Sumario

En un contexto general de comportamiento sísmico, se pueden presentar las siguientes conclusiones (Krawinkler, 2000):

1. Para altos niveles de comportamiento (como servicio), el comportamiento de las predicciones confirma la esperanza de que se presente sólo daño estructural ligero. La situación de falla presentada no tiene un notable efecto en el comportamiento de la estructura.

2. Para niveles de comportamiento de códigos de diseño (seguridad para mantener la vida humana, con una probabilidad del 10% de que se exceda el parámetro cada 50 años), el comportamiento dúctil de las estructuras se puede presentar con buenas posibilidades. La situación de falla tiene poco (pero no muy grande) efecto en el comportamiento.
3. Para eventos raros (con una probabilidad del 2% de que se exceda el parámetro cada 50 años), el comportamiento (en el caso de seguridad ante colapso) volverá sensitivos los efectos P-delta, con deterioración del comportamiento histerético, y fallas en la conexión. Con tal de que la seguridad de que no se presente el colapso, el más grande reto es cambiar algunos aspectos de diseño de marcos momento-resistentes de acero.

4.3 Estudio de conexiones

Fallas en conexiones momento-resistentes de acero en sismos recientes han hecho ver la necesidad de estudiar el origen de las fallas y cómo mejorar el diseño de las conexiones sísmicas. Como parte del proyecto SAC se estudiaron y ensayaron conexiones de acero usadas antes del sismo de Northridge. En condiciones de laboratorio éstas sufrieron fallas ante cargas cíclicas, caracterizada por fracturas en la soldadura de penetración en el patín de la viga (Stojadinovic *et al*, 2000a).

Se realizó un amplio número de modelos de las conexiones de acero como parte del proyecto SAC mediante análisis de elemento finito, mostrando que las restricciones de la conexión afectan significativamente la distribución de esfuerzos en la conexión. Las restricciones producen que los esfuerzos se equilibren ocasionando sobrecarga en los patines, causando pandeo local en los mismos, fracturas, etc., por lo que no es difícil intuir que esta condición de sobre carga fue la fuente principal de las fallas, dependiendo del tipo de conexión presentada.

4.3.1 Conexiones simples

Después del sismo de Northridge se hizo tangible la necesidad de estudiar la contribución de conexiones simples a la resistencia lateral de estructuras con base en marcos de acero, ya que éstas comprenden un alto porcentaje de las conexiones en edificaciones con marcos de acero. Usualmente, se asume que éstas están articuladas, la contribución de las conexiones de cortante es tradicionalmente ignorada para resistir la carga inducida por sismo; sin embargo, con la contribución compuesta de la losa, es posible que estas conexiones actúen como conexiones parcialmente rígidas, con una mayor capacidad para resistir carga lateral antes no reconocida ni estudiada.

Por medio de pruebas cíclicas a conexiones simples incluyendo el efecto del piso se estudió la posibilidad de considerar la contribución a la resistencia lateral de estos sistemas (Liu *et al*, 2000), cuyo objetivo principal era determinar si efectivamente y cuando estas conexiones a cortante, con la contribución del diafragma de la losa, podían ser usadas para resistir cargas sísmicas considerando las conexiones como parcialmente restringidas en nuevas construcciones, o bien como alternativa para reparar o mejorar el esquema del daño en edificaciones con base en marcos de acero momento-resistentes.

Después de realizadas ocho pruebas en conexiones simples, se obtuvo información suficiente de la capacidad y comportamiento cíclico de las conexiones a cortante con las losas. Con el diafragma de piso, la conexión exhibió un aumento del 30 y 45% en los momentos plásticos en la viga o 2.5 veces la capacidad plástica en la placa de conexión. Sin embargo, el típico agrietamiento de la losa de concreto provocó una pérdida de 0.04 radianes de rotación, y el comportamiento de la

conexión se revirtió hasta que se descubrió el acero de especímenes. Este comportamiento tiende a ser muy dúctil para valores grandes de distorsión (Liu *et al*, 2000).

Para un espécimen, la ausencia de concreto en la cavidad del alma en la columna resultó en una conexión ligeramente más débil pero en un sistema más dúctil. El cambio de rigidez en la conexión probada muestra una capacidad de aproximadamente 50% de la capacidad de momento de la viga, rigiendo la fractura de los conectores. Por lo que la adición de suplementos de apoyo, como un ángulo, ocasiona un sistema considerablemente más resistente, con una distorsión máxima de 0.09 radianes de rotación (Liu *et al*, 2000).

4.3.2 Pruebas realizadas

Las tareas 5.3 de la fase 2 del proyecto SAC incluían estudios analíticos del comportamiento de la conexión. El prof. Deierlein de la Universidad de Cornell y más tarde de la Universidad de Stanford examinó la propagación de la falla con teoría elástica e inelástica. La meta principal de este trabajo era establecer el grado analítico que podía ser usado para predecir la falla y la fractura inestable en conexiones momento-resistente. Los análisis mostraron una buena correlación entre la medición y el comportamiento de la deflexión calculada, lo que indica que la soldadura era más crítica para las conexiones utilizadas antes del sismo de Northridge debido a la falla en esta región y la baja dureza asociada con la soldadura de electrodos E70T-4. El análisis sugiere que el modo de soldar el metal de la soldadura puede facilitar su protección y que tiene un impacto potencial en la selección de los materiales de la soldadura, viga y columna. También indica que la colocación de soldadura de filete en la parte inferior de la placa de respaldo beneficia el comportamiento de la conexión, esto se refleja en la posibilidad de que se presente una falla externa más fácilmente que una falla interna (Roeder, 2000), lo que facilitaría su detección.

Un estudio comparativo realizado por los profesores Sherif El Tawil y Sashi Kunnath de la Universidad Central de Florida usando el programa de elementos finitos ABAQUS buscaba predecir la deformación inelástica de la soldadura, mientras se examinaban esfuerzos locales y la deformación que origine el posible agrietamiento. El estudio evalúa un amplio intervalo de parámetros que pueden afectar la fluencia y la falla. Esos incluyen fluencia por cortante de la zona de panel, espesores de los patines de la viga y columna, peralte de la viga, espesores del alma y las placas, tamaño y geometría de la soldadura, esfuerzos de tensión de fluencia y último y espesor del tablero de cortante. Estos resultados sugieren que la fluencia en la zona de panel incrementa la posibilidad de fractura (Roeder, 2000).

La tarea 5.3.2 hecha por el profesor Roeder de la Universidad de Washington fue un estudio que coordinaba el programa de investigación del comportamiento de la conexión. Este proyecto desarrollaba modelos analíticos de diseño simples para todas las conexiones usadas en el diseño sísmico. Este trabajo evaluó más de mil conexiones en adición con las pruebas que dirigía el proyecto SAC. Se crearon modelos relativamente simples pero exactos para establecer la resistencia, rigidez y ductilidad de las conexiones de marcos momento-resistentes. Estos modelos proporcionaron la base de modos de evaluación del mecanismo de fluencia y modos de falla (Roeder, 2000).

La tarea 7.02, que formaba parte de un esfuerzo por simular las demandas de deformaciones inelásticas durante un sismo, evaluando la conexión con pernos al alma sin refuerzo de soldadura en los patines con y sin mejorar los procedimientos de soldadura. La meta era conocer el comportamiento de las conexiones utilizadas antes del sismo de Northridge, para establecer la magnitud de la influencia de la soldadura en el mejor comportamiento de la conexión y examinar los efectos de la fluencia en la zona de panel, peralte de la viga y propiedades de los materiales en el comportamiento de la conexión, buscando propuestas que puedan ser usada en futuros sismos. Este estudio archivó la conducta de una serie de pruebas paramétricas y su representación con análisis de elemento finito. Los parámetros dentro de la investigación fueron (Stojadinovic *et al*, 2000b):

1. El tamaño de la viga.
2. La resistencia de la zona de panel.
3. Las propiedades del material de la viga de acero.

Stojadinovic *et al.* (2000b) realizaron el ensaye de una serie de 10 especímenes para examinar estos parámetros. Por parejas, las conexiones se adaptaron de tal forma que 3 de ellas fueron diseñadas para evaluar el efecto del tamaño de la viga, para determinar la resistencia de la zona de panel se variaron los tamaños de las columnas en 3 parejas de conexiones y con diferentes vigas 3 parejas de especímenes se eligieron para probar la influencia de las propiedades del material de la viga en la respuesta de la conexión.

Todos los especímenes fallaron de manera muy similar, . En cada espécimen un patín de la viga, podría ser indistintamente el superior o el inferior, se fracturaba primero. El único signo de alabeo de la incipiente fractura fueron dos o tres pequeñas *cuñas metálicas* que se formaban pocos segundos antes de que se presentara la carga que causara la fractura del patín (Stojadinovic *et al.*, 2000b).

Las pruebas presentadas muestran que la medida de la mitigación de la fractura en la soldadura puede no ser suficiente para mejorar la respuesta sísmica de conexiones de acero a momento para los niveles prescritos en los códigos actuales. Las observaciones de las pruebas sugieren que los patines de la viga estas sobreforzados. El estudio analítico muestra que la redistribución de los esfuerzos ocurre en la conexión debido a la deformación de la restricciones impuestas en la viga y la columna por la configuración de la conexión (Stojadinovic *et al.*, 2000b).

Las restricciones de alabeo por cortante en la viga y la deformación transversal debida al efecto de Poisson introducen adicionalmente un equilibrio intrínseco en los esfuerzos en la viga. Estos esfuerzos, consistentes con el principio de Saint Venant para cuerpos elásticos, agrega unos esfuerzos básicos dados por la teoría clásica de vigas, que producen una concentración de esfuerzos normales y de cortante en los patines, resultando en un sobreesfuerzo en la totalidad de los mismos, con el alma de la viga virtualmente libre de esfuerzos. El trabajo muestra además, que incluso con electrodos duros, la conexión con alma unida con pernos y patines soldados es incapaz de lograr ductilidad sísmica con miembros de tamaño comúnmente usados para marcos momento-resistentes de acero (Stojadinovic *et al.*, 2000b).

La conclusión principal del estudio, es que las conexiones pre-Northridge no tienen prácticamente capacidad de rotación plástica sin importar el tamaño de la viga o columna, por lo que la búsqueda de nuevas conexiones, económicas y basadas en un análisis racional, es inminente; más adelante dentro de éste mismo capítulo se hará mención de algunas propuestas de conexiones.

El profesor León del Instituto Tecnológico de Georgia desarrolló la tarea 7.03, evaluó el comportamiento sísmico de conexiones de secciones T con pernos. El trabajo se dirige al complejo comportamiento de este tipo de conexiones incluyendo distribución de fuerza, rigidez de la conexión y un amplio número de modos de fallas y variaciones en la unión con conectores. Muchas de estas pruebas son empujando y jalando el elemento como se ilustra en la figura 4.1, buscando comprender su complejo comportamiento. La tarea 7.04 se enfocó a conexiones simples, el trabajo fue hecho por el profesor Astaneh de la Universidad de California en Berkeley, analizando conexiones de marcos momento-resistente usando conectores simples del alma a placas de cortante. Estas conexiones proveen algo de resistencia y rigidez, la cual no es considerada en el diseño sísmico de nuevas construcciones. Este estudio evaluó esta rigidez y resistencia de manera que ellas puedan ser usadas para aumentar la resistencia ante carga sísmica y reducir su costo (Roeder, 2000).

El profesor Ricles y Lu de la Universidad de Lehigh desarrollaron la tarea 7.05 que es continuación de la tarea 7.02, antes mencionada, de la fase 2 del proyecto SAC. Se examinaron los efectos de mejorar la soldadura en el comportamiento de la conexión incluyendo los efectos en detalles, placas continuas y almas soldadas. Este trabajo mostró que las conexiones completamente al alma incrementaban la ductilidad sobre las alternativas del uso de conectores en el alma. La tarea 7.06 tiene como última meta desarrollar modelos de diseño confiables para reducir la conexión a la

viga, el trabajo es realizado por los profesores Fry y Engelhardt de la Universidad de Texas en Austin y por Texas A & M. El estudio examina los datos acumulados de la conexiones reducidas en vigas desde 1994, el programa de las pruebas es dirigido a los modos de fallas que no fueron considerados en pruebas anteriores, enfocándose a los efectos de pandeo lateral-torsional y la fluencia de la zona de panel en el comportamiento de este tipo de sistemas. El profesor Bertero y el Dr. Whittaker de la Universidad de California, en Berkeley, han desarrollado un procedimiento de diseño para conexiones en patines soldados a placas, tomando en cuenta muchos modos de falla que se han presentado recientemente usando conexiones con cubreplacas ligeras (Roeder, 2000).

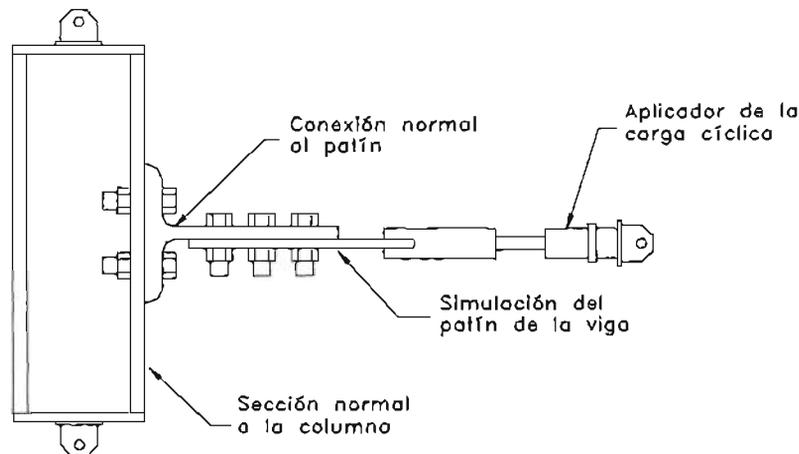


Figura 4.1 Configuración de la prueba (adaptada de Roeder, 2000)

La tarea 7.11 consiste en la confirmación de pruebas, desarrollada por el profesor Uang de la Universidad de California en San Diego. Todos los otros componentes de pruebas de marcos y objetivos específicos del programa, se intentaron validar obteniendo de todos los estudios individuales un comportamiento global de su estructura. Las pruebas fueron dirigidas a reducir la sección de la viga y otras conexiones que tienen alta probabilidad de tener un comportamiento dúctil. Se consideraron problemas prácticos como las conexiones a columnas de sección transversal tipo cajón, requerimientos de soportes laterales y pandeo de columnas en el eje débil. La tarea 7.12, realizada por el Dr. Johnson del Instituto de Soldadura Edison, provee suplementos de propiedades de materiales para soldadura basado en pruebas basadas en el comportamiento de la conexión en las pruebas globales del programa. El trabajo provee información detallada con respecto a la tensión y la dureza del metal de soldadura (Roeder, 2000).

4.3.3 Resultado de los estudios a la práctica

El objetivo final del estudio de las conexiones del proyecto SAC es desarrollar modelos simples, los cuales puedan ser usados por ingenieros estructurales para predecir el comportamiento sísmico de conexiones. Esta predicción debe incluir su resistencia, rigidez y ductilidad. La rigidez de la conexión es importante ya que es usada en modelos analíticos para establecer las demandas sísmicas de un edificio, algunas de estas conexiones son tan rígidas que deben ser consideradas como tal en dichos modelos; sin embargo, existen otras que no deben ser tratadas igual. La resistencia de la conexión combinada con la resistencia de los miembros establece la resistencia global de la estructura, la cual combinada con el análisis estructural establece las demandas inelásticas de ductilidad (Roeder, 2000), por lo que la importancia del buen modelado y análisis de

las conexiones es de gran importancia e influencia sobre el comportamiento general del sistema, si se considera la estrecha relación entre la resistencia, rigidez y ductilidad.

Muchos mecanismos de fluencia y modos de falla ocurren dependiendo del tipo de conexión usada (figura 4.2). El pandeo plástico de las vigas es un modo de falla muy común, donde la falla última puede consistir en la rasgadura dúctil del acero de la viga, el deterioro de la capacidad de carga debida a distorsiones excesivas, o excesivas deformaciones debidas a torsión o pandeo local. La fractura de los conectores, la fractura de la soldadura entre el extremo de la placa y la viga, y la fractura en el extremo de la placa son modos de fallas que han sido continuamente observadas en conexiones de la práctica (Roeder, 2000).

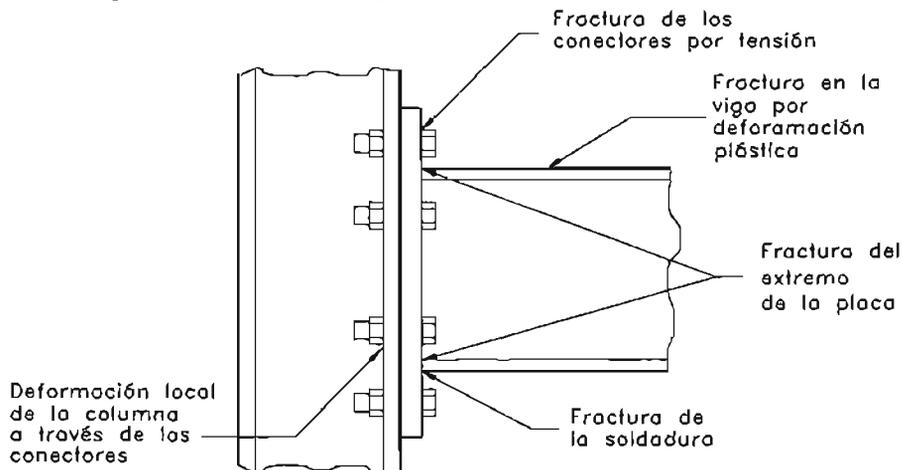


Figura 4.2 Modo de falla en la placa de conexión (adaptada de Roeder, 2000)

Se pudo apreciar en pruebas experimentales que el modo de falla influencia fuertemente a la ductilidad de la conexión, se ha registrado que se tiene mayor ductilidad cuando la fluencia por flexión en la viga controla la falla de la conexión, que cuando ocurre por falla en los conectores o soldadura, la cual soporta considerable deformación plástica. La examinación de los mecanismos de fluencia de la placa en la conexión muestra que un amplio número de factores puede contribuir a esas deformaciones plásticas incluyendo la fluencia de la columna, la flexión plástica de la viga, la fluencia por flexión de la placa, deformaciones locales de los patines y alma de la columna y la elongación de los conectores. Sin embargo, sólo la fluencia por flexión de la viga, la fluencia por cortante en la zona de panel y la deformación inelástica de la placa tienen al parecer capacidad de proveer un buen comportamiento sísmico bajo un intervalo de condiciones distintas (Roeder, 2000).

Por consiguiente, es importante que los ingenieros estructurales tengan modelos de diseño simples y confiables, para predecir el comportamiento de la conexión en un amplio intervalo de posibilidades de diseño para cualquier conexión. Los modelos de diseño deben proveer (Roeder, 2000):

1. Predicción exacta de los mecanismos de fluencia y los modos de falla para cada tipo de conexión.
2. Una estimación confiable de la resistencia asociada con cada mecanismo y modo de falla.
3. Capacidad de deformación y ductilidad esperada para la conexión.

Un mecanismo de falla que es capaz de soportar una deformación inelástica importante, provee un mecanismo dúctil a la conexión, si la resistencia asociada con este mecanismo es significativamente menor que todos los modos de falla que puedan producir resquebrajamiento o repentinas fallas. El modo de falla que es menor que todos los modos de falla considerados será el crítico para la conexión. La capacidad de ductilidad y deformación puede asociarse con el mecanismo de fluencia y el modo de falla de la conexión, muchos mecanismos de fluencia distintos

y modos de falla son posibles para cada tipo de conexión, requiriendo para los mismos ecuaciones, las cuales deben ser obtenidas de un análisis de la conexión y una comparación para predecir el comportamiento con resultados experimentales (Roeder, 2000).

Se examinaron cientos de experimentos de conexiones para desarrollar mejores estimaciones de resistencia. Basados en esos resultados, la fluencia por flexión en la viga normalmente ocurrirá cuando el momento máximo en la viga (normalmente el momento en la conexión en el extremo de la placa de la viga) alcance (Roeder, 2000):

$$M_y = S F_y \quad (4.1)$$

donde S es el módulo de sección elástico de la viga y F_y es el esfuerzo de fluencia del acero. Actualmente la fluencia comúnmente ocurrirá para momentos bajos, debido a los esfuerzos residuales existentes en la viga y en la conexión, mientras M_y provee una razonable estimación de la fluencia inicial, no es una buena estimación del mecanismo de fluencia por momento actuante, ya que la deformación estructural inelástica asociada con la fluencia inicial es despreciable. La capacidad de momento plástico M_p es un poco más grande de lo que el mecanismo de fluencia estima, la deformación plástica ocurrirá después de que este momento se desarrolle, esta capacidad plástica se estima por (Roeder, 2000):

$$M_p = Z F_y \quad (4.2)$$

donde Z es el módulo de sección plástico de la viga. Así, la examinación de la evidencia experimental provee un balance de cómo estas dos ecuaciones pueden usarse juntas. El problema se complica un poco más por el hecho de que el esfuerzo de fluencia es precisamente obtenido por resultados de estudios experimentales, siendo éste una estimación del límite más bajo del estimado para el diseño. Para asegurar un comportamiento dúctil, es necesario asegurar que los momentos asociados con el mecanismo de fluencia son más pequeños que el menor de todos los modos de falla (Roeder, 2000).

La falla por flexión invariablemente ocurre después de deformaciones plásticas muy grandes en la viga con pandeo local y algunas veces lateral torsional, lo cual muestra que la ecuación 4.2 sobrestima el momento en el cual ocurre la falla, y que sería mucho mejor estimarlo con la siguiente ecuación (Roeder, 2000):

$$M_{p, falla} = Z \frac{F_y + F_t}{2} \quad (4.3)$$

Donde F_t es el esfuerzo de tensión del acero. El problema se complica al considerar que algunos otros mecanismos de fluencia y modos de falla pueden ocurrir según el tipo de conexión, los cuales deben ser analizados y modelados para crear mejores estimaciones del comportamiento seleccionado para la misma. La falla en la placa de extremo y la fluencia de la misma debe ser considerada en su deformación plástica. No obstante, este es un gran cambio de las estimaciones de resistencia. El cortante producido en la zona de panel y otros problemas pueden complicar esta evaluación (Roeder, 2000).

4.3.4 Propuestas de conexiones

Antes del sismo de Northridge en 1994, los patines de las vigas se soldaban a la columna usando soldadura de penetración completa. El alma de la viga se unía a una placa de cortante mediante pernos, que intentaba transferir el cortante generado a la capacidad nominal de momento de la viga. Esta prescripción de diseño fue desarrollada en la década de los 70's y fue ampliamente utilizada en los marcos de estructuras de acero momento-resistentes. Dichas conexiones de acero sufrieron daño severo durante el sismo de Northridge, exhibiendo una amplia variedad de modos de

falla, casi todos estos modos fueron reproducidos en condiciones de laboratorio durante la primera fase del proyecto SAC. Muchas de las fallas fueron fracturas ocurridas antes del desarrollo significativo de la resistencia de alguno de los elementos, en la gran mayoría de los casos, la falla de la conexión iniciaba en la soldadura de penetración completa entre los patines de la viga y las columnas (Stojadinovic *et al*, 2000a).

Se han realizado muchos esfuerzos por corregir o mejorar las conexiones, las pruebas mostraron que el uso de la soldadura sólo mitiga la fractura pero no es suficiente para mejorar el comportamiento de la conexión hasta el nivel prescrito en los actuales códigos de diseño sísmico en Estados Unidos. Deformaciones locales severas se presentaron en el patín de los especímenes, esto quizá pueda ser una razón de la reducción de la capacidad de rotación. En promedio, los especímenes desarrollaron una rotación plástica total de 0.015 radianes, fracturándose de la misma manera: los patines de la viga fallaron entre la soldadura y el extremo de la viga. La rotación total de la conexión en las pruebas realizadas fue de 0.026 radianes, la contribución total de la viga al total de la rotación fue 0.009 radianes, por lo que la rotación plástica de la conexión fue proporcionada por la deformación plástica de la zona de panel, la cual depende de la resistencia de la misma (Stojadinovic *et al*, 2000a).

El origen de la deformación local en el patín ha sido estudiado usando modelos de elemento finito de la conexión con una configuración pre-Northridge. Se ha propuesto una analogía de modelo de armadura del comportamiento de los esfuerzos en la conexión, la figura 4.3 muestra que los patines de la viga soportan un momento y fuerza cortante, la que produce el efecto de pandeo local en el mismo (Stojadinovic *et al*, 2000a).

Estos estudios han hecho ver la necesidad de crear nuevos diseños de conexiones momento-resistentes para suprimir o por lo menos mitigar la fractura en soldadura y pernos y la sobre carga en los patines. Estas conexiones deben tener un diseño racional y económico para su construcción (Stojadinovic *et al*, 2000a).

Después del sismo de Northridge muchos esfuerzos se han encaminado en obtener nuevas configuraciones de conexiones que satisfagan las limitaciones estudiadas y presentadas a lo largo de este capítulo, ejemplo de ello son dos configuraciones inventadas y probadas en la Universidad de Michigan que están basadas en una conexión indirecta entre la viga y la columna usando placas adicionales, éstas se presentarán con detalle a continuación, sin embargo no son las únicas. Otras nuevas configuraciones de conexión, con una abertura en el alma, o una reducción en la sección de la viga para la conexión, pueden también tener un comportamiento satisfactorio, sin embargo su estudio a detalle supera los alcances de este trabajo, por lo que se recomienda al lector interesado acudir a las referencias bibliográficas mencionadas.

La primera conexión de las mencionadas, llamada *conexión Michigan*, conecta indirectamente la viga y la columna reduciendo la deformación en ellos, y reforzándolos (figura 4.4). Las placas deben ser diseñadas para transferir el momento y tomar la fuerza cortante de acuerdo con el modelo de armadura. Los detalles de la cubreplaca y soldadura fueron diseñados para reducir la concentración local de esfuerzos. Las pruebas muestran que esta conexión cumple con los requerimientos especiales de marcos de acero momento-resistentes en regiones de alta sismicidad (Stojadinovic *et al*, 2000a).

La segunda conexión desarrollada en la Universidad de Michigan es la conexión del *patín libre* (figura 4.5). Su principal objetivo es reducir el pandeo local de los patines dirigiendo los esfuerzos a la conexión mediante el cambio de la rigidez a cortante de los patines y de la placa de cortante. El tipo de conexión en el alma permite que los patines puedan deformarse con mayor libertad, disminuyendo su rigidez en cortante. Simultáneamente, la placa trapezoidal unida al alma mediante soldadura de filete, provee la requerida rigidez y resistencia a corte. Las pruebas experimentales ha demostrado que la conexión *patín libre* puede ser usada en marcos de acero momento-resistente en regiones de alta sismicidad (Stojadinovic *et al*, 2000a).

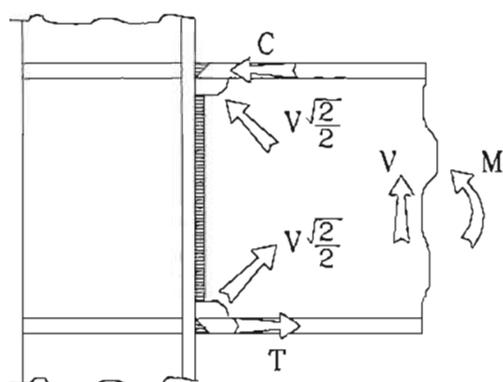


Figura 4.3 Distribución de cargas tipo armadura en conexión típica de acero (adaptada de Stojadinovic, 2000)

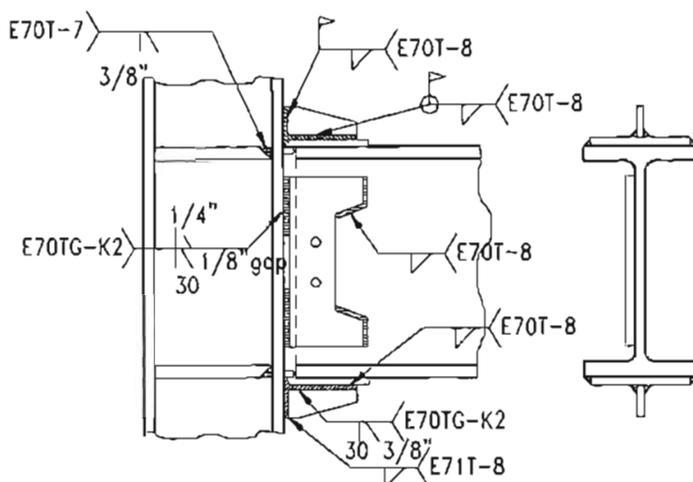


Figura 4.4 Conexión tipo Michigan (adaptada de Stojadinovic, 2000)

Ambas conexiones satisfacen los requerimientos sísmicos del AISC y deben comportarse bien en un sismo real, restaurando la confianza de los diseñadores en los sistemas estructurales formados de marcos momento-resistentes (Stojadinovic *et al*, 2000a).

4.4 Estudio de la soldadura

Después de sismo de Northridge, se inició una valoración sin precedentes de cientos de marcos de acero soldados por métodos ultrasónicos en la ciudad de Los Angeles y sus alrededores, haciendo notar fracturas en la soldadura, presentando defectos en la raíz de la misma.

Estos defectos en la raíz de la soldadura se clasificaron por el proyecto SAC como W1 y se subclasifican en W1a y W1b. De acuerdo con la definición propuesta por el SAC, las W1a son aquellas cuyo espesor es menor a 3/16 pulgadas o 1/4 y con ancho menor a b/4, siendo las W1b aquellas que no cumplan con la anterior clasificación; los ingenieros consideran comúnmente que las W1a están relacionadas con defectos constructivos y que las W1b son debidas a fallas provocadas por el sismo, sin embargo, este razonamiento es arbitrario y requiere un mayor estudio de acerca de sus orígenes y significado (Paret, 2000).

La W1 esta localizada por definición en la raíz de soldadura de penetración completa, y típicamente estas deben ocurrir en el plano vertical de la fusión con el patín de la columna, sobre el extremo de la placa de respaldo, como se muestra en la figura 4.6. La examinación visual directa en este plano no es posible sin una prueba destructiva, pero se puede detectar mediante el ultrasonido. Por otra parte, fue posible observar muchas fracturas en marcos de acero soldados después del sismo de Northridge, una de las más comunes es la W3, la cual se extiende típicamente a lo largo de los planos de fusión desde el extremo de la placa de apoyo a través de toda la soldadura, por lo que se vuelve superficial. De las fallas tipo W3 estudiadas se encontraron vestigios iniciales de falla del tipo W1, así que con la esperanza de obtener información substancial sobre la presencia de la falla W1 se desarrollaron exámenes a las fracturas de superficie, de las cuales ultrasónicamente se detectaron algunas zonas de incompleta fusión o fracturas existentes en la raíz (Paret, 2000).

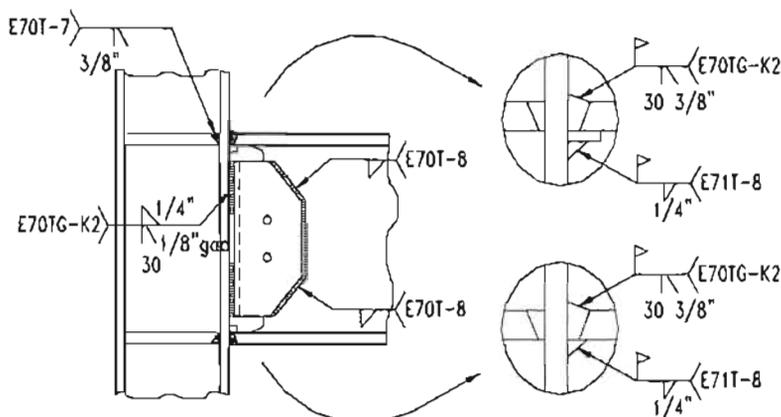


Figura 4.5 Conexión tipo patín libre (adaptada de Stojadinovic, 2000)

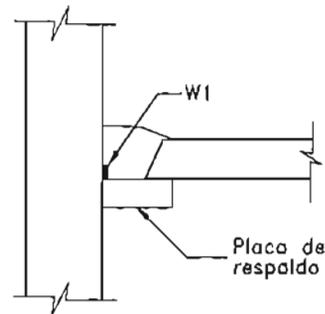


Figura 4.6 Localización de W1 en ultrasonido (adaptada de Stojadinovic, 2000)

La gran mayoría de las muestras estudiadas mostraban signos de una relativamente extensa zona de incompleta fusión en su raíz, intermitente o con importantes longitudes a través del patín de la viga, extendida típicamente en la placa de respaldo cercana al centro del patín. El tipo de falla en zonas de incompleta fusión estuvo fuertemente relacionado con las características de W1 (Paret, 2000). No es difícil imaginar que esas conexiones nunca experimentaron una falla W3, fractura a través de la soldadura únicamente, sino que presentaban daño inicial identificado mediante la evaluación del ultrasonido.

La presencia de importantes zonas de incompleta fusión en las muestras del modo de falla W3 no es clara. Mientras que estas sugieren que ocurren fracturas W3 ligadas casi invariablemente a la presencia de defectos en la raíz de la soldadura, ellas también sugieren que muchas soldaduras pre-Northridge con placas de respaldo contenían grandes zonas de incompleta fusión. En otras palabras, los resultados plantean que la presencia de defectos en la raíz causaron fracturas W3, sin embargo, la presencia de la falla W1 en soldaduras con ausencia de falla W3 se llegaron a presentar, lo que no sugiere una dependencia (Paret, 2000).

La principal conclusión de este estudio, es que la fractura W1 es el resultado de la soldadura pobremente colocada inicialmente durante el proceso de construcción y no como resultado del movimiento sísmico. Por otra parte, cuando se presentan este tipo de fallas de importancia después de un evento, suelen reflejarse como una falla superficial tipo W3, por lo que una inspección visual es más apropiada, considerando el costo efectivo sobre un estudio de inspección de ultrasonido (Paret, 2000).

4.5 Conclusiones

Como se pudo apreciar a lo largo de este capítulo, las investigaciones recientes han sido dirigidas a mejorar el conocimiento de las técnicas actuales de diseño, el sismo de Northridge en 1994 atrajo la atención de la comunidad especializada en la ingeniería sísmica porque fue sorpresiva la ocurrencia de gran cantidad de daño en estructuras momento-resistentes de acero. La inesperada cantidad de daño demostró que se requieren revisar los criterios de los códigos actuales para el diseño de marcos dúctiles de acero. Las fallas en las conexiones fue la mayor sorpresa entre los ingenieros, ya que se suponía que el comportamiento de las conexiones a momento soldadas entre elementos de acero era relativamente invulnerable a daño provocado por sismos.

El proyecto SAC se creó para estudiar el comportamiento de marcos de acero, técnicas de la reparación en vías de desarrollo y nuevos planteamientos para minimizar el daño y mejorar la respuesta de edificios ante excitación dinámica, parte de sus resultados se han expuesto a lo largo de el capítulo, donde se reconoce que un acercamiento interdisciplinario es requerido, involucrando a los ingenieros de la práctica e investigadores.

Se ha demostrado que visualizar el comportamiento esperado durante un sismo en edificios diseñados de acuerdo a los actuales códigos sísmicos es de gran importancia para los ingenieros estructuralistas, lo cual deberá tenerse presente en los siguientes capítulos.

Capítulo 5

Modelos analíticos

Capítulo 5

Modelos analíticos

5.1 Introducción

Se presenta un estudio, en el que se analiza el comportamiento de dos edificios regulares de acero con base en marcos momento-resistentes de 12 y 15 niveles, diseñados con el planteamiento convencional de un análisis modal espectral de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo (NTCS-04) y el planteamiento propuesto en Apéndice Normativo A (ANA).

Con el fin de que el lector se familiarice con las propuestas de las NTC-Sismo de su versión del 2004, se enuncian a continuación las innovaciones del método convencional para un análisis modal espectral considerando las NTCS-96, así como lo estipulado en el Apéndice Normativo A (ANA).

5.1.1 Determinación de los espectros de diseño

Conforme a la nueva versión de las Normas Técnicas, se recomienda que estructuras regulares cuya altura sobrepase los 30 m se analicen por un método dinámico y 20 m si se tratase de estructuras irregulares ubicadas en zona II o zona III, éstos límites aumentarán en 10 m cada uno cuando se trate de la zona I. Cabe señalar que las NTCS-96 establecían como único límite 60 m sin hacer distinción del tipo de estructura ni su ubicación. Esta disminución debe estar argumentada en la búsqueda de resultados más racionales en el análisis de edificaciones de grande a mediana altura y dadas las simplificaciones que explícitamente hace el método estático; sin embargo, la altura adecuada hasta la cual se puedan presentar resultados equivalentes aceptables, entre los métodos discutidos, implica un problema digno de un estudio detallado que supera los alcances de este trabajo, aunque razonamientos posteriores en el presente pudieran servir como fundamento a la reducción de la altura mencionada.

En lo referente a espectros para el diseño sísmico, se sigue conservando el mismo criterio en la nueva versión de las NTCS, excepto para cuando $T < T_a$, como se comentará más adelante. Si se aplica un análisis dinámico modal, se considera un espectro cuya ordenada de aceleraciones a , queda expresada como fracción de la aceleración de la gravedad y está dada por las siguientes expresiones:

$$\text{Si } T \text{ es menor que } T_a \quad a = \left(1 + \frac{3T}{T_a}\right) \frac{c}{4} \quad (5.1)$$

$$\text{Si } T \text{ está entre } T_a \text{ y } T_b \quad a = c \quad (5.2)$$

$$\text{Si } T \text{ excede de } T_b \quad a = c \left(\frac{T_b}{T}\right)^r \quad (5.3)$$

T es el periodo natural de interés; T , T_a y T_b están expresados en segundos; c es el coeficiente sísmico y r un exponente que depende de la zona en que se halla la estructura.

La diferencia entre la nueva versión y las NTCS-96, es una nueva subzonificación planteada en la zona III. Además, se proponen valores para T_a , T_b y r que originan espectros con mesetas más cortas y caídas más rápidas, que se discutirán con mayor detalle más adelante dentro de este capítulo.

En las NTCS-96 los valores de T_a , T_b y r se consignan de la tabla 5.1. Estos valores originan un espectro con el que se pretendía cubrir las respuestas máximas de acuerdo a la zona estudiada lo que originaba una meseta bastante amplia.

Tabla 5.1 Valores de T_a , T_b y r según las NTCS-1996

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

Como ya se mencionó, las NTCS-2004 aceptan las ecuaciones 5.2 y 5.3 para los intervalos mencionados; sin embargo, la ecuación 5.1 es sustituida por una ecuación que involucra un nuevo parámetro a_o , que es la aceleración del terreno; además, se sustituye el valor de T_p/T del tercer intervalo, por otra constante llamada q que toma el mismo valor, de tal manera que las ecuaciones 5.1 y 5.3 quedan de la siguiente forma:

$$\text{Si } T \text{ es menor que } T_a \quad a = a_o + (c - a_o) \frac{T}{T_a} \quad (5.4)$$

$$\text{Si } T \text{ excede de } T_b \quad a = qc \quad (5.5)$$

Los parámetros que intervienen en estas expresiones se obtienen de la tabla que se reproduce en la tabla 5.2. La diferencia entre los espectros generados por estas ecuaciones para las tres zonas, incluyendo subzonificaciones en la zona del lago, se presentan en la figura 5.1, donde se aprecian mesetas más pequeñas dado que éstas intentan cubrir zonas más específicas. Las mayores ordenadas espectrales están en la zona IIIb, las cuales incluso superan a las establecidas anteriormente para la zona III, con valores de 0.45g y 0.4g respectivamente. Note además, que las zonas IIIa y IIIc alcanzan la misma magnitud de aceleración; sin embargo, cubren distintos intervalos de periodos; es decir, un distinto comportamiento asociado al nivel de fuerzas actuantes en la estructura según el periodo dominante de la misma. El menor valor de las ordenadas espectrales es para la zona I, que representa terreno firme; sin embargo, contrario a la lógica secuencial, la zona IIId presenta menores valores que la zona II, aunque éstos son asociados con periodos muy altos, superiores a los 4.3 seg.

Tabla 5.2 Valores de T_a , T_b , a_o , c y r según NTCS-2004

Zona	a_o	T_a	T_b	c	r
I	0.04	0.20	1.35	0.16	1
II	0.08	0.20	1.35	0.32	1.33
IIIa	0.10	0.53	1.80	0.40	2
IIIb	0.11	0.85	3.00	0.45	2
IIIc	0.10	1.25	4.20	0.40	2
III d	0.10	0.85	4.20	0.30	2

Los modelos que se analizarán se han supuesto ubicados en zona tipo IIIb para someterlos a las mayores demandas sísmicas. Estas demandas, obviamente, son función del espectro de diseño, por lo que es interesante hacer una comparación gráfica de los espectros para esta zona mencionada entre las versiones de las Normas comentadas, la que se esquematiza en la figura 5.2. La propuesta de las NTCS-96 era plantear un espectro lo suficientemente grande que envolviera las máximas

respuestas en la zona del lago, lo que se conseguía aceptablemente bien, con excepción de la zona IIIb como ya se comentó; sin embargo, lo anterior ocasionaba el diseño de estructuras ubicadas en subzonas específicas no tan demandadas con fuerzas asociadas superiores a las que en realidad les correspondían, como en el caso de la zona III d o las caídas de las zonas IIIa y IIIb después de los periodos iguales a 1.9 y 3.2 seg respectivamente.

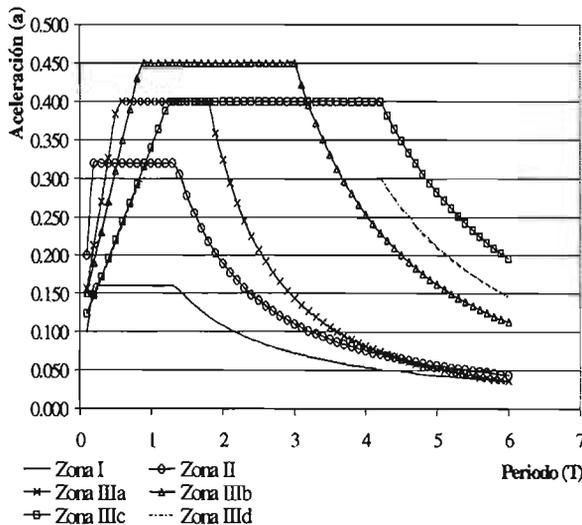


Figura 5.1 Espectros de diseño propuestos por las NTCS-2004.

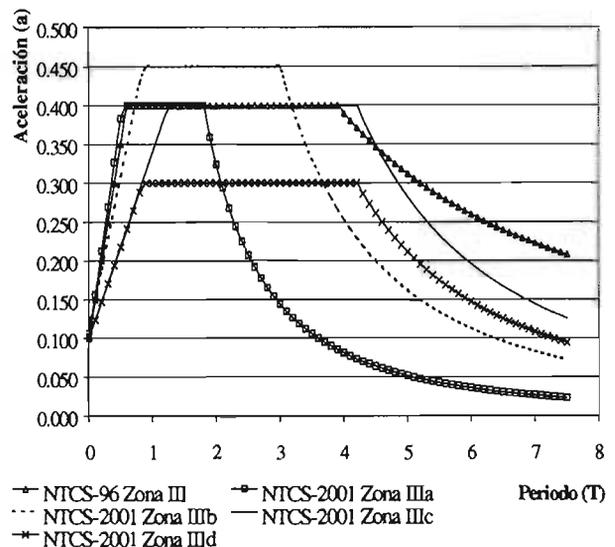


Figura 5.2 Comparación de los espectros de diseño para la zona III.

Por otra parte, el Apéndice Normativo A (ANA) hace un planteamiento en el que se consideran los efectos del periodo dominante del terreno T_s , con un procedimiento en el que se revisan dos estados límites de diseño: el de servicio y el de colapso, es decir, los espectros se establecen en función del periodo predominante del terreno con niveles de distorsión acordes al nivel de fuerzas asociadas a cada uno de los estados límite que se revisan. Para ello, se adopta una ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico a , expresada como fracción de la gravedad y reducida por factores de ductilidad y sobrerresistencia en función del periodo como se hace en el planteamiento de análisis modal convencional de la siguiente manera:

Si T es menor que T_a
$$a = a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T}{T_a} \tag{5.6}$$

Si T está entre T_a y T_b
$$a = \beta c \tag{5.7}$$

Si T excede de T_b
$$a = \beta c p \left(\frac{T_b}{T} \right)^2 \tag{5.8}$$

β es un factor de reducción por amortiguamiento suplementario, que es igual a uno cuando se ignora la interacción suelo-estructura, es decir, considerando base rígida, mientras que si se considera cierto amortiguamiento, éste se reflejará con $\beta < 1$.

El coeficiente de aceleración del terreno a_0 , el coeficiente sísmico c y los periodos característicos T_a y T_b del espectro de aceleraciones se obtiene en función del periodo dominante del sitio, usando las siguientes expresiones:

$0.5 \leq T_s \leq 1.5 \text{ s}$
$$a_0 = 0.1 + 0.15(T_s - 0.5) \tag{5.9}$$

$T_s > 1.5 \text{ s}$
$$a_0 = 0.25 \tag{5.10}$$

El coeficiente sísmico c , ya no se lee de una tabla como se había establecido para el método convencional, inclusive en la nueva versión, sino que depende de las características y respuesta del terreno ante la excitación dinámica, éste se calcula de la siguiente manera:

$$0.5 \leq T_s \leq 1.5 \text{ s} \quad c = 0.28 + 0.92(T_s - 0.5) \quad (5.11)$$

$$1.5 \leq T_s \leq 2.5 \text{ s} \quad c = 1.20 \quad (5.12)$$

$$2.5 \leq T_s \leq 3.5 \text{ s} \quad c = 1.20 - 0.5(T_s - 2.5) \quad (5.13)$$

$$T_s > 3.5 \text{ s} \quad c = 0.70 \quad (5.14)$$

Para la determinación del periodo T_a se ha establecido lo siguiente:

$$0.5 \leq T_s \leq 2.5 \text{ s} \quad T_a = 0.2 + 0.65(T_s - 0.5) \quad (5.15)$$

$$2.5 \leq T_s \leq 3.25 \text{ s} \quad T_a = 1.50 \quad (5.16)$$

$$3.25 \leq T_s \leq 3.9 \text{ s} \quad T_a = 4.75 - T_s \quad (5.17)$$

$$T_s > 3.9 \text{ s} \quad T_a = 0.85 \quad (5.18)$$

En lo referente al periodo T_b , a partir del cual el espectro comenzará a decrecer, se hace el siguiente planteamiento:

$$T_s \leq 1.125 \text{ s} \quad T_b = 1.35 \quad (5.19)$$

$$1.125 \leq T_s \leq 3.5 \text{ s} \quad T_b = 1.20T_s \quad (5.20)$$

$$T_s > 3.5 \text{ s} \quad T_b = 4.20 \quad (5.21)$$

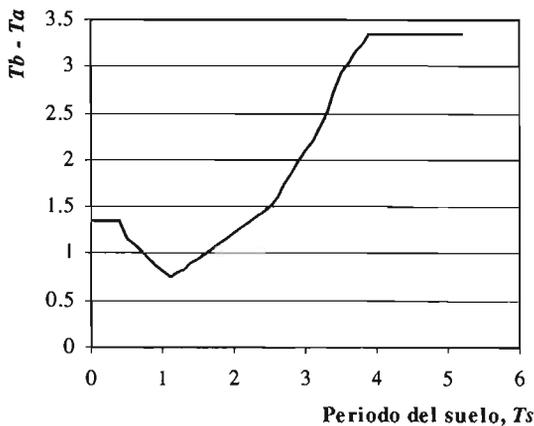


Figura 5.3 Comportamiento de los periodos T_a y T_b

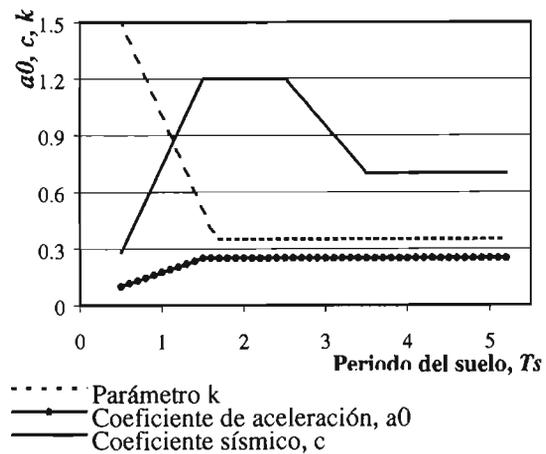


Figura 5.4 Comportamiento de los coeficientes c , k y a_0

En la figura 5.3, se presenta el comportamiento propuesto para el intervalo de periodos $T_b - T_a$, que representa el intervalo en el que se asocian las mayores aceleraciones espectrales, en función del periodo dominante del suelo, T_s .

Cuando el periodo del suelo es menor a $T_s < 0.50$ seg, la diferencia entre los periodos T_b y T_a resulta ser igual a 1.35 seg, dado que no hay un valor definido del periodo T_a , para ese intervalo.

Se puede demostrar que cuando el periodo dominante del suelo es $T_s = 1.10$ seg, la diferencia entre los periodos T_a y T_b es de apenas de 0.76 seg, lo que deriva en una intervalo sumamente corto en el que se pueden presentar las aceleraciones máximas en la estructura. Por otra parte, note que dado que no se tiene un valor definido para el periodo T_a , cuando el periodo dominante del suelo es menor a $T_s < 0.50$ seg, la diferencia entre los periodos en este intervalo permanece constante, cuya magnitud queda definida por la ecuación 5.19.

Debido a que los periodos T_a y T_b crecen después del periodo dominante del suelo igual a $T_s = 1.10$ seg, en la figura 5.3 se nota un aumento en la diferencia de los mismos, sobre todo porque

el aumento del periodo T_b es tangiblemente mayor, hasta que esta diferencia se hace constante después del periodo dominante del suelo mayor a $T_s > 3.90$ seg.

Conforme a esta gráfica, entre mayor sea el periodo dominante del suelo T_s , mayor será el intervalo en el que se puede presentar las aceleraciones máximas en función del periodo dominante de la estructura. Es decir, que una estructura ubicada en suelo blando tiene una mayor probabilidad de que se asocie a las mayores aceleraciones espectrales que una estructura ubicada en terreno firme, como si los espectros de diseño propuestos por el ANA tendieran a un espectro que envuelve la respuesta de varios espectros para periodos del terreno T_s grandes.

En la figura 5.4 se presenta el comportamiento propuesto para los parámetros k , a_0 y el coeficiente sísmico c para periodos del terreno T_s mayores a 0.50 seg. En las ecuaciones es posible intuir los valores constantes que toman estos parámetros para un periodo del terreno menor a 0.50 seg; sin embargo, se hace la reflexión que, aunque extraño y poco común, existe la posibilidad de que para condiciones particulares del suelo, como la presencia de estratos de roca intercalados en los estratos arcillosos, se presenten los periodos en este intervalo.

En la gráfica se aprecia un crecimiento definido del coeficiente sísmico hasta T_b , en función del periodo del suelo T_s . Como se observa, existen intervalos para los que se propone el mismo coeficiente sin importar la respuesta del suelo, mientras que existen otros en los que se propone una variación lineal. La descripción de la gráfica debe ser un intento por cubrir la respuesta observada del suelo con características similares, ante excitaciones dinámicas.

El coeficiente de aceleración del terreno a_0 es un parámetro que pretende considerar la aceleración que se presentaría cuando el periodo de la estructura T , es igual a cero. El crecimiento del coeficiente de aceleración del terreno, a_0 es lineal hasta un periodo dominante del terreno igual a $T_s = 1.5$ seg, a partir del cual, la aceleración del terreno, conforme al planteamiento, es la misma para cualquier respuesta del suelo. Un planteamiento similar se tiene para el coeficiente k .

Las Normas incluyen un plano de la Ciudad de México con valores propuestos de periodos dominantes del suelo T_s sugeridos en función del sitio, presentado con mayor detalle que con el cual se presentaba en versiones anteriores, para solventar la nueva complicación que podría surgir, para la aplicación de este método. En el plano, las curvas que describen los periodos en el suelo se establecen para periodos desde $T_s = 1$ seg hasta $T_s = 4.5$ seg.

Cabe señalar, que sigue vigente, la disposición para las estructuras del grupo A, en la que las ordenadas espectrales que resultan de la aplicación de las expresiones anteriores aumentarán en un 50%.

5.1.2 Determinación de los factores de reducción por ductilidad

Por otra parte, con fines de diseño, las fuerzas sísmicas obtenidas del análisis dinámico modal se podrán afectar con el factor de comportamiento sísmico reducido Q' . En el diseño sísmico de estructuras que satisfagan las condiciones de regularidad, como en el caso de los modelos que se analizarán, Q' se calculará como sigue, donde T se tomará igual al periodo natural de vibración del modo que se considere en el método de análisis modal:

$$\text{Si se desconoce } T \text{ o si } T \geq T_a \quad Q' = Q \quad (5.22)$$

$$T < T_a \quad Q' = 1 + \left(\frac{T}{T_a} \right) (Q - 1) \quad (5.23)$$

En el caso del planteamiento del Apéndice Normativo A, los factores de comportamiento sísmico reducido presentados en las ecuaciones anteriores, se determinarán de la siguiente manera:

$$T < T_a \quad Q' = 1 + \frac{Q-1}{\sqrt{k}} \frac{T}{T_a} \quad (5.24)$$

$$T_a \leq T \leq T_b \quad Q' = 1 + \frac{Q-1}{\sqrt{k}} \quad (5.25)$$

$$T > T_b \quad Q' = 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{p}{k}} \quad (5.26)$$

Conforme a esta teoría, el factor p deberá considerar de la siguiente forma:

$$p = k + (1 - k)(T_b/T)^2 \quad (5.27)$$

El parámetro k está definido de la siguiente manera, en función del periodo del terreno, T_s :

$$0.5 \leq T_s \leq 1.65 \text{ s} \quad k = 2 - T_s \quad (5.28)$$

$$T_s > 1.65 \text{ s} \quad k = 0.35 \quad (5.29)$$

En la figura 5.5 se presenta el comportamiento del espectro propuesto en el Apéndice Normativo A para un periodo dominante del terreno $T_s = 2$ seg, como el que le correspondería a una estructura ubicada en la misma zona donde se obtuvo el registro de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes en la colonia Narvarte, durante el sismo de 1985 en Michoacán (SCT-85), y un factor de comportamiento sísmico igual a $Q = 4$. Se incluyen los espectros de diseño de la zona IIIb, que corresponde al lugar en el que fue tomado el registro, según las NTCS-2004, y el de la zona III de las NTCS-96 a los que fue necesario, con fines comparativos, afectarlos por los factores de reducción enunciados, considerando el periodo T_a de acuerdo a lo estipulado en cada versión de las Normas, es decir, $T_a = 0.85$ para las NTCS-2001 y $T_a = 0.6$ para la versión anterior.

En la figura 5.5 se aprecia que el espectro propuesto por las NTCS-96 envuelve al planteamiento del Apéndice Normativo A como era de esperarse, debido a que buscaba envolver a todos los espectros que se pudieran presentar en la zona. El espectro de la zona IIIb parece ser paralelo al espectro del apéndice, el cual es en realidad un espectro específico para un sitio dado, debido a lo corto de su meseta, lo que permite identificar un intervalo de periodos de respuesta de estructuras cuyo diseño debe ser considerado con mayor detalle debido a las fuerzas asociadas a las mismas en función de su ubicación, las cuales tampoco se verán excedidas como lo implicaría el uso del método convencional de la nueva versión de las Normas.

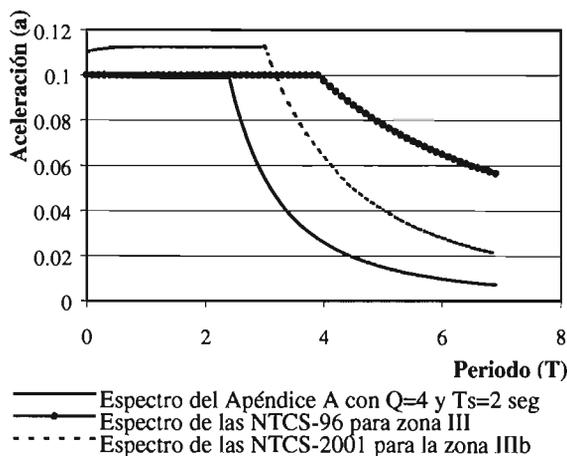


Figura 5.5 Comparación de los espectros propuestos por el Apéndice normativo A, NTCS-96 y NTCS-2004

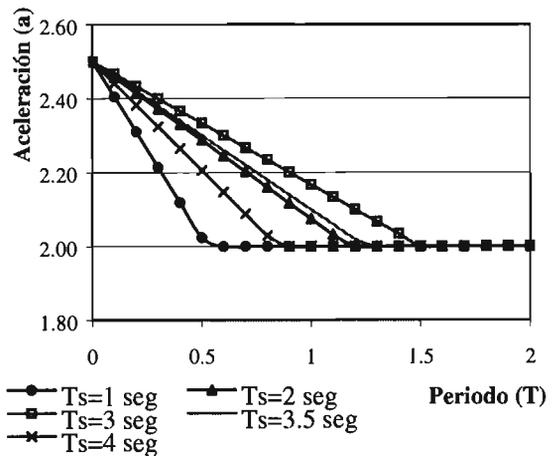


Figura 5.6 Comportamiento del factor de sobrerresistencia para distintos periodos dominantes del terreno.

Adicionalmente, se hace notar que, en caso de las NTCS-2004, las aceleraciones van aumentando desde $a=0.11$ en $T=0$ seg hasta un valor constante igual a $a=0.1125$ en el periodo $T=T_a$. Este mismo efecto no se nota en el espectro de las NTCS-96, debido a que existe proporcionalidad entre las aceleraciones elásticas y el factor de reducción Q' , que deriva en un valor constante igual a $a=0.10$.

En el caso del espectro del Apéndice Normativo A, se nota un decremento de aceleraciones hasta $T=T_a$, debido a que la proporción T/T_a , que multiplica a una cantidad que siempre es negativa en la ecuación 5.6, va creciendo con el aumento periodos.

5.1.3 Determinación del factor de sobrerresistencia

Explícitamente y como tal, la reducción por sobrerresistencia no aparecía en el método convencional de análisis modal espectral de las NTCS-96, éste ha sido incluido en las expresiones para el cálculo de las ordenadas espectrales, dividiendo entre dos el factor de amortiguamiento β y el coeficiente sísmico c , en las ecuaciones 5.6, 5.7 y 5.8 y entre 2.5 el coeficiente de aceleración del terreno a_o en la primera de ellas, de tal forma que las ecuaciones quedan de la siguiente forma:

$$\text{Si } T \text{ es menor que } T_a \quad a = \frac{a_o}{2.5} + \left(\frac{\beta c}{2Q'_m} - \frac{a_o}{2.5} \right) \frac{T}{T_a} \quad (5.30)$$

$$\text{Si } T \text{ está entre } T_a \text{ y } T_b \quad a = \left(\frac{\beta c}{2Q'_m} \right) \quad (5.31)$$

$$\text{Si } T \text{ excede de } T_b \quad a = \left(\frac{\beta c}{2Q'_m} \right) \left(\frac{T_b}{T} \right)^2 \quad (5.32)$$

El valor de β , y c es el mismo que antes se definió, el factor Q'_m es una sustitución del factor de ductilidad reducido Q' expuesto en la ecuación 5.25.

El factor por sobrerresistencia está dada por el parámetro R , que se calcula de la siguiente forma:

$$T \leq T_a \quad R = \frac{10}{4 + \sqrt{T/T_a}} \quad (5.33)$$

$$T > T_a \quad R = 2 \quad (5.34)$$

La reducción por sobrerresistencia, como se puede intuir de las expresiones anteriores, decrece con el aumento del periodo desde un valor de 2.5 hasta volverse constante después de T_a . En la figura 5.6 se presenta el comportamiento del factor de reducción por sobrerresistencia para distintos periodos del terreno, incluyendo $T_s = 2$ seg, para seguir estudiando el caso de SCT. El factor de reducción por sobrerresistencia se vuelve dependiente del periodo dominante del suelo T_s , como se puede apreciar de las ecuaciones 5.15, 5.16, 5.17 y 5.18 de este trabajo, debido a que es función del periodo T_a .

En un análisis adicional, fue posible estudiar a detalle el comportamiento del valor por sobrerresistencia en periodos menores a T_a , del cual se observó que para periodos dominantes del terreno cortos, debido a que el periodo T_a es pequeño, se llega rápidamente al valor de sobrerresistencia $R=2$. En el caso en el que los periodos dominantes del terreno son cercanos a los 3.0 seg, la sobrerresistencia es mayor que la esperada en terrenos firmes. Sin embargo, este

comportamiento decrece después del valor comentado, debido al comportamiento del periodo T_a también decrece para valores superiores a los 3.5 seg (figura 5.6).

Por lo anterior, en la figura 5.6 se aprecia que la gráfica para periodos del suelo iguales a $T_s= 3.5$ seg y $T_s=4$ seg están por debajo de la correspondiente a $T_s= 3$ seg, lo que implica que, de acuerdo con el comportamiento de estas ecuaciones, las estructuras ubicadas en terrenos con periodos dominantes del terreno T_s pequeños o muy grandes presentan menores sobrerresistencias que aquellas ubicadas en terrenos con periodos intermedios, en el que se incluiría el caso del registro de SCT (con $T_s= 2$ seg), donde se ha demostrado que se presentaron aceleraciones más grandes a las esperadas en el código durante el evento de Michoacán en 1985.

Adicionalmente, se hace ver que conforme al comportamiento de las ecuaciones en la gráfica, estructuras con periodos cortos presentan un mayor factor por sobrerresistencia, mientras que estructuras con un primer periodo fundamental superior a 1.5 seg, sin importar el periodo del suelo, presentan un factor por sobrerresistencia igual a $R= 2$.

La inclusión expresa del factor permitirá, en teoría, una mejor visualización por parte de los diseñadores del comportamiento final de una estructura, aunque las reflexiones realizadas hacen notar ciertas inconsistencias que deberán ser valoradas y cuantificadas a detalle.

5.1.4 Revisión de los desplazamientos laterales

Para la aplicación del método convencional las NTCS-96, al igual que la nueva versión, señalan que las deformaciones laterales se calcularán multiplicando por Q las causadas por las fuerzas sísmicas reducidas. Se respeta como límite 0.006 veces la diferencia de elevaciones cuando haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables. Cuando éstos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones, el límite en cuestión será de 0.012.

El Apéndice Normativo A plantea que deben revisarse que la rigidez lateral de la estructura debe ser la suficiente para cumplir con las condiciones siguientes:

1. 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 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. Note que los límites de diferencia entre desplazamientos laterales son sensiblemente mayores por el método de análisis empleado que los del método convencional. Los valores de Q' y R se calcularán para el periodo fundamental de la estructura.

En otras palabras, se multiplica el resultado del estado límite de colapso por el factor $Q'R/7$, que incluye los factores de ductilidad y sobrerresistencia, para obtener el espectro de diseño para el estado límite de servicio.

2. Para seguridad contra colapso, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las acciones sísmicas, calculadas para las ordenadas espectrales reducidas, multiplicadas por el factor QR y divididas por las diferencias de elevaciones correspondientes, no excederán las distorsiones de entrepiso establecidas en una tabla enunciada en el código, en la que se plantean distorsiones máximas en función del sistema estructural. El valor de R se calculará para el periodo fundamental de la estructura, de manera similar a lo que se hizo para definir la figura 5.6 antes comentada.

El método convencional agrega que si se usa el análisis modal, deberá incluirse el efecto de todos los modos naturales de vibración con periodo mayor o igual a 0.4 seg, pero en ningún caso podrán considerarse menos que los tres primeros modos de translación en cada dirección de análisis.

En ambos métodos, las respuestas modales S_i (donde S_i puede ser fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, etc.) se combinarán para calcular las respuestas totales S de acuerdo con la expresión:

$$S = (\sum S_i^2)^{1/2} \quad (5.35)$$

siempre que los periodos de los modos naturales en cuestión difieran al menos 10% entre sí. Para las respuestas en modos naturales que no cumplen esta condición, se tendrá en cuenta el acoplamiento entre ellos. Los desplazamientos laterales así calculados habrán de multiplicarse por Q para calcular efectos de segundo orden, así como para verificar que la estructura no alcanza ninguno de los estados límite de servicio planteados en el reglamento.

5.2 Consideraciones generales

Con el fin de conocer las tendencias actuales de análisis, diseño y construcción de estructuras de acero con base en marcos dúctiles de acero, se llevó a cabo una encuesta entre ocho destacados e experimentados ingenieros de la práctica, cuya opinión fue tomada en cuenta para la realización de los modelos.

En la tabla 5.3 se presentan algunos de los resultados arrojados de la encuesta realizada, considerando las respuestas recabadas con mayor frecuencia.

Tabla 5.3 Algunos resultados de la encuesta realizada

Concepto	Respuestas posibles	Porcentajes
Para el tipo de estructuras del estudio, ¿qué tipo de análisis se recomienda?	Estático	0.00
	Modelo espectral	100.00
	Apéndice Normativo A	0.00
Para la estructura del croquis, ¿qué tipo de piso es el que propondría?	Concreto reforzado	14.29
	Losacero	85.71
	Otro	0.00
¿Qué tipo de acero se suele ocupar para las columnas?	A - 36	28.57
	A - 50	71.43
	Otro	0.00
¿Qué tipo de acero se suele ocupar para las trabes?	A - 36	100.00
	A - 50	0.00
	Otro	0.00
¿Qué tipo de conexión se usa regularmente?	Atornillada	0.00
	Soldada	0.00
	Soldada en taller, atornillada en campo	100.00
¿Qué criterio se usa para hacer el cambio de sección en columnas?	Longitud comercial de los elementos	85.71
	Cuestiones arquitectónicas	14.29
	Otra	0.00
¿Qué tipo de sección en las columnas es la más utilizada en la práctica?	Cajón	42.86
	Sección I	57.14
	Otra	0.00

Según su opinión, el análisis modal espectral para estos modelos es indiscutiblemente irremplazable, aunado a que según la nueva versión de las Normas, queda limitado y descartado el

uso del método estático. Cabe la pena señalar que, el planteamiento del Apéndice Normativo A (ANA) aún no era del conocimiento general de los ingenieros en la práctica en el momento de realizar esta encuesta.

Se realizaron modelos en tres dimensiones que se analizaron con el *método convencional* modal espectral que proponen las Normas Técnicas (NTCS-04) y con el planteamiento del Apéndice Normativo A, con un factor de comportamiento sísmico $Q=4$ para asociarse a la mayor ductilidad permitida en el código.

Se usó el programa comercial *ETABS 6.1*, el cual realiza un análisis de segundo orden mediante un algoritmo que incorpora los efectos $P-\Delta$ en la matriz de rigideces de la estructura, con el que se diseñaron los elementos estructurales de los modelos. El diseño preliminar de los elementos se hizo conforme al reglamento norteamericano LRFD-97 utilizando el módulo de diseño del programa *ETABS*, verificando además que las columnas y traveses más esforzadas de dicho diseño cumplieran con las especificaciones de las NTCM-2004.

En el diseño de los modelos, se buscó que la distorsión presentada en los análisis satisficiera al límite las requisitos por deformación lateral presentados en el código; es decir, que fueran muy cercana al 1.2%.

En el análisis dinámico se consideraron los primeros nueve periodos fundamentales, cuidando que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis fuera mayor o igual al 90% del peso total de la estructura. El solicitar esta consideración es una novedad de las NTCS-2004, pero no así de algunos códigos internacionales, en los que el requisito era considerado en versiones anteriores.

En los modelos en estudio se despreció la interacción suelo-estructura, aunque no implica que se demerite su importancia. Sin embargo, se consideró que estos efectos podrían inmiscuir otros parámetros que pudieran alejar a los modelos del objetivo particular buscado en el estudio y, por tanto, no permitieran discernir claramente en qué medida afectan esas condiciones a los parámetros de respuesta estructural en estudio.

Se ha supuesto que las estructuras serán desplantadas usando cajones de cimentación con contratraveses cuyo análisis y diseño supera los alcances de este trabajo.

5.2.1 Descripción de los modelos

Los modelos estudiados están constituidos por marcos momento-resistentes de acero estructural, con una altura de entrepiso de 3.50 m, con planta rectangular tipo de cuatro crujías de ocho metros entre ellas en ambos sentidos, como se muestra en la figura 5.7. Las traveses secundarias se intercalaron para lograr una mejor distribución de las cargas verticales.

El sistema de piso propuesto es de losa-acero, el que conforme a tablas de diseño, para un claro de 4 m, requiere una sección de 8 cm de peralte con lámina calibre 18 usando concreto ligero ($\gamma=1600 \text{ kg/cm}^3$), ésta soporta una carga admisible de 716 kg/m^2 . En la figura 5.8 se presenta un detalle de losa-acero típico.

Las columnas se propusieron con sección transversal I, su dirección principal se varió en las crujías exteriores (figura 5.7), para no ocasionar que una dirección global presente mayor rigidez ante excitación lateral, con el fin de conseguir un diseño más óptimo, y por recomendaciones generadas en la encuesta. El espesor de las placas de las secciones I, se varió cada tres niveles, sin modificar su peralte, para no crear cambios bruscos de rigidez de un piso a otro.

Inicialmente, se propuso el uso de perfiles tipo I de acero A-36; sin embargo, debido a la alta flexibilidad de los modelos, no se cumplían los requisitos de distorsión marcados en las Normas, lo que provocaba el uso de secciones muy robustas, poco económicas, en los niveles inferiores. De esta forma, se prefirió considerar perfiles con acero A-50 con el mismo perfil, con un módulo de elasticidad igual a $E=2,038,900 \text{ kg/cm}^2$, un peso volumétrico $\gamma=7,833 \text{ kg/cm}^3$ y un módulo de Poisson igual a $\nu=0.3$.

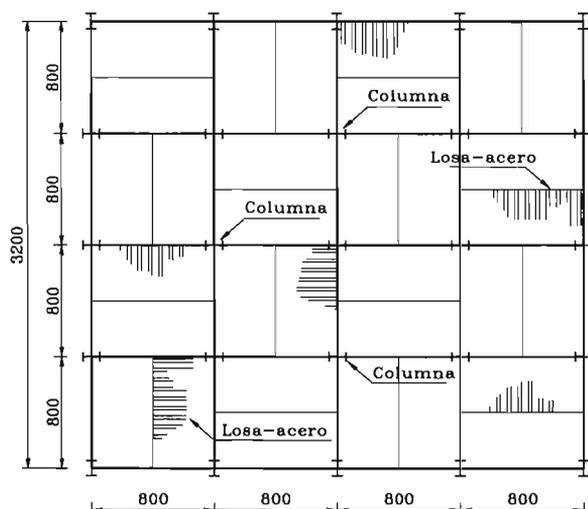


Figura 5.7 Planta del modelo analizado

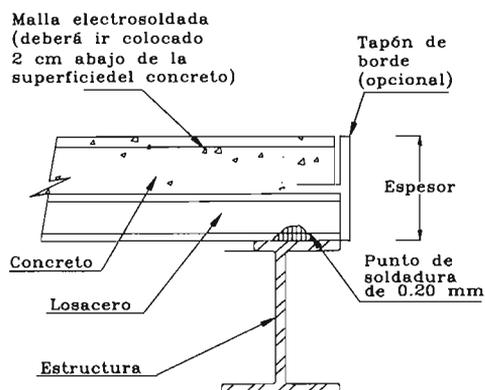


Figura 5.8 Detalle típico de losacero

Las vigas se modelaron con una sección transversal I. En su diseño se cuidó que las estructuras siguieran el modelo columna fuerte-viga débil para tener un comportamiento adecuado. La zona rígida se consideró como el 50% de la longitud total del apoyo entre los elementos, según recomendaciones generadas en la encuesta referente a las tendencias en la práctica.

Los análisis que incluyeron elementos que modelan mampostería de barro rojo, ésta se consideró con un espesor $t = 12.5$ cm, con un módulo de elasticidad $E = 33,000$ kg/cm², y una resistencia de diseño a compresión igual a $f_m^* = 55$ kg/cm², la cual al considerar mortero tipo I, implica una resistencia de la pieza a compresión $f_p^* = 100$ kg/cm² aproximadamente, y un módulo de Poisson $\nu = 0.25$.

Los modelos con contravientos se propusieron secciones tubulares cuadradas, vigilando que el cambio de sección de estos elementos no coincidiera con el cambio de sección de las columnas, para no ocasionar un cambio brusco de rigidez entre niveles contiguos.

En la práctica es común usar conexiones mixtas, soldadas en taller y atornilladas en campo, debido a la dificultad que presenta la certificación de la soldadura en campo. Estas uniones viga-columna se consideraron rígidas en los análisis, y aunque no se diseñaron explícitamente, se ha mostrado su importancia, características y resistencias mínimas necesarias en capítulos anteriores, por lo que su diseño y análisis requiere ser abordado con la mayor relevancia e importancia posible, con tal de evitar fallas como las presentadas en los sismos de Northridge y Kobe.

Las estructuras analizadas se identificaron como pertenecientes al grupo B, según el RCDF-2004 y se consideraron ubicadas en la zona IIIb, para asociarse a espectros cuyas ordenadas espectrales de diseño son mayores.

5.2.2 Determinación de cargas

Para determinar las cargas actuantes sobre la estructura, se tomó en cuenta lo establecido en la propuestas de Normas Técnicas sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de Edificaciones del 2004; además, cuando fue necesario, se recurrió a manuales de diseño y recomendaciones de fabricantes, como en el caso de la Losa-acero.

Para la determinación de las cargas muertas, fueron considerados los pesos de la estructura, muros interiores, losas, cancelería y acabados en general, distribuyendo la carga uniformemente en

toda la planta, como se muestra en la tabla 5.4. El paquete de análisis utilizado permite la posibilidad de incluir el peso propio de los elementos estructurales propuestos.

Tabla 5.4 Cargas muertas en entrepiso tipo

Elemento	Peso (kg/m ²)
Lámina para Losa-acero	13.66
Concreto en Losa-acero	177.64
Muros divisorios de tablaroca	30
Cancelería	15
Loseta	45
Instalaciones y plafond	40
Mortero en losa para dar nivel	25
Carga adicional por Reglamento	40
<i>Suma de carga muerta en entrepiso</i>	386.3

En lo referente a las cargas vivas, se aceptaron los valores considerados para edificios de oficinas en las NTC de Criterios y Acciones, los cuales se presentan en la tabla 5.5, donde W es la carga viva media, W_a es la carga viva instantánea y W_m es la carga viva máxima, usadas para el cálculo de asentamientos, diseño sísmico y diseño por fuerzas gravitacionales, respectivamente.

Tabla 5.5 Carga viva considerada en los modelos

Tipo de nivel	Carga (kg/m ²)		
	W	W_a	W_m
Entrepiso	70	90	170
Azotea (con pendiente menor al 5%)	15	70	100

Para la determinación de las cargas en el nivel de azotea, se consideraron las cargas presentadas en la tabla 5.6, respetando las recomendaciones de la propuesta de las NTC de Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de Edificaciones del 2004. Al igual que en el nivel de entrepiso, el peso propio de los elementos estructurales fue considerado internamente por el programa, de acuerdo al tipo de sección requerido en el análisis.

Tabla 5.6 Carga muerta en azotea

Elemento	Peso (kg/m ²)
Lámina para Losa-acero	13.66
Concreto en Losa-acero	177.64
Cancelería	15
Instalaciones y plafond	40
Entortado	40
Impermeabilizantes	15
Carga adicional por Reglamento	20
<i>Suma de carga muerta en azotea</i>	321.3

En la tabla 5.7 se presentan las masas y pesos por entrepiso, determinados a partir de los datos anteriores, considerando que el área de entrepiso es de 1,024 m² y una aceleración de la gravedad igual a 9.81 m/seg².

Tabla 5.7 Pesos y masas por entrepiso

Nivel	Peso (ton)	Masa (ton seg ² /m)
Entrepiso tipo	487.73	49.72
Azotea	400.69	40.85

Para la determinación de las cargas distribuidas sobre las vigas, se visualizaron dos áreas tributarias tipo (figura 5.9), sobre las cuales se distribuyó la carga como se muestra en la tabla 5.8, donde *CM* es la carga muerta determinada en las tablas 5.4 y 5.6 para el entrepiso y azotea respectivamente, *CV* y *CV_a* son la carga viva para el cálculo acciones gravitacionales y sísmicas expuestas en la tabla 5.5.

Tabla 5.8 Determinación de las cargas distribuidas sobre las vigas

Tipo de carga	Área tributaria		Entrepiso		Azotea	
	Identif.	Área (m ²)	Carga (kg/m ²)	Carga dist. (kg/m)	Carga (kg/m ²)	Carga dist. (kg/m)
<i>CM</i>	A1	32	386.3	1545.2	321.3	1285.2
<i>CV</i>	A1	32	170	680	100	400
<i>CV_a</i>	A1	32	90	360	70	280
<i>CM</i>	A2	16	386.3	772.6	321.3	642.6
<i>CV</i>	A2	16	170	340	100	200
<i>CV_a</i>	A2	16	90	180	70	140

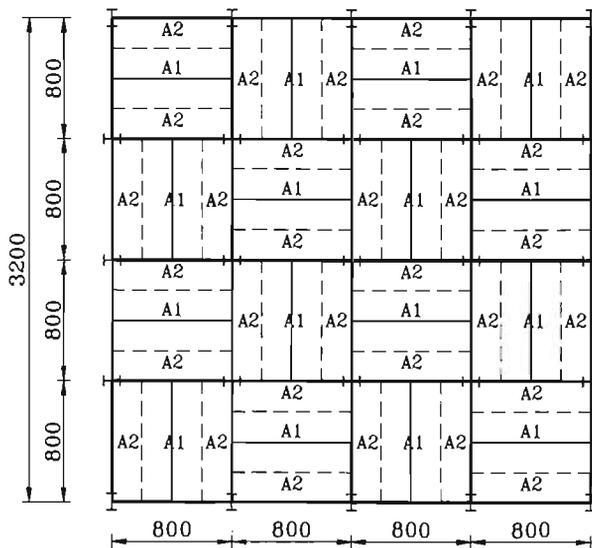


Figura 5.9 Identificación de áreas tributarias

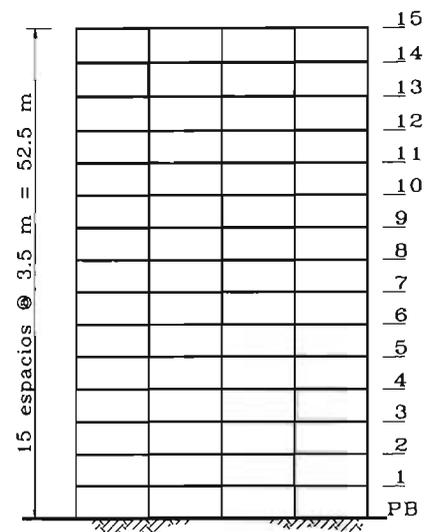


Figura 5.10 Elevación del modelo de 15 niveles

5.2.3 Nomenclatura empleada

Con fin de facilitar la comprensión de los resultados anteriores en los razonamientos posteriores, con el subíndice *MC* se identificarán los análisis realizados con el *método convencional*, es decir, el método dinámico espectral planteado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo y se empleará el subíndice *ANA* cuando se esté hablando de análisis realizados con el planteamiento del Apéndice Normativo A.

En el caso de las distorsiones δ , se empleará un apóstrofe cuando se esté hablando de una distorsión inelástica, es decir, que ha sido multiplicada por los factores correspondientes (en cada caso) para ser comparada con el límite restrictivo propuesto en el código. En caso contrario, indicará que se trata de una distorsión elástica, es decir, aquella que se obtuvo de los resultados de salida del programa de análisis empleado.

5.3 Modelo de 15 niveles

La configuración de los modelos analizados se basó en el comportamiento del edificio de 15 niveles, cuya elevación se muestra en la figura 5.10. Inicialmente se propuso una estructuración con columnas de sección transversal entre W 24x76 hasta W 24x207 y traveses secundarias y principales de sección W 21x68. En la figura 5.11 se muestra un isométrico del modelo propuesto.

A partir de este primer análisis del modelo, se obtuvo que el primer periodo dominante de la estructura era igual a $T= 3.68$ seg, lo que ubicaba a la estructura en el intervalo $T>T_b$, donde las aceleraciones no son máximas. Por otra parte, las secciones propuestas satisfacían las solicitaciones de las combinaciones propuestas, pero éstas no aportaban la suficiente rigidez lateral para conseguir que las distorsiones máximas ($\delta_{MC}= 0.0398$) superaran el límite de deformación lateral para estructuras cuyos elementos no estructurales estuvieran separados de la estructura de $\delta_{perm}= 0.012$, por lo que era necesario recurrir a otro sistema para rigidizar la estructura.

5.3.1 Análisis incluyendo la aportación de la losa

En un segundo modelo, se consideró la contribución de la losa a la rigidez de la estructura, agregando, para tal efecto, los 8 cm de losacero en las vigas I, manteniendo las mismas secciones propuestas en el modelo anterior. Se aceptaron los criterios propuestos en el LRFD-97 para la determinación de las propiedades de la sección compuesta.

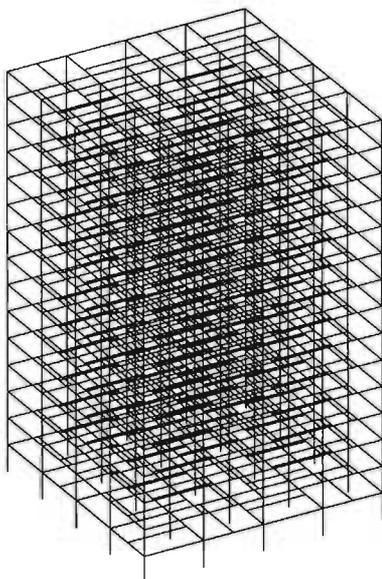


Figura 5.11 Isométrico del modelo estudiado.

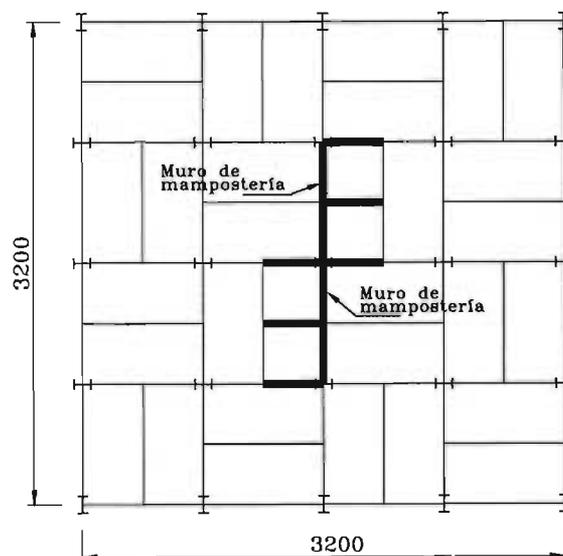


Figura 5.12 Planta del modelo con los muros en el centro de la estructura.

Este modelo presentó una escasa reducción del primer periodo dominante, en comparación al modelo anterior, hasta $T= 3.336$ seg. La distorsión máxima se presentó en el quinto nivel, con una magnitud igual a $\delta_{MC}=0.0278$, que seguía siendo mucho mayor al límite propuesto en las NTC. Con base en lo anterior, se decidió incluir en el modelo elementos estructurales que aumentaran la rigidez del sistema, de tal forma que el periodo de la estructura disminuyera hasta el intervalo de periodos comprendido ($T_a < T < T_b$), y contribuyera al control de los desplazamientos.

5.3.2 Análisis con muros de mampostería

Una consideración común para absorber las cargas producto de excitaciones dinámicas en la práctica, es tomar en cuenta la contribución de los muros de mampostería a la rigidez lateral en estructuras metálicas, por lo que se propusieron modelos para valorar estas suposiciones.

Inicialmente, con el fin de no obstruir la visibilidad, y con fines estéticos, se propuso un arreglo en el que el cubo de escaleras estuviera en el centro, como se muestra en la figura 5.12. El modelo propuesto mantenía las secciones consideradas en los modelos anteriores, incluyendo la contribución de los muros de mampostería. El primer modo de vibración de la estructura resultó rotacional, con un periodo fundamental igual a $T= 2.76$ seg.

Esta configuración provocaba que la estructura responda ante excitaciones dinámicas girando sobre el eje central del edificio, dado que ahí está concentrada la mayor rigidez. Las distorsiones máximas se presentaron a lo largo del eje X en el quinto nivel, con una magnitud igual a $\delta_{MC}= 0.0145$, mayor al límite del 0.012 presentado en las Normas Técnicas del RCDF-04.

El comportamiento de sistemas estructurales en los que se concentre la rigidez en el centro de la estructura es muy socorrido entre la comunidad proyectista, debido a características de estética y visibilidad. Sin embargo, los efectos descritos no deben ser tomados a la ligera, ya que la torsión presentada por esta configuración genera distorsiones poco despreciables, que deben ser identificadas y, de preferencia, modificadas con propuestas arquitectónicas y/o estructurales que tomen en cuenta la vulnerabilidad de las estructuras en zonas sísmicas. Estos efectos son dignos de un estudio particular por sí mismo, que supera los alcances de esta investigación; sin embargo, los resultados obtenidos durante el proceso de elección de los modelos fundamentan las conclusiones generadas.

Adicionalmente, la consideración de esta rigidez al centro en los modelos, provoca mayores concentraciones de esfuerzos en las columnas adyacentes al perímetro de los muros. Para soportar este incremento de carga, la sección transversal de estos elementos debían sustituirse por secciones más robustas en los primeros niveles, con lo que se reitera el ineficaz arreglo estructural.

Por otra parte, el comportamiento rotacional inducido a la estructura genera nuevos parámetros no contemplados inicialmente en el proyecto, por lo que fue preferible concebir una nueva configuración que evitara concentrar la rigidez al centro de la estructura.

Se propuso un modelo con los muros de mampostería en las esquinas, buscando con ello favorecer la respuesta de la estructura (figura 5.13). Esta estructuración sacrifica la posibilidad, en todos los niveles, de tener únicamente ventanales en el perímetro del edificio.

En el análisis dinámico del modelo de la figura 5.13, se mantuvieron las secciones de las columnas entre W 24x76 hasta W 24x207 y W 21x68 para las trabes, que soportaron las solicitaciones sin inconvenientes. El primer periodo fundamental resultó de $T= 1.64$ seg, con una distorsión máxima en el décimo nivel igual a $\delta_{MC}= 0.0089$, que es menor al límite sugerido.

En todos los análisis se mantuvo un factor de comportamiento sísmico $Q=4$, para conservar las tendencias de los modelos analizados anteriormente; sin embargo, esta consideración ocasiona la aparición de incongruencias con los muros de mampostería, que se discutirán ampliamente a continuación.

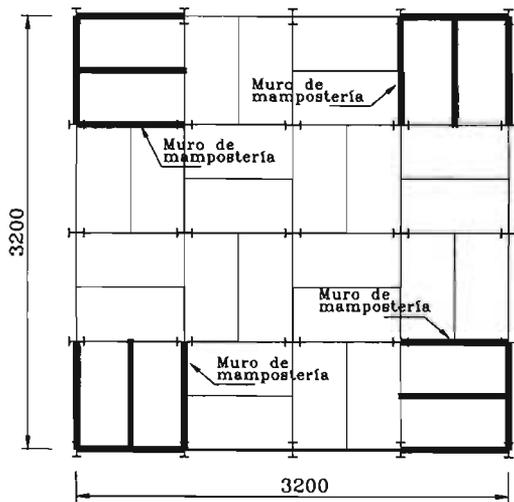


Figura 5.13 Modelo con muros de mampostería en las esquinas.

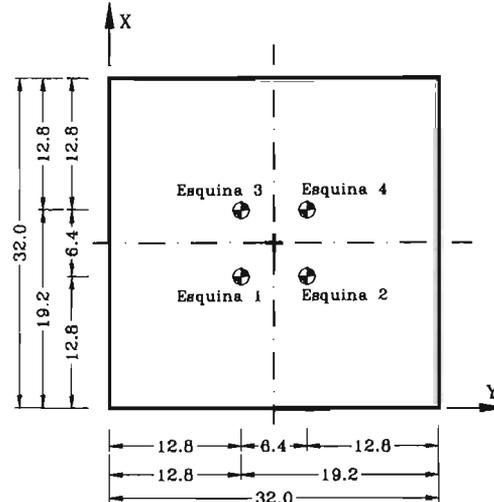


Figura 5.14 Ubicación de los análisis por excentricidad accidental.

Por otra parte, fue necesario realizar análisis adicionales para considerar el requisito de excentricidad accidental que se plantea por primera vez en las Normas Técnicas. Las NTC proponen para considerar el efecto de una torsión accidental, trasladar transversalmente $\pm 0.1b$ las fuerzas sísmicas resultantes para cada dirección de análisis, considerando el mismo signo en todos los niveles. Sin embargo, la redacción de este análisis adicional no es del todo claro, ya que el mismo podría ser interpretado como una revisión en la que se solicita mover la fuerza sísmica $0.1b$ en un eje, mientras que en el otro eje permanezca sobre su origen.

El caso más desfavorable se ejemplifica en la figura 5.14, en el que se desplazó el punto de aplicación de la acción sísmica en $\pm 0.1b$ ambos ejes, de tal forma que debe realizarse un análisis independiente para cada cuadrante.

Por otra parte, el párrafo que describe el requisito citado no aclara, que si se está realizando un análisis dinámico, el efecto de torsión accidental se podría conseguir desplazando la masa en $\pm 0.1b$, con lo que conseguiría la obtención de los elementos mecánicos para tal condición, aunque esto conllevaría el cambio de periodo fundamental del modelo T , en función del lugar en el que se aplique la carga.

Para ilustrar el razonamiento anterior, se hizo una comparación adicional, donde se varió el tipo de análisis. Uno de ellos estáticamente, al que se le aplicaron por nivel los cortantes obtenidos del análisis dinámico, cuyos resultados se comentaron anteriormente, ubicándolas como fuerzas sísmicas, considerando que el centro de torsión está en el centro de la masa, en la esquina 1, que es la más cerca al origen de los ejes globales ilustrados en la figura 5.14. El otro análisis se realizó dinámicamente, moviendo la masa en $-0.1b$ en ambos ejes para el mismo cuadrante, en conciencia de la variación del periodo.

En la figura 5.15 se presentan los porcentajes de distorsión generadas por nivel, donde se aprecia que la dirección Y, cuando la distorsión se aplica en el análisis estático en el primer cuadrante, es mayor. Como se puede apreciar, el diseño de los elementos se hizo de manera que esta distorsión fuera muy cerca al límite en el nivel más solicitado. El análisis dinámico originó menores desplazamientos que los del análisis estático, probablemente debido al acoplamiento de los modos. La diferencia entre los resultados arrojados de ambos análisis muestra la tangible diferencia de criterios. La distorsión máxima se presentó en el décimo nivel, donde la diferencia es del 24.2%.

Las solicitudes generadas por ambos análisis de torsión accidental originaron mayores esfuerzos en la estructura, principalmente en las columnas adyacentes a los muros considerados. Esta revisión resulta valiosa por considerar que esta torsión accidental, si se presenta, genera mayores cargas sobre los elementos que las del análisis que no considera excentricidad alguna, a pesar de tratarse de un análisis dinámico, por lo que estas revisiones regirían el diseño.

Con base en estas divergencias, que origina la selección de distintas secciones estructurales entre un análisis y el otro, vale la pena especificar en el apartado que solicita esta revisión en las NTC, que se debe especificar que la revisión por excentricidad accidental solicitada es la aplicación de excentricidades en un análisis estático, a pesar de estar realizando un análisis dinámico, trasladando la carga estática en $\pm 0.1b$ en un eje, mientras que el otro debe permanecer sin excentricidad. Ya que como se discutió anteriormente, el realizar un análisis dinámico con excentricidad altera las propiedades dinámicas de la estructura y realizar un análisis estático desplazando en ambas direcciones globales una distancia $\pm 0.1b$ origina una condición de análisis demasiado desfavorable.

Adicionalmente, resulta interesante hacer una comparación entre el análisis dinámico que no tiene excentricidad accidental y el que si la tiene. En la tabla 5.9 se muestran algunos resultados, se aprecia la variación de los primeros tres periodos fundamentales de la estructura, como se había discutido anteriormente, y la evidente variación de la participación modal de la masa en función de las principales direcciones de la edificación estudiada. Note que la excentricidad provoca una mayor participación de la masa en la dirección que no dominaba en el análisis sin excentricidad, e incluso de la masa con participación torsionante.

Tabla 5.9 Comparación entre los modelos con y sin excentricidad accidental analizado dinámicamente

Tipo de modelo	Modo	Periodo	Participación modal de la masa		
			RX	RY	RZ
Sin excentricidad	1	1.599	98.7589	0.3206	0.0000
	2	1.517	0.3218	98.9759	0.0000
	3	1.044	0.0000	0.0000	71.4341
Con excentricidad	1	1.626	89.0675	7.3848	1.9689
	2	1.532	8.4608	89.6433	0.8733
	3	1.026	1.5502	2.2673	68.5991

Por otra parte, en cuanto a los modelos analizados, se debe tener presente que para estos niveles de distorsión, la rigidez que pudieran aportar los muros de mampostería ha disminuido considerablemente, por los esfuerzos a los que fueron sometidos durante el proceso, que provocó, muy probablemente, su agrietamiento total. Es por esta razón que el uso del factor de comportamiento sísmico $Q=4$, es válido para estructuras metálicas como sistema estructural; sin embargo, la combinación de los dos sistemas imposibilita que se alcance la ductilidad asociada al factor de comportamiento sísmico mencionado, dado que el comportamiento en el intervalo inelástico entre ambos materiales es muy distinto. Esta circunstancia es un grave error que debe visualizarse durante el proceso de conceptualización de la estructura, que repercute en su comportamiento final.

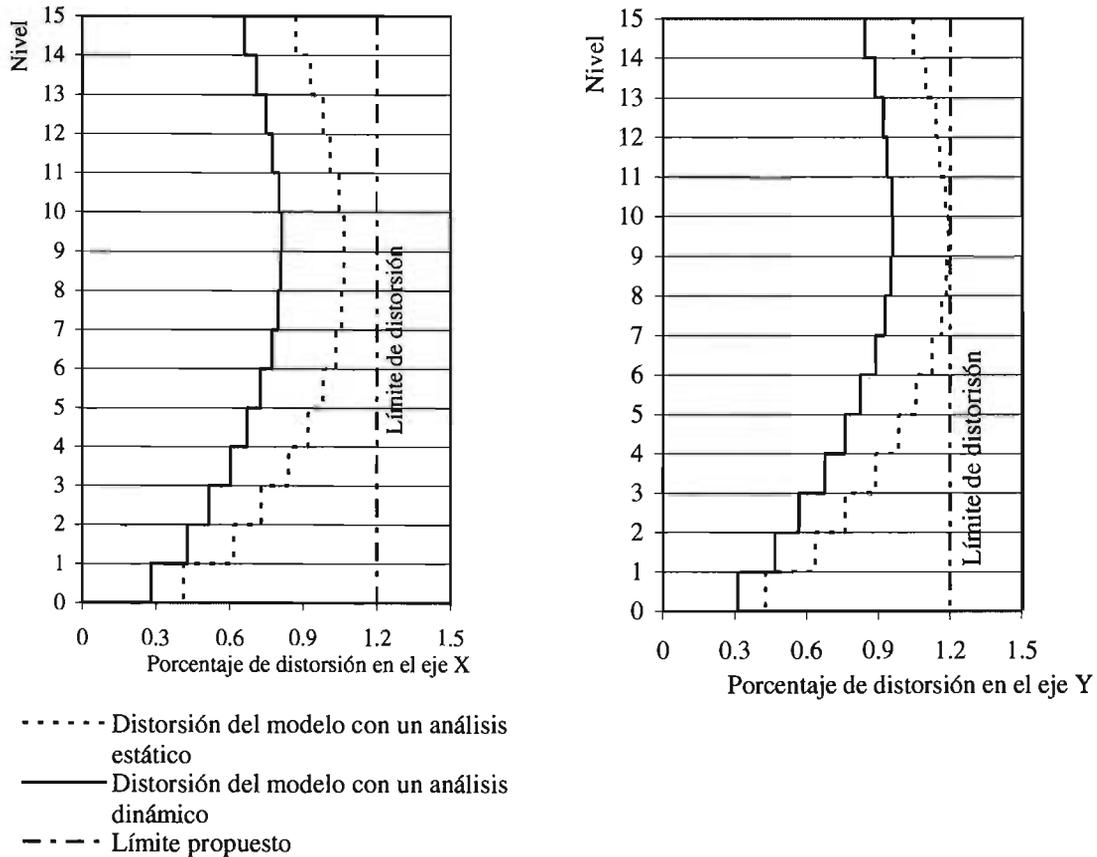


Figura 5.15 Comparación de los porcentajes de distorsión en ambos ejes de los análisis por torsión accidental.

5.3.3 Análisis usando contravientos

Después de lo discutido, se decidió utilizar otro sistema que sustituyeran la rigidez aportada por los muros de mampostería, pero que fuera congruente con el factor de comportamiento sísmico utilizado. Proponiendo arriostramientos, se consideró la rigidez lateral proporcionada por el muro de mampostería a la rigidez de un elemento de contraviento tomando en cuenta la inclinación y despejando el área necesaria para conseguir esta igualación, como se ilustra a continuación.

$$\frac{12E_m I_m}{L_m^3} + \frac{G_m A_m}{L} = \frac{E_{cv} A_{cv}}{L_{cv}} \cos^2 \theta \tag{5.36}$$

Con esta información se propuso un modelo en el que los contravientos se ubicaran a cada dos niveles, conservando un ángulo lo más cercano a los 45 grados, lo que obligaba que el 15vo. nivel estuviera exento de este sistema de refuerzo, como se ilustra en la figura 5.16. Los contravientos se consideraban sujetos en ambos extremos y en el cruce de los mismos; sin embargo, no se unían a la trabe.

Después de realizado el análisis, fue posible constatar que la falta de contraviento en último piso ocasionaba distorsiones mucho mayores a las de sus análogos inferiores, además de que la diferencia de cortantes entre niveles superaba el límite de regularidad de la estructura. Por otra

parte, la longitud de pandeo solicitaba que el diseño de los arriostramientos fuera mucho mayor al esperado del razonamiento equivalente de rigidez del muro de mampostería (ecuación 5.36).

Entonces se valoraron dos nuevos modelos, uno usando una configuración clásica tipo *Chevron*, como el ilustrado en la figura 5.17, y otro variando la inclinación entre pisos adyacentes, como se muestra en la figura 5.18, en el que se consideró que los contravientos estaban sujetos en sus extremos y al centro de la trabe. Estos modelos buscaban una mejor transmisión de fuerzas entre las diagonales, usando las mismas secciones, de manera que los resultados de ambos análisis fueran comparables, para usar finalmente aquél que tuviera mejor comportamiento.

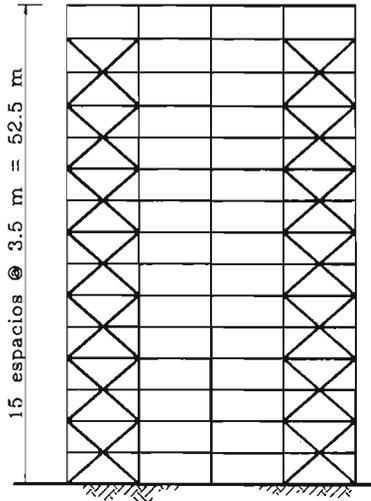


Figura 5.16 Modelo con contravientos a 45°.

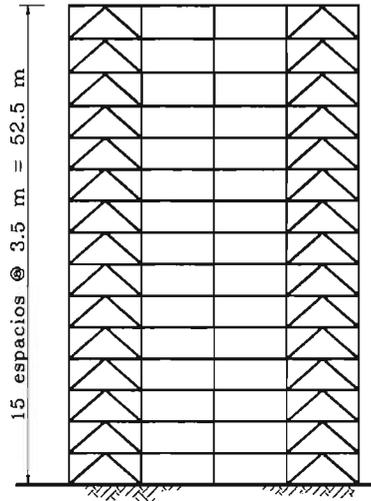


Figura 5.17 Modelo con contravientos tipo *chevron*.

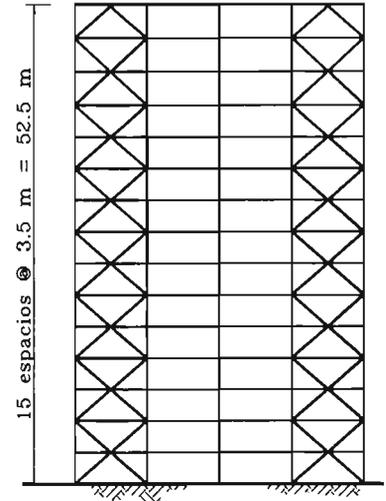


Figura 5.18 Modelo con una config. que busca la continuidad

Ambos modelos presentaron su distorsión máxima en el 11vo. nivel, cuya magnitud resultaba mayor al límite establecido en las Normas Técnicas, pero ésta era menor un 7% en el modelo con la configuración tipo *Chevron*. Ambas estructuras presentaron un primer periodo fundamental sumamente parecido.

En cuanto a los elementos mecánicos sobre los elementos que conformaban el modelo, fue posible constatar que la configuración del modelo con arriostramientos mostrado en la figura 5.18 ocasionaba concentraciones de esfuerzos en las columnas donde los contravientos distribuían la carga, variando por el sentido de las diagonales entre un nivel y otro. En cambio, la configuración tipo *Chevron* permitió una mejor distribución de las cargas sobre las columnas, que propicia que los contravientos se vean menos sobrecargados.

Con base en los resultados anteriores, se hicieron evidentes las ventajas de usar en los modelos una configuración de arriostramientos tipo *Chevron* en la configuración estudiada, como el mostrado en la figura 5.17, lo que no implica que esta configuración tenga un comportamiento más favorable a sus análogas en todos los casos. Esta afirmación requerirá mayores estudios de sistemas contraventeados, con distintas configuraciones geométricas a la estructura a la presentada en este trabajo.

Por otra parte, el uso de una configuración como la elegida, permite considerar la posibilidad usar disipadores de energía en las uniones de las diagonales al centro del claro de la trabe. Esta nueva propuesta se aleja mucho del objetivo inicial de este proyecto; sin embargo, los resultados obtenidos en el mismo podrán servir para continuar el estudio de los modelos con esta nueva configuración en una segunda etapa del proyecto como una línea de investigación independiente.

5.3.4 Refinamiento del modelo

Una vez que se determinó la configuración estructural que presentaba un mejor comportamiento para el modelo estudiado, fue necesario determinar las secciones transversales más apropiadas que satisficieran las solicitaciones impuestas y que estuvieran asociadas a distorsiones muy cercanas al límite establecido en las Normas.

Como se comentó anteriormente, el análisis estático por excentricidad accidental es el que presenta las mayores solicitaciones y distorsiones, por lo que los modelos sometidos a este análisis fueron los que sirvieron para realizar los siguientes razonamientos.

Dado que la estructuración propuesta no cumplía los requisitos por distorsión, se fueron analizando modelos en los que se aumentaron las secciones transversales, vigilando no alterar el comportamiento del modelo, siguiendo el criterio columna fuerte–viga débil–contraviento débil. En la tabla 5.10 se presentan las distorsiones inelásticas y el peso total calculado, considerando las secciones estructurales seleccionadas, de algunos de los modelos analizados. En la misma tabla se incluye, como sensor, la sección transversal de las columnas en la base, que varían desde W 24x176 hasta W 30x292, en conciencia de que cada uno de estos modelos tenía cambios de la sección transversal en traveses, columnas de niveles superiores e incluso en contravientos (los que estaban limitados por cuestiones constructivas al tamaño del patín de las columnas propuestas).

Tabla 5.10 Resultados de los análisis de modelos considerando el método convencional

Modelo analizado	Sección de la columna en la base	Distorsión máxima	Peso del modelo (ton)x10 ³
ME – 1	W 24 x 207	0.0263	1.0266
ME – 2	W 24 x 207	0.0176	1.0492
ME – 3	W 27 x 307	0.0229	1.0507
ME – 4	W 27 x 307	0.0155	1.0671
ME – 5	W 27 x 336	0.0152	1.0721
ME – 6	W 27 x 361	0.0146	1.0850
ME – 7	W 30 x 292	0.0137	1.1430

Note que poco repercute el aumento de tamaño de las secciones estructurales, reflejadas en el peso total de la estructura, para el control de la distorsión inelástica máxima. Esta distorsión se presentó siempre en el décimo nivel en la sexta combinación en todos los modelos analizados. El comportamiento de la relación entre el peso propio de los elementos estructurales propuestos y la distorsión presentada se muestra en la figura 1.19, que incluye una línea de tendencia polinomial de 3er orden.

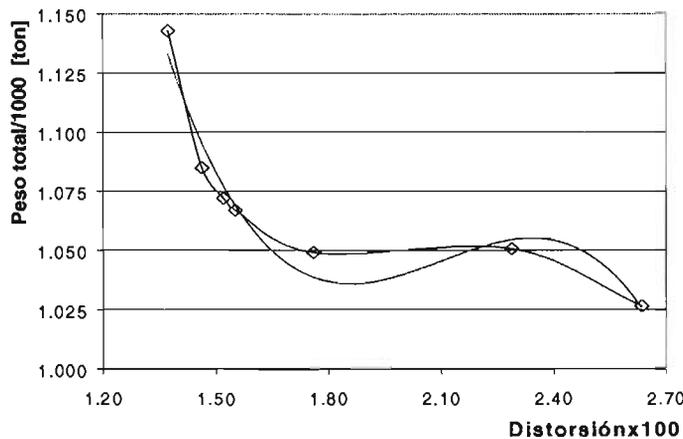


Figura 5.19 Relación distorsión – peso total de los modelos analizados

De estas observaciones, se pudo concluir que la progresiva disminución de la distorsión, hasta llevarla a límites permitidos, conllevaba un importante aumento del peso total de la estructura, por lo que era necesario mejorar el sistema para resistir las excitación lateral del modelo. Esto ratifica las tendencias actuales de análisis y diseño, mediante las cuales, los modelos no se diseñan en función de las cargas actuantes sobre los elementos estructurales, sino dependiendo de la rigidez necesaria para satisfacer los límites establecidos en los códigos.

5.3.4.1 Reflexiones sobre la distorsión tangencial

Al respecto, en la figura 5.19a se presenta la configuración deformada exagerada de un marco de una edificación de cinco niveles. Note, que el quinto nivel se comporta como un cuerpo rígido, tal que el desplazamiento tangencial es apenas perceptible, pese a que el desplazamiento horizontal es grande. Este desplazamiento tangencial toma en cuenta el desplazamiento en ambos ejes; es decir, que aunque la distorsión horizontal en el quinto nivel es mayor que la distorsión horizontal del tercer nivel, el desplazamiento relativo efectivo (distorsión tangencial) entre los niveles contiguos es significativamente menor.

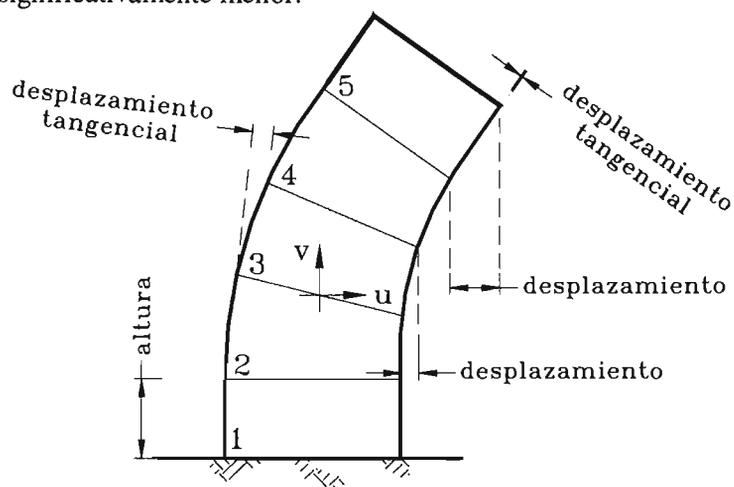


Figura 5.19a Reflexiones sobre la distorsión tangencial

Esta distorsión tangencial no se considera explícitamente en el Reglamento de Construcciones, porque los razonamientos propuestos no incluyen la deformación en el eje vertical; lo que admite la posibilidad de que una distorsión horizontal aparentemente significativa entre entrepisos contiguos este asociada a distorsiones tangenciales despreciables, características de un cuerpo rígido (Terán, 2005).

El caso de la edificación estudiada, en la que a pesar del aumento de rigidez lateral no se controlan las deformaciones laterales, pudiera estar asociada a este efecto; sin embargo, para cumplir con el planteamiento que propone el Reglamento se hará caso omiso a este razonamiento.

5.3.4.2 Inclusión de contravientos en el centro del edificio

Para observar el comportamiento de la deformación de las crujías que conformaban el edificio, se propuso analizar un modelo con las columnas orientadas en la misma dirección, buscando que con esta configuración no se afecte la verdadera contribución de los contravientos por marco para contrarrestar.

De los resultados del análisis, fue posible constatar que las distorsiones presentadas en las crujeas laterales, que tienen contravientos, permanecen dentro de la distorsión permisible. En cambio, las crujeas centrales en ambas direcciones presentaban deformaciones grandes que ocasionaban que el modelo no cumpliera los requisitos; es decir, que para que todo el modelo cumpliera con los requisitos por deformación lateral, era necesario incluir, al centro de la estructura, un sistema que aportara mayor rigidez a esas crujeas, como se muestra en la figura 5.20.

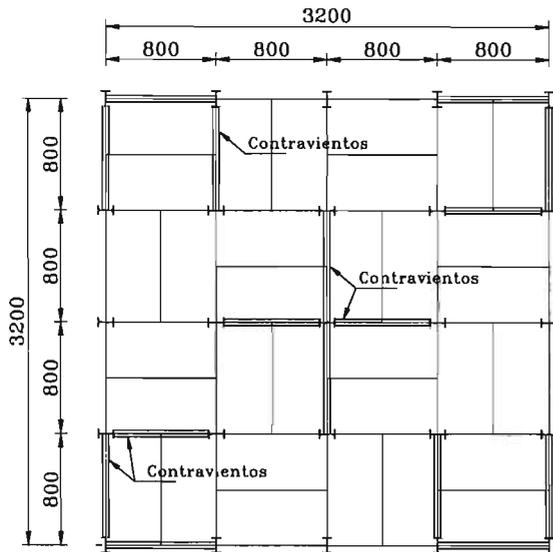


Figura 5.20 Ubicación de los contravientos

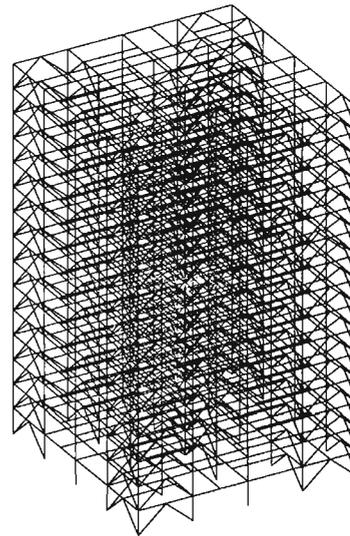


Figura 5.21 Isométrico del modelo final

5.3.5 Resultados finales del modelo analizado con el método convencional

Con base en estos razonamientos, se garantizó que el sistema estructural, la configuración y materiales permitirían realizar un análisis con un modelo que intentó ser ligero y funcional, para que cumpla satisfactoriamente los requisitos planteados en el código y que, a su vez, cumpla con las expectativas constructivas y económicas de la práctica.

En la tabla 5.11 se exponen los resultados obtenidos en los análisis realizado al modelo ilustrado en la figura 5.22. El periodo fundamental resultó ser igual a $T= 1.272$ seg, con una distorsión inelástica máxima en el treceavo nivel igual a $\delta_{CM}= 1.03\%$.

Tabla 5.11 Resultados de los análisis de modelos considerando el método convencional

Tipo de análisis	1er. Periodo (seg)	2o. Periodo (seg)	3er. Periodo (seg)	Distorsión inelástica máx.
Dinámico sin excentricidad	1.272	1.216	1.159	0.01034
	Translación X	Translación Y	Translación X	
Estático sin excentricidad	---	---	---	0.01189
Estático con excentricidad (1er. cuadrante)	---	---	---	0.01195

Como se había comentado, la mayor distorsión se presentan en el análisis con excentricidad accidental; que como se aprecia en la tabla es muy cercana al límite propuesto en el código.

Para ilustrar los resultados en la figura 5.22 se presenta una comparación de las distorsiones inelásticas obtenidas en el análisis estático y el análogo dinámico. Se nota que la distorsión entre

ambos análisis tienen la misma configuración, aunque las obtenidas en el método estático son sensiblemente mayores, presentando un máximo en el treceavo nivel, enunciada en la tabla 5.11.

En la tabla 5.12 se muestra la configuración de las secciones transversales de los elementos, considerando el nivel y tipo de miembro estructural. La sección transversal de las columnas varía cada tres niveles, mientras que en los contravientos, se observó la conveniencia de cambiar la sección propuesta cada cinco niveles, lo que evita que la aportación a la rigidez lateral varíe a la misma altura que cuando cambia la sección transversal de las columnas. Por fines constructivos, se decidió mantener la misma sección transversal en todas las traves, dada la regularidad del edificio.

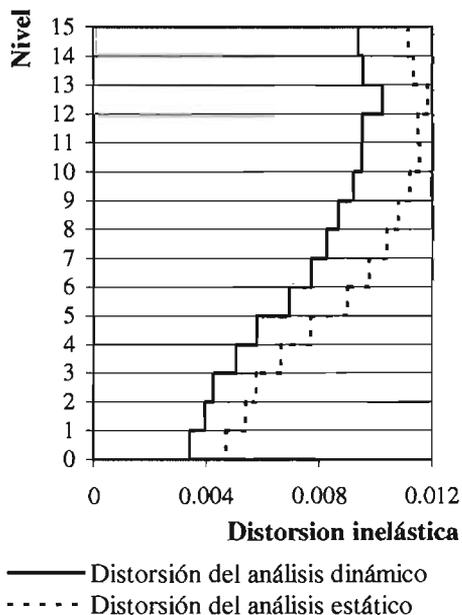


Figura 5.22 Comparación de distorsiones en el modelo de 15 niveles

En la figura 5.23 se presentan los resultados de diseño presentados usando la fórmula de interacción para la revisión de las columnas, en la figura 5.24 para la revisión de las traves principales y secundarias y, por último, en la figura 5.25 para la revisión de los contravientos.

Tabla 5.12 Secciones óptimas del modelo de 15 niveles usando el *método convencional*

Nivel	Columna	Trabe principal	Trabe secundaria	Contraviento
1	W24"x370	W 18"x86	W 18"x65	OR 10"x10"x5/8"
2	W24"x370	W 18"x86	W 18"x65	OR 10"x10"x5/8"
3	W24"x370	W 18"x86	W 18"x65	OR 10"x10"x5/8"
4	W24"x207	W 18"x86	W 18"x65	OR 10"x10"x5/8"
5	W24"x207	W 18"x86	W 18"x65	OR 10"x10"x5/8"
6	W24"x207	W 18"x86	W 18"x65	OR 10"x10"x1/2"
7	W24"x176	W 18"x86	W 18"x65	OR 10"x10"x1/2"
8	W24"x176	W 18"x86	W 18"x65	OR 10"x10"x1/2"
9	W24"x176	W 18"x86	W 18"x65	OR 10"x10"x1/2"
10	W24"x131	W 18"x86	W 18"x65	OR 10"x10"x1/2"
11	W24"x131	W 18"x86	W 18"x65	OR 10"x10"x3/8"
12	W24"x131	W 18"x86	W 18"x65	OR 10"x10"x3/8"
13	W24"x94	W 18"x86	W 18"x65	OR 10"x10"x3/8"
14	W24"x94	W 18"x86	W 18"x65	OR 10"x10"x3/8"
15	W24"x94	W 18"x86	W 18"x65	OR 10"x10"x3/8"

Estas gráficas incluyen todas las revisiones para cada una de las combinaciones propuestas, de tal forma que en el eje de las ordenadas se enumeran el número total de elementos por nueve. Sólo algunas columnas alcanzan relaciones de esfuerzo de 0.80; mientras que el caso de las traves y los contravientos es bastante uniforme, sin importar la combinación con esfuerzos convenientes.

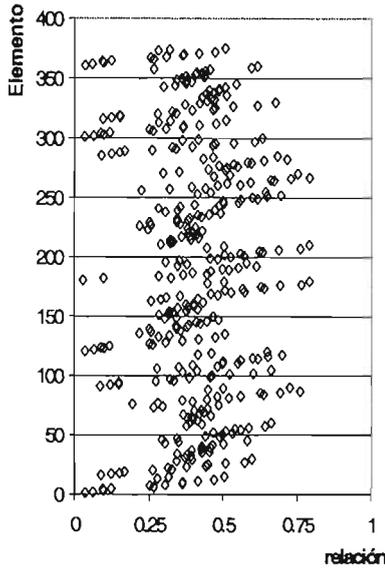


Figura 5.23 Relación de esfuerzo en columnas

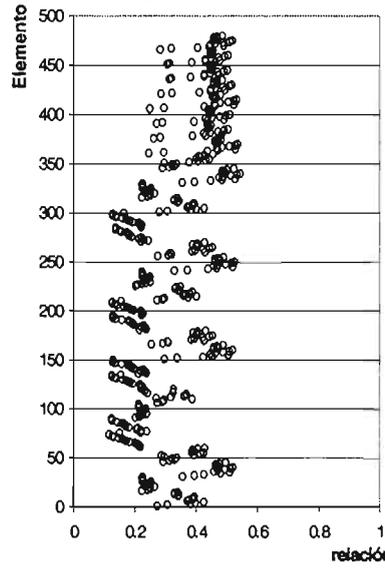


Figura 5.24 Relación de esfuerzo en vigas

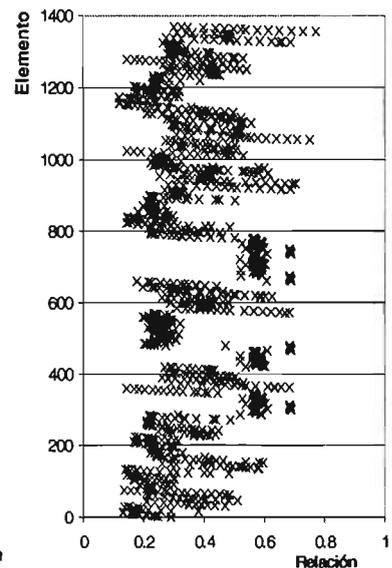


Figura 5.25 Relación de esfuerzo en contravientos

5.3.6 Reflexiones del cortante

Adicionalmente, se realizó una comparación (figura 5.26) entre el cortante obtenido del análisis dinámico del modelo final con el cortante obtenido de la aplicación del método estático, que hubiera sido aplicable en las NTCS-96 con la ecuación 5.37; con un coeficiente sísmico de la zona IIIb igual a $c = 0.45$ con un factor de comportamiento sísmico $Q = 4$.

$$F_i = \frac{c}{Q} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \tag{5.37}$$

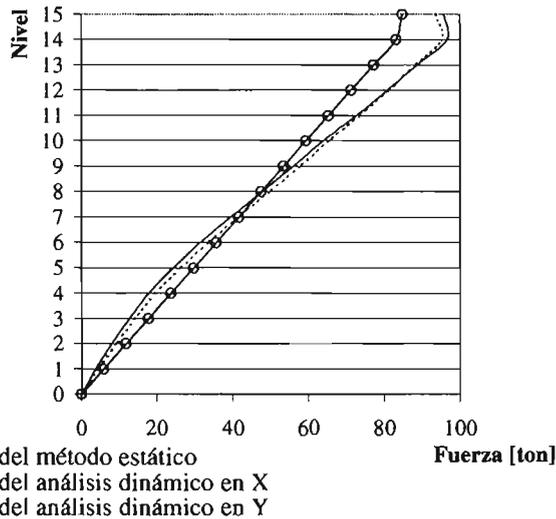


Figura 5.26 Comparación de fuerzas sísmicas del modelo de 15 niveles

Las cargas obtenidas del análisis estático son lineales e intentan representar la respuesta dinámica del sistema, los mayores cortantes dinámicos se obtuvieron en la dirección del eje Y. En el caso más crítico, la diferencia entre ambos criterios en los niveles inferiores al noveno nivel, en la dirección más sensible, llega a ser de hasta del 73% en la magnitud de cortantes obtenidos. En los niveles superiores al noveno nivel, el criterio de diseño estático se ve escaso, hasta un 6% de diferencia entre la magnitud del cortante obtenido con ambos criterios.

De estas observaciones no se puede inferir sobre el acierto o desacierto sobre la reducción del límite a 30 m de altura, a partir del cual se debe aplicar un razonamiento dinámico de la nueva versión de las NTCS, debido a que estos procesos no siguen comportamientos lineales interpolables. Sin embargo, si se debe apreciar que la aplicación del método estático no hubiera determinado con buena certeza la respuesta actuante sobre el sistema estructural modelado.

5.3.7 Revisiones adicionales de regularidad y uso de factor de comportamiento sísmico

Conforme a los razonamientos realizados, es necesario demostrar que el modelo analizado cumple con los requisitos de regularidad, conforme a las Normas Técnicas para el Diseño por Sismo y que es válido, para la misma, utilizar un factor de comportamiento sísmico igual a $Q=4$.

5.3.7.1 Revisiones por condiciones de regularidad

Para que una estructura pueda considerarse regular, debe satisfacer once requisitos estipulados en el apartado 6 de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo. A continuación se discutirá y demostrará que cada uno de los requisitos propuestos es satisfecho por el modelo planteado, de tal forma que los requisitos planteados para estructuras regulares son aplicables al edificio estudiado. Se recomienda al lector acudir a las figuras 5.9 y 5.10 para rectificar alguna de las dimensiones del modelo.

1. La planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales, por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Como se discutió a lo largo de la creación de los modelos, esta característica fue una de los principales objetivos para no tener direcciones ortogonales más débiles ni concentraciones de esfuerzos asimétricas por alguno de los elementos sismorresistentes empleados en el modelo.
2. La relación de su altura (52.5 m) con la dimensión menor de su base (32 m) no sobre pasa de 2.5, ya que esta proporción es igual a 1.64.
3. La relación de largo (32 m) con el ancho (32 m) de la base no excede de 2.5. En el caso del modelo esta proporción es igual a 1.00.
4. En planta el modelo no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda del 20% de la dimensión en planta medida paralelamente a la dirección que se considera entrante o saliente.
5. En cada nivel la estructura cuenta un sistema de techo o piso rígido y resistente.
6. La estructura no tiene aberturas en sus sistema de techo o piso cuya dimensión exceda del 20% de la dimensión en planta medida paralelamente a la dimensión que se considere la abertura; las áreas huecas no ocasionen asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20% del área de la planta.

Al respecto, y por necesidades obvias, es preciso considerar huecos para una escalera de servicio y elevadores, proponiendo para cada una de estos requerimientos un hueco de 4 x 8 m, de tal forma que el área de huecos totales asciende a 64 m², que representa el 6.3% del

- área total. Además, los huecos se han propuesto en el centro de la estructura, vigilando la simetría con respecto a sus ejes principales.
7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que el del piso inmediato inferior dado que todos los niveles del modelo se consideraron iguales.
 8. Ningún piso tiene un área, delimitada por lo paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que la del piso inmediato inferior ni menor que el 70% de ésta, porque todos los niveles son idénticos.
 9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones por diafragmas horizontales y por trabes.
 10. La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 50% a la del entrepiso inmediato inferior, como se puede notar en la figura 5.26.
 11. En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente e_s , excede del 10% de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada, dado que no existen elementos sismorresistentes asimétricos.

5.3.7.2 Revisiones para el uso de factor de comportamiento sísmico

En lo referente al factor de comportamiento sísmico, será válido usar $Q=4$ siempre que se cumplan los siguientes requisitos:

1. La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero, o bien por marcos contraventeados en los que en cada entrepiso los marcos sean capaces de resistir, sin contar los contravientos cuando menos el 50% de la fuerza sísmica actuante.

Para verificar este requisito fue necesario verificar la resistencia por cortante de las secciones propuestas para este modelo, considerando su orientación en ambas direcciones globales principales, comparándolas con el cortante actuante del modelo.

Dado que la estructura está diseñada para salvar las restricciones por deformación, gran parte de los elementos estructurales que la conforman están sobrados, lo que implica que la capacidad resistente de los elementos es mayor a las solicitaciones impuestas a los elementos. Para que los resultados arrojados de los razonamientos realizados fueran más digeribles, se decidió dividir todos los cortantes resistentes y actuantes entre el mayor cortante calculado de tal forma que el mismo representaría la unidad. En las figuras 5.27 y 5.28 se exponen los resultados descritos, donde se aprecia que el cortante resistente de las columnas resultó ser mucho mayor que el cortante actuante, es decir, que el modelo soporta las solicitaciones por cortante sin inconvenientes aún sin la presencia de los contravientos.

Como se aprecia, el mayor cortante resistente calculado se obtuvo en las columnas de planta baja, en la dirección global X, donde la diferencia entre el cortante actuante y el cortante resistente llega a ser de casi el 700%.

2. Dado que no hay muros ligados a la estructura se cumple estos, de existir, se tomen en cuenta en el análisis pero que su contribución a la capacidad ante fuerzas laterales sólo se tomará en cuenta si esos muros son de piezas macizas, y los marcos sean o no contraventeados, sean capaces de resistir al menos el 80% de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.
3. Dado que no hay muros ligados a la estructura se cumple estos, de existir, se tomen en cuenta en el análisis pero que su contribución a la capacidad ante fuerzas laterales sólo se tomará en cuenta si esos muros son de piezas macizas, y los marcos sean o no contraventeados, sean capaces de resistir al menos el 80% de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.

4. Como se nota en las figuras anteriores, la relación entre el cortante resistente y el actuante es proporcional, por lo que la diferencia entre el promedio de dichos cortantes no llega a representar el 35% del mínimo cociente obtenido.
5. El modelo no cuenta con marcos ni muros de concreto reforzado.
6. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos dúctiles que fijan las normas complementarias correspondientes.

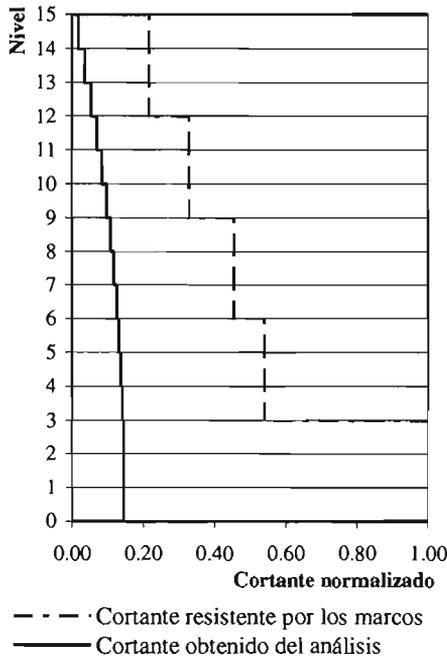


Figura 5.27 Comparación de cortantes en el eje X

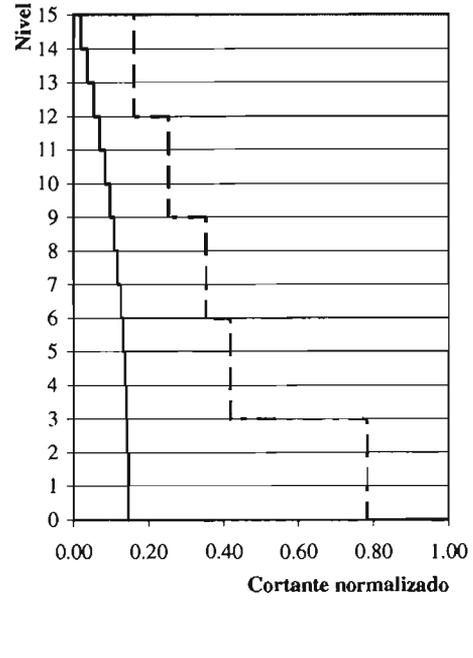


Figura 5.28 Comparación de cortantes en el eje Y

5.3.8 Apéndice Normativo A

En el apartado 5.1 de este capítulo se mostró el planteamiento propuesto en el Apéndice Normativo A (ANA), que considera el periodo fundamental del suelo T_s , implícitamente en el modelo en el análisis sísmico.

Conforme a este criterio, el modelo debe cumplir dos revisiones por deformación: para limitación de daños a elementos no estructurales y la otra revisión para seguridad contra colapso; para cumplir con ella es necesario considerar las distorsiones permisibles de entrepiso estipuladas en una tabla dentro del código, en función del sistema estructural.

5.3.8.1 Revisión de limitación de daños a elementos no estructurales

Esta revisión, debe cumplir que la distorsión elástica $\delta_{I ANA}$ obtenida del análisis realizado multiplicada por el factor $Q'R/7$ sea menor a 0.004, por considerar que el modelo propuesto no tendrá elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables.

$$\delta_{I ANA} \frac{Q'R}{7} \leq 0.004 \tag{5.38}$$

En la ecuación anterior, R es un factor de reducción por sobrerresistencia, Q' es el factor de comportamiento sísmico reducido y $\delta_{1 ANA}$ la distorsión elástica obtenida del análisis. Los valores de Q' y R se calculan dependiendo del periodo fundamental de la estructura como se indica en los apartados 5.1.2 y 5.1.3 de este capítulo, respectivamente. El comportamiento de estas variables se ejemplifica en la figura 5.29 para un periodo de suelo igual a $T_s = 2.0$ seg, que es en el que se ha supuesto están situados los modelos estudiados.

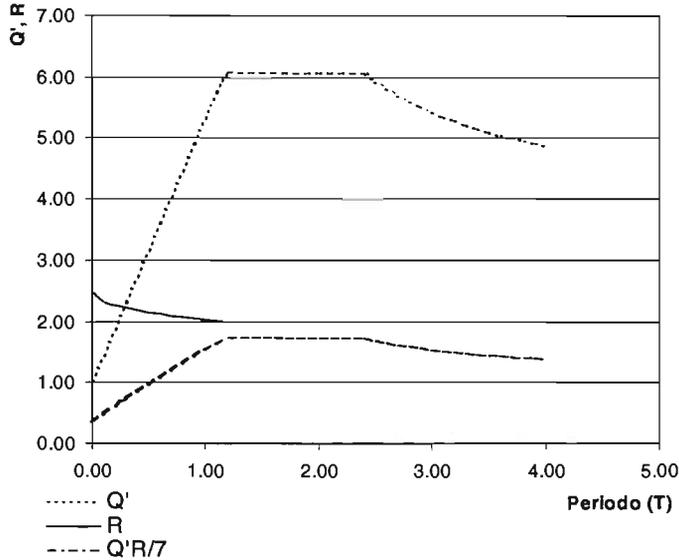


Figura 5.29 Comportamiento de los factores Q' y R para $T_s = 2.0$ seg y $Q = 4$.

Estos factores tienen cierta dependencia del periodo fundamental del suelo T_s , ya que su comportamiento involucra los periodos T_a y T_b , que se determinan a partir de éste. El factor de reducción por sobrerresistencia (R) tiene un comportamiento constante a partir del periodo T_a (ecuación 5.34), mientras que el factor de comportamiento sísmico Q es constante entre los periodos T_a y T_b (ecuación 5.28). La tendencia del factor $Q'R/7$ se muestra en la misma figura.

De la ecuación 5.38 es posible obtener una expresión que debe cumplir la distorsión elástica del modelo (ecuación 5.39) para satisfacer este primer requisito estipulado en el ANA. Para definir esta expresión, es necesario determinar el periodo fundamental de la estructura.

$$\delta_{1 ANA} \leq \frac{0.0280}{Q'R} \tag{5.39}$$

En el caso del modelo de 15 niveles con la configuración propuesta en el apartado 5.3.5 (tabla 5.10), el periodo fundamental de la estructura T está entre los periodos T_a y T_b . Es posible demostrar, que la ecuación 5.40 describe la distorsión elástica máxima que debe tener una estructura en el intervalo $T_a \leq T \leq T_b$. En ella, se ha sustituido el valor del factor de comportamiento sísmico Q y se ha aceptado que el factor de reducción por sobrerresistencia es igual a $R=2$ para el intervalo referido.

$$\delta_{1 ANA} \leq \frac{0.0140\sqrt{k}}{\sqrt{k} + Q - 1} \tag{5.40}$$

Conforme a este razonamiento, para que un modelo, cuyo primer periodo fundamental T esté en el intervalo $T_a \leq T \leq T_b$ cumpla con la revisión de la limitación de daños a elementos no estructurales del método propuesto en el ANA, es necesario que la distorsión elástica $\delta_{1 ANA}$ cumpla

con la ecuación 5.40, que depende únicamente del periodo fundamental del suelo T_s y del factor de comportamiento sísmico Q asociado a la estructura.

Note que adicionalmente el coeficiente k toma valores distintos a $k=0.35$, sólo para terreno cuyo periodo dominante es menor a $T_s < 1.65$ seg (ecuación 5.11). Este caso se presenta sólo en terrenos firmes y que representan un bajo porcentaje del grueso de los periodos dominantes del área metropolitana.

Por otra parte, el caso del *método convencional* propone que la rigidez lateral de la estructura cumpla con la ecuación 5.41, la que para el intervalo propuesto en los razonamientos anteriores ($T_a \leq T \leq T_b$), implica que el factor de comportamiento sísmico reducido Q' sea igual al factor de comportamiento sísmico Q propuesto inicialmente.

$$\delta_{MC} Q' \leq 0.012 \quad (5.41)$$

Así, buscando una proporcionalidad entre las distorsiones máximas elásticas en ambos razonamientos, para el modelado de una misma estructura que tenga asociado el mismo factor de comportamiento sísmico Q , se propone sustituir el valor de Q' de la ecuación 5.41, asociada al análisis con el *método convencional*, en la ecuación 5.40, que está asociada al análisis con el método del Apéndice Normativo A, como se muestra en la ecuación 5.42.

$$\delta_{1ANA} \leq \frac{0.0140\sqrt{k}}{\sqrt{k} + \frac{0.012}{\delta_{MC}} - 1} \quad (5.42)$$

Obviamente, esta ecuación es válida para una estructura cuyo primer periodo fundamental T , está en el intervalo de periodos $T_a \leq T \leq T_b$ y es únicamente dependiente del coeficiente k , que conforme al ANA se define en función del periodo fundamental del suelo T_s (ecuaciones 5.10 y 5.11). Si esta ecuación se lleva al límite, se puede demostrar que siempre que la distorsión máxima elástica obtenida en el método convencional δ_{MC} satisfaga la ecuación 5.41, la revisión por rigidez lateral para la limitación de daño a elementos no estructurales presentada en el ANA será satisfecha para ese mismo factor de comportamiento sísmico Q , sin importar su valor, y mientras que el periodo fundamental de la estructura se encuentre en este intervalo.

Dicho de otra forma, si el método convencional satisface los requisitos de deformación lateral, implica que el cociente $0.012/\delta_{MC}$ es cuando mucho igual al valor del factor de comportamiento sísmico Q . De esta forma, al sustituir valores en la expresión anterior, se obtienen distorsiones elásticas del Apéndice Normativo A, que al ser multiplicadas por el factor $QR/7 = 1.734$ (para el intervalo $T_a \leq T \leq T_b$) satisface el límite propuesto.

La distorsión elástica máxima con el *método convencional*, del análisis dinámico anterior, resultó ser igual a $\delta_{MC} = 0.00256$, de manera que para un factor de comportamiento sísmico $Q = 4$, la distorsión inelástica resulta ser la enunciada en la tabla 5.9. Sustituyendo el valor de la distorsión elástica obtenida con el método convencional δ_{MC} en la ecuación 5.42, la distorsión elástica δ_{1ANA} esperada en el razonamiento para la limitación de daños a elementos no estructurales, por el factor $Q'R/7$, se satisface la desigualdad de la ecuación 5.38, para el periodo de la estructura.

Para observar el comportamiento del modelo de 15 niveles, cuya configuración y secciones propuestas se discutieron ampliamente en apartados anteriores, se propuso analizar la estructura aplicando el espectro de diseño generado conforme al procedimiento planteado en el Apéndice Normativo A (ANA) para un periodo fundamental del suelo $T_s = 2.0$ seg.

La distorsión elástica resultó ser igual $\delta_{1ANA} = 0.002259$, conforme a razonamientos aplicados para obtener la figura 5.24 con un primer periodo fundamental $T = 1.26$ seg, es posible demostrar que el factor por comportamiento sísmico resultó ser igual a $Q' = 6.07$ y que el factor de reducción por sobrerresistencia es igual a $R = 2.0$. Por lo que, la distorsión inelástica resulta ser igual a $\delta_{1ANA}' = 0.003918$ que es menor al límite propuesto (ecuación 5.38).

Con esta revisión, se respaldan la afirmación que si un modelo satisface las restricciones por rigidez lateral impuestos con el método dinámico convencional, para el mismo factor de comportamiento sísmico Q y en el intervalo $T_a \leq T \leq T_b$, se satisfacen los requisitos de desplazamientos propuestos en la revisión de limitación de daños a elementos no estructurales descrita del análisis del Apéndice Normativo A (ANA).

5.3.8.2 Revisión de seguridad contra colapso

La revisión descrita no es la única que se estipula en el ANA, ya que se solicita se realice una revisión de seguridad contra colapso, que representa el primer esfuerzo en códigos mexicanos en hacer un diseño sísmico por desempeño transparente ante los ojos de todo el mundo.

Esta revisión plantea que las distorsiones máximas en la estructura multiplicadas por el factor QR no excedan las distorsiones permisibles de entrepiso enunciadas en una tabla dentro del código. En el caso de los modelos analizados, se trata de marcos de acero con contravientos concéntricos que deben cumplir con una distorsión permisible igual a $\delta_{perm} = 0.015$, es decir, se debe satisfacer la ecuación 5.43.

$$\delta_{2ANA} QR \leq 0.015 \quad (5.43)$$

donde Q es el factor de comportamiento sísmico, δ_{2ANA} la distorsión elástica obtenida en un análisis con los lineamientos del ANA y R el factor de reducción por sobrerresistencia que se calculará para el periodo fundamental de la estructura, el que permanece constante para periodos de la estructura mayores o iguales al periodo T_a ($T > T_a$) con un valor igual a $R = 2$.

Al respecto, recuerde que en el análisis realizados con el *método convencional*, se eligió un factor de comportamiento sísmico $Q = 4$, para lo cual se demostró que el sistema dominante eran los marcos de acero sobre los contravientos, ya que en caso contrario se debería haber limitado el factor de comportamiento sísmico a $Q = 2$. De esta manera, al elegir la distorsión máxima de la estructura estudiada en los límites propuestos en el Apéndice Normativo, se debió considerar la distorsión de marcos de acero (olvidando el contraviento). Sin embargo, no existe una metodología propuesta en el Apéndice para hacer la distinción entre el sistema que domina, por lo que a pesar de la inconsistencia expuesta, no se comete falta al clasificar el modelo como una estructura con marcos contraventeados concéntricos. Note además, que dado que el límite de las estructuras con marcos de acero es mayor, resulta más interesante comparar los resultados de los análisis realizados con el *método convencional* contra las menores restricciones por desplazamiento lateral propuestas en el Apéndice, en conciencia que los modelos propuestos satisfacen restricciones de desplazamiento de magnitud mayor.

Por otra parte, buscando una relación entre los planteamientos mostrados en el código, se propone despejar el factor de comportamiento sísmico de la restricción propuesta por el *método convencional* (ecuación 5.41) y el límite propuesto para la revisión por colapso del ANA (ecuación 5.43). La expresión 5.44 representa la proporción entre las distorsiones elásticas entre ambos métodos después de haber sido manipulada algebraica y aritméticamente. En ella se aprecia que para que un modelo que satisface el planteamiento propuesto por el *método convencional*, también satisfaga la restricción de seguridad contra colapso del ANA, tal que $\delta_{2ANA}/\delta_{1ANA} = 1$, es necesario que el factor de reducción por sobrerresistencia R sea menor a 1.25, lo cual se ha demostrado no es posible (figura 5.6).

$$\frac{\delta_{2ANA}}{\delta_{MC}} \leq \frac{1.25}{R} \quad (5.44)$$

Lo que redundaba en que la revisión de seguridad contra colapso regiría los diseños por deformación lateral de este tipo de estructuraciones, dado que la proporcionalidad anterior sólo es función del intervalo de periodos. Aunado a esto, en el apartado anterior se demostró que siempre que un modelo satisfaga la revisión por desplazamiento lateral del *método convencional*, esa misma estructura satisface la revisión para la limitación de daño a elementos no estructurales.

A la misma estructura de 15 niveles que en apartados anteriores se estudió con el *método convencional*, se aplicaron al modelo los planteamientos propuestos en el Apéndice Normativo A, para un periodo dominante del terreno igual a $T_s = 2$ seg. La distorsión elástica máxima resultó ser igual a $\delta_{2ANA} = 0.002259$, la que se multiplicó por el factor $QR = 8$ ($T_a \leq T \leq T_b$) para ser comparable con el límite de la ecuación 5.43. La distorsión inelástica resultó ser igual a $\delta_{2ANA}' = 0.0181 > 0.015$, por lo que no se satisface la desigualdad y se respalda el razonamiento expuesto.

Con base en lo anterior, fue necesario proponer un nuevo modelo cuya rigidez satisficiera los requisitos de esta revisión. En la tabla 5.13 se muestran las secciones propuestas; note que se mantuvo la misma filosofía para el cambio de la sección propuesta de las columnas y contravientos, como se hizo en el análisis del modelo para la revisión por el *método convencional*.

Como se demostró anteriormente, la rigidez que debe tener el modelo para satisfacer el límite propuesto de seguridad contra colapso debe ser mayor que incluso la revisión del *método convencional*, por lo que no debe resultar extraño que las secciones transversales mediante las cuales se salve el requisito por deformación sean más grandes. Lo anterior tiene fundamento con base en que se está realizando un diseño sísmico por desempeño, el que debe evitar que se presente el colapso de la estructura ante un sismo de mayor intensidad.

Tabla 5.13 Secciones del modelo de 15 niveles que satisface la revisión de seguridad contra colapso

Nivel	Columna	Trabe principal	Trabe secundaria	Contraviento
1	W24"x370	W 18"x97	W 18"x76	OR 12"x12"x5/8"
2	W24"x370	W 18"x97	W 18"x76	OR 12"x12"x5/8"
3	W24"x370	W 18"x97	W 18"x76	OR 12"x12"x5/8"
4	W24"x250	W 18"x97	W 18"x76	OR 12"x12"x5/8"
5	W24"x250	W 18"x97	W 18"x76	OR 12"x12"x5/8"
6	W24"x250	W 18"x97	W 18"x76	OR 12"x12"x1/2"
7	W24"x192	W 18"x97	W 18"x76	OR 12"x12"x1/2"
8	W24"x192	W 18"x97	W 18"x76	OR 12"x12"x1/2"
9	W24"x192	W 18"x97	W 18"x76	OR 12"x12"x1/2"
10	W24"x146	W 18"x97	W 18"x76	OR 12"x12"x1/2"
11	W24"x146	W 18"x97	W 18"x76	OR 12"x12"x3/8"
12	W24"x146	W 18"x97	W 18"x76	OR 12"x12"x3/8"
13	W24"x117	W 18"x97	W 18"x76	OR 12"x12"x3/8"
14	W24"x117	W 18"x97	W 18"x76	OR 12"x12"x3/8"
15	W24"x117	W 18"x97	W 18"x76	OR 12"x12"x3/8"

El primer periodo fundamental de vibración de la estructura resultó ser igual a $T_1 = 1.193$ seg, que es mayor a $T_a = 1.175$ seg. El segundo y el tercer periodo son $T_2 = 1.145$ seg y $T_3 = 1.060$ seg, respectivamente. Cabe la pena hacer mención que todos los principales periodos de vibración tuvieron una respuesta de translación sobre los ejes principales, tal como se deseaba.

La distorsión elástica máxima en el modelo se presentó en el treceavo nivel con una magnitud igual a $\delta_{2ANA} = 0.001863$; tal que al multiplicarla por el factor $QR = 8$ (para $T_a \leq T \leq T_b$), la distorsión inelástica de la estructura asciende a $\delta_{2ANA}' = 0.0149 < 0.015$, que satisface la revisión.

En la figura 5.30 se muestran los resultados de diseño presentados en las columnas de la configuración propuesta usando una fórmula de interacción, la figura 5.31 es la revisión de las

trabes principales y secundarias y la figura 5.32 es la revisión equivalente de los contravientos. Los elementos están sometidos a menores relaciones esfuerzo, en comparación con los resultados del análisis del *método convencional* (figuras 5.23, 5.24 y 5.25), lo que no significa que las secciones propuestas estén sobradas, sino que mediante ellas se aportó la rigidez necesaria para salvar el requisito de deformación respetando la configuración elegida.

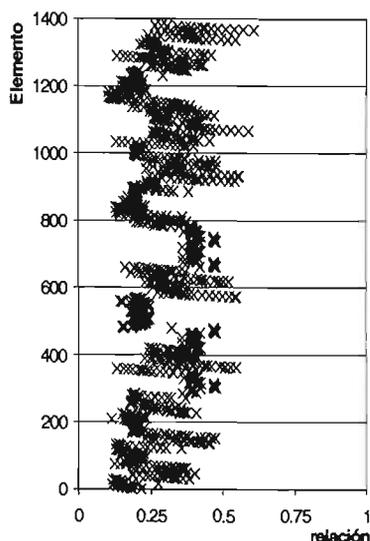


Figura 5.30 Relación de esfuerzos en columnas

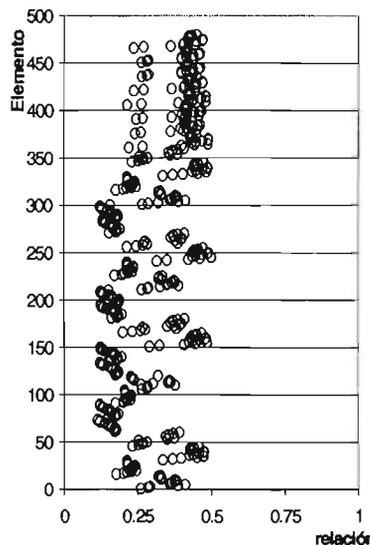


Figura 5.31 Relación de esfuerzos en trabes

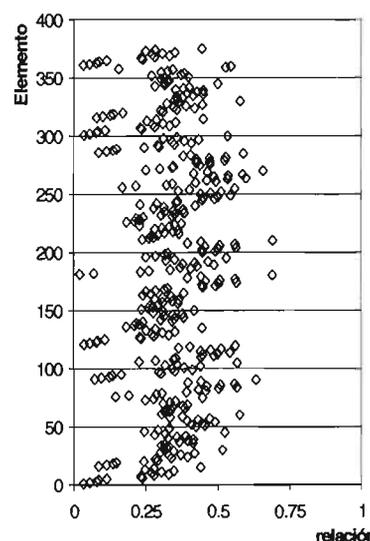


Figura 5.32 Relación de esfuerzos en contravientos

El análisis de este tipo de estructuras mediante un método de diseño por desempeño, pone en evidencia que no son los esfuerzos sobre los elementos los que rigen el diseño final del modelo, sino que su satisfactorio comportamiento dentro de las restricciones de los códigos está estrechamente relacionado con la rigidez lateral de los mismos.

Note que el razonamiento expuesto se llevó a cabo a partir de marcos con contraventeo concéntrico, pero se puede aceptar que la revisión por seguridad contra colapso sigue rigiendo aunque se trate de marcos con contraventeo excéntrico. El requisito por deformación lateral propuesto para la revisión de seguridad contra colapso del ANA ($\delta_{perm} = 0.020$) es mayor que el establecido para marcos concéntricos. Siguiendo razonamientos analíticos similares a los implantados para obtener la ecuación 5.44, se podría sustentar que el modelo del *método convencional* satisface la revisión de seguridad contra colapso siempre que el factor de comportamiento sísmico sea igual a $Q = 4$ y que el factor de reducción por sobrerresistencia sea menor a $R < 1.67$, lo que no es posible.

5.4 Modelo de 12 niveles

En un análisis inicial, se eliminaron únicamente los tres niveles superiores, es decir, los últimos tres renglones de la tabla 5.12. El primer periodo fundamental del modelo analizado resultó ser igual $T = 0.951$ seg, que incluso está fuera del intervalo en el que se presentan las mayores aceleraciones espectrales ($T_a < T \leq T_b$), asociadas a distorsiones pequeñas, alejadas del límite establecido en las NTCS; por lo que la estructura resultó ser muy rígida, a pesar de ser obtenidos de otra estructura que estaba al límite. Estas observaciones corroboran que estos modelos no siguen patrones de comportamiento fáciles de predecir, un resultado esperado. Fue necesario realizar algunos análisis adicionales para llevar este modelo a los límites de distorsión establecidos.

5.4.1 Resultados del modelo analizado con el método convencional

En la tabla 5.14 se muestran las secciones propuestas en el modelo de 12 niveles, que conserva la configuración presentada en la figura 5.21, mediante las cuales se consigue que las distorsiones presentadas en el análisis del modelo sean muy cercanas a las distorsión permisible (ecuación 5.41).

En ella se nota que se siguió la misma filosofía de diseño, variando la sección transversal de las columnas cada tercer nivel, usando la misma sección transversal de las traveses en las vigas principales y secundarias con fines constructivos y que se cambió la sección transversal de los contravientos cada cuatro niveles, vigilando la conveniencia de que éstos no varíen en el mismo nivel que el cambio de rigidez provocado por el cambio de sección de las columnas.

Tabla 5.14 Secciones del modelo de 12 niveles con el método convencional

Nivel	Columna	Trabe principal	Trabe secundaria	Contraviento
1	W 24"x279	W 18"x71	W 18"x65	OR 8"x8"x5/8"
2	W 24"x279	W 18"x71	W 18"x65	OR 8"x8"x5/8"
3	W 24"x279	W 18"x71	W 18"x65	OR 8"x8"x5/8"
4	W 24"x176	W 18"x71	W 18"x65	OR 8"x8"x5/8"
5	W 24"x176	W 18"x71	W 18"x65	OR 8"x8"x1/2"
6	W 24"x176	W 18"x71	W 18"x65	OR 8"x8"x1/2"
7	W 24"x131	W 18"x71	W 18"x65	OR 8"x8"x1/2"
8	W 24"x131	W 18"x71	W 18"x65	OR 8"x8"x1/2"
9	W 24"x131	W 18"x71	W 18"x65	OR 8"x8"x3/8"
10	W 24"x84	W 18"x71	W 18"x65	OR 8"x8"x3/8"
11	W 24"x84	W 18"x71	W 18"x65	OR 8"x8"x3/8"
12	W 24"x84	W 18"x71	W 18"x65	OR 8"x8"x3/8"

El primer periodo fundamental de este modelo resultó ser igual a $T = 1.111$ seg, que resulta ser apenas un poco menor al periodo $T_a = 1.175$ seg propuesto por el ANA para un suelo con un periodo fundamental igual a $T_s = 2.0$ seg. En la tabla 5.15 se han listado los resultados del análisis realizado. La distorsión máxima asociada a la estructura se presentó en el nivel 10 en la combinación 6, con una magnitud de distorsión elástica igual a $\delta_{MC} = 0.002629$, es decir, que la distorsión inelástica resulta ser igual a $\delta_{MC}' = 0.01052$, que resulta menor al límite establecido en el código (ecuación 5.41).

Tabla 5.15 Resultados de los análisis de modelos considerando el método convencional

Tipo de análisis	1er. Periodo (seg)	2o. Periodo (seg)	3er. Periodo (seg)	Distorsión inelástica máx.
Dinámico sin excentricidad	1.111	1.092	1.069	0.01052
	Traslación X	Traslación Y	Traslación X	
Estático sin excentricidad	---	---	---	0.01193
Estático con excentricidad (1er. Cuadrante)	---	---	---	0.01198

En la figura 5.33 se muestran los perfiles de distorsión resultantes de ambos modelos analizados. Como se había anticipado las deformaciones asociadas al modelo analizado estáticamente son mayores a las de su análogo dinámico, pero en general, conservan la misma configuración presentando la distorsión máxima en el décimo nivel, la que es muy próxima al límite propuesto en las NTC.

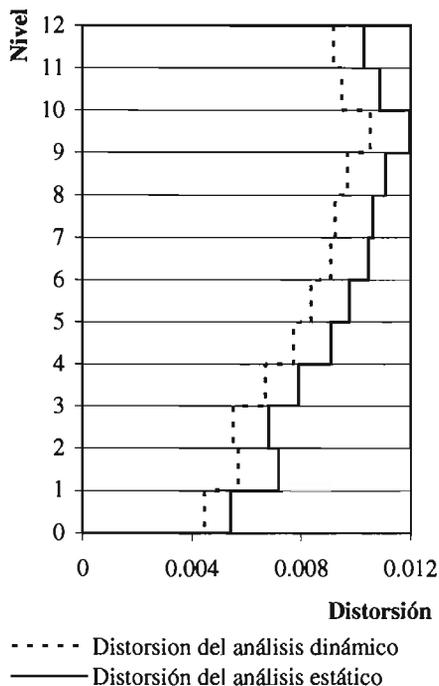


Figura 5.33 Comparación de distorsiones en el modelo de 12 niveles.

Como se comentó en el análisis del modelo anterior, la propuesta de las NTC para diseño por sismo solicita la revisión de la estructura con una excentricidad accidental. En razonamientos anteriores, se fundamentó la conveniencia de realizar un análisis estático en el cual se mueva la carga estática en $\pm 0.1 b$. En este análisis se presentan las mayores distorsiones en el modelo, las que como se puede apreciar en la tabla referida son sumamente cercanas al límite establecido.

En lo referente a los esfuerzos, en la figura 5.34 se presentan los resultados de diseño presentados usando una fórmula de interacción para la revisión de las columnas, en la figura 5.35 los resultados de los razonamientos equivalentes para la revisión de las traveses principales y secundarias, y por último, en la figura 5.36 para la revisión de los contravientos. Estas gráficas incluyen todas las revisiones para cada una de las combinaciones propuestas del modelo dinámico, de tal forma que en el eje de las abscisas se enumeran el número total de elementos por nueve.

5.4.2 Reflexiones del cortante

Al igual que en el modelo de 15 niveles, se realizaron reflexiones de los cortantes obtenidos en el análisis dinámico de la estructura regular de marcos de acero contraventeados, mediante una comparación entre el cortante obtenido del análisis dinámico con el modelo final (tabla 5.14) y el cortante obtenido mediante la aplicación del método estático (ecuación 5.37).

El coeficiente sísmico se mantuvo igual a $c = 0.45$, por ser el de la zona III d, al igual que el factor de comportamiento sísmico $Q = 4$. La comparación gráfica que se presenta en la figura 5.37, muestra ambos cortantes actuantes factorizados obtenidos entre ambos métodos.

La carga determinada mediante la aplicación del método estático envuelve la respuesta dinámica en su totalidad. Como se aprecia, la diferencia entre los cortantes establecidos aumenta en relación a la altura. La diferencia entre criterios llega a ser máxima en el nivel de azotea, en la dirección más sensible, hasta del 12%.

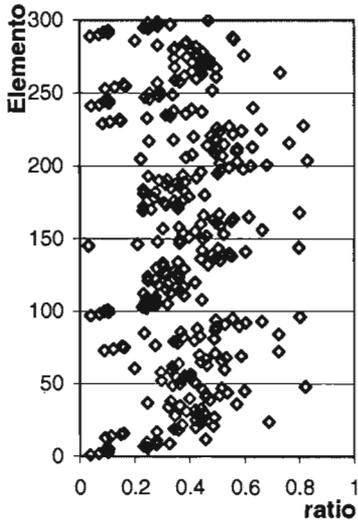


Figura 5.34 Relación de esfuerzos en columnas

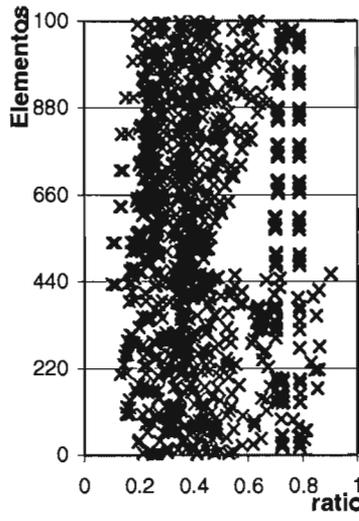


Figura 5.35 Relación de esfuerzos en vigas

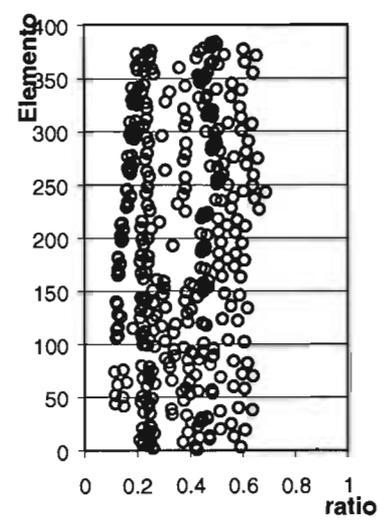


Figura 5.36 Relación de esfuerzos en contravientos

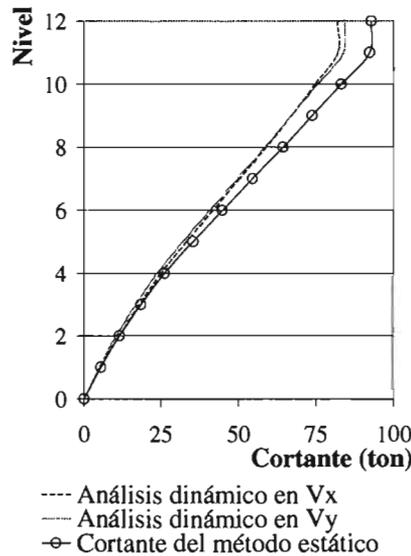


Figura 5.37 Comparación de cortantes entre métodos de análisis

Conforme al criterio presentado en la nueva versión de las NTC para diseño por sismo, se debe aplicar el análisis dinámico a partir de los 30 m de altura, en este tipo de estructuras. El modelo tiene una altura de 42 m, así que sólo se hubiera podido aplicar un análisis estático si se hubiera considerado el planteamiento de la versión del 96 de las Normas. En el modelo analizado, a los 30 m se presenta una diferencia del 9% entre ambos criterios, que representan 6.7 ton, es decir,

aunque los cortantes de método sísmico estático envuelven la respuesta dinámica de la estructura, éste asocia fuerzas que sobrediseñarían los elementos estructurales.

De lo anterior, se puede verificar que cuando se aplica el método estático en este tipo de estructuras, dado que la rigidez del modelo se obtiene mediante la aplicación de un método lineal que no guarda alguna relación, con certeza, con la respuesta del terreno, y dependiendo del periodo fundamental de la estructura, la aplicación de este método podría asociar fuerzas sísmicas sensiblemente distintas para el diseño a las que estaría sometido el modelo en un análisis dinámico.

5.4.3 Revisiones adicionales de regularidad y uso de factor de comportamiento sísmico

Tal y como se realizó en el análisis del modelo de 15 niveles, es necesario demostrar que la estructura cumple con los requisitos para ser clasificada como una estructura regular, conforme a las Normas Técnicas para el Diseño por Sismo y que es válido, para la misma, utilizar un factor de comportamiento sísmico igual a $Q=4$.

5.4.3.1 Revisiones por condiciones de regularidad

Conforme a las NTCS para que una estructura pueda considerarse regular debe satisfacer los siguientes requisitos:

1. La planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales, por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Como se discutió a lo largo de la creación de los modelos, esta característica fue una de los principales objetivos para no tener direcciones ortogonales más débiles ni concentraciones de esfuerzos asimétricas por alguno de los elementos sismorresistentes empleados en el modelo.
2. La relación de su altura (42 m) a la dimensión menor de su base (32 m), no sobrepasa de 2.5. En el caso del modelo estudiado, esta relación resulta ser igual a 1.41.
3. La relación de largo a ancho (32 m) de la base (32 m) no excede de 2.5. En el caso del modelo esta relación resulta ser igual a 1.0 por su simetría geométrica en la base.
4. En planta el modelo no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda del 20% de la dimensión en planta medida paralelamente a la dirección que se considera entrante o saliente.
5. En cada nivel la estructura cuenta un sistema de techo o piso rígido y resistente.
6. La estructura no tiene aberturas en sus sistema de techo o piso cuya dimensión exceda del 20% de la dimensión en planta medida paralelamente a la dimensión que se considere la abertura; las áreas huecas no ocasionen asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20% del área de la planta.

Como se hizo notar en el modelo de 15 niveles, es necesario considerar huecos para una escalera de servicio y elevadores, proponiendo para cada una de estos requerimientos un hueco de 4 x 8 m, de tal forma que el área de huecos totales asciende a 64 m², que representa el 6.3% del área total. Además, los huecos se han propuesto en el centro de la estructura, vigilando la simetría con respecto a sus ejes principales.

7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que el del piso inmediato inferior dado que todos los niveles del modelo se consideraron iguales.
8. Ningún piso tiene un área, delimitada por lo paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que la del piso inmediato inferior ni menor que el 70% de ésta, porque todos los niveles son idénticos.

9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones por diafragmas horizontales y por trabes.
10. La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 100% a la del entrepiso inmediato inferior, como se puede notar en la gráfica 5.35.
11. En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente e_s , excede del 10% de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada, dado que no existen elementos sismorresistentes asimétricos.

5.4.3.2 Revisiones para el uso de factor de comportamiento sísmico

En lo referente al factor de comportamiento sísmico será válido usar $Q=4$ siempre que se cumplan los siguientes requisitos:

1. La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero, o bien por marcos contraventeados en los que en cada entrepiso los marcos sean capaces de resistir, sin contar los contravientos cuando menos el 50% de la fuerza sísmica actuante.

Para verificar este requisito, fue necesario verificar la resistencia por cortante de las secciones propuestas para este modelo, considerando su orientación en ambas direcciones globales principales, comparándolas con el cortante actuante del modelo.

Dado que la estructura está diseñada para salvar las restricciones por deformación, gran parte de los elementos estructurales que la conforman están sobrados, lo que implica que la capacidad resistente de los elementos es mayor a las solicitaciones impuestas a los elementos. Para que los resultados arrojados de los razonamientos realizados fueran más digeribles, se decidió dividir todos los cortantes resistentes y actuantes entre el mayor cortante calculado de tal forma que el mismo representaría la unidad. En las figuras 5.38 y 5.39 se exponen los resultados descritos, donde se aprecia que el cortante resistente resultó ser mayor que el cortante actuante, es decir, que el modelo soporta las solicitaciones por cortante sin inconvenientes aún sin la presencia de los contravientos, salvando así el requisito mencionado.

Como se aprecia, el mayor cortante resistente calculado se obtuvo en las columnas de planta baja, en la dirección global X, donde la diferencia entre el cortante actuante y el cortante resistente llega a ser de casi el 700%.

2. Dado que no hay muros ligados a la estructura se cumple esto. De existir, se tomen en cuenta en el análisis pero que su contribución a la capacidad ante fuerzas laterales sólo se tomará en cuenta si esos muros son de piezas macizas, y los marcos sean o no contraventeados, sean capaces de resistir al menos el 80% de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.
3. Como se nota en las figuras anteriores, la relación entre el cortante resistente y el actuante es proporcional, por lo que la diferencia entre el promedio de dichos cortantes no llega a representar el 35% del mínimo cociente obtenido.
4. El modelo no cuenta con marcos ni muros de concreto reforzado.
5. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos dúctiles que fijan las normas complementarias correspondientes.

5.4.4 Revisión con el Apéndice Normativo A

Como se mostró en el razonamiento de 15 niveles, el modelo debe cumplir dos revisiones por deformación. Se realizarán razonamientos como los empleados en el apartado anterior, para mostrar las equivalencias entre las deformaciones permisibles en el modelo realizado.

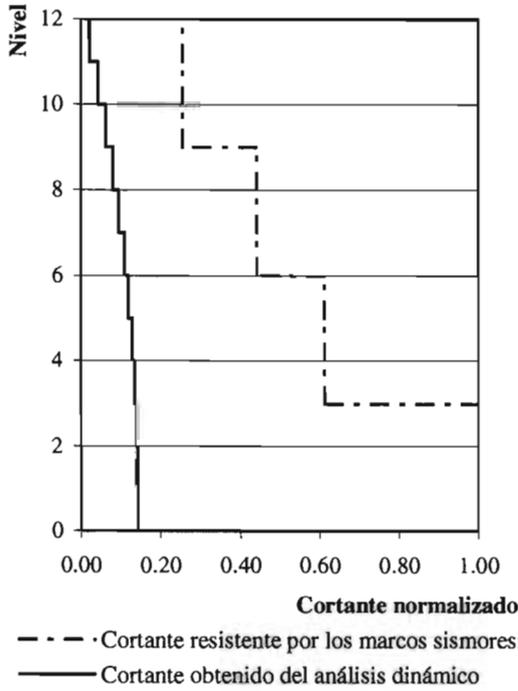


Figura 5.38 Comparación de cortantes en el eje X

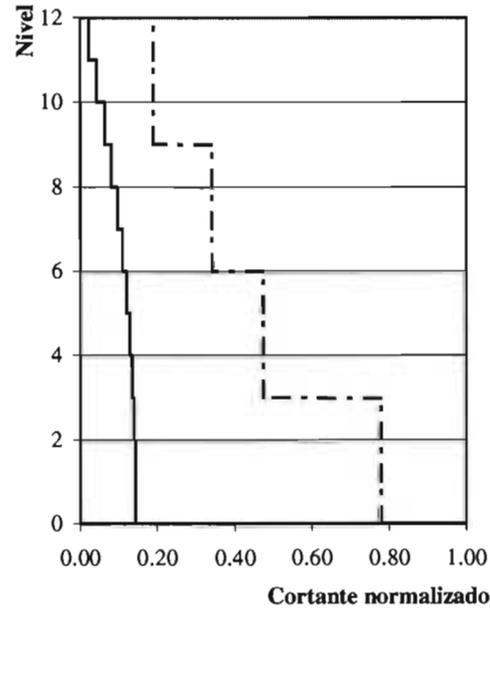


Figura 5.39 Comparación de cortantes en el eje Y

5.4.4.1 Revisión de limitación de daños a elementos no estructurales

Esta revisión solicita que se cumpla la desigualdad mostrada en la ecuación 5.38. Como se hizo mención, el modelo reportó un primer periodo fundamental igual a $T = 1.111$ seg, es decir, la estructura se encuentra en el intervalo $T \leq T_a$. De acuerdo a las expresiones que definen el factor de comportamiento sísmico reducido Q' , en el intervalo mencionado (ecuación 5.27), crece linealmente, conforme a la relación T/T_a , desde uno hasta el valor definido por la ecuación 5.28 (en la figura 5.27 se ejemplificó su comportamiento para $Q = 4$). El factor de reducción por sobrerresistencia R , decrece desde 2.5 hasta 2.0 (gráfica 5.6). De tal manera, el comportamiento del factor $Q'R/7$ va creciendo con una pendiente muy pequeña hasta que $T = T_a$, dado que el factor de comportamiento sísmico reducido Q' y el factor de reducción por sobrerresistencia R se contraponen (figura 5.27).

Se propone sustituir nuevamente en la ecuación 5.38, que es el límite propuesto para la revisión de limitación de daños a elementos no estructurales, el valor del factor de comportamiento sísmico reducido Q' propuesto por el ANA para el intervalo $T \leq T_a$ (ecuación 5.27), como se muestra en la siguiente expresión.

$$\delta_{1,ANA} \leq \frac{0.028}{\left(1 + \frac{Q-1}{\sqrt{k}} \frac{T}{T_a}\right) R} \tag{5.46}$$

Por otra parte, se podría demostrar que la ecuación 5.47 es la expresión manipulada planteada para satisfacer los requisitos de distorsión del *método convencional* (ecuación 5.41) en la que se ha sustituido el valor propuesto del factor de comportamiento reducido sísmico Q' para el intervalo de periodo de la estructura $T < T_a$, despejada para el factor de comportamiento sísmico Q .

$$Q - 1 \leq \left(\frac{0.012}{\delta_{MC}} - 1 \right) \frac{T_a}{T} \quad (5.47)$$

Ahora, sustituyendo la ecuación 5.47 en la ecuación 5.46, para buscar la relación entre la deformación elástica δ_{1ANA} del ANA para satisfacer la deformación por limitación de daños a elementos no estructurales y la deformación elástica del método convencional δ_{MC} , después de realizar manipulación algebraica, queda como sigue:

$$\delta_{1ANA} \leq \frac{0.028}{\left(\frac{T}{T_a} + \frac{\sqrt{k}}{\delta_{MC}} (0.012 - \delta_{MC}) \right) R} \quad (5.48)$$

Esta ecuación es función del periodo dominante del modelo analizado T , de la deformación elástica δ_{MC} con la que se satisface la revisión del análisis del *método convencional*, del factor de reducción por sobrerresistencia R y del periodo fundamental del suelo T_s para definir el periodo T_a y el factor k (aunque como se había comentado, sólo toma valores distintos a $k=0.35$ en periodos dominantes del suelo menores a $T_s \leq 1.65$ seg, que no son tan comunes).

Ahora, si se sustituyen valores de la deformación elástica del método convencional δ_{MC} que satisfagan las distorsiones permisibles marcadas en ese análisis (ecuación 5.41) y tomando en cuenta que la proporción T/T_a tomará sólo valores entre cero y uno, sin importar el periodo dominante del terreno T_s ; la ecuación sólo dependerá del factor de comportamiento sísmico Q planteado en el *método convencional*.

Para respaldar el razonamiento anterior, se propusieron distintos valores teóricos de distorsiones elásticas que satisficieran la revisión del *método convencional* en función de varios periodos dominantes de estructuras supuestos, tal que la distorsión elástica δ_{MC} por el factor de comportamiento sísmico reducido Q' , que considera la proporción T/T_a , es igual a 0.012, es decir, el límite (ecuación 5.41). Estas distorsiones se sustituyeron en la ecuación 5.48 para obtener distorsiones elásticas analíticas esperadas para la revisión para la limitación del daño a elementos no estructurales del ANA.

El comportamiento de estas distorsiones se presenta en la figura 5.40. Para la creación de esta gráfica se usó un factor de comportamiento sísmico igual a $Q=4$; es válida para terrenos que presenten un primer periodo fundamental del suelo igual o mayor a $T_s=1.65$ seg, tal que $k=0.35$, ubicados en la zona *III d* con la que se definió el periodo $T_a=1.175$ seg.

Si se sustituyen valores muy pequeños de la proporción T/T_a , el valor del factor de comportamiento sísmico reducido Q' del método convencional tiende a uno, tal que la distorsión elástica, mediante la que se satisface el límite de distorsión permisible, tiende a $\delta_{MC}=0.012$. La sustitución en la ecuación 5.48 de estas distorsiones elásticas grandes del *método convencional* origina que la distorsión elástica del ANA aumente asintóticamente al eje del origen. Con ello, se puede afirmar que para proporciones T/T_a pequeñas se deja de cumplir que si el *método convencional* satisface las restricciones de deformación, ese mismo modelo pueda satisfacer las restricciones en un análisis usando el planteamiento del ANA.

Para definir el límite a partir del cual ambos razonamientos satisfacen con el mismo modelo al límite las restricciones de deformación, fue necesario hacer algunas observaciones adicionales en función de la proporción T/T_a , y se notó que entre más grande sea el factor de comportamiento sísmico Q , será válido afirmar que si el modelo analizado con el método convencional cumple con la distorsión permisible, el modelo analizado con el ANA satisface la revisión de distorsión por limitación de daños en elementos no estructurales.

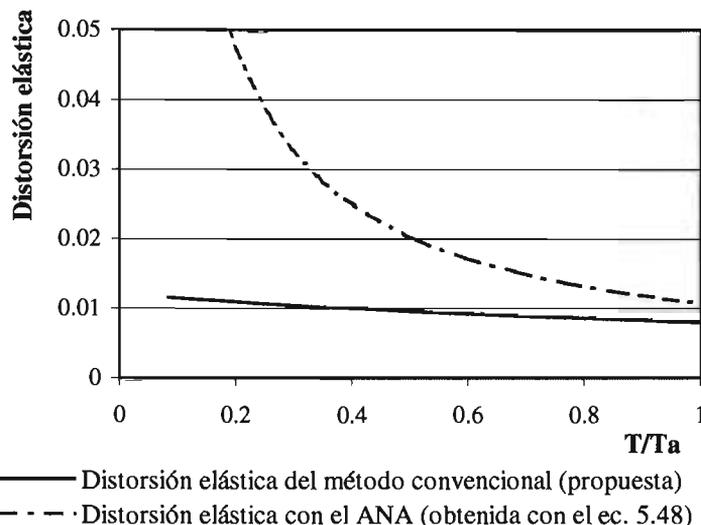


Figura 5.40 Comportamiento de distorsiones elásticas para $Q=4$, zona IIIb

En la tabla 5.16, se muestran los límites hasta el cual se cumple que si el modelo satisface el planteamiento de análisis del *método convencional* satisface el análisis del ANA en función del factor de comportamiento sísmico Q . Para su obtención, se propusieron valores de periodos dominantes de la estructura, mediante los que se obtuvo el factor $Q'R/7$ y la distorsión elástica que satisfaga la revisión del *método convencional* en función la proporción T/T_a sustituyéndose en la ecuación 5.48 hasta encontrarse el límite expuesto en la tabla referida.

Tabla 5.16 Relación entre las distorsiones para diferentes factores de comportamiento sísmico Q

Q	T (seg)	R	$Q'R/7$	T/T_a	Distorsión elástica (ANA)	Distorsión inelástica (ANA)
1	0.12	2.315	0.3307	0.1021	0.1184	0.0392
1.5	0.098	2.3317	0.3566	0.0834	0.1111	0.0396
2	0.083	2.3442	0.3749	0.0706	0.1063	0.0398
3	0.064	2.3622	0.3996	0.0544	0.0997	0.0398
4	0.052	2.375	0.4154	0.0443	0.0960	0.0399

Note que los periodos dominantes de las estructuras asociados a este límite, son sumamente pequeños, que no se esperan para estructuras de marcos de acero que requieran contraventeo. La distorsión inelástica esperada para el análisis con el ANA se obtuvo con la ecuación 5.48, a partir de distorsiones elásticas propuestas en el análisis del método convencional que satisfacen la restricción propuesta. El razonamiento ejemplificado ha sido considerando la zona IIIb; sin embargo, se hace ver que se pueden realizar los equivalentes para el resto de las zonas para demostrar los intervalos de periodos dominantes de la estructura para los cuales la revisión por limitación de daño a elementos no estructurales se satisface por un modelo que satisface la revisión por deformación por el *método convencional*.

Para sustentar estos resultados, se analizó el modelo que satisfacía al límite las restricciones por deformación del planteamiento del *método convencional*, cuya configuración se definió en la tabla 5.14, usando la metodología de análisis propuesta en el Apéndice Normativo A.

La distorsión elástica máxima que arrojó el análisis realizado, excitando el modelo con el espectro propuesto en el ANA para un primer periodo dominante del suelo $T_s = 2.0$ seg, resultó ser igual a $\delta_{1ANA} = 0.002367$ en el 10° nivel.

Conforme a este planteamiento, se debe multiplicar esta distorsión elástica por el factor $Q'R/7 = 1.6653$ (use la figura 5.27 como referencia), que depende del primer periodo fundamental de la estructura, tal que la distorsión inelástica es igual a $\delta_{ANA} = 0.003942$, es decir, que satisface la distorsión permisible, como se esperaba, de acuerdo al razonamiento mostrado.

5.4.4.2 Revisión de seguridad contra colapso

La revisión descrita no es la única que solicita el ANA, como se había comentado anteriormente. Conforme a la revisión de seguridad contra colapso se solicita que las distorsiones máximas en la estructura multiplicadas por el factor QR , no excedan las distorsiones permisibles de entrepiso enunciadas en una tabla dentro del código. El caso de los modelos analizados debe cumplir la ecuación 5.43.

Se propone, como se realizó en el modelo de 15 niveles buscar una relación entre la distorsión elástica que satisface al límite la restricción de un planteamiento con el *método convencional* y la distorsión elástica que satisface la restricción propuesta para la revisión de seguridad contra colapso, considerando la ecuación 5.41 y 5.43, como se muestra a continuación:

$$\frac{\delta_{2ANA}}{\delta_{MC}} \leq \frac{1.25Q'}{QR} = \frac{1.25 \left(1 + \frac{Q-1}{\sqrt{k}} \frac{T}{T_a} \right)}{QR} \quad (5.49)$$

En la ecuación anterior, se ha aceptado que el factor de comportamiento sísmico reducido Q' , toma el valor expuesto por tratarse del intervalo de periodos $T < T_a$. Conforme a la ecuación anterior, un modelo que satisface la restricción propuesta en un análisis con el *método convencional* satisface la revisión por seguridad contra colapso del ANA si se cumple que $\delta_{2ANA}/\delta_{MC} = 1$ (porque sería la misma distorsión), es decir:

$$\frac{1.25 \left(1 + \frac{Q-1}{\sqrt{k}} \frac{T}{T_a} \right)}{QR} \leq 1 \quad (5.50)$$

Esta ecuación es función del factor de comportamiento sísmico Q , del periodo dominante del suelo T_s , para definir el coeficiente k , pero es sensiblemente dependiente del periodo fundamental de la estructura T . Despejando para la proporción T/T_a la ecuación anterior queda:

$$\left(\frac{QR}{1.25} - 1 \right) \left(\frac{\sqrt{k}}{Q-1} \right) \leq \frac{T}{T_a} \quad (5.51)$$

Debemos recordar que para el intervalo de periodos $T < T_a$, la proporción T/T_a sólo puede tomar valores entre cero y uno; por lo que la única forma en la que un modelo que satisface la restricción por deformación lateral analizado con el *método convencional* satisfaga también la revisión por colapso propuesta en el ANA es satisfaciendo la ecuación 5.52.

$$0 \leq \left(\frac{QR}{1.25} - 1 \right) \left(\frac{\sqrt{k}}{Q-1} \right) \leq 1 \quad (5.52)$$

Es demostrable que, dado que el factor de reducción por sobrerresistencia siempre será mayor a $R \geq 2$ y que el factor de comportamiento sísmico siempre es $Q \geq 1$, que cada uno de los multiplicadores de la ecuación siempre será mayor a uno, con lo que resulta que la revisión de seguridad por colapso propuesta por el ANA siempre requerirá mayor rigidez que las revisiones análogas.

En el caso del modelo propuesto (tabla 5.14) que satisface al límite la revisión del *método convencional*, sometido al espectro propuesto en la metodología de análisis del Apéndice Normativo A, se tuvo una distorsión elástica en el décimo nivel igual a $\delta_{2ANA} = 0.002367$.

Conforme a este planteamiento, la distorsión elástica se debe multiplicar por el factor $QR = 8.044$, donde el factor de reducción por sobrerresistencia es igual a $R = 2.011$ para un primer periodo fundamental igual a $T = 1.111 \text{ seg} < T_a = 1.175 \text{ seg}$, tal que la distorsión inelástica es igual a $\delta_{ANA} = 0.0190 > 0.0150$, es decir, que la revisión de seguridad contra colapso requiere mayor rigidez, como se hizo ver en el procedimiento analítico anterior.

Un ejercicio interesante para la obtención de un modelo que satisfaga la restricción por deformación lateral de seguridad contra colapso del Apéndice Normativo A, es eliminar los últimos tres niveles del modelo de 15 niveles que satisface este requisito (tabla 5.13).

El primer periodo fundamental de la estructura de 12 niveles con las secciones transversales propuestas fue igual a $T = 0.907 \text{ seg}$, lo que origina un factor de reducción por sobrerresistencia igual a $R = 2.0498$, tal que la distorsión inelástica máxima que se presentó en el décimo nivel tiene una magnitud $\delta_{2ANA} = 0.01284 < 0.015$, es decir, que a pesar de que el modelo original del que se tomaron las secciones transversales cumple al límite esta misma revisión, la estructura resulta muy rígida y aunque satisface la restricción, no cumple con el objetivo de modelar al límite las estructuras, por lo que es necesario restarle rigidez.

Después de realizar varios análisis, se logró obtener un modelo que satisfacía la restricción por deformación de seguridad contra colapso al límite. En la tabla 5.17 se muestran las secciones transversales mediante las cuales se obtiene tal condición.

Tabla 5.17 Secciones del modelo de 12 niveles por seguridad contra colapso

Nivel	Columna	Trabe principal	Trabe secundaria	Contraviento
1	W 24"x306	W 18"x97	W 18"x76	OR 8"x8"x5/8"
2	W 24"x306	W 18"x97	W 18"x76	OR 8"x8"x5/8"
3	W 24"x306	W 18"x97	W 18"x76	OR 8"x8"x5/8"
4	W 24"x192	W 18"x97	W 18"x76	OR 8"x8"x5/8"
5	W 24"x192	W 18"x97	W 18"x76	OR 8"x8"x1/2"
6	W 24"x192	W 18"x97	W 18"x76	OR 8"x8"x1/2"
7	W 24"x131	W 18"x97	W 18"x76	OR 8"x8"x1/2"
8	W 24"x131	W 18"x97	W 18"x76	OR 8"x8"x1/2"
9	W 24"x131	W 18"x97	W 18"x76	OR 8"x8"x3/8"
10	W 24"x94	W 18"x97	W 18"x76	OR 8"x8"x3/8"
11	W 24"x94	W 18"x97	W 18"x76	OR 8"x8"x3/8"
12	W 24"x94	W 18"x97	W 18"x76	OR 8"x8"x3/8"

La estructura modelada por ser más rígida presentó un primer periodo fundamental menor al del modelo que satisface la revisión usando el análisis propuesto en el *método convencional*, con una magnitud igual a $T_1 = 1.010 \text{ seg}$, mientras que el segundo y tercer periodo resultaron ser iguales $T_2 = 0.963 \text{ seg}$ y $T_3 = 0.918 \text{ seg}$, respectivamente; todos ellos de translación.

La distorsión elástica máxima se presentó en el décimo nivel igual a $\delta_{2ANA} = 0.001847$. El factor de reducción por sobrerresistencia para el periodo enunciado resulta ser $R = 2.0297$ (ecuación 5.33); tal que la distorsión inelástica del modelo es igual a $\delta_{2ANA}' = 0.01499 < 0.015$ (ecuación 5.43).

En lo que respecta a los esfuerzos actuantes sobre el modelo, como se comentó en apartados anteriores, el diseño por desempeño propuesto en el código, conforme a los resultados obtenidos, se rige por la rigidez lateral del modelo y no por las solicitaciones de elementos mecánicos sobre los miembros que lo conforman.

La figura 5.41 presenta el comportamiento de los resultados de diseño que sobre las columnas usando una fórmula de interacción, la figura 5.42 es la revisión de las trabes principales y secundarias y, por último, en la figura 5.43 se muestran los resultados para el caso de los contravientos.

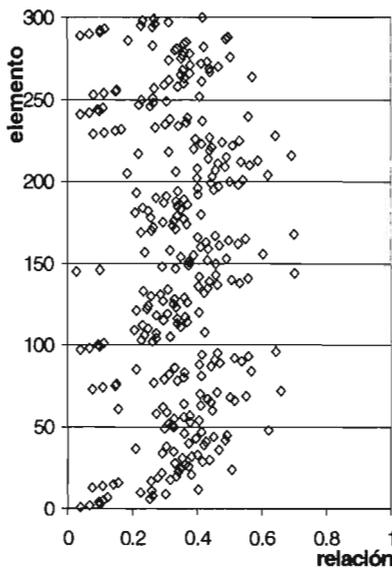


Figura 5.41 Relación de esfuerzos en columnas

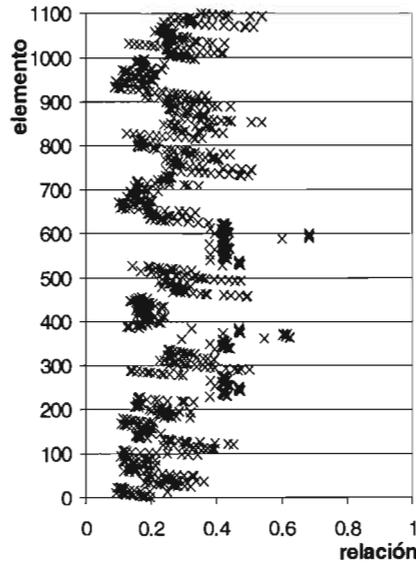


Figura 5.42 Relación de esfuerzos en vigas

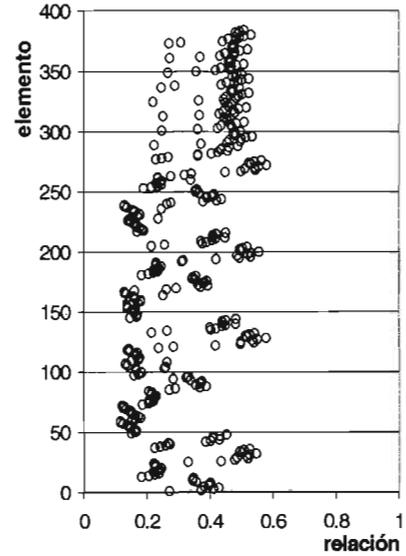


Figura 5.43 Relación de esfuerzos en contravientos

5.5 Conclusiones

Se mostraron en este capítulo los planteamientos propuestos en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo del 2004 y se hicieron reflexiones sobre el comportamiento de algunas variables definidas en el código.

Se discutió la conveniencia de subdividir la zona III en cuatro subzonas y se realizaron esfuerzos encaminados en demostrar que los espectros de diseño propuestos en la nueva versión de las Normas envuelve el que se planteaba en el código del 96. Además, se hizo notar que esta subdivisión contempla la posibilidad de que se presenten aceleraciones del terreno mayores a las establecidas en versiones anteriores de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

En lo referente al factor de reducción por sobrerresistencia R , se hizo notar lo benéfico de la inclusión del mismo en el Apéndice Normativo A en el proceso de análisis de la estructura planteado. De este factor se realizaron, adicionalmente, reflexiones en el sentido que estructuras ubicadas en terrenos con periodos dominantes altos o muy pequeños se asocian factores de reducción por sobrerresistencia R menores que aquellos ubicados en un intervalo $2 \text{ seg} < T_s < 4 \text{ seg}$, lo

que origina mayores cortantes dado que la sobrerresistencia es proporcional a la aceleración determinada para la obtención de los espectros de diseño.

De lo anterior, se debe entender, conforme al razonamiento, que estructuras con periodos fundamentales menores a $T < 1.5$ seg, ubicadas en suelos con estratos de arcilla importantes, tal que su primer periodo fundamental se encuentre en el intervalo $2 \text{ seg} < T_1 < 4 \text{ seg}$, sin importar su sistema de estructuración y ductilidad, se les asociará una menor sobrerresistencia que aquellas ubicadas en terreno firme, terrenos de transición o aquellos terrenos con periodos dominantes sumamente altos (apartado 5.1.3 de este trabajo).

Por otra parte, se modelaron dos edificios regulares de 15 y 12 niveles, de 52.5 m y 42 m, respectivamente; con características geométricas, sistema estructural y carga actuante equivalente. A través de un largo y complejo procedimiento, se determinó que el sistema estructural y con una configuración funcional, práctica y estructuralmente viable, consiste en marcos de acero dúctiles con contravientos concéntricos para resistir la excitación lateral por sismo.

Durante el proceso de diseño, se discutió la influencia de considerar la distorsión tangencial (que considera el desplazamiento en el eje global X y Y) para estudiar con mayor certeza el comportamiento de la estructura. Ya que como se dejó entrever, el control de las distorsiones horizontales pudiera no evidenciar el comportamiento de un entrepiso como cuerpo rígido asociado a distorsiones tangenciales pequeñas.

Las estructuras se ubicaron en la zona *IIIb* para asociarlos a las mayores demandas de aceleración propuestas en el código, con un factor de comportamiento sísmico igual a $Q = 4$, y se diseñaron de tal forma que los modelos se asociaron a distorsiones que satisficieran las restricciones por desplazamiento lateral al límite, considerando que los elementos no estructurales estuvieran desligados de la estructura.

Al respecto, se demostró que el sistema de marco dominaba sobre los contravientos, tal que fuera posible considerar un factor de comportamiento sísmico $Q = 4$, bajo el criterio del *método convencional*. Sin embargo, se hizo notar que el Apéndice Normativo no hacía distinción sobre el sistema que domina, de manera que se eligió clasificar la edificación como un sistema con marcos con contraventeo concéntrico y no como un sistema de marcos dúctiles que es el que está asociado al $Q = 4$. Además, se hizo notar que proponer una restricción de desplazamiento lateral más bajo que el propuesto para edificaciones de marcos de acero dúctiles permitiría realizar comparaciones más interesantes contra el planteamiento del *método convencional* y mostrar la inconsistencia teórica evidenciada.

Adicionalmente, se dedicaron esfuerzos en hacer reflexiones sobre la importancia de realizar análisis que tomen en cuenta la excentricidad accidental, como los que solicita la nueva versión de las Normas Técnicas. En lo referente a este apartado, durante la exposición de los resultados obtenidos de los análisis con excentricidad accidental dinámica y estáticamente, se realizó una sugerencia sobre la ambigua redacción del apartado aplicación y las importantes divergencias entre métodos aplicados, donde se sustentó que debe aplicarse un análisis estático, a pesar de estarse realizando un análisis dinámico, desplazando en $\pm 0.10b$ las cargas concentradas en uno de los ejes principales, mientras que en otro debe permanecer en el origen. En los modelos analizados, se demostró que mover la carga en ambos ejes es una condición de carga que rige el diseño, por lo que definir de manera adecuada la aplicación del análisis requerido dentro del código es fundamental, ya que regirá el diseño final.

Por otra parte, se realizó una comparación entre los cortantes obtenidos mediante la aplicación de un análisis modal espectral y los que se obtienen considerando un análisis estático. Los resultados, mostrados gráficamente, indican que para estructuras menores a 31 m, los cortantes obtenidos con el método estático envuelven el cortante dinámico sin sobrevaluarlos. Superado este nivel, dependiendo de la flexibilidad del modelo, la diferencia entre ambos criterios de análisis puede aumentar en proporción a la altura, y para estructuras más altas, los resultados obtenidos con un análisis estático pueden ser menores a los cortantes obtenidos mediante un análisis dinámico,

asociándose a mayores diferencias entre ellos en los niveles superiores o en los niveles cercanos a la base de la estructura.

Sin embargo, estos resultados, además de ser aplicables únicamente a una estructura regular de acero con marcos con contraventeo concéntrico, no siguen procesos lineales interpolables, por lo que no se puede inferir sobre el acierto o desacierto de la reducción del límite en la nueva versión de las NTCS, en función de la altura a partir de la cual debe aplicarse alguno de los métodos. Las reflexiones presentadas dejan entrever la necesidad de realizar más análisis de modelos semejantes con distintas alturas y de diferentes sistemas estructurales mediante los cuales se puedan fijar límites para la aplicación del método dinámico forzosamente dependiendo de estas variables.

El análisis de la estructura de 15 niveles presentó un primer periodo fundamental, que ubicó al modelo en el intervalo $T_a < T \leq T_b$. Inicialmente, se propuso un modelo que satisficiera las restricciones por deformación lateral del *método convencional* al límite, cuyo diseño quedó regido por la revisión estática por excentricidad accidental. A través de reflexiones analíticas se demostró que siempre que un modelo satisfaga este requisito, esa misma estructura sometida a la metodología de análisis propuesta por el ANA, también satisface las restricciones propuestas para la revisión de la limitación de daños a elementos no estructurales, para el mismo factor de comportamiento sísmico Q . Asimismo, se demostró que analíticamente ese mismo modelo, que satisface los requisitos propuestos en el *método convencional*, no satisface los requisitos por deformación lateral de la revisión de seguridad contra colapso, independientemente del periodo dominante del suelo T_s y del factor de comportamiento sísmico Q . Estas observaciones se respaldaron con la aplicación de las metodologías de análisis al modelo de 15 niveles, mediante las cuales se demostró su consistencia.

En lo referente a una estructura cuyo primer periodo fundamental se ubique en el intervalo de periodos $T < T_a$, se comprobó analíticamente, con el respaldo del modelo analizado de 12 niveles, que una estructura que cumple el análisis propuesto por el *método convencional* al límite las restricciones por deformación lateral, satisface el requisito para la limitación de daños a elementos no estructurales del Apéndice Normativo A; sin embargo, este modelo tampoco tiene la rigidez necesaria para satisfacer la revisión de seguridad contra colapso, por lo que fue necesario proponer un modelo con secciones transversales más robustas. De igual forma, se respaldó con la aplicación de ambas metodologías de análisis al modelo de 12 niveles, las conclusiones analíticas descritas, con lo que se demostró la consistencia de las reflexiones generadas.

Note que el procedimiento expuesto se aplicó a marcos dúctiles de acero con contraventeo concéntrico; sin embargo, las conclusiones generadas a partir de los razonamientos analíticos pudieran aplicar para marcos de acero con contraventeo excéntrico, los cuales a pesar de tener un límite por deformación lateral 25% más grande que los de su análogo concéntrico, siguen requiriendo mayor rigidez para que un modelo analizado con el *método convencional* satisfaga los requisitos de seguridad contra colapso.

Por otra parte, a lo largo de los razonamientos analíticos sobre las restricciones por deformación lateral, se usó el análisis propuesto por el *método convencional* como censor para compararlos con las metodologías planteadas en el Apéndice Normativo A. Sin embargo, no se dedicaron esfuerzos encaminados a definir intervalos de periodo dominantes de las estructuras para los cuales rija alguno de las revisiones propuestas, ni se observó la relación entre la revisión para la limitación de daño a elementos no estructurales y el límite de seguridad contra colapso del ANA, dado que el objetivo principal del capítulo era obtener modelos que satisficieran los requisitos al límite. Aunque esto no se llevó a cabo, las conclusiones generadas dejan entrever la posibilidad de definir el criterio que domina, en función del factor de comportamiento sísmico Q , de la regularidad de la estructura y del sistema estructural, lo que requerirá una importante cantidad de modelos para sustentar las conclusiones analíticas.

Adicionalmente, se hace notar que en ninguno de los modelos analizados, el diseño final se rigió por la resistencia de las secciones transversales seleccionadas o el nivel de esfuerzos asociada

al modelo, sino la restricción por desplazamiento lateral. Este aspecto fue aún más sensible en el caso de los modelos analizados siguiendo una metodología de diseño por desempeño, como la planteada en el Apéndice Normativo A. Este aspecto debe estar muy relacionado a que el Reglamento solicita se considere la distorsión horizontal únicamente para satisfacer los requisitos por deformación lateral que obliga a considerar secciones más robustas que podrían estar asociadas a distorsiones tangenciales pequeñas, como se discutió anteriormente.

A lo largo de los análisis presentados se realizaron esfuerzos para demostrar que la interpolación de los resultados obtenidos entre los distintos modelos con diferentes condiciones no es válida, ya que los resultados arrojados no siguen una relación lineal, ni se vislumbra proporcionalidad alguna, sino que depende de las condiciones específicas de las estructuras y la respuesta particular de cada sistema ante excitación lateral.

Una práctica común para tener una idea del periodo dominante de edificios con marcos de acero, que arroja resultados aceptables sin necesidad de realizar análisis complejos, consiste en multiplicar la altura del edificio por $T = 0.10h$. En el caso de los modelos estudiados, esta filosofía no es aplicable, dado que se trata de marcos contraventeados. Con base en los resultados obtenidos, es hace notar que el periodo dominante de los modelos resultó ser aproximadamente igual a $T = 0.088h$, con lo que se obtienen periodos que se acercan al periodo fundamental de la estructura con una aproximación de hasta $\pm 5\%$ del periodo real. En el caso de los marcos contraventeados modelados con un análisis de diseño por desempeño, dado que, como se demostró, son estructuras que requieren mayor rigidez para satisfacer los requisitos por deformación lateral planteados en el código, el periodo fundamental aproximado para tener un porcentaje de error menor a $\pm 5\%$ del periodo real se consigue aplicando $T = 0.082h$. Evidentemente, estas aproximaciones se establecieron a partir de un número muy limitado de modelos contraventeados de acero, por lo que será necesario realizar mayores esfuerzos para poder generalizar estos planteamientos, por lo que estas observaciones deben considerarse con las reservas que cada caso amerite.

Capítulo 6

Análisis estáticos no lineales

Capítulo 6

Análisis estáticos no lineales

En el capítulo anterior se discutieron y mostraron los resultados de los análisis de aplicar el procedimiento propuesto por el *método convencional* del análisis dinámico de las Normas Técnicas Complementarias para el diseño Sísmico del 2004 y el planteamiento del Apéndice Normativo A, aplicado a dos modelos de 12 y 15 niveles regulares con base en marcos dúctiles de acero con contraventeo concéntrico.

Adicionalmente, el diseño final de los modelos se asoció con las mayores distorsiones máximas permitidas en cada uno de los criterios estudiados, de tal forma que se obtuvo un modelo que satisface al límite las restricciones por deformación del *método convencional* y otro, que resultó más rígido, que satisface las restricciones análogas propuestas en el Apéndice Normativo A del diseño por desempeño para ambos edificios (12 y 15 niveles).

En este capítulo se presentan los resultados de análisis estáticos no lineales de los modelos ante cargas laterales monótonas crecientes usando el programa DRAIN-2DX (Prakash *et al.*, 1993) y análisis de diseño al límite simplificado, cuyo objetivo era identificar el acelerograma asociado al sismo de diseño para el que se obtendrían los resultados más atractivos en los análisis dinámicos que se discuten en el capítulo 7.

6.1 Diseño al límite

En el caso de los análisis del método energético, se propuso realizar un diseño al límite de cada uno de los modelos que considerara distintas combinaciones de miembros articulados que formaran el mecanismo de falla. Los razonamientos implantados se fundamentan en el principio de trabajo virtual, donde el trabajo interno de la estructura (por la presencia de articulaciones plásticas), debe equilibrar al trabajo externo, a partir de una distribución de las cargas sísmicas que en este trabajo están determinadas con el método estático de las Normas Técnicas.

6.1.1 Sustento teórico

Mediante la compatibilidad del desplazamiento de fluencia, es posible demostrar que el máximo factor de carga λ para cada configuración de falla de las articulaciones plásticas modeladas se consigue considerando la ecuación 6.1 (Tena, 2003).

$$\sum_{i=1}^n M_i \theta_i = \lambda \sum_{i=1}^n F_i \Delta_i \quad (6.1)$$

donde n es el número de niveles, M_i el momento en estudio del nivel i , θ_i es la curvatura virtual en el nivel i , F_i la carga externa aplicada en el nivel i y Δ_i el desplazamiento inducido en el nivel i del modelo estudiado. De la ecuación anterior, se puede razonar que el trabajo interno debido a la deformación de los elementos resistentes es igual al trabajo externo que desarrollan las fuerzas externas por un factor de carga λ que nos determine la magnitud de las fuerzas laterales que conducen a la estructura al mecanismo de falla supuesto para cada marco en estudio. Estudiando

distintos mecanismos, se llega a definir el más probable de falla, que será aquel que nos conduzca al menor valor del cortante basal para las estructuras en estudio.

En el caso de las vigas la articulación plástica se modeló considerando el momento plástico M_p de la sección transversal por nivel dependiendo del modelo estudiado, conforme a la ecuación 6.2.

$$M_p = ZF_y \tag{6.2}$$

donde Z es el módulo de sección plástica sobre el eje principal de la sección propuesta para cada modelo y F_y es el esfuerzo de fluencia igual a $F_y = 2,531 \text{ kg/cm}^2$, ya que las vigas se modelaron con acero tipo A-36.

Los contravientos se modelaron a compresión considerando la carga crítica de pandeo P_{cr} (ecuación 6.3), dependiendo de la sección transversal por nivel para cada edificio, con un módulo de elasticidad igual a $E = 2,038,900 \text{ kg/cm}^2$ y un factor de longitud efectiva igual a $k = 1.00$ en todos los casos.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(kL)^2} \leq A_s f_y \tag{6.3}$$

En la ecuación anterior, I es el momento de inercia de la sección estudiada y L la longitud del elemento que resultaba en todos los casos igual a $L = 5.31 \text{ m}$ a ejes.

La articulación por tensión se consideró con el producto del área transversal total del elemento por el esfuerzo de fluencia igual a $F_y = 2,531 \text{ kg/cm}^2$, dado que los elementos se modelaron considerando un acero tipo A-36.

El caso de las columnas requirió de un razonamiento más detallado, dado que la presencia de fuerza normal en la sección transversal hace que la resistencia a flexión disminuya. Este efecto origina que al plastificarse totalmente la sección, los volúmenes de esfuerzos a tensión y compresión no son iguales, como en el caso de la flexión pura, puesto que las fuerzas interiores deben ser equivalentes a un par y una fuerza axial.

Este momento plástico reducido por fuerza axial M_{pc} , se obtiene utilizando las condiciones de equivalencia de los sistemas de fuerzas exteriores e interiores en la sección transversal en estudio. Específicamente en elementos de sección transversal I o H, como los de los modelos en estudio, con fines prácticos pueden considerarse las expresiones 6.4 y 6.5 con buena precisión para el caso en el que la flexión se presente alrededor del eje de mayor momento de inercia (De Buen, 1982).

$$0 \leq P/P_y \leq 0.15 \quad M_{pc} = M_p \tag{6.4}$$

$$0.15P_y < P \leq P_y \quad M_{pc} = 1.18 \left(1 - \frac{P}{P_y} \right) M_p \tag{6.5}$$

En el caso de que la flexión se presente alrededor del eje de menor momento de inercia se pueden aceptar las siguientes expresiones idealizadas con una excelente aproximación.

$$0 \leq P/P_y \leq 0.40 \quad M_{pc} = M_p \tag{6.6}$$

$$0.40P_y < P \leq P_y \quad M_{pc} = 1.19 \left(1 - \left(\frac{P}{P_y} \right)^2 \right) M_p \tag{6.7}$$

En las expresiones anteriores P_y es la carga de fluencia producto del área de la sección transversal A_s por el esfuerzo de fluencia del elemento F_y , recuerde que las columnas se modelaron con acero tipo A-50, con un esfuerzo de fluencia igual a $F_y = 3,540 \text{ kg/cm}^2$.

Por otra parte, la carga axial P se modeló como la carga muerta más la carga viva accidental sobre las columnas. Dada la orientación de las traveses secundarias esta carga axial no resultó simétrica (ver figura 6.1), dando como resultado la necesidad de incluir en el modelado de los mecanismos de falla, las cargas para cada columna por nivel para cada modelo.

Adicionalmente, los resultados obtenidos incluyen la variación de la orientación de la dirección principal de las columnas (ver figura 6.2) dependiendo del marco estudiado y la dirección global.

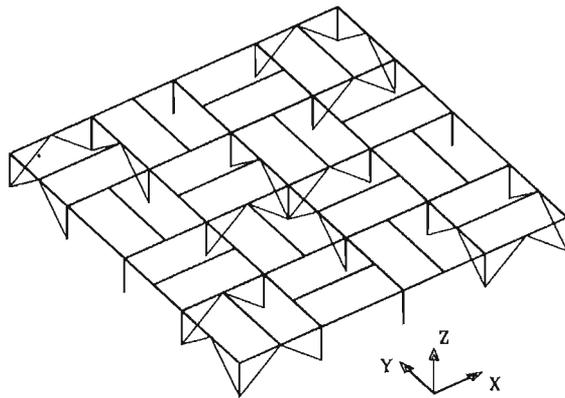


Figura 6.1 Isométrico de un nivel tipo

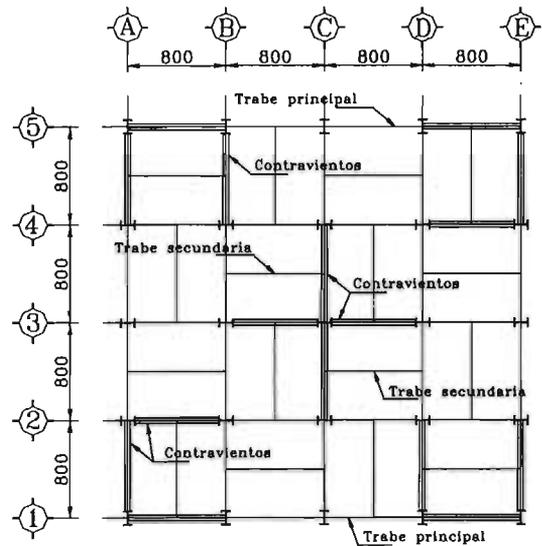


Figura 6.2 Planta tipo de modelos analizados

6.1.2 Mecanismos de falla modelados

Se propuso estudiar el mecanismo de falla propuesto en las Normas Técnicas y los mecanismos de falla de pisos débiles para cada uno de los entrepisos, articulando las columnas en ambos extremos y contravientos del nivel débil, así como las columnas en la base del marco. En la figura 6.3 se muestra un marco perimetral con un piso intermedio débil para uno de los modelos de 15 niveles; debe tenerse en cuenta que alguno de los marcos internos no cuentan con contravientos o su posición difiere a la mostrada en la figura, por lo que el esquema mencionado debe considerarse únicamente con fines ilustrativos para referir el mecanismo de falla comentado.

Por otra parte, se consideró valioso considerar un mecanismo de falla con vigas débiles y columnas fuertes, que es el propone el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. En este modelo se articularon las columnas en la base de la estructura, todas las traveses en ambos extremos y los contravientos, como se muestra en la figura 6.4 para el marco central en uno de los modelos de 12 niveles.

Una vez que se aplicaron los razonamientos expuestos a cada uno de los mecanismos de falla modelados se obtuvieron los factores de carga λ , que representan el aumento del cortante por nivel que toma el marco estudiado; es decir, representa la carga verdadera por cortante que toma cada marco por nivel como se indica en la ecuación 6.8.

$$F_{ver} = \lambda_i F_i \tag{6.8}$$

donde F_{ver} es la carga por cortante real que toma el nivel i del marco estudiado para el mecanismo de falla modelado, λ_i el factor de carga obtenido en el nivel i para ese mismo mecanismo de falla y F_i el cortante obtenido por el método estático para el nivel i .

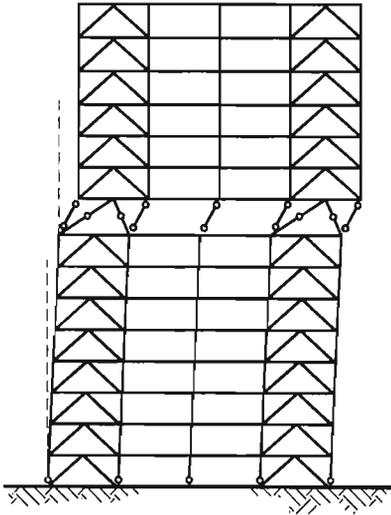


Figura 6.3 Mecanismo de falla con piso intermedio débil en marco perimetral (15 niveles)

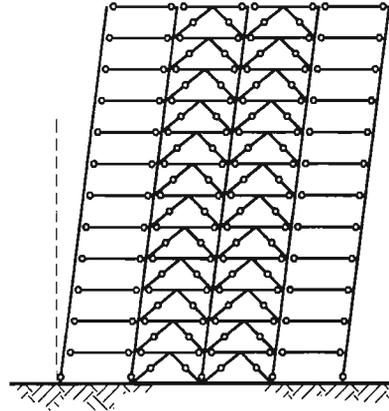


Figura 6.4 Mecanismo de falla viga débil-columna fuerte en marco central (12 niveles)

Ahora, el cortante basal V_j del marco estudiado j resultará de la suma de los cortantes obtenidos de cada nivel como lo indica la ecuación 6.9.

$$V_j = \sum_{i=1}^n F_{ver,i} \tag{6.9}$$

donde el cortante basal del marco j será la sumatoria de las cargas reales por cortante desde el nivel 1 igual a uno hasta n , donde n es el número de niveles.

Entonces, resulta intuible que el cortante basal V_b en cada una de las direcciones principales de la estructura resultará de la aplicación de la ecuación 6.10.

$$V_b = \sum_{j=1}^m V_j \tag{6.10}$$

donde el cortante basal V_b resulta de la sumatoria del cortante basal por marco V_j desde el marco j igual a 1 hasta m , donde m es el número total de marcos.

Con la aplicación del laborioso pero sencillo razonamiento a cada uno de los mecanismos de falla, se obtuvieron los factores de carga λ , que representa el aumento del cortante por nivel que toma el marco estudiado; entonces, el cortante basal V_j de cada marco j resultará como la suma de los cortantes obtenidos en cada nivel y así es posible obtener el cortante basal V_b de los mecanismos de falla estudiados en cada dirección principal. Adicionalmente, podría demostrarse que el coeficiente sísmico c por dirección está definido conforme a la ecuación 6.11.

$$c = \frac{V_b}{W_{total}} \tag{6.11}$$

donde c es el coeficiente sísmico por dirección, V_b el cortante basal en esa dirección para el mecanismo de falla modelado y W_{total} el peso total de la estructura estudiada.

En el capítulo anterior, se realizaron las reflexiones necesarias para determinar el peso total de cada uno de los modelos estudiados. En la tabla 6.1, se enuncian el peso total de las cuatro estructuras modeladas, que incluyen peso propio de los elementos finales en cada diseño y carga viva en toneladas.

Tabla 6.1 Peso total de los modelos estudiados

Nombre del modelo	Descripción del modelo	Peso total (ton)
MC15	Método convencional de 15 niveles	9,825.91
ANA15	Apéndice Normativo A de 15 niveles	10,132.46
MC12	Método convencional de 12 niveles	7,660.04
ANA12	Apéndice Normativo A de 12 niveles	7,855.39

Para tener un manejo más simple de los modelos estudiados se propone usar el nombre *MC* cuando se trate de un análisis realizado con el *método convencional* de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo, que se refiere al análisis modal espectral clásico, y el nombre *ANA* cuando sea un modelo analizado con el planteamiento propuesto en el Apéndice Normativo A. Además, el nombre del modelo llevará el número de niveles del edificio estudiado y, por último, en caso de ser necesario la dirección estudiada.

6.1.3 Exposición de los resultados

En la tabla 6.2 se enuncian los coeficientes sísmicos obtenidos con la aplicación de los razonamientos mostrados, para cada dirección global en función del mecanismo de falla propuesto. Note además, que se muestran también los resultados del modelo, con la misma configuración pero diseñado con los lineamientos del Apéndice Normativo A con un periodo dominante del suelo igual a $T_s = 2.00$ seg. Este modelo (ANA), como se recordará, fue también diseñado intentando satisfacer al límite las restricciones por desplazamiento lateral.

El modelo diseñado con el *método convencional* (MC) se ubicó en la zona *IIIb* con un coeficiente sísmico igual a $c = 0.45$; es decir, un coeficiente sísmico reducido igual a $c_r = 0.1125$, considerando un factor de comportamiento sísmico $Q = 4$ y $Q' = 4$. En la tabla, los coeficientes sísmicos se presentan reducidos por el factor de comportamiento sísmico, el que se incluyó en las cargas sísmicas estáticas para la determinación del trabajo externo. Conforme al planteamiento del Apéndice Normativo A, cuando el periodo del suelo es igual a $T_s = 2.00$ seg. el coeficiente sísmico es igual a $c = 1.20$. Si el factor de comportamiento sísmico elegido es $Q = 4$, el factor de comportamiento sísmico reducido igual a $Q' = 6.07$, lo que implica que el coeficiente sísmico reducido para el modelo diseñado con el ANA es igual a $c_r = 0.1976$.

Note, que ninguno de los mecanismos de falla considerados reporta un coeficiente sísmico c menor al coeficiente sísmico reducido de cada criterio de análisis ($c_r = 0.1125$ para MC; $c_r = 0.1976$ para ANA). En la figura 6.5, se presentan graficados los coeficientes sísmicos por nivel de los mecanismos de falla considerados en los modelos de 15 niveles en ambas direcciones. Es necesario ser cuidadoso con la interpretación del esquema mencionado, ya que la variación del coeficiente sísmico entre los niveles, no implica que éste varíe con relación a la altura, sino es una representación de la magnitud del coeficiente sísmico alcanzada en el modelo con mecanismo débil en ese nivel.

Tabla 6.2 Coeficientes sísmicos *c* obtenidos en los modelos por mecanismo de falla

Mecanismo de falla	MC15		ANA15		MC12		ANA12	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Viga débil-columna fuerte	0.2349	0.2337	0.3952	0.3937	0.1569	0.1560	0.2330	0.2316
Primer piso débil	0.1989	0.1866	0.2960	0.2841	0.1817	0.1677	0.2675	0.2449
Segundo piso débil	0.2355	0.2162	0.3325	0.3137	0.1991	0.2018	0.3336	0.2976
Tercer piso débil	0.2366	0.2165	0.3366	0.3141	0.2258	0.2023	0.3361	0.2983
Cuarto piso débil	0.1992	0.1883	0.3072	0.2941	0.1905	0.1763	0.2807	0.2573
Quinto piso débil	0.2011	0.1896	0.3096	0.2945	0.1787	0.1630	0.2643	0.2388
Sexto piso débil	0.1830	0.1708	0.2749	0.2601	0.1821	0.1650	0.2692	0.2418
Séptimo piso débil	0.1783	0.1672	0.2641	0.2522	0.1697	0.1547	0.2442	0.2234
Octavo piso débil	0.1815	0.1695	0.2683	0.2556	0.1776	0.1597	0.2520	0.2289
Noveno piso débil	0.1853	0.1723	0.2735	0.2597	0.1635	0.1465	0.2360	0.2106
Décimo piso débil	0.1787	0.1679	0.2688	0.2570	0.1515	0.1373	0.2250	0.2017
Onceavo piso débil	0.1589	0.1470	0.2313	0.2185	0.1604	0.1448	0.2377	0.2127
Doceavo piso débil	0.1647	0.1516	0.2393	0.2254	0.1939	0.1549	0.2544	0.2275
Treceavo piso débil	0.1612	0.1492	0.2414	0.2285	-	-	-	-
Catorceavo piso débil	0.1690	0.1563	0.2529	0.2394	-	-	-	-
Quinceavo piso débil	0.1788	0.1653	0.2676	0.2533	-	-	-	-

Con base en estos resultados, el mecanismo de falla asociado a las Normas Técnicas (columna fuerte – viga débil – contraviento débil) no rigió el diseño, ya que los mecanismos de piso débil presentan coeficientes sísmicos de menor magnitud; siendo la dirección global Y la que resultó más débil.

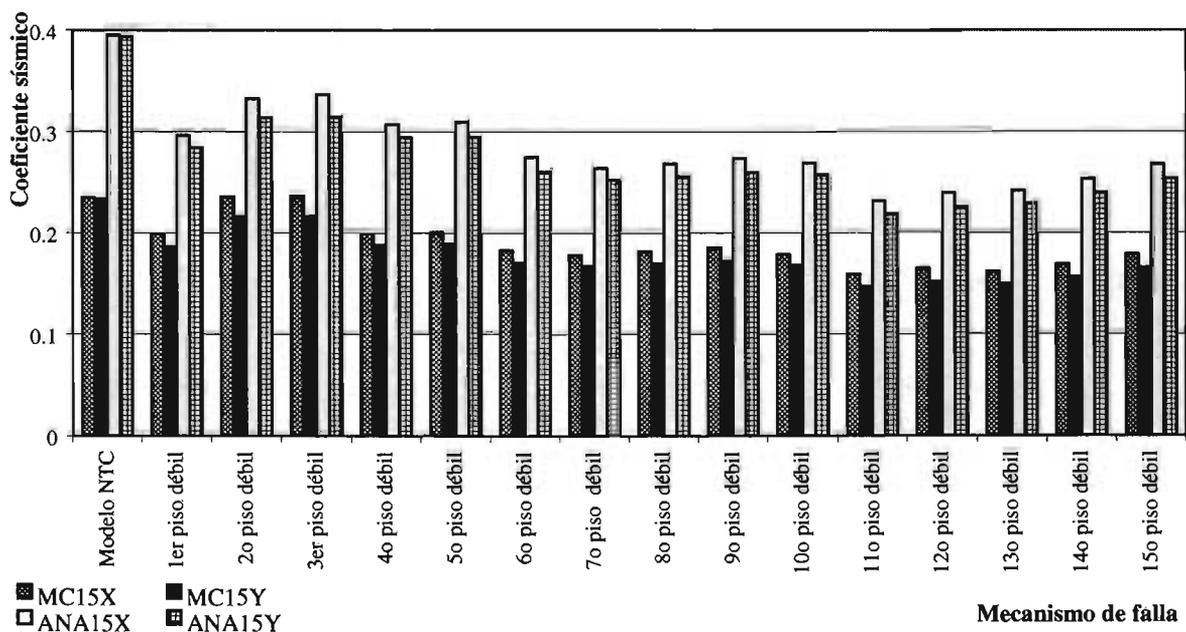


Figura 6.5 Coeficientes sísmicos obtenidos en los modelos de 15 niveles

Conforme a los resultados, el menor coeficiente sísmico se presenta en el mecanismo de falla del onceavo piso débil, lo que implica que el colapso se presentaría, en teoría, en cuanto el cortante sísmico actuante en la dirección global Y rebase 0.1470 veces el peso total de la estructura (que asciende a 9,825.91 ton). Es decir, el máximo cortante que resiste el modelo está asociado a un coeficiente sísmico 30.67% mayor al coeficiente sísmico reducido de diseño igual a $c_{zona\ IIIb} = 0.1125$. Por lo tanto, la sobrerresistencia nominal esperada en este caso es $R_n = 1.307$, que es muy baja, dado que tomando exclusivamente la asociada al factor de carga ($F_C = 1.10$) y el inverso del factor de resistencia F_R para una falla a flexión (1/0.90), se espera una resistencia adicional de $R_a = 1.220$, sin tomar en cuenta otros factores como el uso de secciones tipo.

Los modelos diseñados con los criterios del Apéndice Normativo A (ANA15) tienen un comportamiento similar, donde la dirección global Y es la más débil del modelo y que los mecanismos de piso débil se presentarían teóricamente antes que el mecanismo de falla asociado a las Normas Técnicas.

Ahora, en el caso de los modelos analizados con el Apéndice Normativo A, el aumento de rigidez, a partir de las secciones transversales de los elementos que conforman los edificios, ocasiona que la capacidad de absorber las solicitaciones impuestas aumente, con lo que aumenta el trabajo interno y, por tanto, el factor de carga λ_i debe ser por esta razón, que en todos los casos los coeficientes sísmicos obtenidos de los modelos con el Apéndice Normativo A (ANA15) son mayores a los del edificio modelado con el *método convencional* (MC15).

El menor coeficiente sísmico del modelo ANA15 se presenta en el mecanismo de falla con el onceavo piso débil en la dirección global Y con una magnitud igual a $c_{p11} = 0.2185$. Es decir, que el modelo soportará teóricamente 0.2185 veces el peso total de la estructura (que asciende a 10,132.46 ton). Este coeficiente resulta ser 1.106 veces mayor que el coeficiente sísmico reducido de diseño igual a $c_{zona\ IIIb} = 0.1976$. Es obvio para este diseño que la sobrerresistencia obtenida para este mecanismo de falla es demasiado bajo, menor a la que se espera adicionalmente por el uso de factores de carga F_C y de reducción de resistencia ($R_a = 1.220$), lo que indica que es un mecanismo frágil no deseado.

Por último, note que en los modelos estudiados, los resultados parecen ser poco sensibles a los cambios de sección de las columnas (cada tres niveles), pero el cambio de sección en los contravientos (cada cinco niveles), parece influir en que el mecanismo de piso débil en el onceavo nivel predomine.

Los coeficientes sísmicos c obtenidos en los modelos de doce niveles se han graficado y se exponen en la figura 6.6. Note que los resultados guardan congruencia al señalar a la dirección Y como la más débil.

El mecanismo del décimo piso débil es el que rige con un coeficiente sísmico en el modelo MC12Y igual a $c_{p10} = 0.1373$, lo que implica que el modelo soporta una sobrerresistencia teórica nominal esperada igual a $R_n = 1.22$, ya que el coeficiente de diseño es $c_{IIIb} = 0.1125$. Mientras que el modelo ANA12Y reporta un coeficiente en el mecanismo del décimo nivel igual a $c_{p10} = 0.2017$, que implica una sobrerresistencia nominal de apenas $R_n = 1.02$, ya que el coeficiente sísmico de diseño propuesto en el Apéndice Normativo A es igual a $c_{ANA} = 0.1976$. Es decir, que si la resistencia mínima esperada es igual a $R_a = 1.22$ de considerar el factor de carga y resistencia, en ambos modelos se presentarían mecanismos de falla frágiles no deseados.

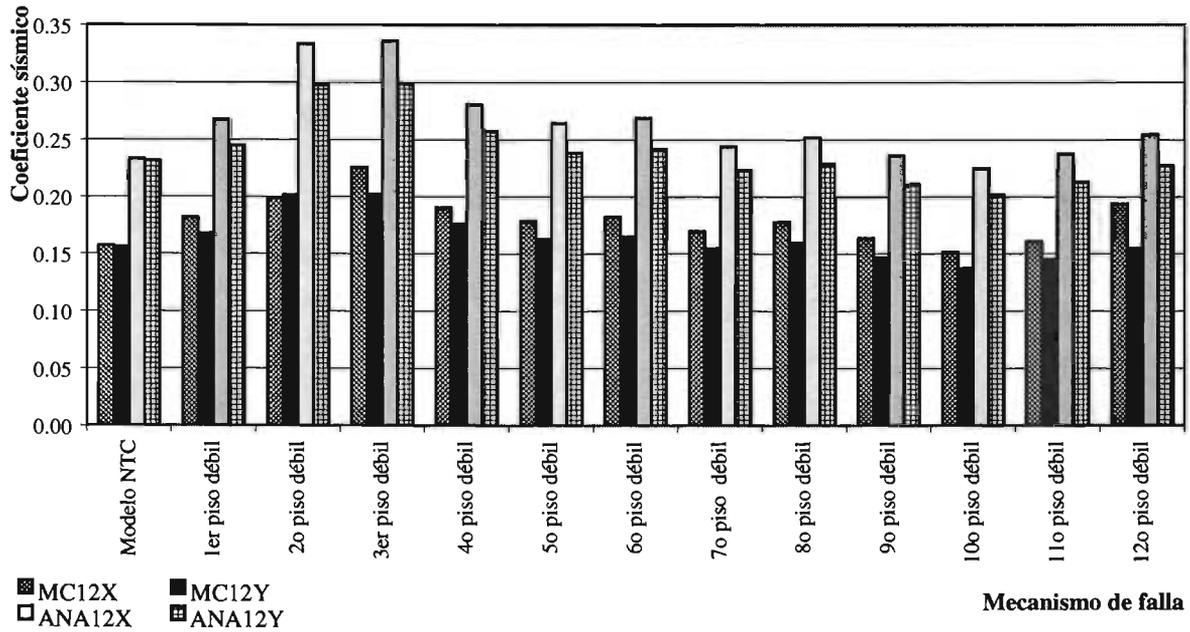


Figura 6.6 Coeficientes sísmicos obtenidos en los modelos de 12 niveles

6.2 Análisis ante carga lateral monótona creciente (pushover)

Antes de realizar los análisis dinámicos no lineales, se realizaron análisis estáticos ante carga lateral monótona creciente para intentar determinar las excitaciones dinámicas que pudieran ofrecer resultados más interesantes de los modelos estudiados.

Además, se reflexionó sobre influencia en los resultados de realizar el análisis no lineales de cada uno de los marcos independientes en cada dirección (sumando los efectos) y el análisis de los marcos continuos unidos con elementos rígidos, como se muestra a lo largo de este capítulo.

6.2.1 Análisis de los marcos independientes del modelo diseñado con el método convencional

En los análisis estáticos se utilizaron patrones de carga lateral asociadas al mecanismo de viga débil – contraviento débil – columna fuerte, que se denomina como método convencional por ser el asociado a un diseño conforme a las Normas Técnicas Complementarias, así como otro patrón de carga lateral idéntico al utilizado en los análisis al límite para el mecanismo de onceavo piso débil, por ser el que rigió el criterio con los análisis al límite.

En la figura 6.7 se presenta el comportamiento normalizado de la distribución de cargas propuestas F con las que se excitaron los modelos, normalizadas con respecto al cortante basal de cada mecanismo de falla V_b . La figura debe observarse con las reservas adecuadas, ya que aunque las cargas laterales asociadas al mecanismo de colapso de las Normas Técnicas no envuelven completamente al mecanismo del piso 11 débil, no implica que la magnitud de esas fuerzas laterales sean mayores, sino que en la gráfica busca mostrar al lector la distribución de cargas estáticas laterales que se fueron aplicando al modelo con incrementos de magnitud controlada hasta el colapso a los modelos estudiados.

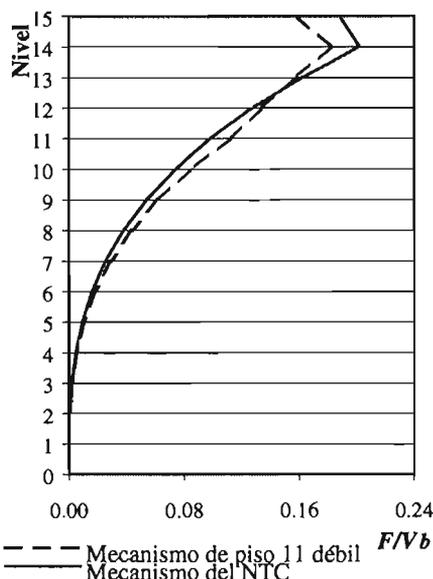


Figura 6.7 Distribución de cargas del mecanismo de falla de las NTC y por piso 11 débil

En este apartado se presentan los resultados de análisis estáticos no lineales ante cargas laterales monótonas y crecientes con el programa DRAIN-2DX (Prakash *et al.*, 1993), para estudiar el comportamiento de los modelos incluyendo los efectos $P-\Delta$ y sin incluirlos en contravientos y columnas.

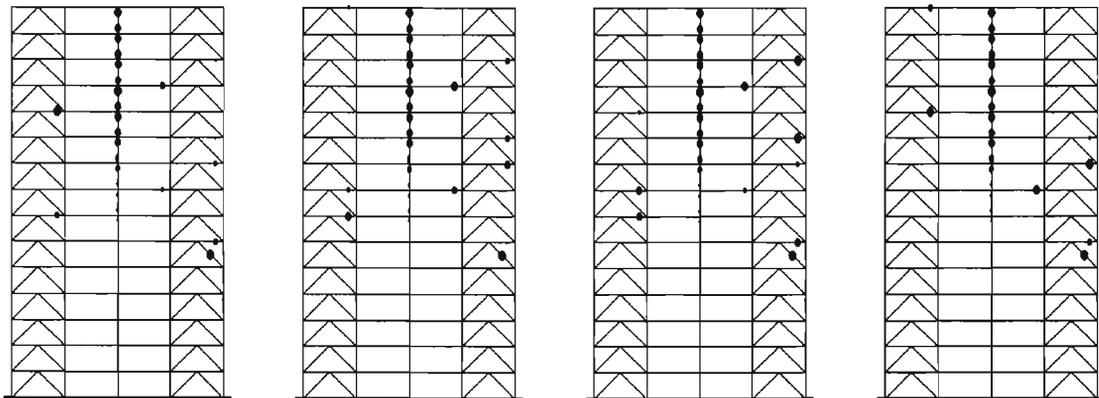
En los análisis se utilizaron patrones de carga lateral asociadas al mecanismo de viga débil – contraviento débil – columna fuerte, que se denomina como método convencional por ser el asociado a un diseño conforme a las Normas Técnicas Complementarias, así como otro patrón de carga lateral idéntico al utilizado en los análisis al límite para el mecanismos de onceavo piso débil, por ser el que rigió bajo este criterio.

6.2.1.1 Instantáneas de fluencia

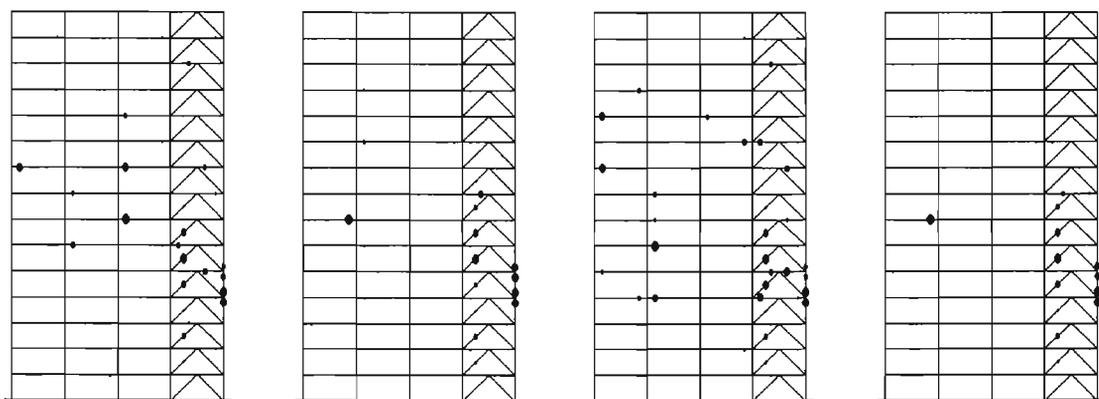
A continuación, se presentan gráficamente la ubicación de las articulaciones en los análisis realizados por marco. Dado que el marco E tiene la misma configuración que el marco A (vea la figura 6.2), los resultados presentados se concentran únicamente en estos primeros cuatro marcos. Algo similar se dispuso en la dirección global X, donde los marcos 1 y 5 son iguales.

En la figura 6.8 se muestran con una esfera la magnitud y ubicación de las articulaciones plásticas en el marco A presentadas en los análisis realizados en el último paso del análisis, que se limitó a 100 redistribuciones de carga por paso con un incremento de carga del 0.005. Las articulaciones graficadas se normalizaron respecto al mayor giro (o extensión o contracción) presentado en cada tipo de elemento; es decir, la esfera de mayor tamaño representa la articulación con un diámetro igual a uno en las trabes, en las columnas y en los contravientos (extensión o contracción), tal que el resto de las articulaciones tendrán un diámetro menor, aunque no implica que la magnitud de las articulaciones en esos tres grupos de los elementos se comparable. Esta presentación obedece a que la magnitud de algunas rotaciones en trabes y columnas resultaba tan grande en comparación con las análogas, que obligaba a que el diámetro del resto de las esferas resultaran con un diámetro tan pequeño que resultaban poco apreciables.

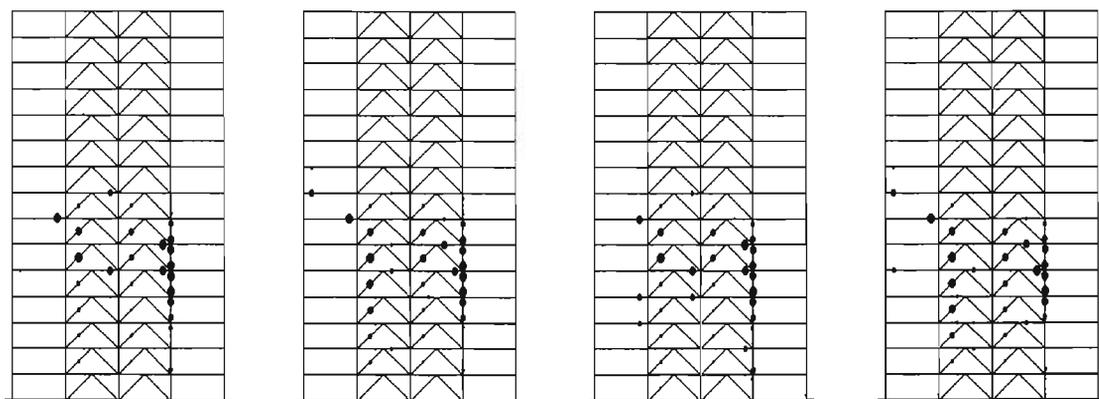
En las figuras 6.9, 6.10 y 6.11 se presenta las articulaciones del marco B, marco C y marco D de los cuatro análisis realizados. Mientras que en las figuras 6.12, 6.13, 6.14 y 6.15 se presentan las gráficas correspondientes a los marcos 1, marco 2, marco 3 y marco 4, respectivamente.



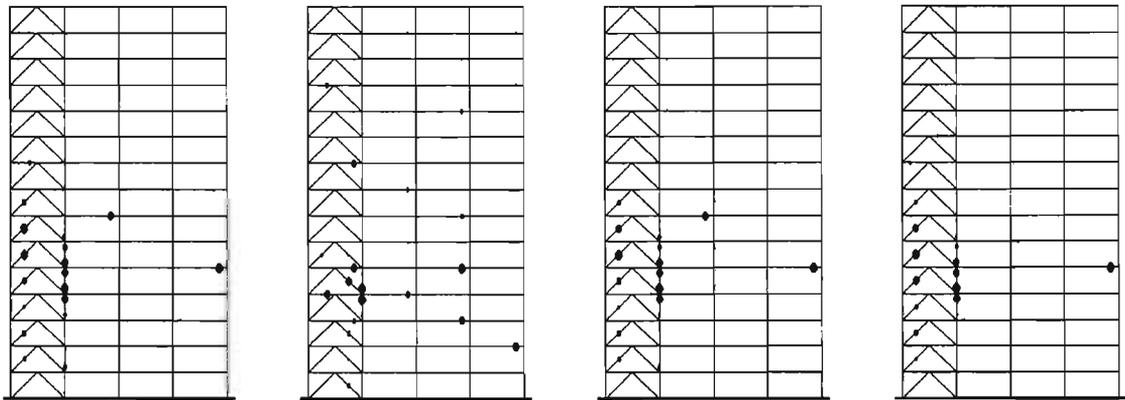
Método convencional sin $P-\Delta$ Método convencional con $P-\Delta$ Piso 11 débil sin $P-\Delta$ Piso 11 débil con $P-\Delta$
Figura 6.8 Articulaciones en los análisis del marco A en el último paso



Método convencional sin $P-\Delta$ Método convencional con $P-\Delta$ Piso 11 débil sin $P-\Delta$ Piso 11 débil con $P-\Delta$
Figura 6.9 Articulaciones en los análisis del marco B en el último paso

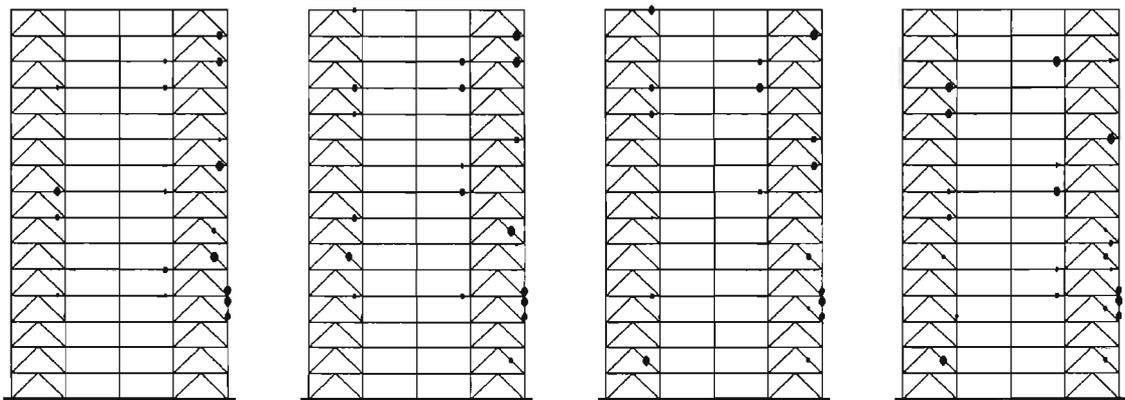


Método convencional sin $P-\Delta$ Método convencional con $P-\Delta$ Piso 11 débil sin $P-\Delta$ Piso 11 débil con $P-\Delta$
Figura 6.10 Articulaciones en los análisis del marco C en el último paso



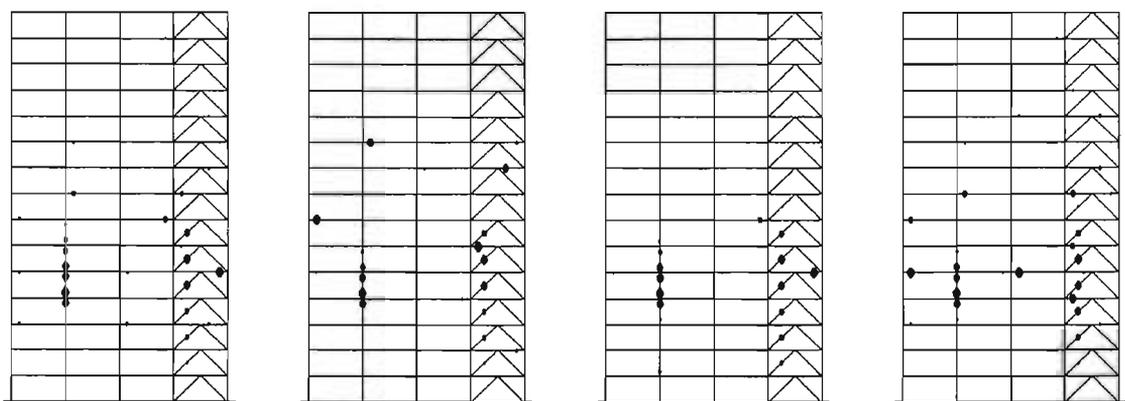
Método convencional sin $P-\Delta$ Método convencional con $P-\Delta$ Piso 11 débil sin $P-\Delta$ Piso 11 débil con $P-\Delta$

Figura 6.11 Articulaciones en los análisis del marco D en el último paso



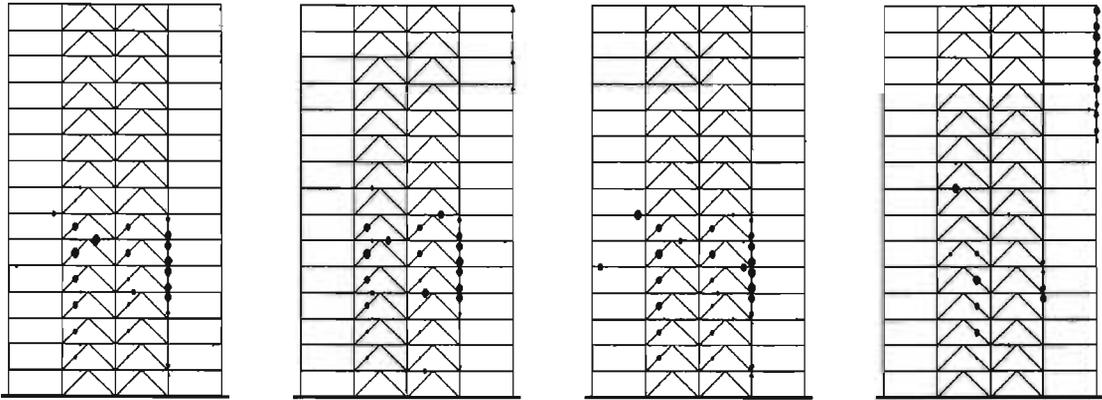
Método convencional sin $P-\Delta$ Método convencional con $P-\Delta$ Piso 11 débil sin $P-\Delta$ Piso 11 débil con $P-\Delta$

Figura 6.12 Articulaciones en los análisis del marco 1 en el último paso

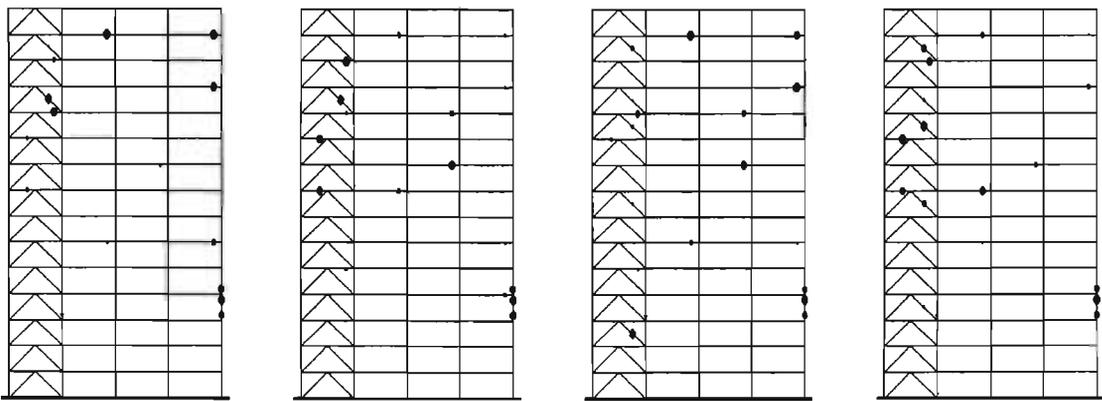


Método convencional sin $P-\Delta$ Método convencional con $P-\Delta$ Piso 11 débil sin $P-\Delta$ Piso 11 débil con $P-\Delta$

Figura 6.13 Articulaciones en los análisis del marco 2 en el último paso



Método convencional sin $P-\Delta$ Método convencional con $P-\Delta$ Piso 11 débil sin $P-\Delta$ Piso 11 débil con $P-\Delta$
Figura 6.14 Articulaciones en los análisis del marco 3 en el último paso



Método convencional sin $P-\Delta$ Método convencional con $P-\Delta$ Piso 11 débil sin $P-\Delta$ Piso 11 débil con $P-\Delta$
Figura 6.15 Articulaciones en los análisis del marco 4 en el último paso

Con base en las gráficas, en la mayoría de los casos analizados, la descarga de los contravientos en pisos intermedios sobre las columnas originó una redistribución de carga que a la postre originó que la columna se articulara en ambos extremos, ocasionando un mecanismo completo con la columna y diagonales articuladas.

En general, las travesas presentaron rotaciones plásticas de poca magnitud y no se presentaron casos en los que se plastificaran el extremo inferior de las columnas de la planta baja. Note también, que la distribución de cargas para el onceavo piso débil, que conforme a razonamientos previos era crítica, no formó las articulaciones esperadas en dicho nivel.

Con base en las instantáneas de fluencia inelástica mostradas, se aprecia que el mecanismo de colapso de los marcos es originado por mecanismos de colapso locales, normalmente asociados al pandeo de contravientos, y no a los mecanismos globales de colapso como los considerados en los análisis al límite.

6.2.1.2 Distorsiones

En las siguientes figuras se muestra la distorsión de los cuatro análisis realizados en ambas direcciones con y sin incluir el efecto $P-\Delta$. Con excepción de los marcos A, marco 1 y marco 4

(figuras 6.16, 6.20 y 6.23 respectivamente) los marcos mostraron una configuración deformada con un máximo en el sexto nivel, bastante similar entre ellos. En los resultados no se aprecia una clara tendencia para determinar el mecanismo de falla modelado que predominaría en la estructura en estudio, otra que, como se mencionó anteriormente, el colapso de los marcos está asociado a mecanismos de falla locales por pandeo de las diagonales más que a mecanismos globales.

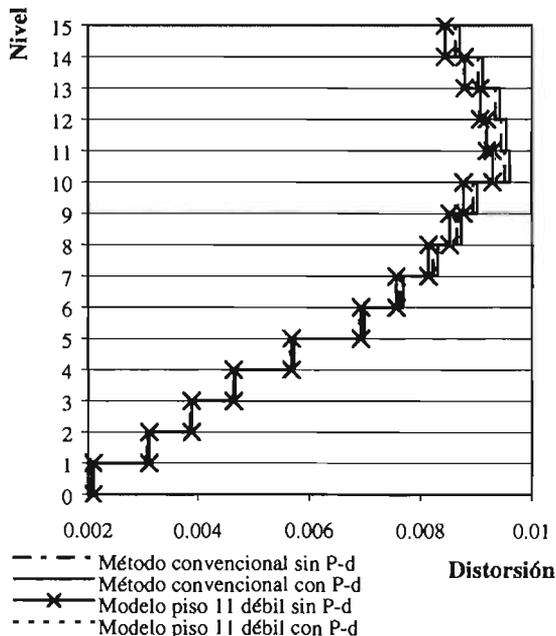


Figura 6.16 Distorsiones en el Marco A

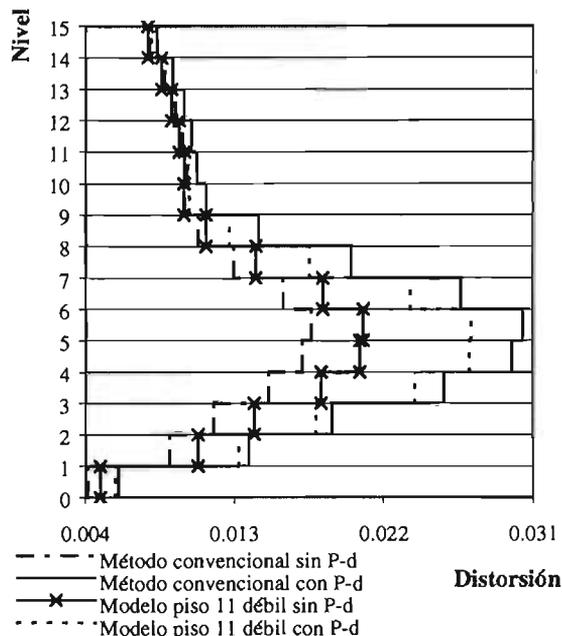


Figura 6.17 Distorsiones en el Marco B

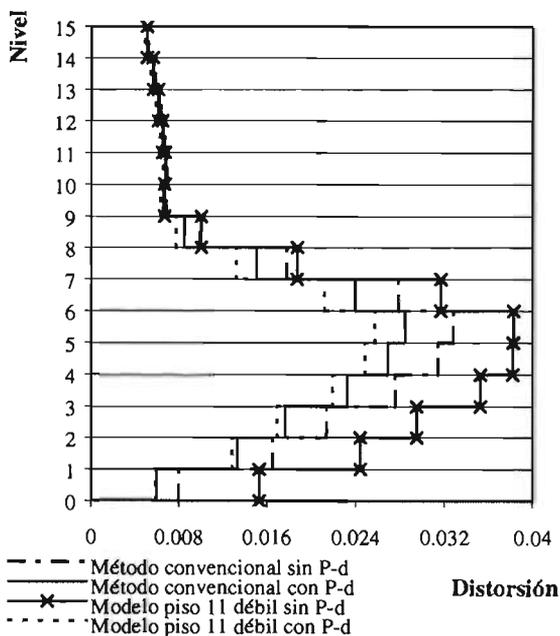


Figura 6.18 Distorsiones en el Marco C

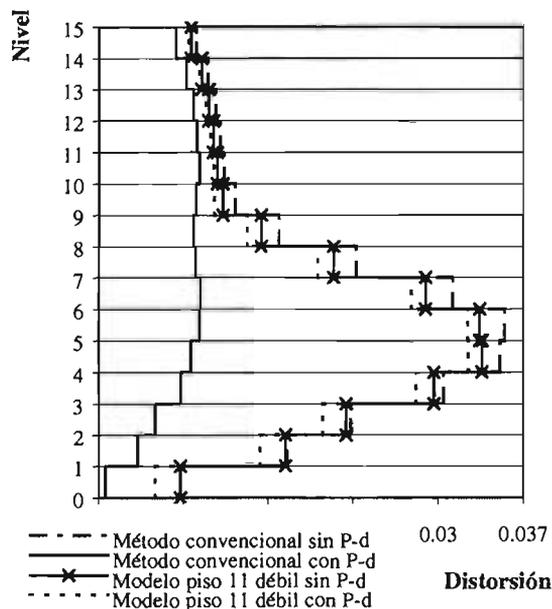


Figura 6.19 Distorsiones en el Marco D

En la dirección global Y (ejes letras) los análisis utilizando la distribución de fuerzas laterales del *método convencional* parecen envolver satisfactoriamente los análisis hechos con la distribución de fuerzas asociadas al onceavo piso débil, con excepción de lo presentado en la figura 6.18, en la que rige el análisis con la distribución de fuerzas asociadas al onceavo piso débil sin efecto $P-\Delta$. El piso débil es el mecanismos que rige en la dirección global X (ejes numéricos), con excepción del marco 1 (figura 6.20), que a su vez tiene una configuración deformada distinta.

De inicio, puede intuirse que los modelos que incluyen el efecto $P-\Delta$ en columnas y contravientos podrían presentar menores distorsiones al colapso y, en efecto, eso se cumple por lo general, salvo el caso de los marcos de las figuras 6.16 y 6.17, donde se obtienen resultados muy similares a cuando no se incluyen estos efectos.

Las distorsiones últimas de entrepiso obtenidas en los marcos centrales que no consideran efectos $P-\Delta$ con estos análisis tipo pushover superan notablemente a las que se han obtenido experimentalmente (figuras 6.21, 6.22 y 6.23); de hecho, superan el límite que propone el Apéndice Normativo A de las NTCS-2004 ($\delta = 0.015$), lo que indica que, para este tipo de estructuras, es muy importante incluir los efectos $P-\Delta$ para no llegar a soluciones poco realistas y nada conservadoras. De hecho, también en ocasiones las distorsiones últimas obtenidas incluyendo efectos $P-\Delta$ superan notablemente este límite (figuras 6.17, 6.18 y 6.21), y por lo que también es importante racionalizar estas distorsiones últimas obtenidas numéricamente con la capacidad de deformación plástica real que tienen los elementos y compararla con la que, según el software utilizado, se le demanda para esta condición ultima de deformación.

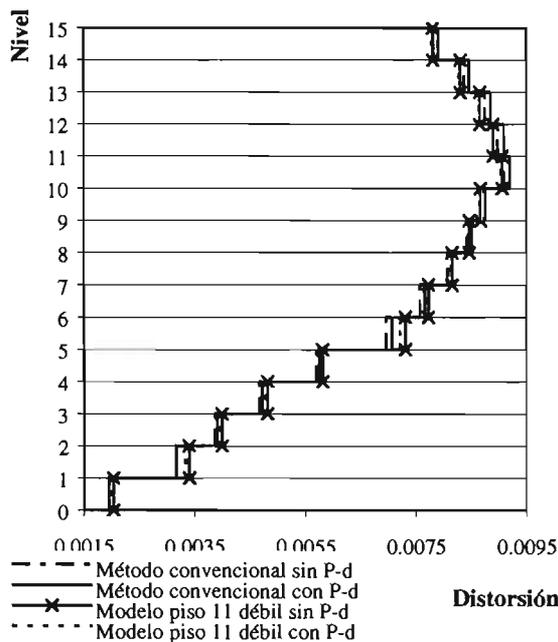


Figura 6.20 Distorsiones en el Marco 1

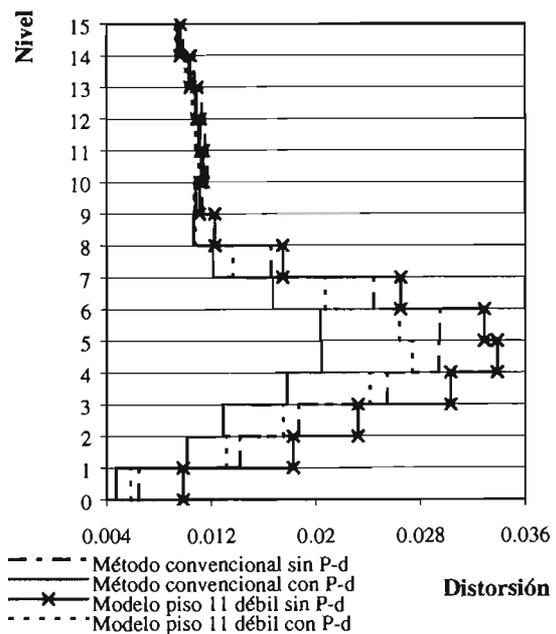


Figura 6.21 Distorsiones en el Marco 2

6.2.1.3 Cortantes presentados

En las figuras 6.24 a la 6.27 se han graficado el cortante normalizado con respecto al peso total de la estructura por nivel de los marcos del eje global Y. En las gráficas se incluye la aportación de las diagonales para resistir la sollicitación (con línea punteada), tal que, por consiguiente, la contribución de las columnas será el intervalo entre la línea punteada y el cortante total de los marcos. Se aprecia que el cortante que absorbe cada marco es mayor al obtenido con

análisis al límite, de manera que, en conjunto, la capacidad total de la estructura en dirección Y es mayor, como se enuncia en la tabla 6.3 para cada mecanismo de falla modelado.

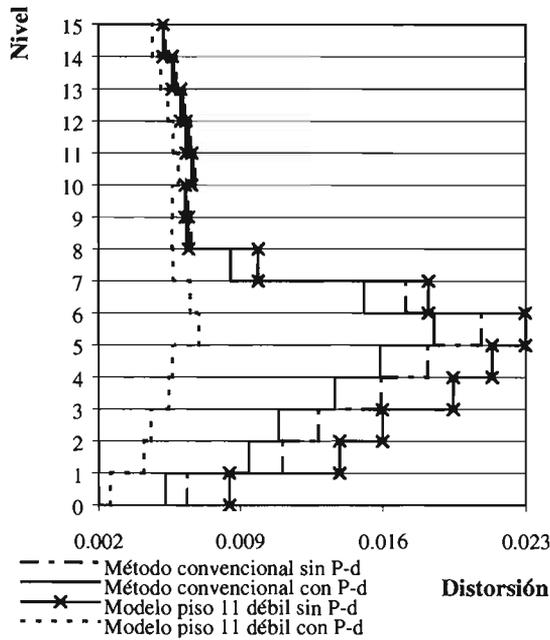


Figura 6.22 Distorsiones en el Marco 3

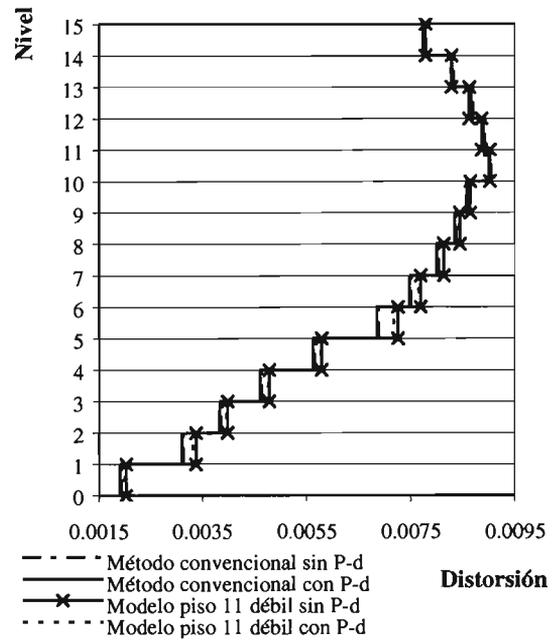
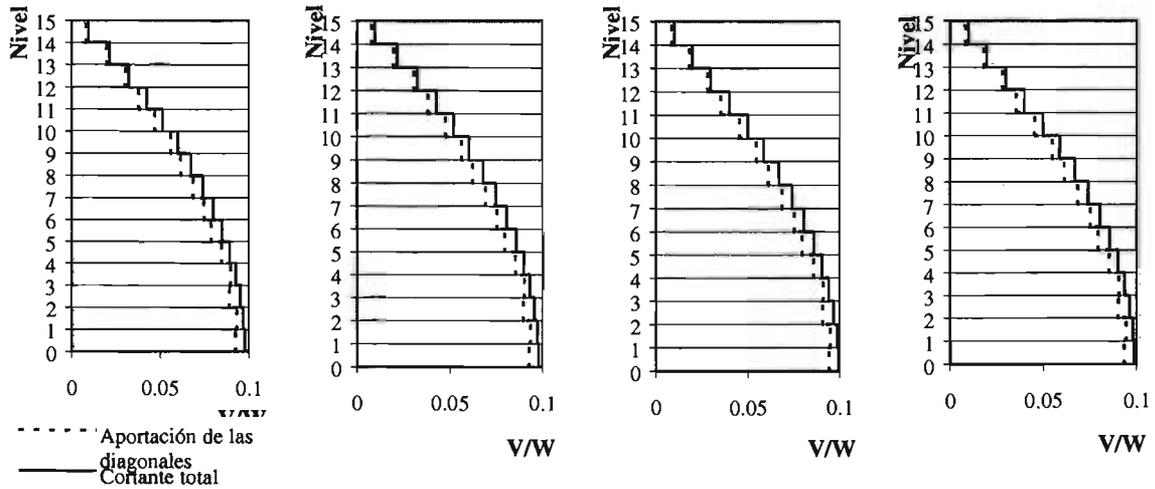


Figura 6.23 Distorsiones en el Marco 4

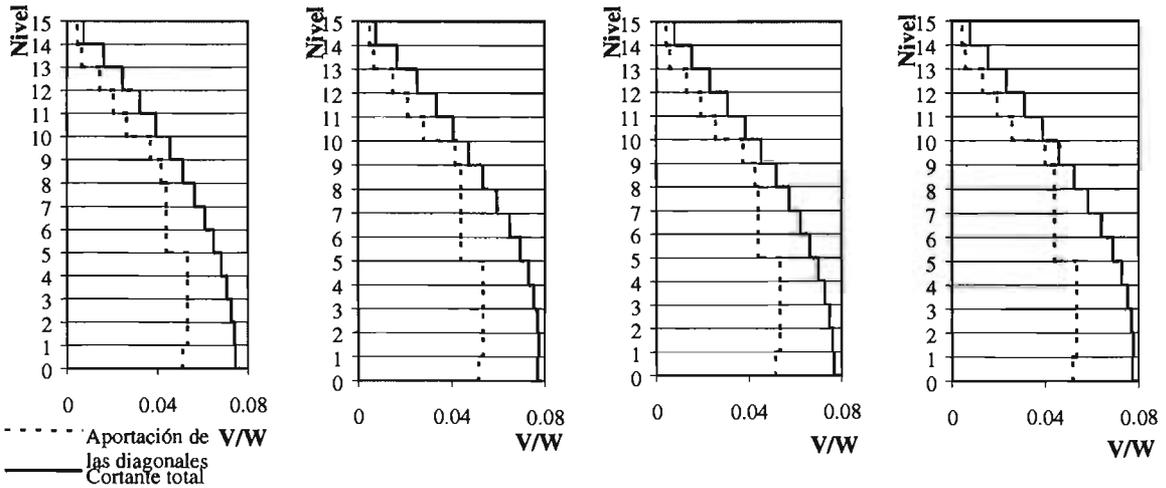
Tabla 6.3 Capacidad total de los modelos $c_r = V/W$

Modelo	Dirección		Sobrerresistencia teórica	
	X	Y	X	Y
MC	0.482	0.464	4.2844	4.1244
MCpd	0.469	0.459	4.1689	4.0800
P11	0.476	0.479	2.4089	2.4241
P11pd	0.481	0.463	2.4342	2.3432

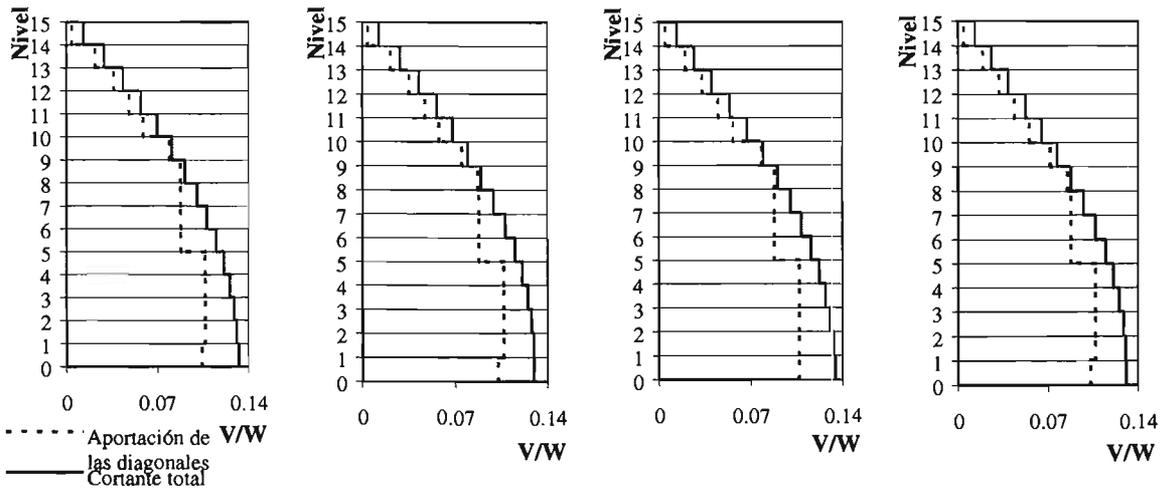
En las figuras 6.28 a la 6.32 se presentan los esquemas correspondientes a la dirección global X. Se aprecia que el cortante que absorbe cada marco es mayor al obtenido con el análisis al límite (tabla 6.2), de manera que, en conjunto, la capacidad total de la estructura en la dirección global X es aproximadamente $c_r = V/W = 0.47$ para el modelo del método convencional que incluye el efecto $P-\Delta$ (MCpd), que es el que rige en la dirección global Y.



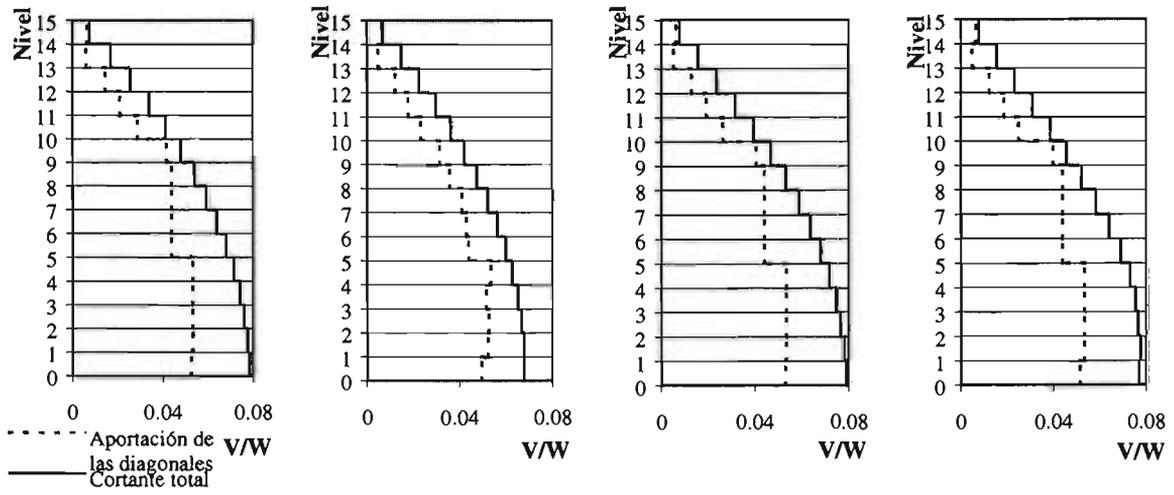
Método convencional sin $P-\Delta$ Método convencional con $P-\Delta$ Piso 11 débil sin $P-\Delta$ Piso 11 débil con $P-\Delta$
Figura 6.24 Aportación de cortante por nivel en el marco A en el último paso



Método convencional sin $P-\Delta$ Método convencional con $P-\Delta$ Piso 11 débil sin $P-\Delta$ Piso 11 débil con $P-\Delta$
Figura 6.25 Aportación de cortante por nivel del marco B en el último paso

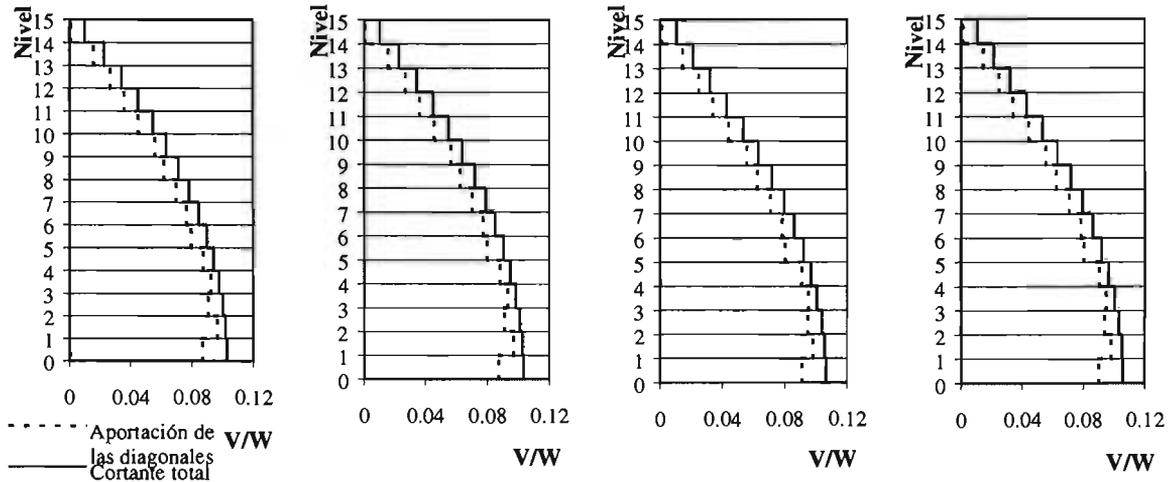


Método convencional sin $P-\Delta$ Método convencional con $P-\Delta$ Piso 11 débil sin $P-\Delta$ Piso 11 débil con $P-\Delta$
Figura 6.26 Aportación de cortante por nivel del marco C en el último paso



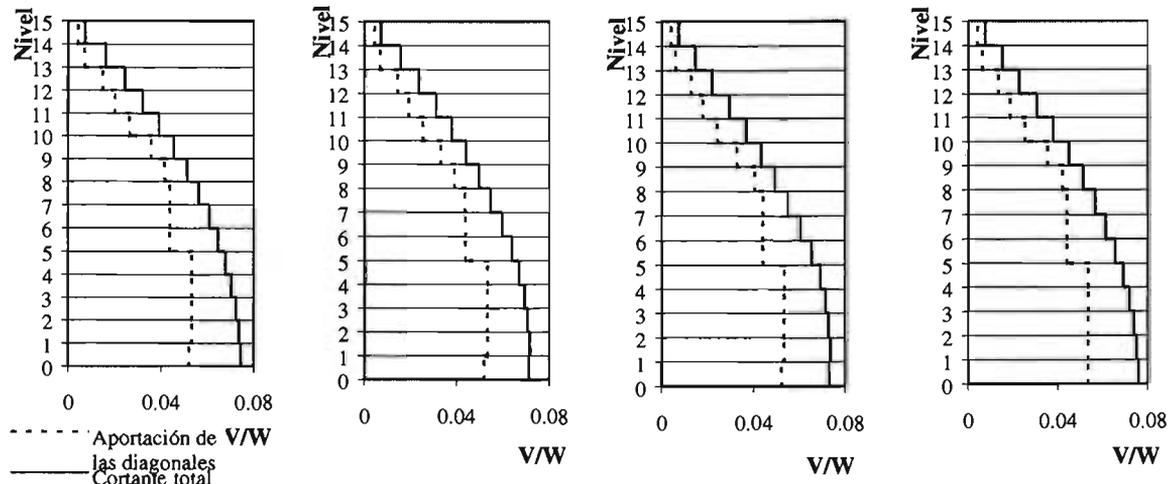
Método convencional sin $P-\Delta$ Método convencional con $P-\Delta$ Piso 11 débil sin $P-\Delta$ Piso 11 débil con $P-\Delta$

Figura 6.27 Aportación de cortante por nivel del marco D en el último paso



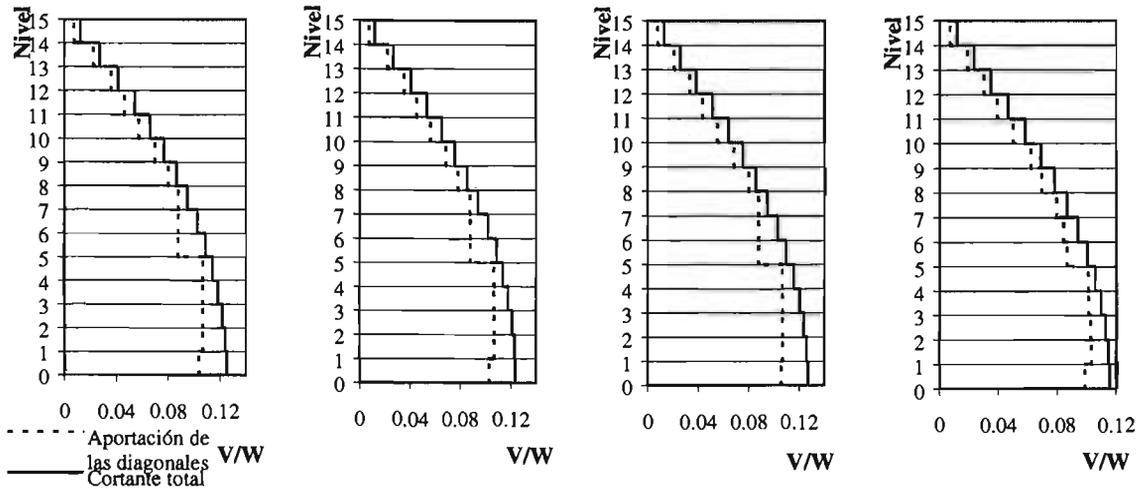
Método convencional sin $P-\Delta$ Método convencional con $P-\Delta$ Piso 11 débil sin $P-\Delta$ Piso 11 débil con $P-\Delta$

Figura 6.28 Aportación de cortante por nivel del marco 1 en el último paso



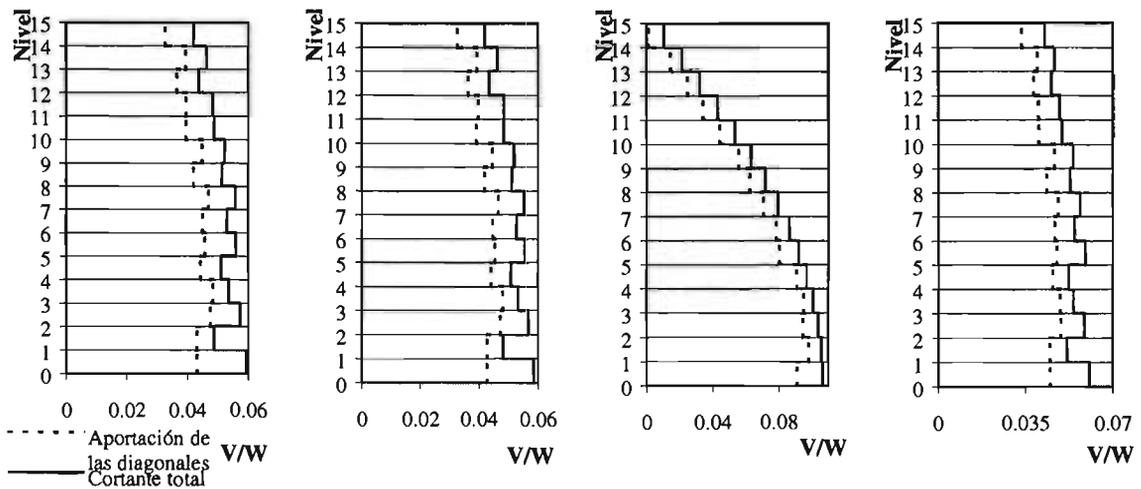
Método convencional sin $P-\Delta$ Método convencional con $P-\Delta$ Piso 11 débil sin $P-\Delta$ Piso 11 débil con $P-\Delta$

Figura 6.29 Aportación de cortante por nivel del marco 2 en el último paso



Método convencional sin $P-\Delta$ Método convencional con $P-\Delta$ Piso 11 débil sin $P-\Delta$ Piso 11 débil con $P-\Delta$

Figura 6.30 Aportación de cortante por nivel del marco 3 en el último paso



Método convencional sin $P-\Delta$ Método convencional con $P-\Delta$ Piso 11 débil sin $P-\Delta$ Piso 11 débil con $P-\Delta$

Figura 6.31 Aportación de cortante por nivel del marco 4 en el último paso

Note que el cambio de sección de los contravientos entre el 5° nivel al 6° nivel ocasiona que la contribución de las columnas sea mayor, aunque en general, su contribución es más grande en los pisos inferiores.

La diferencia de cortantes máxima entre pisos continuos se presentó usualmente entre el 14° nivel y el 15° nivel. En la tabla 6.4, se muestra la diferencia máxima de cortantes entre pisos continuos en los modelos estudiados entre el cortante máximo de los mismos en la dirección global X. Observe que prácticamente todos los modelos reportan diferencias entre pisos continuos prácticamente mayores al 50% del piso continuo inferior, siendo el modelo diseñado con el *método convencional* el presenta una mayor diferencia en el último entrepiso. En la tabla 6.5, se presenta la diferencia máxima de cortantes observadas en los modelos estudiados entre pisos continuos en la dirección global Y.

En ninguna de las dos direcciones, los análisis de piso débil resistieron un cortante superior al de los modelos diseñados con la distribución de cargas de las Normas Técnicas, dado a que la mayor diferencia entre niveles continuos se presentó en los análisis del *método convencional*.

Tabla 6.4 Diferencia normalizada con respecto al cortante mayor entre pisos continuos en la dirección X

Modelo	M1		M2		M3		M4	
	Magnitud	Niveles	Magnitud	Niveles	Magnitud	Niveles	Magnitud	Niveles
<i>Mc</i>	1.5521	14-15	1.5521	14-15	1.5521	14-15	1.3777	14-15
<i>Mcpd</i>	1.5519	14-15	1.5518	14-15	1.5520	14-15	1.3778	14-15
<i>p11</i>	1.4999	14-15	1.5000	14-15	1.4999	14-15	1.4999	14-15
<i>p11pd</i>	1.5003	14-15	1.5007	14-15	1.5002	14-15	1.3467	14-15

6.2.1.4 Gráficas cortante - distorsión

Ahora, en el análisis realizado a cada marco, se postprocesaron los resultados de manera que se obtuviera el comportamiento inelástico de cada nivel y el comportamiento general, tal que es posible realizar 16 gráficas distorsión – cortante para cada marco de cada dirección; es decir, se obtuvieron 128 gráficas por modelo analizado, lo que implica 512 gráficas. La inclusión de dicha información en este capítulo podría derivar en confusiones o la exposición poco explícita de los resultados más significativos; por ese motivo, se exponen en las figuras 6.32, 6.33 y 6.34 los resultados gráficos de los análisis realizados al marco B, que resulta una buena representación del comportamiento del resto de los marcos analizados.

Tabla 6.5 Diferencia normalizada con respecto al cortante mayor entre pisos continuos en la dirección Y

Modelo	MA		MB		MC		MD	
	Magnitud	Niveles	Magnitud	Niveles	Magnitud	Niveles	Magnitud	Niveles
<i>Mc</i>	1.5521	14-15	1.5521	14-15	1.5520	14-15	1.5520	14-15
<i>Mcpd</i>	1.5518	14-15	1.5522	14-15	1.5521	14-15	1.5519	14-15
<i>p11</i>	1.4999	14-15	1.5001	14-15	1.5000	14-15	1.4999	14-15
<i>p11pd</i>	1.5003	14-15	1.5008	14-15	1.5003	14-15	1.5006	14-15

En las figuras se presenta una comparación entre los cuatro análisis realizados, tomando como referencia el análisis del método convencional sin el efecto $P-\Delta$. Para que se apreciara la comparación del comportamiento de la curva descrita fue necesario que cada gráfica tuviera su propia escala; sin embargo, note que la magnitud del cortante normalizado y las distorsiones presentadas son sensiblemente distintas incluso entre pisos continuos.

En la figura 6.32 se presenta el comportamiento no lineal de los entrepisos y la gráfica del comportamiento general del modelo analizado con el patrón de cargas asociadas con el *método convencional* incluyendo el efecto $P-\Delta$ en columnas y contravientos y sin incluirlo. Los pisos inferiores tienen capacidad de desarrollar mayores distorsiones que los pisos superiores, los que prácticamente se conservarán elásticos hasta el último paso. Note además, que la capacidad inelástica es mayor cuando se incluyen los efectos de segundo orden y, que sin mencionar el comportamiento del *análisis general*, en ninguno de los entrepisos un análisis envuelve claramente al otro, sino que el análisis que incluye el efecto $P-\Delta$ parece ser una extensión de la gráfica descrita por el análisis que no incluye este efecto, sólo asemejándose en los niveles superiores. Lo anterior es incongruente porque la inclusión de estos efectos en contravientos y columnas debería ocasionar un mecanismo de colapso asociado a menores distorsiones que el análisis que no lo incluye; al respecto, más adelante se ofrecerán reflexiones adicionales.

La gráfica titulada como *análisis general* considera la distorsión de toda la estructura con la altura total de edificio y representa una práctica muy socorrida en análisis similares para valorar el comportamiento global de la estructura sin considerar el comportamiento de cada entrepiso. Es muy valioso hacer notar que en los modelos estudiados, la gráfica del *análisis general* no reporta la

magnitud de las distorsiones alcanzadas en los niveles cercanos al sexto nivel, que resultaron casi del doble de lo reportado en dicho análisis.

Esta distorsión última promedio de la estructura se encuentra cercana al límite de distorsión de entrepiso que propone el Apéndice Normativo A de las NTCS-2004 ($\delta = 0.015$), pero sería equivocado compararlas entre sí, pues es claro que los límites de distorsión que establecen los reglamentos deben compararse con las distorsiones de entrepiso, no con la distorsión promedio entre el nivel de desplante y la azotea. Esta gráfica indica que quizá no sea una buena práctica que, en los análisis tipo *pushover*, solamente se calcule esta curva para aplicarlos a metodologías que supuestamente son de diseño “por desempeño”, ya que, como se ha indicado, varios entrepisos rebasan los estados límites por deformación que establecen los reglamentos. Esto es particularmente grave, porque la práctica común entre los adeptos a realizar análisis tipo *pushover* es presentar sus curvas no normalizadas, por lo que en lugar de presentar distorsiones, presentan magnitud de desplazamientos, lo que a veces hace más fácil que no se reflexione adecuadamente sobre los resultados en función de los límites de deformación que tienen que satisfacerse de los reglamentos de construcción.

Observe además, que en la gráfica del *análisis general*, el análisis del *método convencional* que incluye el efecto $P-\Delta$ obtiene valores del cortante normalizado con respecto al peso (V/W) ligeramente menores que el análisis sin el efecto de segundo orden, lo que no ocurre en las gráficas de los pisos intermedios.

En la figura 6.33 se presenta el comportamiento de los análisis del *método convencional* con el análisis por onceavo piso débil ambos sin el efecto $P-\Delta$ para cada entrepiso del modelo y el análisis de las distorsiones generales. En las gráficas se observa que, de acuerdo con los análisis, el marco soportaría mayores distorsiones inelásticas con la distribución de carga por piso débil; es decir, que el marco fallaría antes con un patrón de carga lateral triangular invertida similar al asociado al modo de falla que se asocia al cumplimiento de las Normas Técnicas del Reglamento del Distrito Federal. Esta tendencia es notoria en los pisos inferiores, pero tiende a asemejarse en los niveles superiores, donde además, el comportamiento es prácticamente elástico.

Como se señaló anteriormente, la gráfica del *análisis general*, que representa el comportamiento global de los análisis, no parece ser una buena representación del comportamiento de los entrepisos del sistema, donde el comportamiento inelástico observado es disparejo o poco uniforme.

Por último, note que sólo en los últimos cuatro niveles se aprecia una diferencia entre los resultados obtenidos de ambos análisis, como consecuencia del cambio brusco del patrón de carga lateral entre ambos resultados a partir del onceavo nivel; mientras que el análisis general presenta diferente comportamiento entre los análisis comparados aún en la parte elástica de la gráfica.

En la figura 6.34 se presentan las gráficas distorsión – cortante normalizado con respecto al peso (V/W) de los análisis con las distribuciones de carga del *método convencional* sin el efecto $P-\Delta$ y la distribución que originaría el 11° piso débil con $P-\Delta$.

En los niveles inferiores, se nota que el análisis con la distribución de cargas con el piso débil con el efecto $P-\Delta$ presenta cortantes normalizados ligeramente mayores a la distribución de carga lateral triangular invertida correspondiente a un mecanismo de falla dúctil comúnmente asociado a las Normas Técnicas (sin efecto $P-\Delta$). Con el aumento de la altura, la diferencia entre ambos va disminuyendo, hasta que el análisis con la distribución de carga del piso 11 débil obtiene cortantes normalizados menores a la distribución de cargas del método convencional de viga débil – contraviento débil – columna fuerte, a partir del onceavo nivel, con un comportamiento prácticamente elástico.

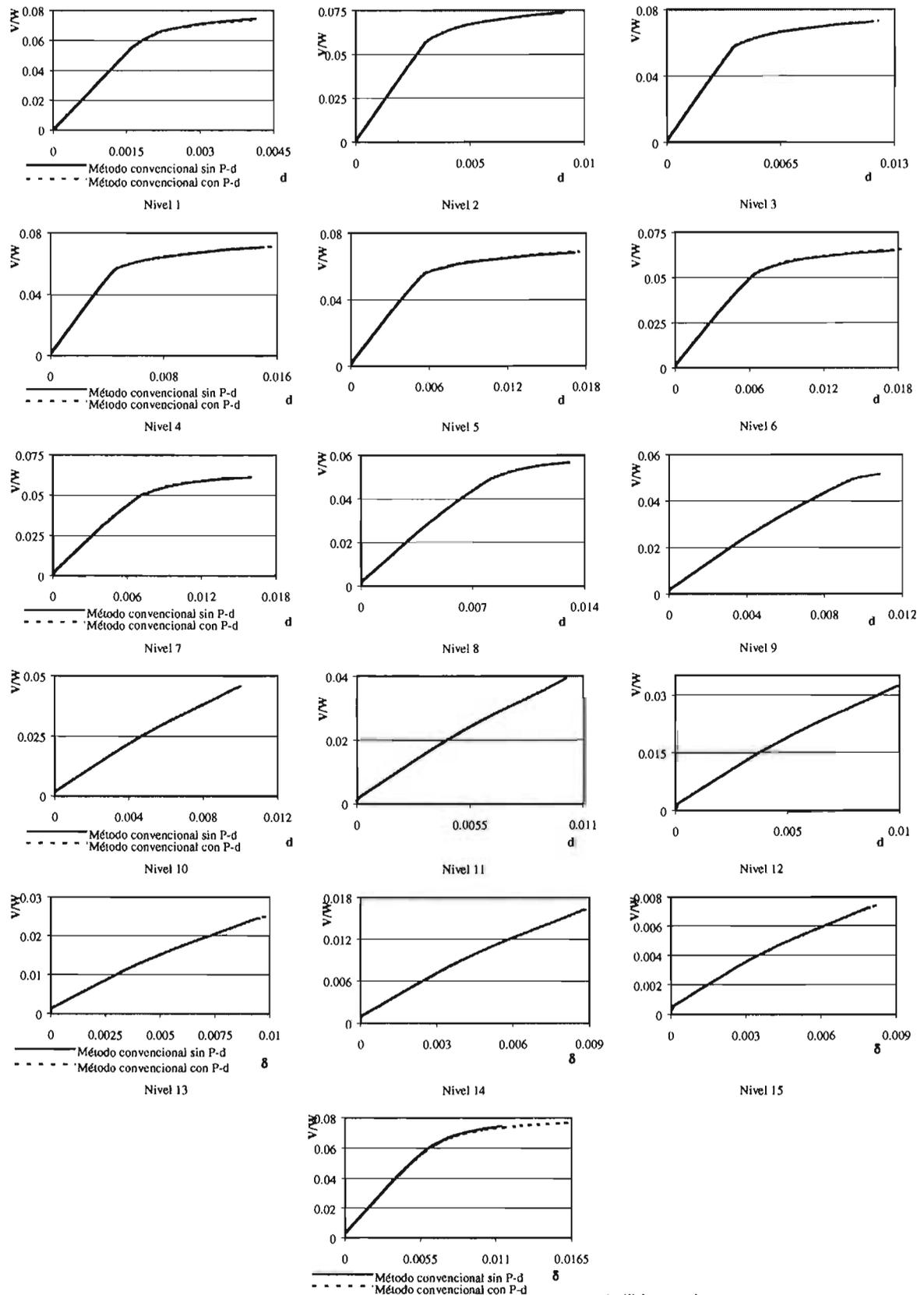


Figura 6.32 Comparación entre los análisis con el MC con y sin el efecto P-Δ

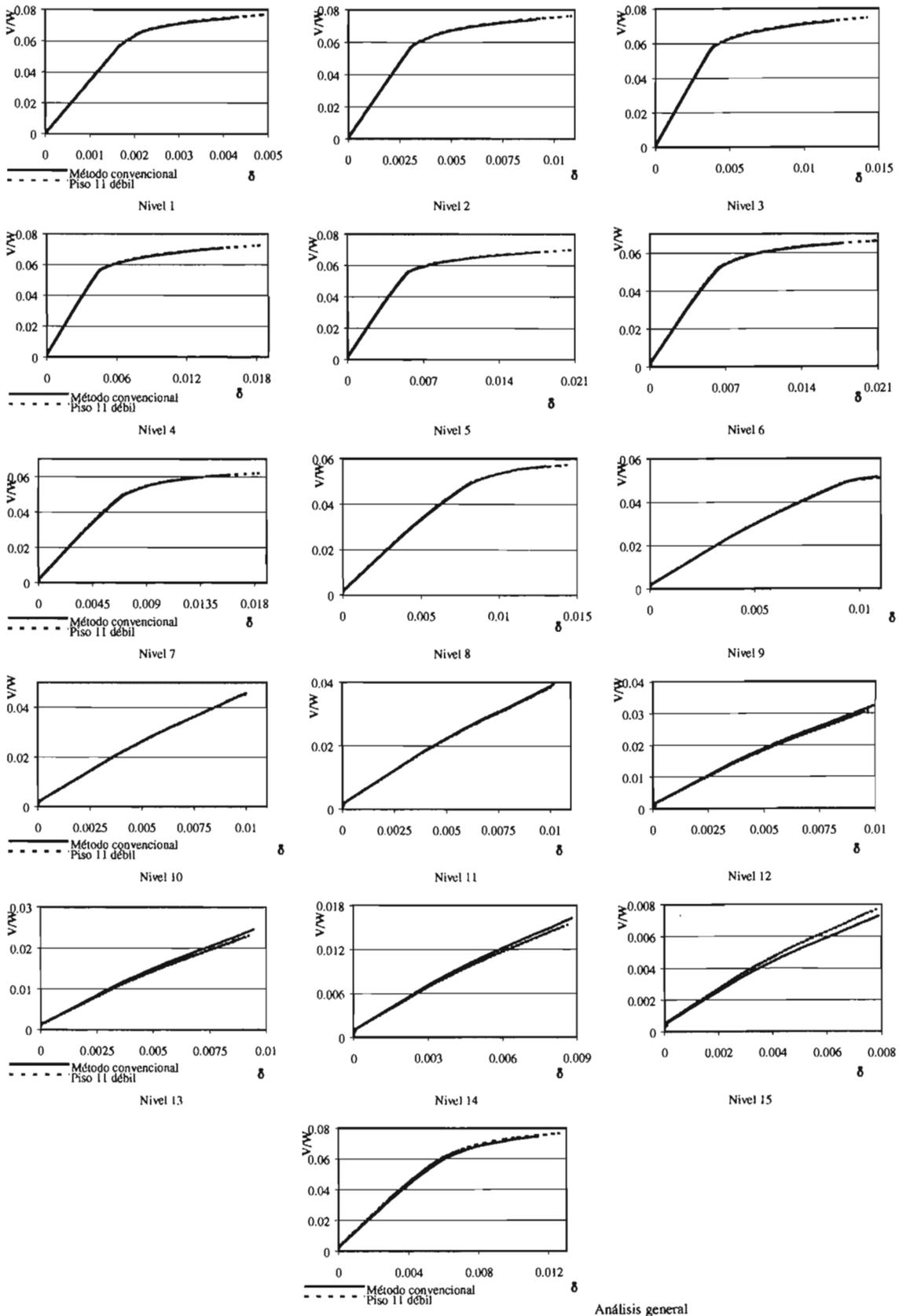


Figura 6.33 Comparación entre los análisis del MC sin $P-\Delta$ y P11 sin $P-\Delta$

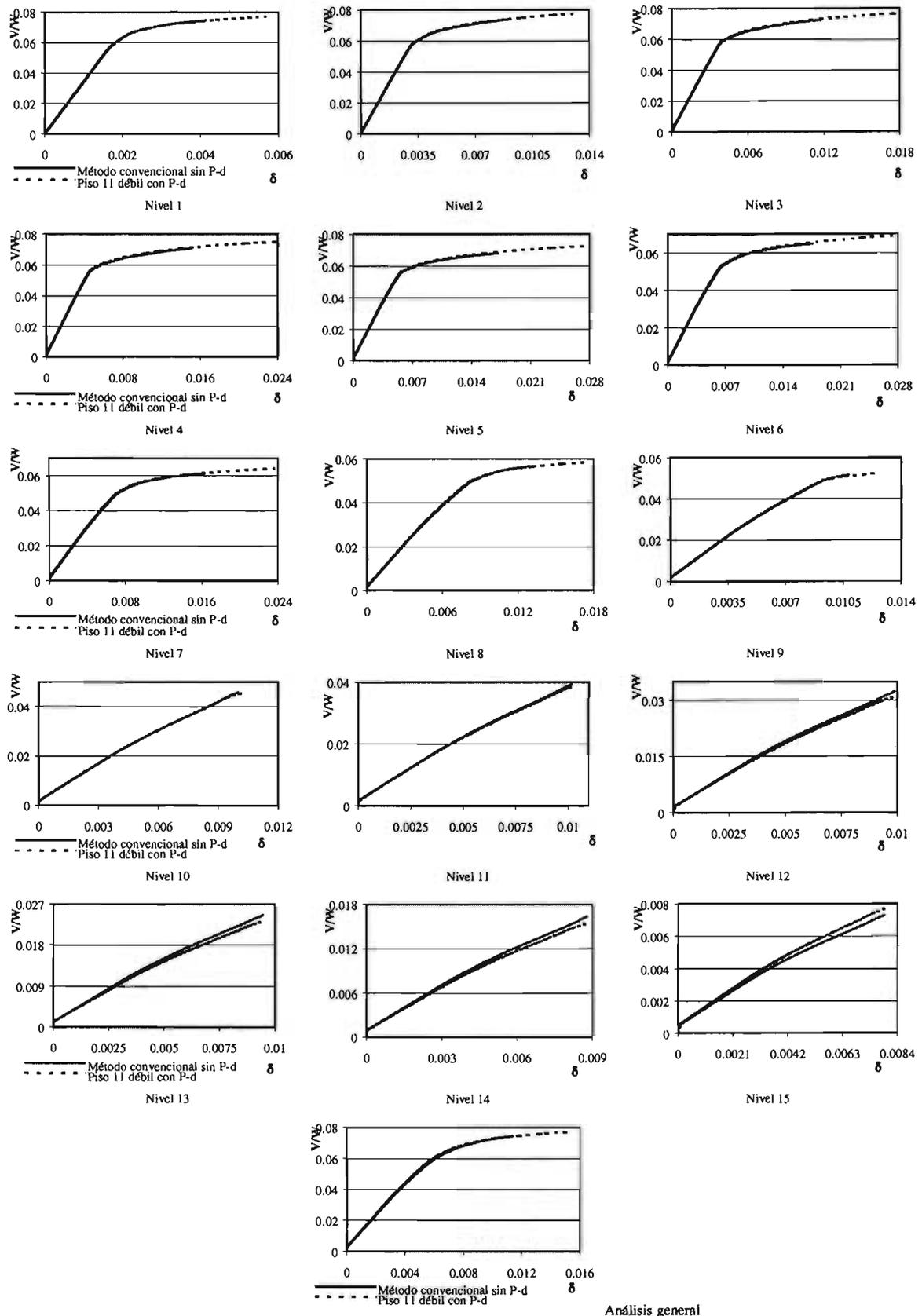


Figura 6.34 Comparación entre los análisis con del MC sin $P-\Delta$ y P11 con $P-\Delta$

Asimismo, la gráfica del *análisis general*, presenta un comportamiento muy similar entre ambas distribuciones de carga, con excepción del intervalo en el que se presentan las primeras articulaciones plásticas, donde el mecanismo de carga asociado a las Normas Técnicas presenta valores ligeramente menores de cortante. Note que la gráfica del análisis general, que la magnitud de las distorsiones, al ser realmente un promedio pesado, no resulta una buena representación de las distorsiones de los entrepisos, por lo que se debe considerar con mucha reserva la posibilidad de que esa única gráfica represente el comportamiento global de la estructura en los análisis realizados, sobre todo al revisar estados límites de deformación.

Siguiendo el razonamiento expuesto se realizaron las gráficas cortante normalizado – distorsión de los ocho marcos analizados con las cuatro distribuciones de carga propuestas, mediante las que fue posible determinar las demandas máximas de ductilidad μ obtenida en el entrepiso de cada marco para los análisis realizados. Así, en las figuras 6.35, 6.36, 6.37 y 6.38 se presentan las demandas máximas de ductilidad μ de los marcos A, B, C y D respectivamente (dirección global Y) de cada uno de los entrepisos, siendo el 16° nivel el análisis del comportamiento global de la estructura (distorsión total con la altura total del edificio). Además, con el fin de que los resultados expuestos resultaran más claros, cada gráfica tiene su propia escala de ductilidad. Mientras que en las figuras 6.39, 6.40, 6.41 y 6.42 se presentan las demandas de ductilidad obtenidas en los marcos 1, 2, 3 y 4, respectivamente.

En general, las mayores demandas de ductilidad se obtuvieron en el cuarto nivel, con una magnitud máxima en el análisis del piso 11 débil sin efecto $P-\Delta$ en el marco central, igual a $\mu = 6.02$, la cual es muy alta y no concuerda con los valores máximos que este sistema puede desarrollar de acuerdo con los resultados de pruebas experimentales, mientras que los pisos tuvieron demandas menores. El comportamiento varía en cada marco para cada patrón de carga lateral considerado y la inclusión o no de efectos $P-\Delta$, tal que no es posible generalizar el tipo de análisis que resulte ser el más crítico. Las demandas de ductilidad obtenidas en el *análisis general* (nivel 16) siguen la misma secuencia de la magnitud de las demandas máximas obtenidas en los entrepisos, pero note que la magnitud de la demanda de ductilidad μ es significativamente menor. Con esto se confirma que en los análisis realizados, no parece ser el análisis global del marco una buena referencia del comportamiento del sistema.

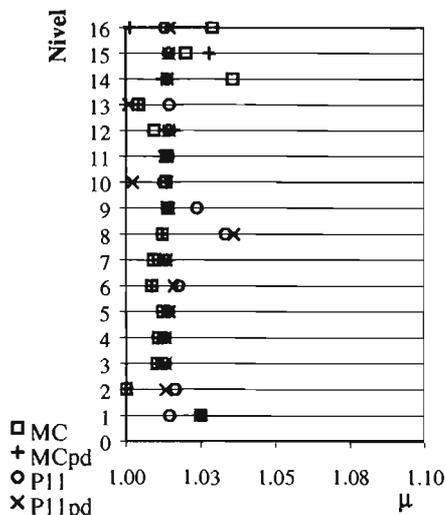


Figura 6.35 Demanda de ductilidad del marco A

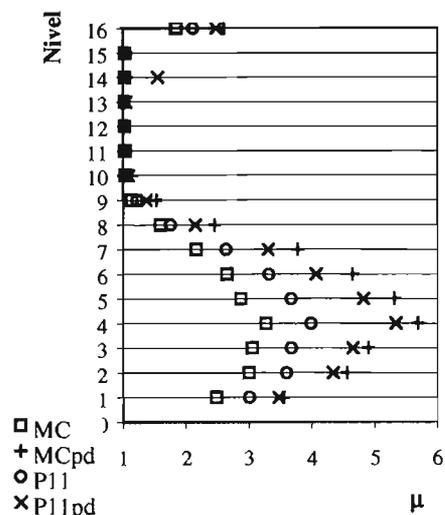


Figura 6.36 Demanda de ductilidad del marco B

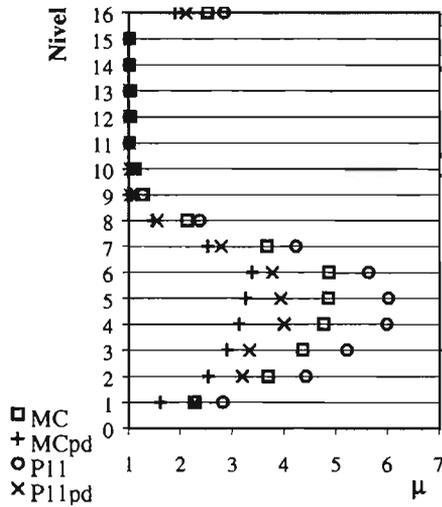


Figura 6.37 Demanda de ductilidad del marco C

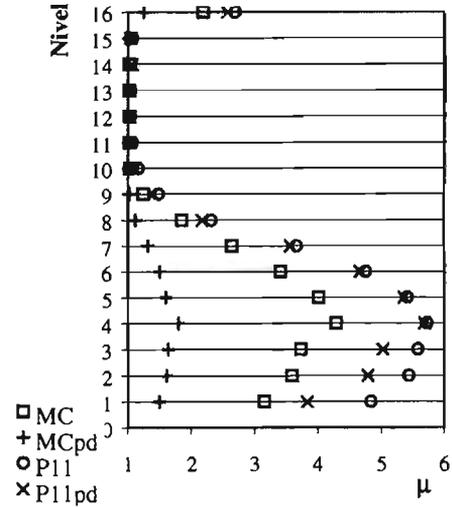


Figura 6.38 Demanda de ductilidad del marco D

Observe además, que los marcos perimetrales (marcos 1 y A) presentan demandas de ductilidad μ a penas un poco mayores a la unidad, de lo que puede afirmarse que, en el modelo en estudio, el análisis no lineal de un sólo marco no puede representar adecuadamente el comportamiento del resto de los marcos que conforman el sistema. Sin embargo, note que la descripción de las demandas de ductilidad y su magnitud son semejantes en ambas direcciones globales del modelo, tal que la variación del eje principal de las columnas (figura 2) evita que una dirección global del edificio sensiblemente más rígida. En el caso del modelo estudiado la dirección del eje Y (ejes con letra) es un poco más dúctil, asociadas a distorsiones mayores.

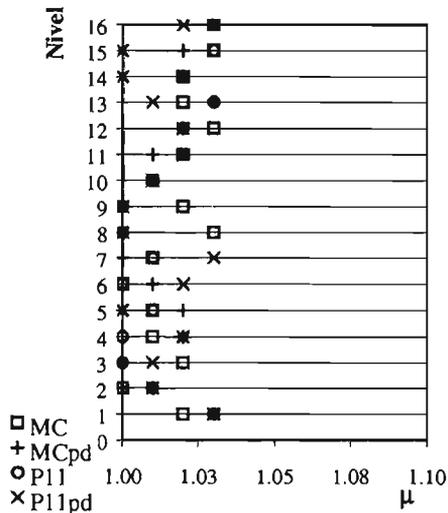


Figura 6.39 Demanda de ductilidad del marco 1

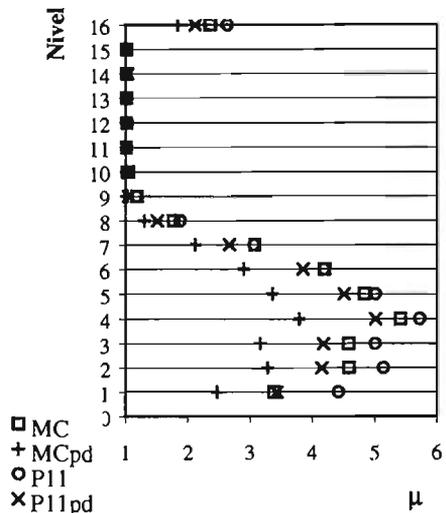


Figura 6.40 Demanda de ductilidad del marco 2

Es de llamar la atención al lector la magnitud de las demandas de ductilidad altas derivadas de la distorsión última alcanzadas por los modelos en el último paso, como se aprecia en las gráficas cortante – distorsión presentadas del marco B. Al respecto, se reflexionó sobre la necesidad de

limitar esta distorsión última en función de la capacidad de rotación inelástica que soportan los elementos que lideran el colapso.

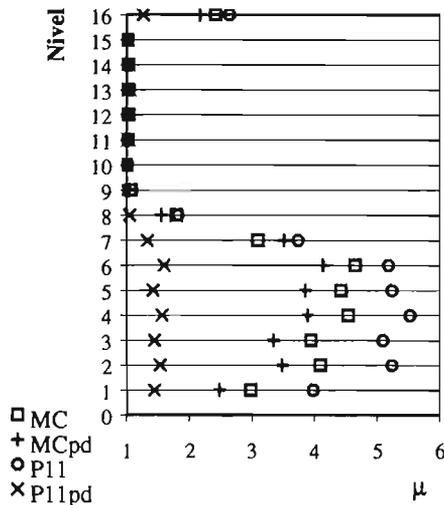


Figura 6.41 Demanda de ductilidad del marco 3

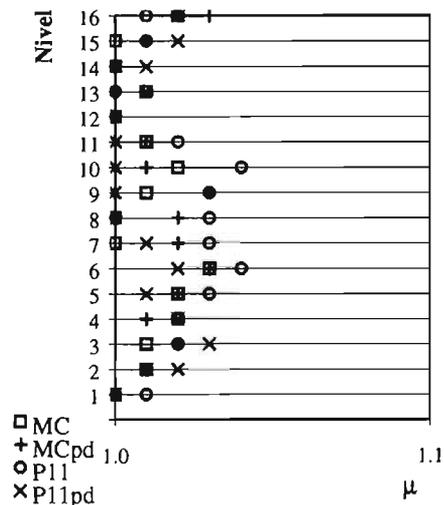


Figura 6.42 Demanda de ductilidad del marco 4

En el caso de las vigas la rotación inelástica en el endurecimiento por plastificación fue fácilmente determinado con las curvas momento – curvatura ($M - \phi$). En la figura 6.43 se muestra la gráfica equivalente al caso de las vigas principales del modelo de 15 niveles modelado con el *método convencional*, la cual se limitó considerando que la deformación unitaria en el momento del endurecimiento por plastificación equivale a 15 veces la deformación unitaria de fluencia para el acero tipo A-36.

El caso de las columnas sigue un razonamiento similar que debe considerar el movimiento del eje neutro, ya que los bloques de tensión y compresión por flexión en la sección transversal del elemento no son los mismos por la existencia de la carga axial. Sin embargo, no son ni las trabes ni las columnas los elementos que lideran el colapso, sino que conforme a los mecanismos de falla locales presentados, la capacidad de rotación queda limitada por el acortamiento máximo que pueden soportar las diagonales de cada modelo a compresión (vea las instantáneas de fluencia inelástica).

La determinación de esta capacidad de rotación requirió una reflexión adicional, ya que al modelar el colapso por pandeo inelástico es necesario considerar el desplazamiento del eje neutro por la aplicación de la carga axial, entonces el problema se concentraba a la magnitud de la capacidad de rotación máxima que pueden alcanzar estos elementos al momento del endurecimiento por plastificación. En Kemp (1996) se propone un método para determinar la capacidad de rotación inelástica de elementos sujetos a compresión, a partir de pruebas experimentales en función de una relación de esbeltez efectiva λ_e , que considera la esbeltez de las placas que conforman el elemento, la longitud entre puntos de inflexión (pandeo local) L_p y la longitud disponible del miembro L_r , a partir de la ecuación 6.12.

$$\left(\frac{L_p}{L_r}\right) = 0.067 \left(\frac{60}{\lambda_e}\right)^{3/2} \tag{6.12}$$

Esta proporción entre longitudes se relaciona con la capacidad de rotación inelástica R_o con la ecuación 6.13, donde θ_e es la rotación elástica y θ_o es la rotación plástica.

$$R_a = \frac{\theta_a}{\theta_y} = 45 \left(\frac{L_p}{L_i} \right) \tag{6.13}$$

En la figura 6.44 se muestra el comportamiento de la ecuación para distintas relaciones de esbeltez efectivas λ_e y la capacidad de rotación inelástica R_a , mostrando los resultados de las pruebas experimentales referidas en Kemp (1996).

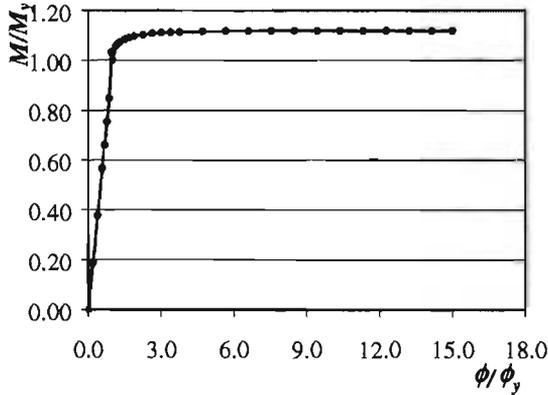
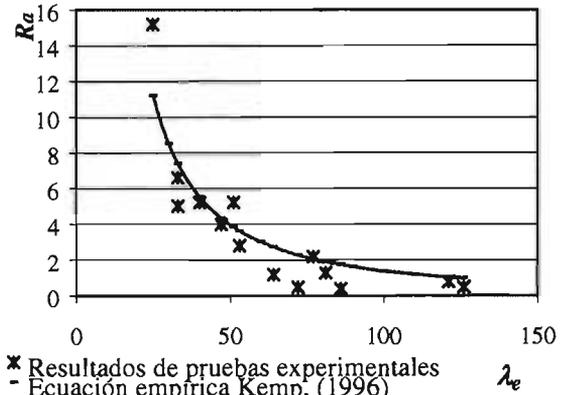


Figura 6.43 Curva momento – curvatura normalizada para IR 18"x128.1 kg/m (trabes de MC15)



* Resultados de pruebas experimentales
- Ecuación empírica Kemp, (1996)

Figura 6.44 Comportamiento de la ecuación 6.13 y resultados de pruebas experimentales

Esta relación entre la longitud entre los puntos de inflexión del pandeo L_p y la longitud disponible L_i (L_p/L_i) se determinó al momento del colapso del elemento y es necesario reflexionar que las deformaciones de los elementos son sumamente grandes en el colapso; por esta razón se reflexionó en la necesidad de limitar estas rotaciones al inicio del endurecimiento por deformación, de manera que la estructura ya se encuentre en un entorno de inestabilidad pero sin presentar deformaciones poco racionales de colapso para este tipo de estructuras. Lo anterior se logró modificando la ecuación 6.12, sustituyendo la proporción entre la deformación unitaria de colapso entre la deformación unitaria de fluencia de $\epsilon_u/\epsilon_y = 0.067$ a $\epsilon_u/\epsilon_y = 0.015$ que corresponde al inicio del endurecimiento por deformación del acero tipo A-36.

En la tabla 6.6 se presentan las rotaciones inelásticas obtenidas en los contravientos de los modelos de 15 niveles, donde la longitud L_p representa el acortamiento que puede sufrir el elemento al momento de presentarse el pandeo que origina el endurecimiento por deformación.

Tabla 6.6 Rotación inelástica máxima en contravientos de los modelos de 15 niveles

Modelo	Sección	b	t	λ_e	L_p/L_i	L_p	R_a
MC15	OR 10"x5/8"	25.4	1.58	67.58	0.0125	6.670	0.565
	OR 10"x1/2"	25.4	1.27	66.54	0.0128	6.827	0.578
	OR 10"x3/8"	25.4	0.95	65.46	0.0132	6.995	0.592
ANA15	OR 12"x5/8"	30.48	1.58	55.52	0.0169	8.957	0.758
	OR 12"x1/2"	30.48	1.27	54.89	0.0171	9.112	0.771
	OR 12"x3/8"	30.48	0.95	56.20	0.0165	8.794	0.745

Es necesario señalar, que ninguno de los acortamientos en el último paso considerado en los modelos realizados supera los límites enunciados; es decir, teóricamente los elementos tienen la capacidad suficiente para desarrollar las distorsiones previstas. Sin embargo, sigue siendo importante limitar las gráficas cortante – distorsión y, por consiguiente, las demandas de ductilidad obtenidas para asemejarlas a los límites publicados en los límites actuales, para lo que sería necesario encontrar un criterio para limitar la diferencia entre distorsiones de los últimos pasos que supera los alcances de este trabajo.

6.2.2 Análisis de los marcos completos del modelo diseñado con el método convencional

Después de obtener los resultados de los marcos independientes, se realizaron comparaciones con los análisis ante carga lateral monótona creciente en cada dirección de los marcos modelados como un solo marco continuo, unido con elementos infinitamente rígidos como se ilustra en la figura 6.45.

Además de realizar análisis que incluyan los efectos de segundo orden y análisis que no los incluyan en los modelos MC15 y ANA15, se varió la generación de los elementos del modelo en dos tipos. En el primero se generaron los elementos por marcos, tal que fuera posible obtener resultados independientes de cada marco a pesar de que estuvieran modelados como un solo marco; en el segundo caso, la generación de los elementos se realizó por nivel.

6.2.2.1 Instantáneas de fluencia

En la figura 6.46 se presentan las instantáneas de fluencia inelástica de cada marco del análisis completo al modelo MC15 sin el efecto $P-\Delta$. Para su elaboración se siguió un criterio similar a las figuras presentadas anteriormente, donde las esferas se normalizaron con respecto a la magnitud del diámetro mayor en función del tipo de elemento (columnas, traveses o diagonales).

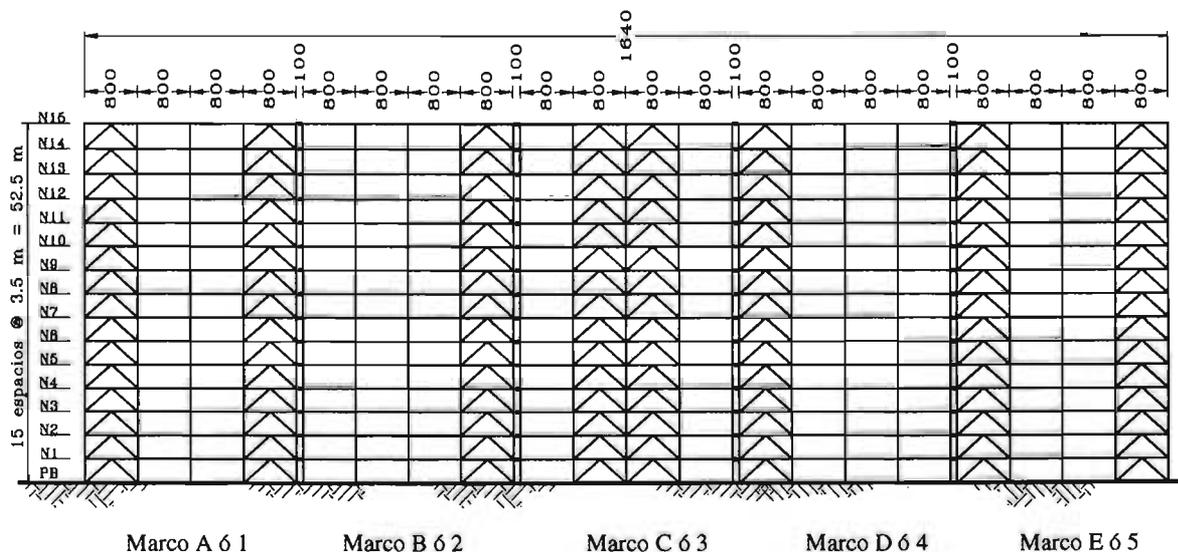


Figura 6.45 Modelo de marcos continuos unidos con elementos rígidos

En general, la ubicación y magnitud de las articulaciones plásticas en contravientos y en columnas es muy similar entre el análisis de los marcos independientes y el modelo con los marcos continuos, evidenciando un mecanismo de falla local en los pisos intermedios. La principal diferencia se reporta en los marcos perimetrales, ya que en los resultados del modelo con los marcos continuos evidencia un mecanismo de falla local parecido al de los marcos interiores.

Por otra parte, un mayor número de trabes presentan articulaciones en los análisis del modelo con los marcos continuos, aunque de magnitud moderada; probablemente ocasionado por el aumento de carga axial relacionada con la transmisión de la carga lateral creciente entre los marcos. Observe además, que la ubicación de las máximas articulaciones en las trabes de los marcos comparados se ubican en los elementos más cercanos a la crujía y entrepiso que presenta el mecanismo de falla local en el análisis del modelo con los marcos continuos.

Por último, note que pese a que se presentan un mayor número de articulaciones, su ubicación no es la prevista para un análisis modal espectral realizado con las Normas Técnicas Complementarias (NTC) de viga débil – contraviento débil – columna fuerte.

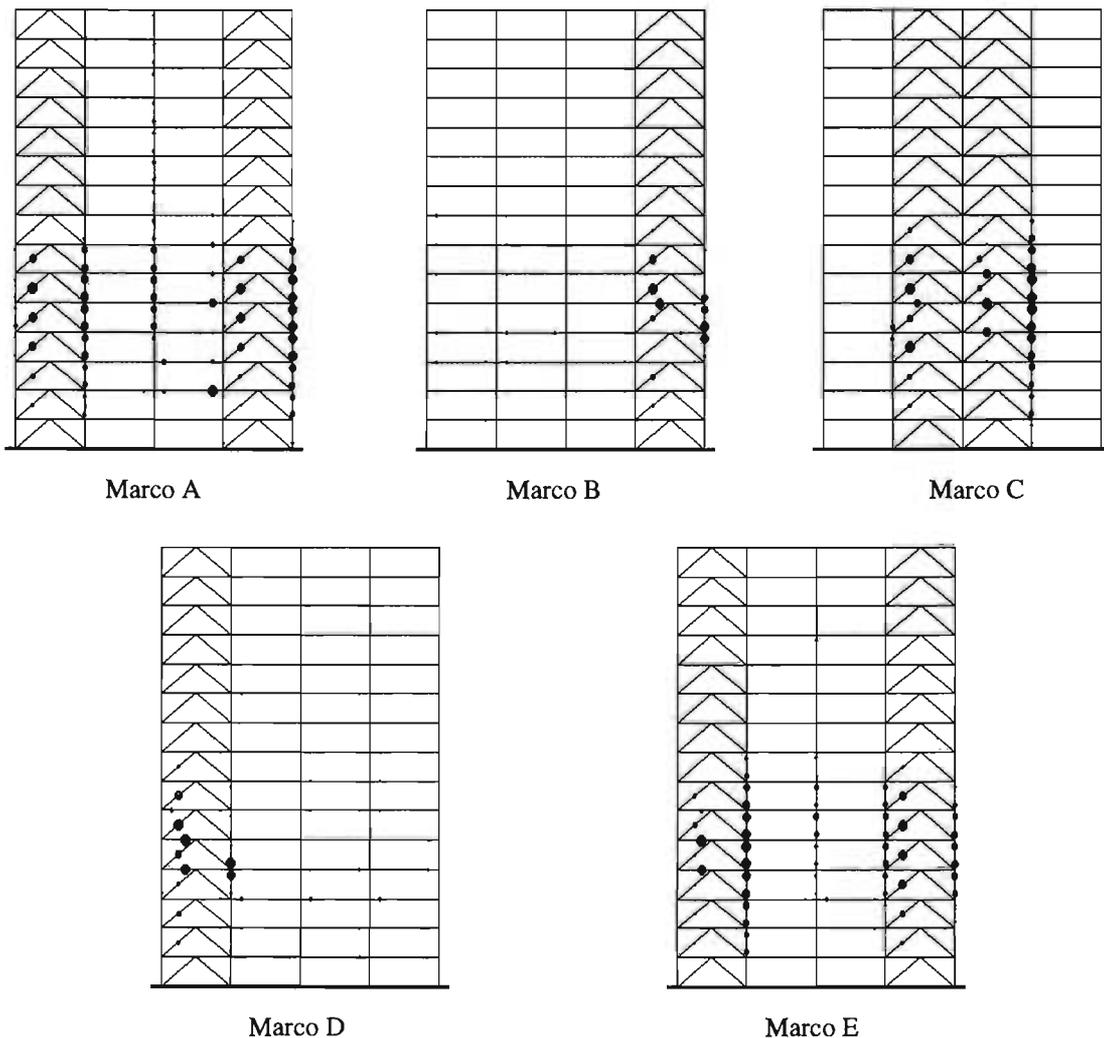


Figura 6.46 Instantáneas de fluencia inelástica del modelo MC15 analizado con el método convencional

6.2.2.2 Distorsiones

En la figura 6.47 se presenta la comparación de las distorsiones obtenidas en los análisis de los marcos independientes más representativos y el análisis del modelo con los marcos continuos. Primeramente, note que la distorsión obtenida en el análisis del modelo con los marcos continuos es la misma en todos los marcos, de tal manera que resulta de inicio valorar la distorsión esperada en los marcos independientes a partir de ella.

Esta distorsión de los marcos continuos presenta la misma configuración que sus análogos con un máximo en los pisos inferiores, pero no logra fungir como una envolvente de las distorsiones de los análisis de los marcos independientes. Note que la distorsión obtenida en el análisis independiente del marco C es mayor a la obtenida en el modelo de los marcos continuos y que incluso ésta se presenta en el nivel inferior.

El dieciseisavo nivel corresponde a la distorsión *general* obtenida de considerar la altura total de edificio contra la distorsión promedio. Note, esta distorsión es sensiblemente menor a lo presentado a la magnitud de las distorsiones alcanzadas en los entrepisos, por lo que pareciera muy complicado conocer el comportamiento general de la estructura a partir de la misma, fungiendo como una referencia poco veraz para conocer el comportamiento de los entrepisos.

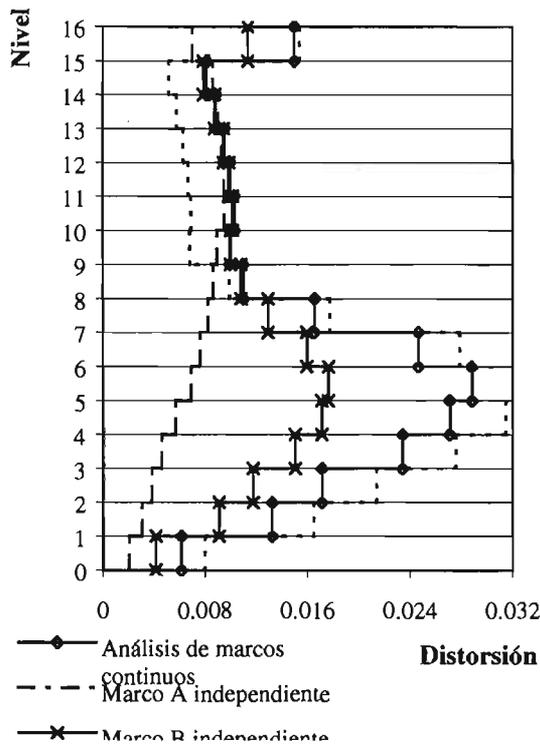


Figura 6.47 Distorsiones obtenidas entre el modelo de marcos independientes y marcos continuos

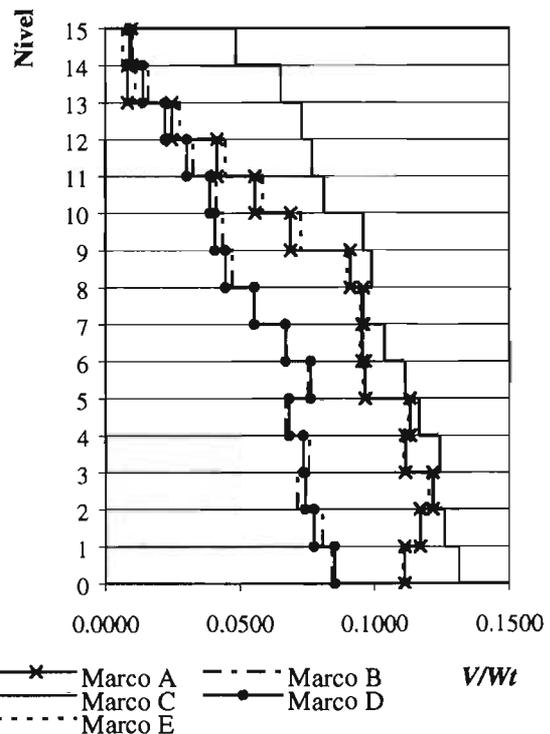


Figura 6.48 Cortante obtenido en el modelo de los marcos continuos

En las figuras 6.48 y 6.49 se presentan los cortantes normalizados obtenidos del análisis de los marcos modelados en un solo marco y en los análisis de los marcos independientes, respectivamente. En ambos casos, el marco central es que presenta la mayor aportación a cortante de magnitud semejante en los niveles inferiores, pero con importantes diferencias en los últimos niveles. Note que en la figura 6.49, no se incluye el marco E ya que no se realizó análisis por considerar que presentaría un comportamiento semejante al marco A (también perimetral); sin embargo, aprecie ligeras diferencias entre ambos marcos en niveles cercanos al onceavo nivel. Por

último, los análisis de los marcos independientes reportan una disminución gradual, en función de la altura, del cortante por entrepiso; mientras que el análisis del modelo de los marcos continuos sugiere el incremento o disminución de magnitud importante en niveles intermedios en algunos marcos con un comportamiento independiente.

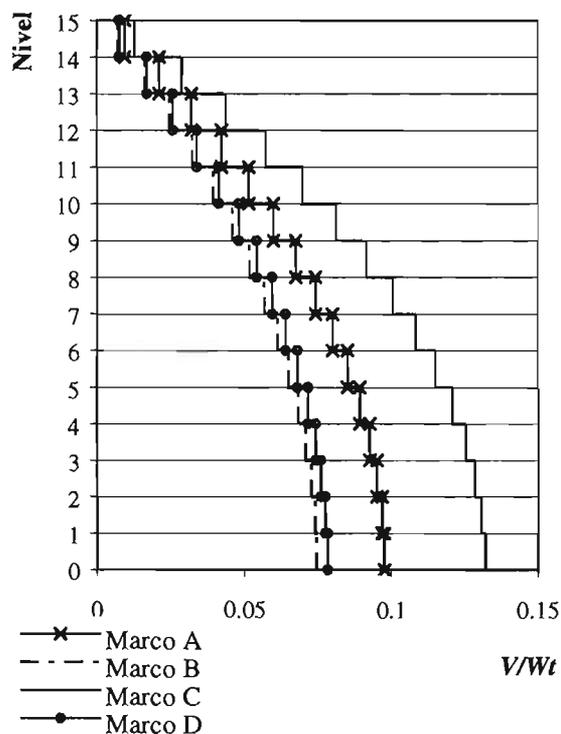


Figura 6.49 Cortante obtenido en los modelos de los marcos independientes

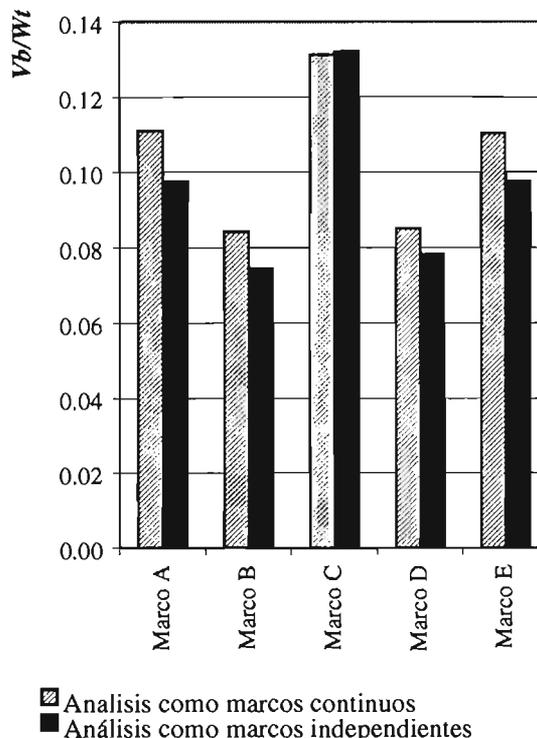


Figura 6.50 Comparación de los cortantes basales obtenidos entre ambos análisis

6.2.2.3 Cortantes presentados

Ahora, en la figura 6.50 se presenta una comparación entre los cortantes basales normalizados obtenidos en cada modelo analizado. En general, el modelo de los marcos continuos alcanza una mayor magnitud de cortante, al respecto en la tabla 6.7 se enuncian los cortantes basales normalizados con respecto al peso total del modelo obtenidos en ambos análisis y la sobrerresistencia teórica, recuerde que el coeficiente sísmico elástico reducido asciende a $c=0.1125$ para la zona III d con $Q=4$.

Tabla 6.7 Comparación del cortante basal normalizado y sobrerresistencia de los análisis realizados

Análisis	Coefficiente sísmico	Sobrerresistencia
Modelo de los marcos continuos	0.5221	4.64
Modelos de los marcos independientes	0.4800	4.27

Entonces, a partir de la tabla, el análisis del modelo con los marcos continuos soporta un 8.67% más cortante basal que el modelo de los marcos independientes.

6.2.3 Análisis de los marcos completos del modelo diseñado con el método convencional con numeración continua y cambio de sentido de distribución de cargas

Para profundizar el estudio del comportamiento del modelo continuo se propuso realizar modelos con la numeración continua por nivel, incluyendo los efectos de segundo orden y sin incluirlos. Además, para observar el impacto de la asimetría de los marcos centrales se realizaron análisis a los que se cambió el signo de la aplicación de la carga que en el eje X para observar su diferencia.

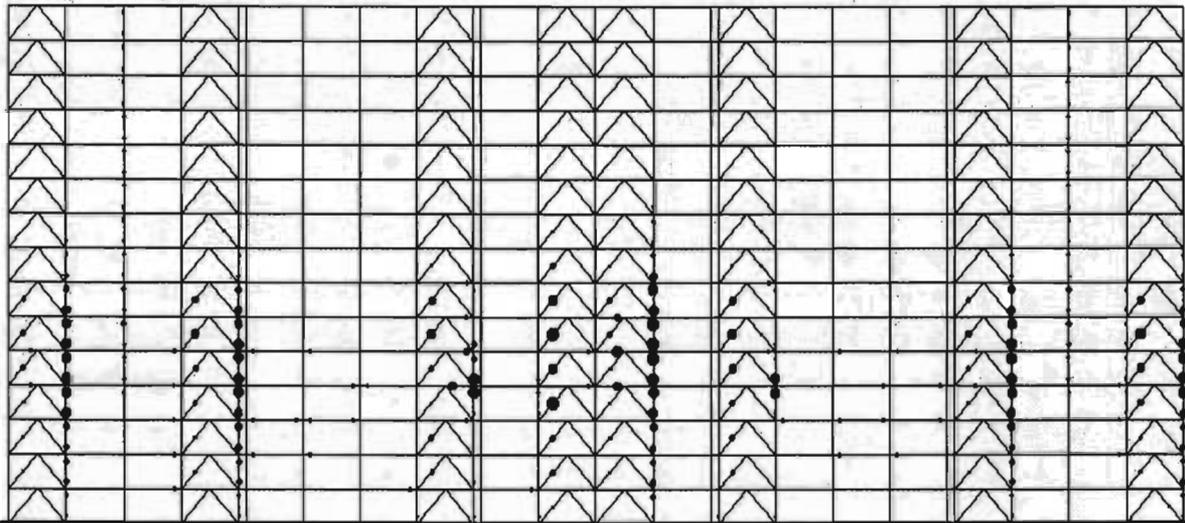


Figura 6.51 Instantáneas de fluencia inelástica del modelo MC15 sin $P-\Delta$, eje X.

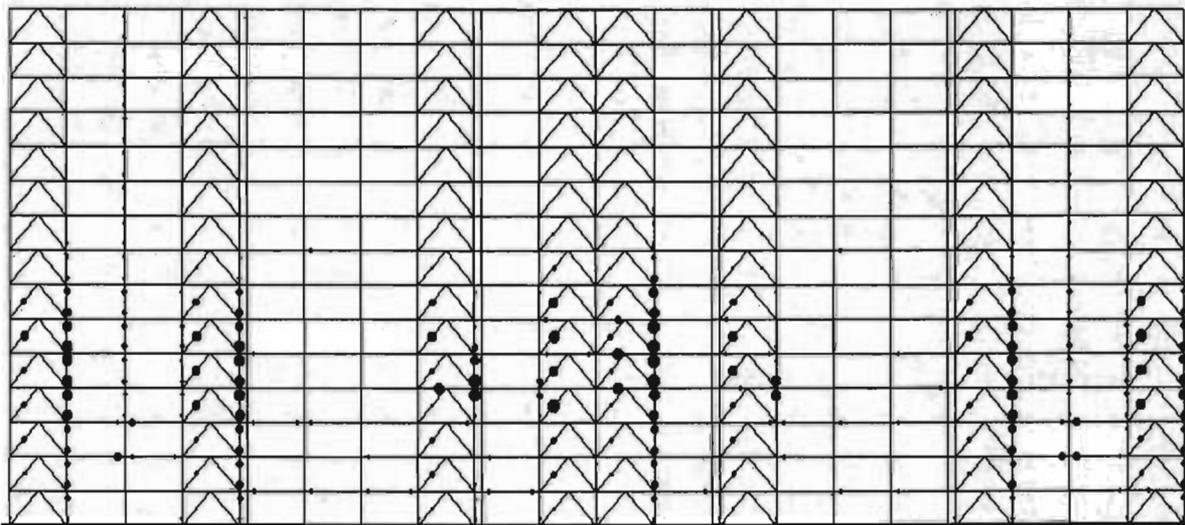


Figura 6.52 Instantáneas de fluencia inelástica del modelo MC15 con $P-\Delta$, eje X.

6.2.3.1 Instantáneas de fluencia

En la figura 6.51 y 6.52 se presentan las instantáneas de fluencia inelástica de los marcos continuos en la dirección global X con el efecto $P-\Delta$ y sin incluirlo. La magnitud de las esferas conserva la misma filosofía implantada anteriormente, donde se normalizaron las articulaciones en

función de la mayor rotación de cada tipo de elemento (trabes, columnas o diagonales).

En general se sigue identificando un mecanismo de colapso local cercano al sexto nivel, al parecer después de la cedencia de los contravientos, la redistribución de carga no puede ser absorbida por las columnas, las que después de articularse en ambos extremos ocasionan el colapso.

En las figuras 6.53 y 6.54 se presentan las instantáneas de fluencia inelástica de los mismos marcos con la aplicación de la carga negativa. Contrario a lo esperado, la ubicación de las articulaciones no resulta simétrica a los resultados mostrados anteriormente. Note que existe un mayor número de trabes articuladas y que el colapso de la estructura no se puede asociar al mecanismo formado en el sexto nivel como en el caso en el que la carga se aplica con signo positivo.

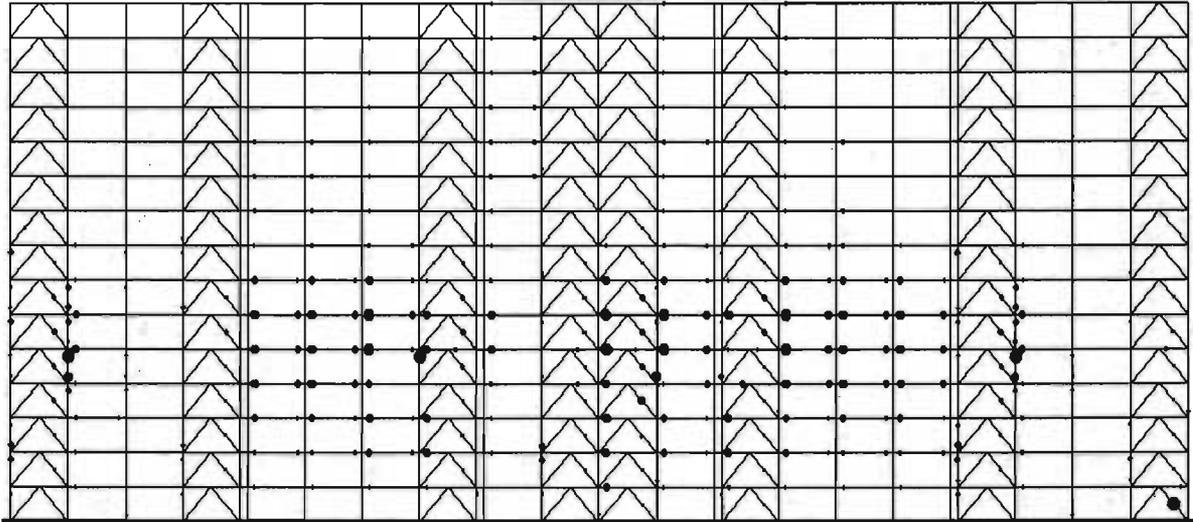


Figura 6.53 Instantáneas de fluencia inelástica del modelo MC15 sin $P-\Delta$, eje X con cargas negativas.

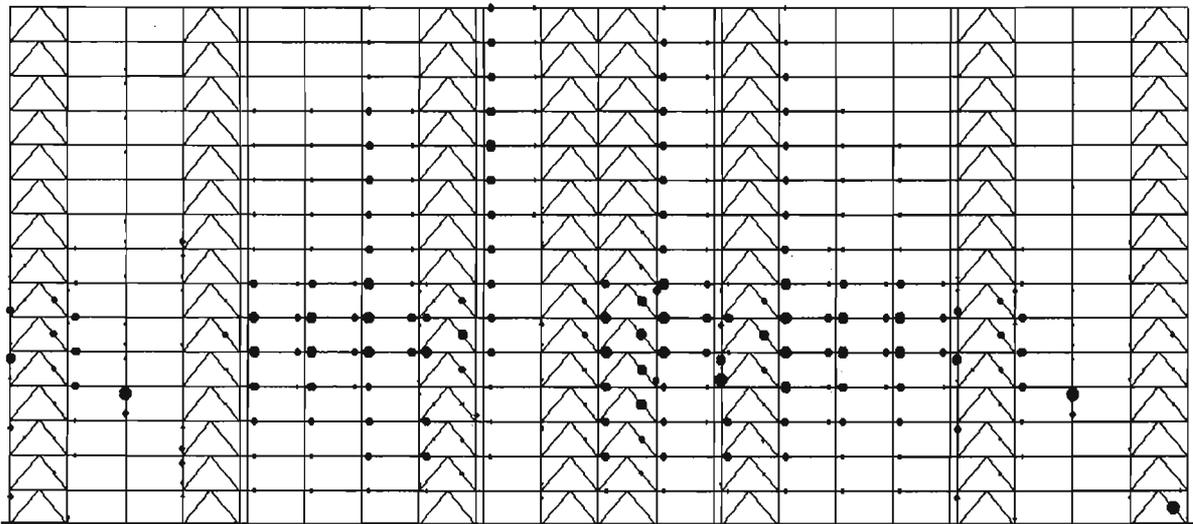


Figura 6.54 Instantáneas de fluencia inelástica del modelo MC15 con $P-\Delta$, eje X con cargas negativas.

En las figuras 6.55 y 6.56 se presentan las instantáneas de fluencia inelástica en la dirección global Y, en el análisis que incluye el efecto $P-\Delta$ y el que no lo incluye. En general, presenta una distribución de rotaciones muy similar al análisis de la dirección global X, con un mecanismo de colapso por falla local en la distribución de cargas en las columnas.

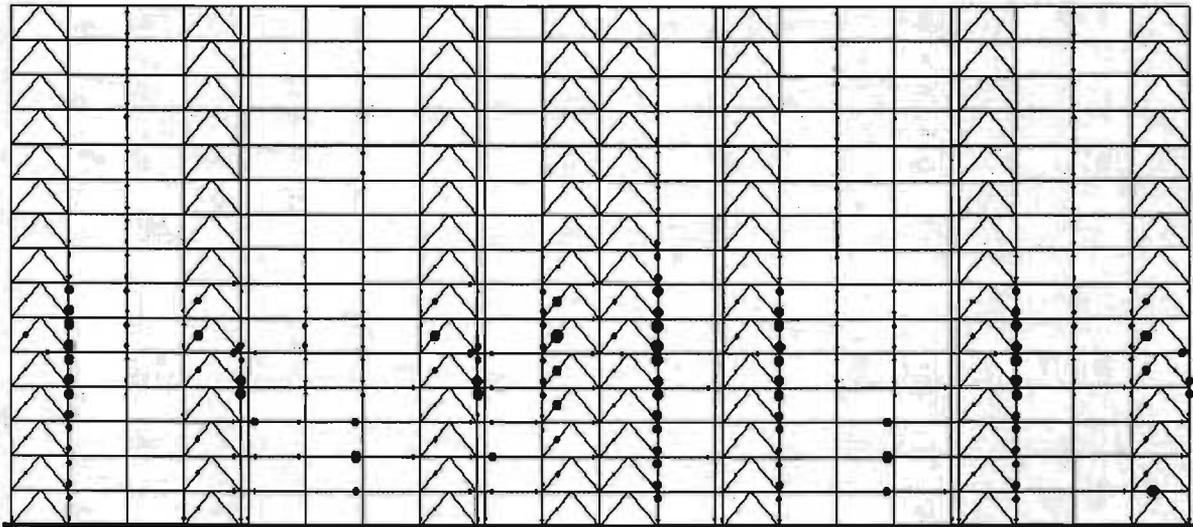


Figura 6.55 Instantáneas de fluencia inelástica del modelo MC15 con $P-\Delta$, eje Y.

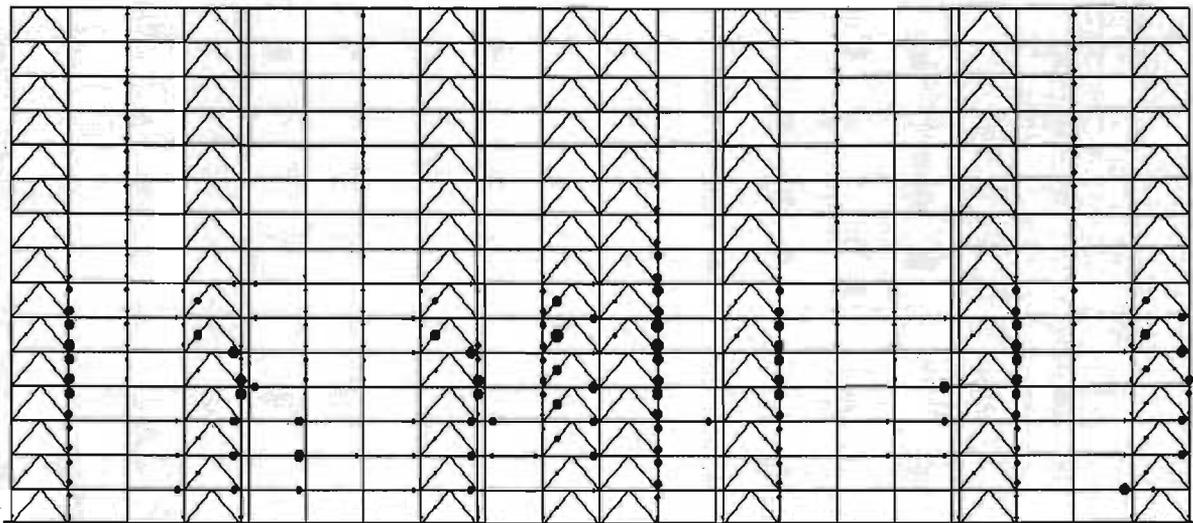


Figura 6.56 Instantáneas de fluencia inelástica del modelo MC15 con $P-\Delta$, eje Y.

6.2.3.2 Distorsiones

En las figuras 6.57 y 6.58 se presenta la comparación entre las distorsiones obtenidas en los modelos MC15 con el efecto $P-\Delta$ y sin incluirlos contra los análisis realizados con la carga negativa en ambas direcciones globales. Cuando no se incluyen los efectos de segundo orden el análisis con la carga negativa ocasiona mayores distorsiones, mientras que la inclusión de estos efectos aminoran las deformaciones asociadas a los análisis. No debe perderse de vista que, a pesar de que los análisis conservan la misma configuración con un máximo en el sexto nivel, se esperaría que tuvieran las mismas magnitudes, lo que podría asociarse a la asimetría del modelo estudiado.

6.2.3.3 Cortantes presentados

Por otra parte, la magnitud y el cortante de entrepiso son bastante similares en los análisis realizados en ambas direcciones (figuras 6.59 y 6.60), en la comparación presentada no se incluyen

los resultados de los análisis con las cargas negativas por que resultaron ser prácticamente las mismas que los cortantes de los modelos con la aplicación de las cargas positivas.

La inclusión del efecto $P-\Delta$ ocasiona cortantes de entrepiso apenas mayores a los análisis que no incluyen este efecto de segundo orden. Note también que los resultados presentados se asemejan más a los análisis independientes de los marcos (figura 6.49), decreciendo gradualmente con la altura, que a los análisis de los marcos continuos modelados de tal forma que ofrecieran resultados por marco (figura 6.48). En la tabla 6.8 se presentan los cortantes basales normalizados con el peso total de la estructura MC15 y las sobrerresistencias considerando el coeficiente sísmico elástico reducido. La dirección global Y sigue siendo la débil y presenta magnitudes de cortante ligeramente menores con la inclusión del efecto $P-\Delta$. Sin embargo, note que los análisis con carga monótona creciente positiva alcanzan pequeñas diferencias entre si, siendo los que incluyen el efecto $P-\Delta$ los que presentan las mayores magnitudes.

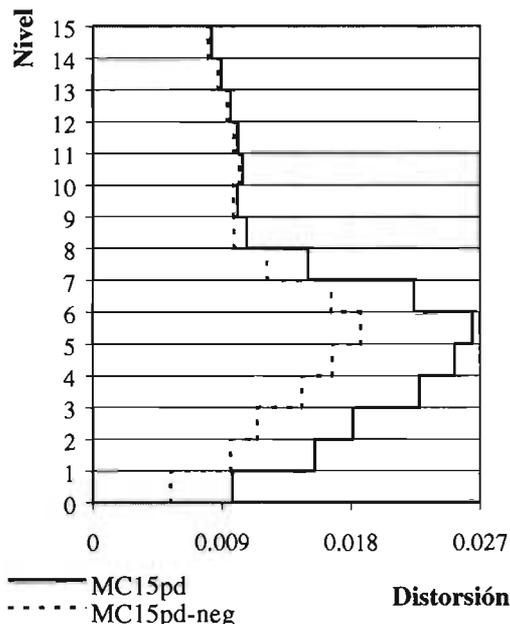
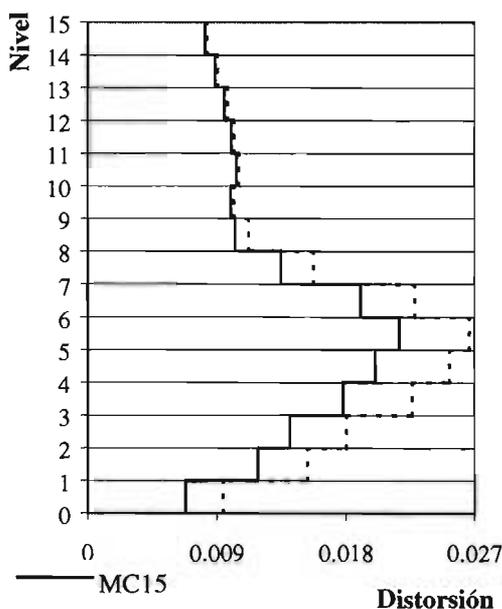


Figura 6.57 Distorsión de los modelos MC15 sin $P-\Delta$ Figura 6.58 Distorsión de los modelos MC15 con $P-\Delta$

El estudio de las gráficas cortante contra distorsión de los análisis realizados se concentrarán en los análisis con cargas positivas, ya que, a pesar de que los análisis con cargas negativas soportan cortantes de magnitud semejante.

Tabla 6.8 Comparación del cortante basal normalizado y sobrerresistencia de los análisis realizados

Análisis	Coeficiente sísmico	Sobrerresistencia
MC15X	0.5364	4.7680
MC15X negativo	0.5442	4.9262
MC15pdX	0.5393	4.7938
MC15pdX negativo	0.5310	4.7200
MC15Y	0.5181	4.6053
MC15Ypd	0.5119	4.5502

6.2.3.4 Graficas cortante – distorsión

En la figura 6.61 se presenta la comparación de las curvas cortante – distorsión entre los análisis al modelo diseñado con el método convencional en la dirección X con el efecto $P-\Delta$ y sin

incluirlos. Los niveles inferiores presentan un comportamiento inelástico, donde el análisis sin el efecto $P-\Delta$ alcanza magnitudes mayores de distorsiones fungiendo como una extensión del análisis que si incluyen el efecto de segundo orden. Al igual que en el análisis de los marcos independientes, los entresijos superiores se comportan elásticamente.

En general, el comportamiento de las gráficas cortante – distorsión es muy parecida a las presentadas anteriormente de los análisis de los marcos independientes, aunque presenta distorsiones un poco mayores, con un comportamiento elástico en los niveles superiores.

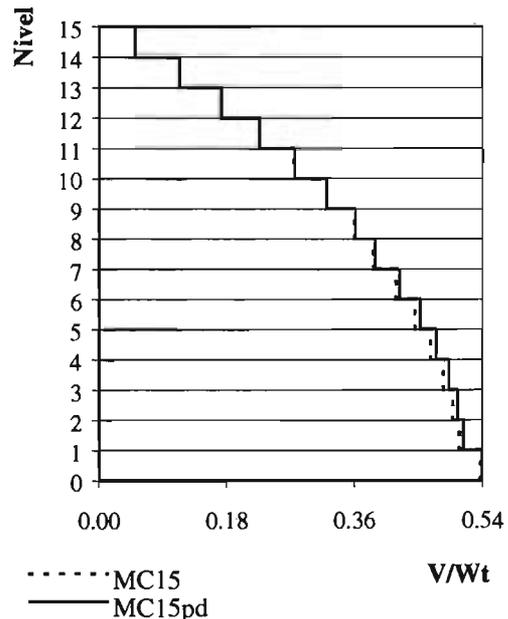
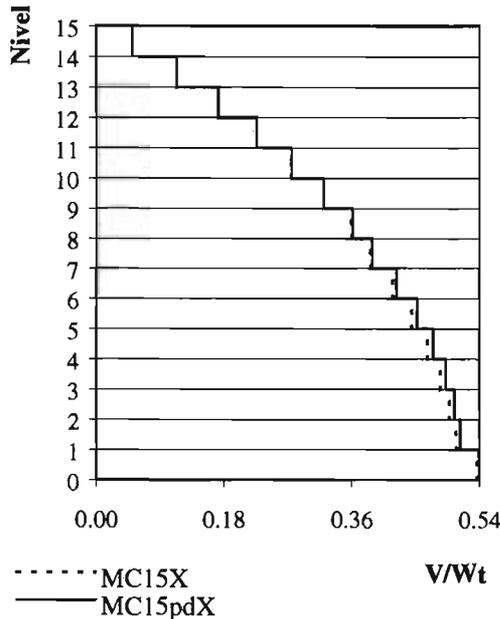


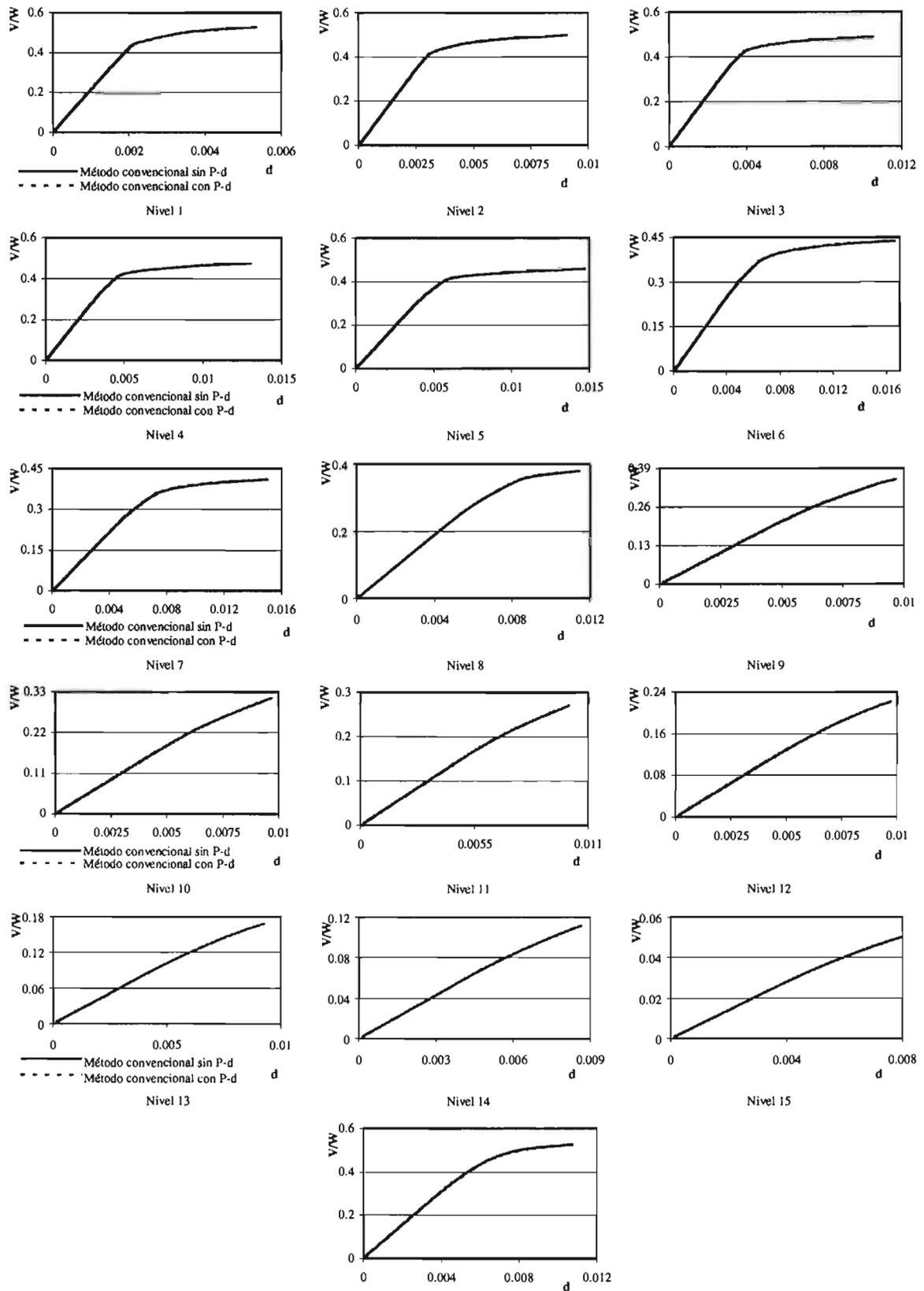
Figura 6.59 Cortante de los modelos MC15 en eje X Figura 6.60 Cortante de los modelos MC15 en eje Y

La comparación de las curvas cortante – distorsión entre los análisis al modelo diseñado con el *método convencional* en la dirección Y con el efecto de segundo orden y sin incluirlo, se presentan en la figura 6.62. Observe que la descripción de la curva entre ambas direcciones es muy similar; sin embargo, la dirección global Y, por ser la más débil, alcanza menores magnitudes de distorsión.

En las figuras 6.63 y 6.64 se muestran las demandas de ductilidad alcanzadas en ambos ejes principales, determinadas a partir de las distorsiones elástica δ_e y la distorsión obtenida en el último paso δ_u .

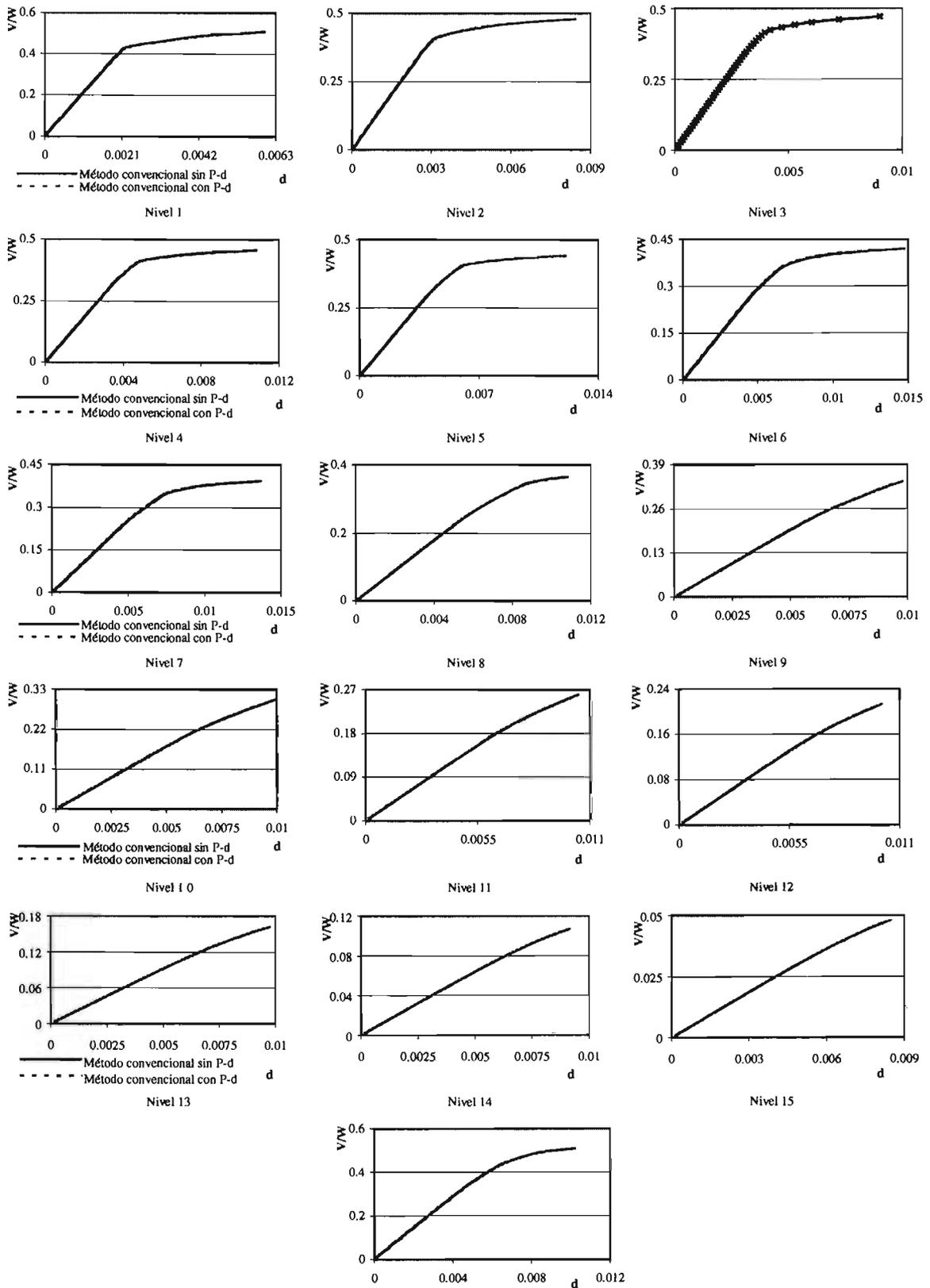
Los niveles inferiores son los que alcanzan mayores demandas de ductilidad, en todos los casos no mayores a $\mu= 3$; mientras que los niveles inferiores apenas superan la unidad. Dado que los modelos que incluyen los efectos de segundo orden presentan el colapso asociado a distorsiones menores que el modelo diseñado sin el efecto $P-\Delta$, no es extraño que las demandas de ductilidad que alcanzan esos modelos sean menores.

Note también, que la demanda de ductilidad que presenta el nivel 16, que representa el comportamiento global de la estructura con la deformación total y la altura total, es un promedio pesado de la ductilidad alcanzada en los entresijos, ya que resulta muy grande en comparación de los pisos superiores y muy pequeña en relación a los niveles inferiores.



Análisis general

Figura 6.61 Comparación entre los análisis con MC15X sin $P-\Delta$ y con $P-\Delta$



Análisis general

Figura 6.62 Comparación entre los análisis de los modelos MC15Y sin $P-\Delta$ y con $P-\Delta$

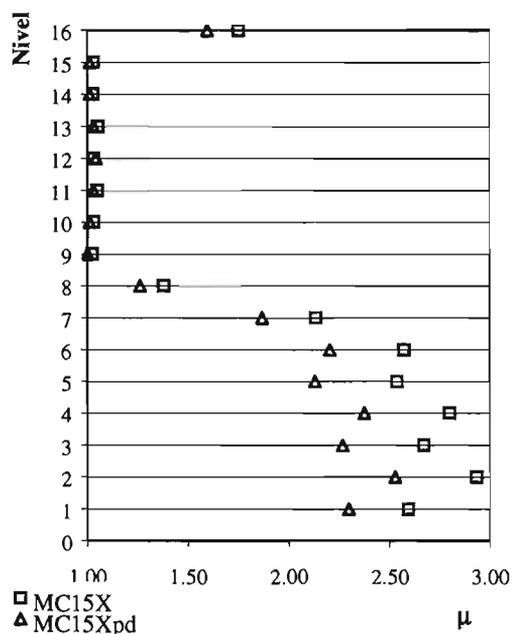


Figura 6.63 Demanda de ductilidad en el eje X

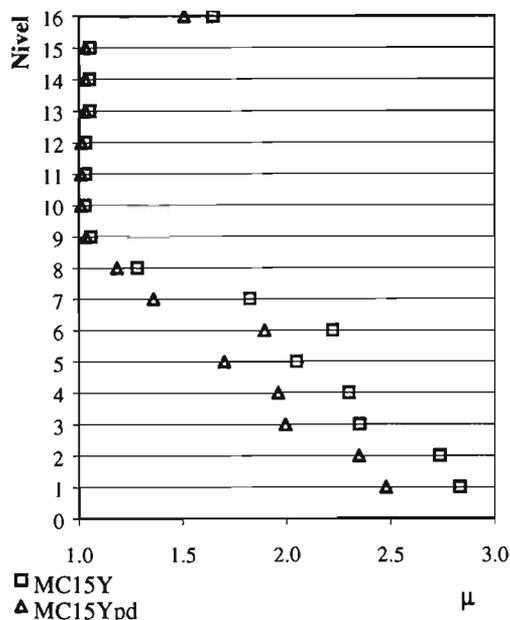


Figura 6.64 Demanda de ductilidad en el eje Y

6.2.4 Análisis de los marcos completos del modelo diseñado con el Apéndice Normativo A

Además de realizar los análisis no lineales ante carga monótona creciente a los modelos diseñados con el *método convencional* modal espectral de las NTC, se realizaron análisis al modelo que satisface al límite las restricciones por deformación lateral estipuladas en el Apéndice Normativo A para el diseño contra colapso.

6.2.4.1 Instantáneas de fluencia

En la figura 6.65 se muestran las instantáneas de fluencia en la dirección global X sin los efectos de segundo orden, mientras que en la figura 6.66 se presenta la misma dirección con los resultados del análisis que si incluía el efecto $P-\Delta$.

En general, la proporción entre magnitudes y la ubicación de las articulaciones plásticas parecen ser semejantes entre ambos análisis. Observe que sigue rigiendo un colapso por falla local en las columnas del lado derecho de la última crujía contraventeada del marco central, aunque su ubicación ha variado, lo que parece estar ligado a la dirección de aplicación de la carga y la asimetría del modelo. Considere además, que las articulaciones de los marcos internos no centrales alcanzan rotaciones mucho menores al marco central y marcos perimetrales, que a su vez se articulan en los niveles superiores entre las crujías no contraventeadas.

Ahora, en las figuras 6.67 y 6.68 se presentan las instantáneas de fluencia inelástica de los marcos analizados en la dirección Y sin el efecto $P-\Delta$ e incluyéndolo, respectivamente. Como se esperaba, la ubicación y la proporción de las rotaciones plásticas son similares a la dirección X, presentadas anteriormente.

6.2.4.2 Distorsiones

Por otra parte, en las figuras 6.69 y 6.70 se muestran las distorsiones obtenidas por análisis del modelo diseñado con el Apéndice Normativo A considerando y sin considerar el efecto $P-\Delta$.

En general el comportamiento entre ambos análisis es muy parecido, como se esperaba el análisis que incluye el efecto de segundo orden en columnas y contravientos alcanzó distorsiones un poco menores en los niveles más críticos cercanos al sexto nivel. En todos los casos las distorsiones fueron menores a la distorsión máxima presentada en el Apéndice Normativo A igual a $d_{perm} = 0.015$.

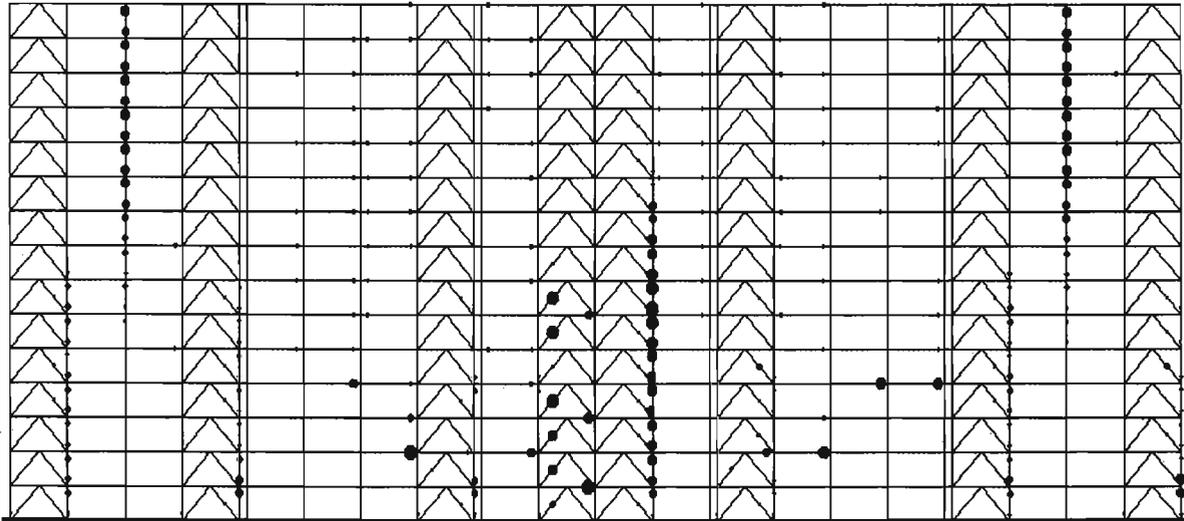


Figura 6.65 Instantáneas de fluencia inelástica del modelo ANA15 sin $P-\Delta$, eje X.

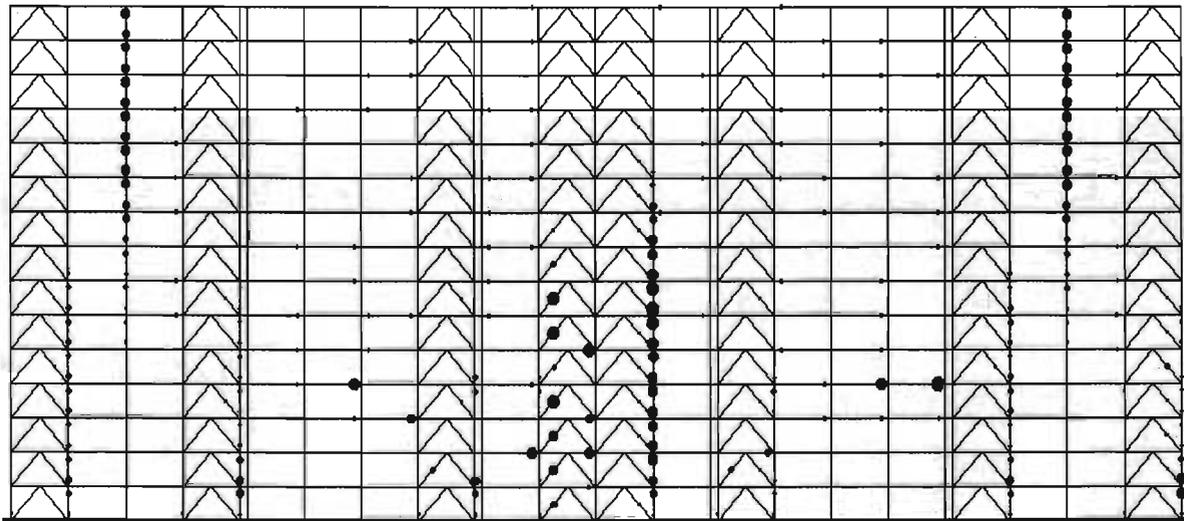


Figura 6.66 Instantáneas de fluencia inelástica del modelo ANA15 con $P-\Delta$, eje X.

En las figuras 6.71 y 6.72 se presentan graficas comparativas de la distorsión obtenida entre los modelos diseñados con el *método convencional* y el diseñado con el Apéndice Normativo A, con el efecto $P-\Delta$ en ambas direcciones. En general, el modelo diseñado con el *método convencional* reporta distorsiones mayores que las del modelo analizado con los criterios del Apéndice Normativo A; sin embargo, en los niveles cercanos al sexto piso en la dirección X, el modelo diseñado con el *método convencional* alcanza distorsiones sensiblemente mayores.

Las distorsiones de la dirección global Y alcanzan menores distorsiones por que es la dirección global más rígida; aunque en todos los casos son menores a las publicadas igual a $d_{perm} = 0.015$ en marcos contraventeados de acero.

6.2.4.3 Cortantes presentados

En las figuras 6.73 y 6.74 se han graficado los cortantes por entrepiso normalizados en ambas direcciones, respectivamente. En ellas, se presenta una comparación entre los análisis que no incluyen y que si incluyen los efectos $P-\Delta$; como se puede notar la diferencia entre ambos criterios es muy pequeña.

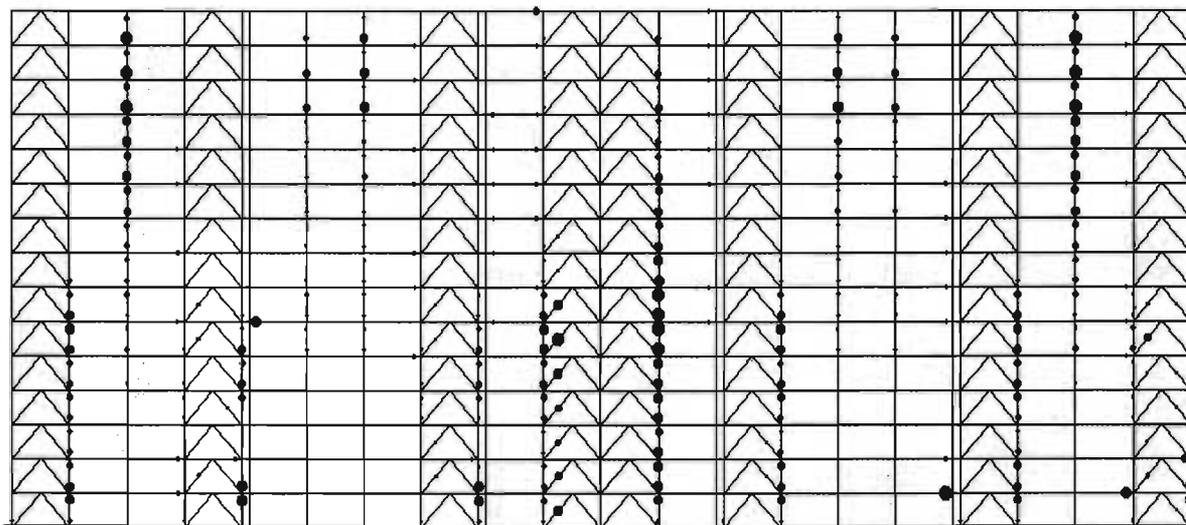


Figura 6.67 Instantáneas de fluencia inelástica del modelo ANA15 sin $P-\Delta$, eje Y.

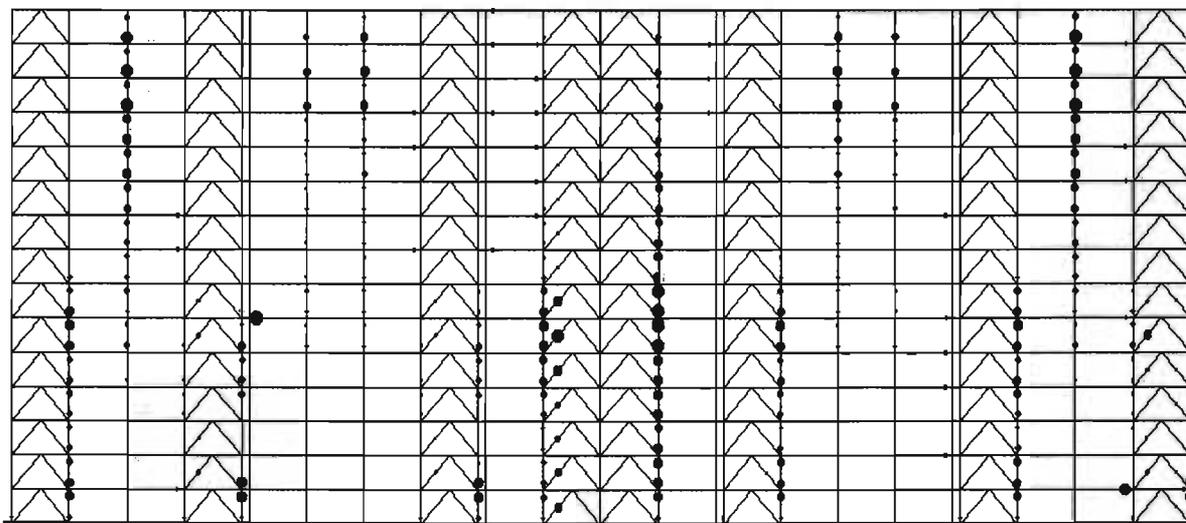


Figura 6.68 Instantáneas de fluencia inelástica del modelo ANA15 con $P-\Delta$, eje Y.

Sin embargo, en la comparación de cortantes por entrepiso normalizados entre ambos criterios de análisis, presentadas en las figuras 6.75 y 6.76 para cada dirección global; se puede apreciar que los modelos diseñados con el Apéndice Normativo A soportan cargas laterales de mayor magnitud en los niveles inferiores, pero se asemejan en los niveles superiores.

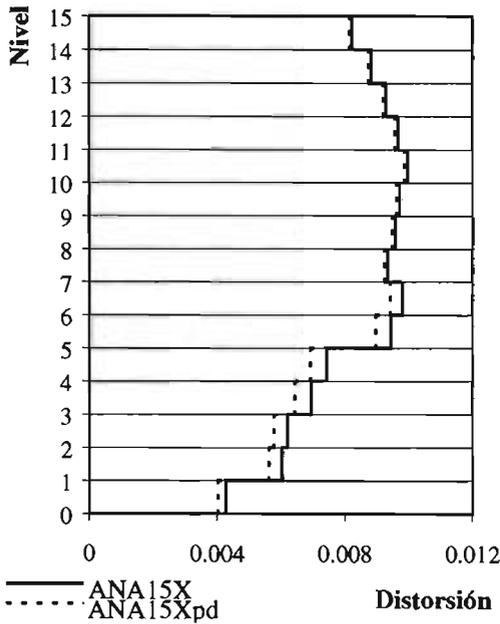


Figura 6.69 Distorsión de los modelos ANA15X

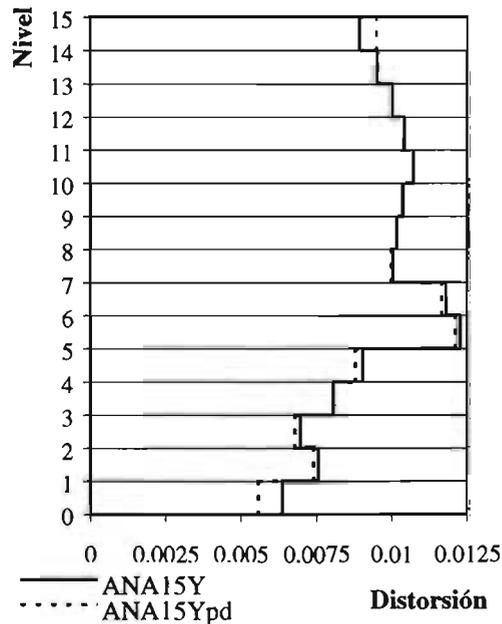


Figura 6.70 Distorsión de los modelos ANA15Y

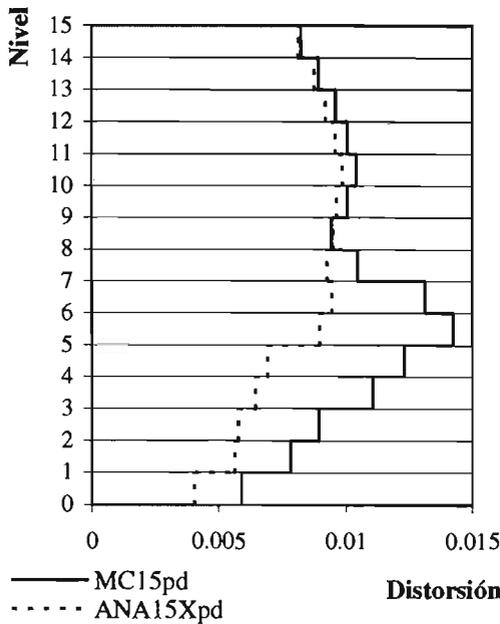


Figura 6.71 Comparación de la distorsión de los modelos con $P-\Delta$ en el eje X

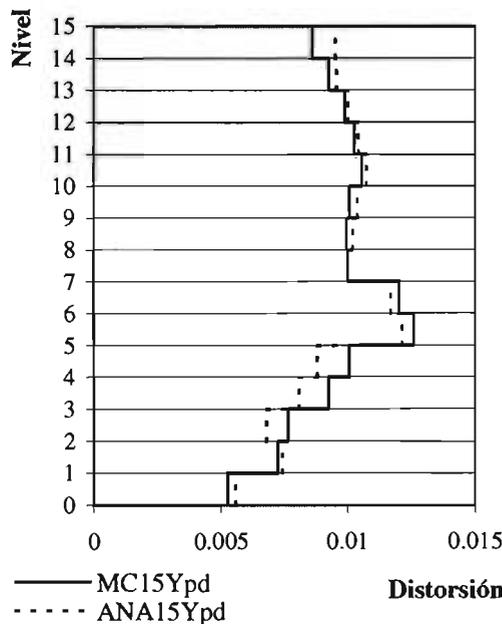


Figura 6.72 Comparación de la distorsión de los modelos con $P-\Delta$ en el eje Y

6.2.4.4 Gráficas cortante – distorsión

Ahora, en la figura 6.77 se presentan las curvas cortante normalizado contra distorsión por nivel en la dirección X y la gráfica equivalente considerando el cortante basal normalizado contra la distorsión total de la estructura con la altura total del edificio llamada *análisis general* de manera semejante a lo presentado anteriormente del modelo ANA15X. Mientras que en la figura 6.78 se presentan los resultados de la dirección global Y con los mismos criterios.

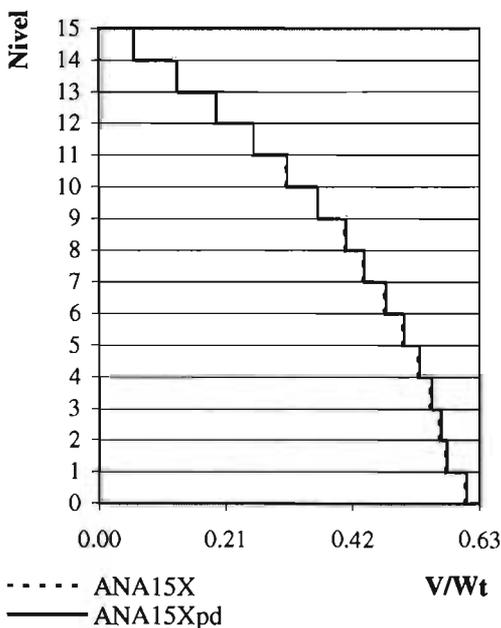


Figura 6.73 Cortante de los modelos ANA15X

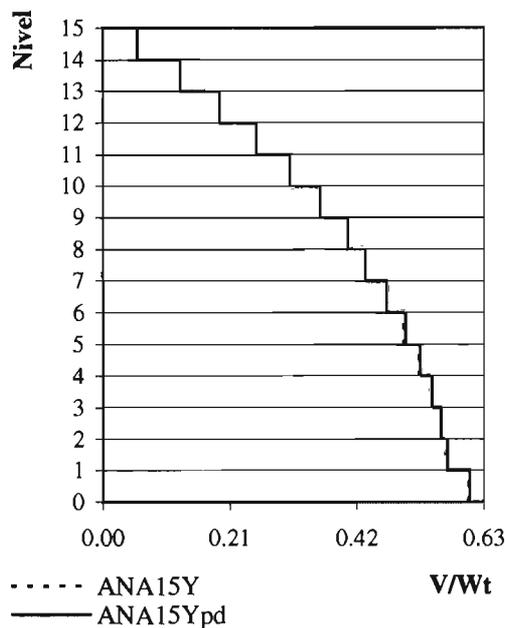


Figura 6.74 Cortante de los modelos ANA15Y

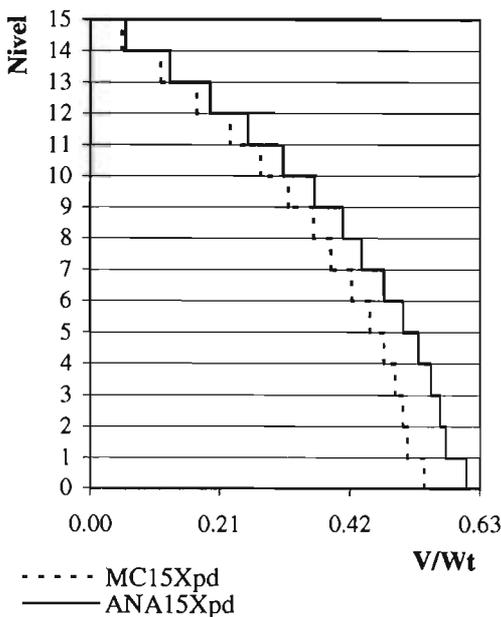


Figura 6.75 Comparación de los cortantes de los modelos con $P-\Delta$ en el eje X

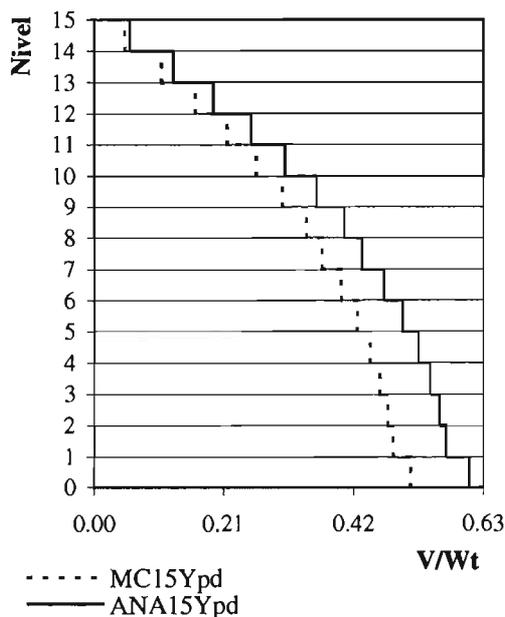
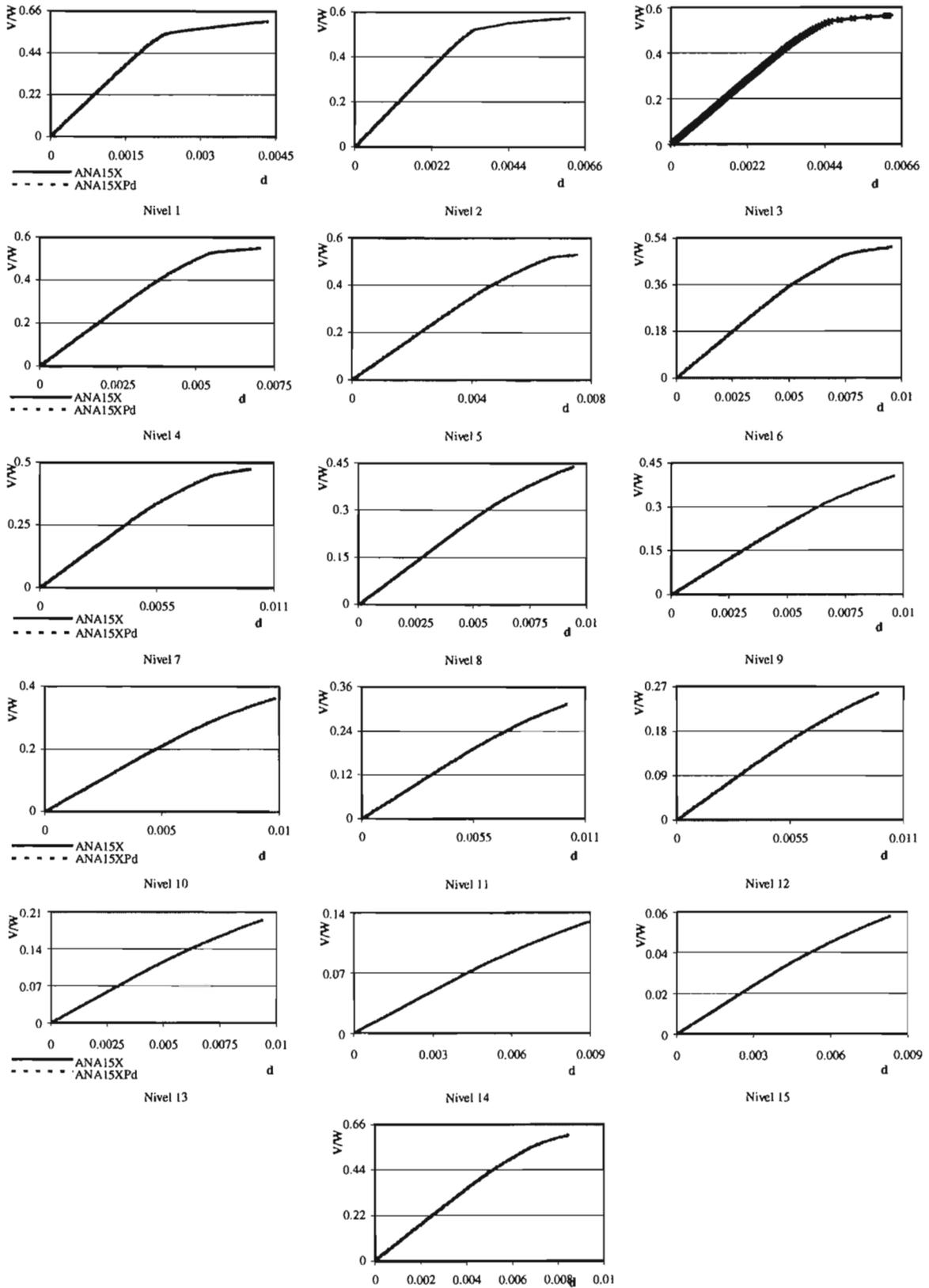


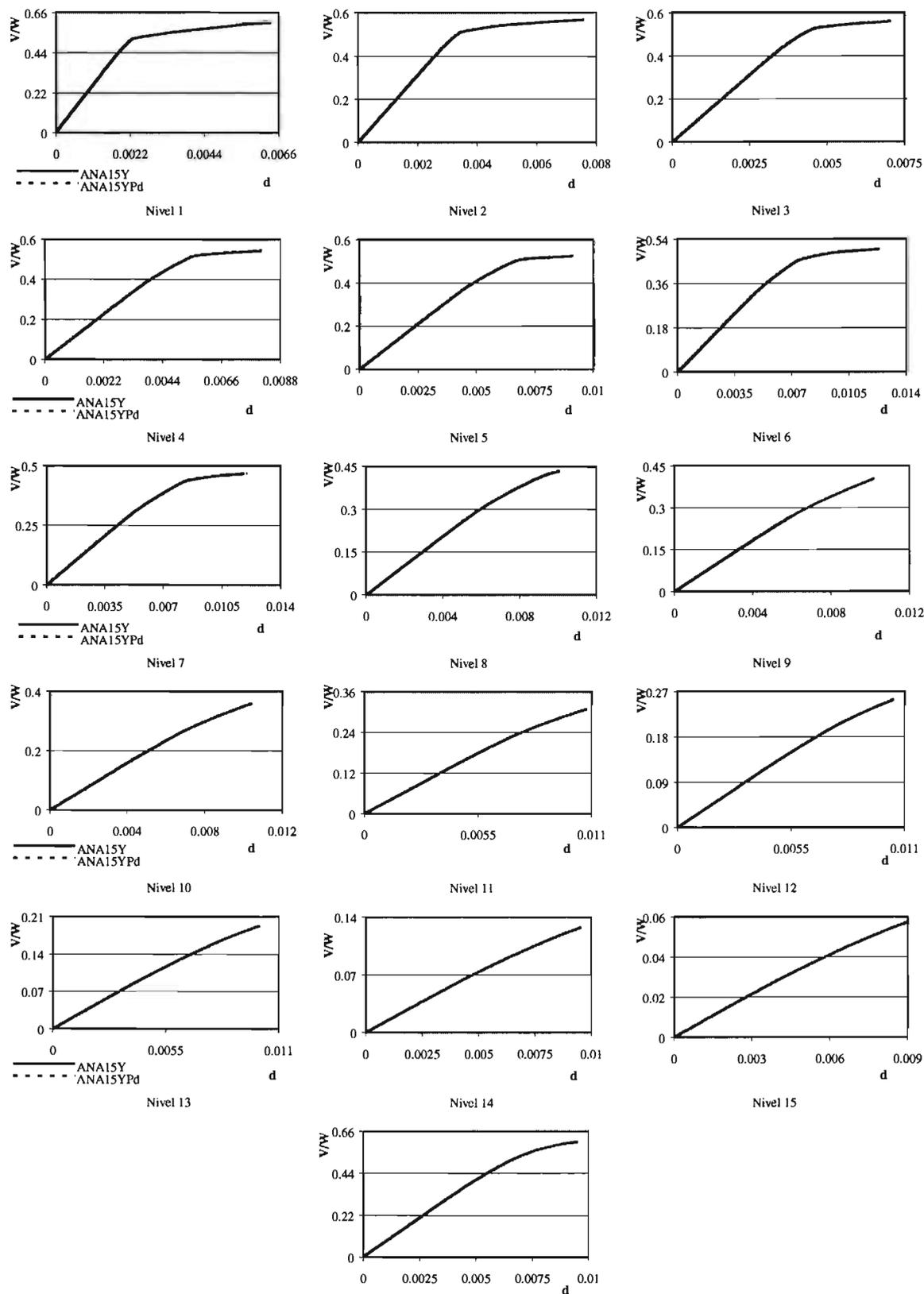
Figura 6.76 Comparación de los cortantes de los modelos con $P-\Delta$ en el eje Y

Dado que la descripción de la curva entre ambos criterios es sumamente parecida, la variación de los resultados de los análisis que incluyen el efecto $P-\Delta$ contra el análisis que no lo incluye es apenas perceptible. El análisis que incluye los efectos de segundo orden alcanza distorsiones menores, tal que el análisis que no los considera pareciera ser una extensión del mismo.



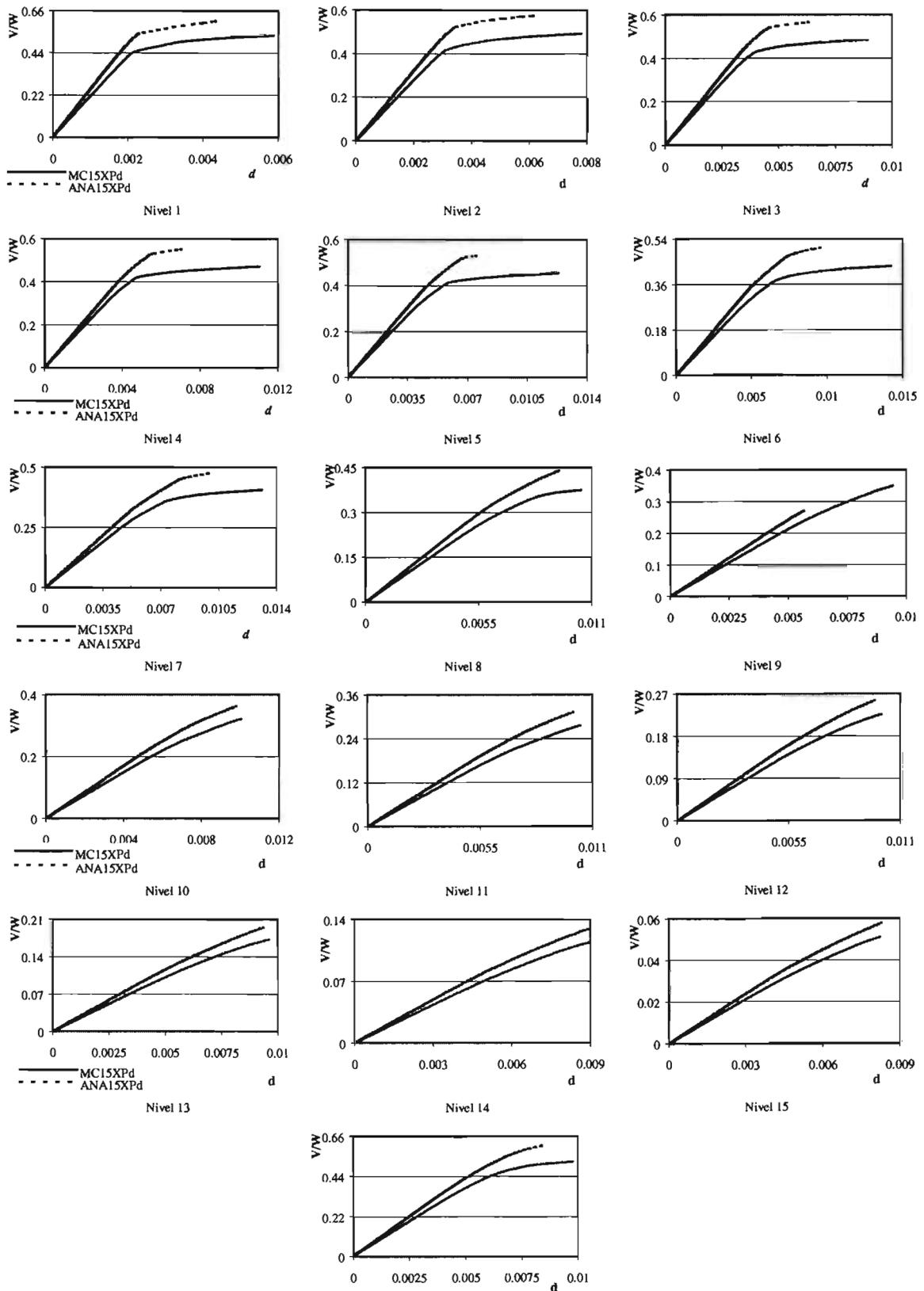
Análisis general

Figura 6.77 Comparación entre los análisis del ANA15X sin $P-\Delta$ y con $P-\Delta$



Análisis general

Figura 6.78 Comparación entre los análisis del ANA15Y sin $P-\Delta$ y con $P-\Delta$



Análisis general

Figura 6.79 Comparación entre los análisis MC15X con $P-\Delta$ y ANA15X con $P-\Delta$

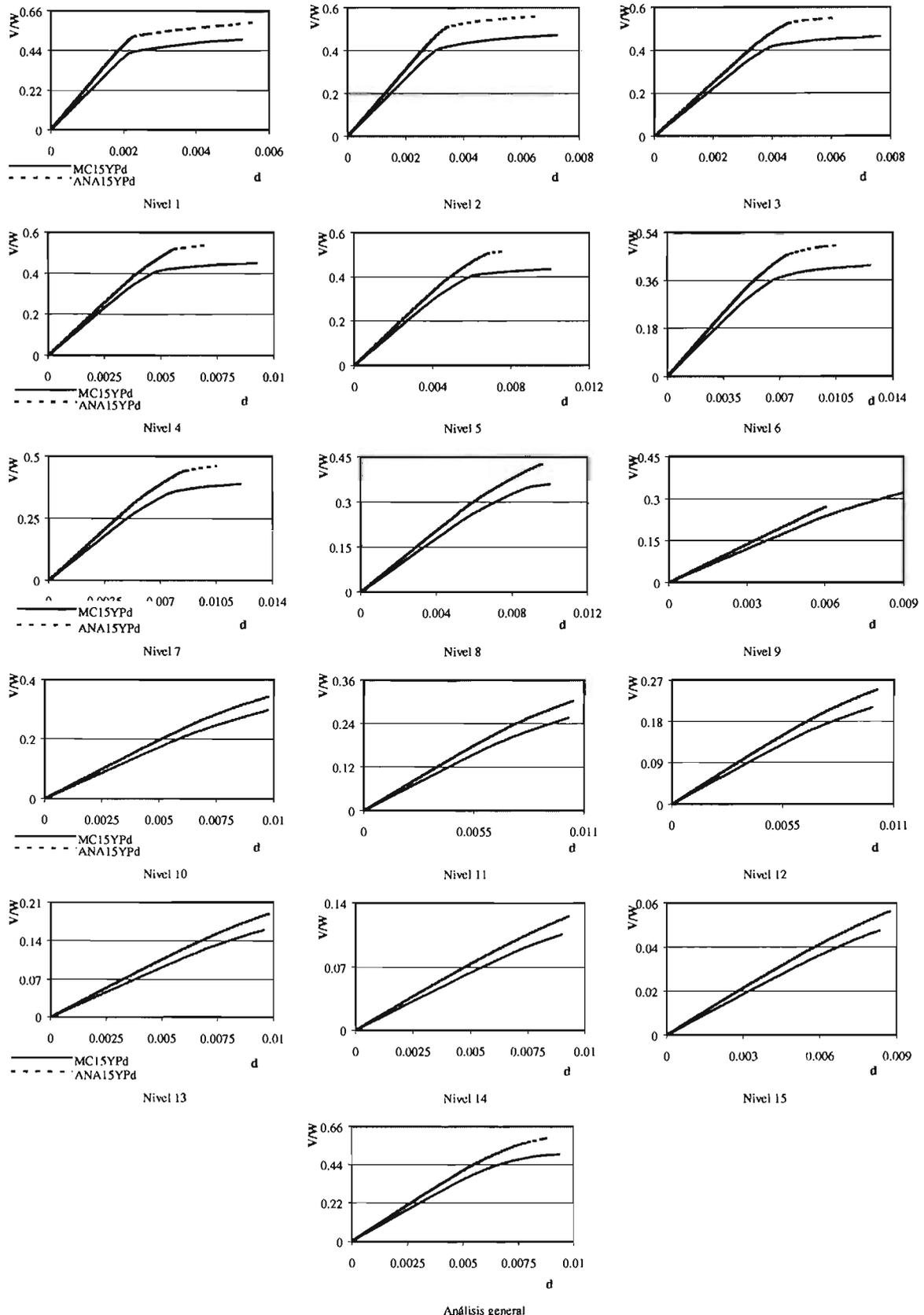


Figura 6.80 Comparación entre los análisis MC15Y con $P-\Delta$ y ANA15Y con $P-\Delta$

Note, que los primeros siete niveles se comportan inelásticos, mientras que los ocho niveles superiores tiene un comportamiento elástico, lo que concuerda con las instantáneas de fluencias presentadas anteriormente; sin embargo, reflexione que estas gráficas consideran los entrepisos de todos los marcos no reflejan las articulaciones de los pisos superiores en los marcos perimetrales y se concentran en las articulaciones (de mayor magnitud) del marco central en los pisos cercanos al sexto nivel y que, el *análisis general* que considera el cortante basal contra la distorsión total, no parece ser una buena representación de las curvas de los niveles inferiores, pues en el promedio pesado domina el comportamiento de los 9 ó 10 entrepisos superiores (niveles 6 al 15).

Para observar mejor, el comportamiento relativo entre el modelo diseñado con el *método convencional* y el modelo diseñado con los criterios de Apéndice Normativo A, se presentan en las figuras 6.79 y 6.80 las gráficas comparativas cortante normalizado contra distorsión de los análisis que incluyen el efecto $P-\Delta$ en columnas y contravientos para cada dirección global por entrepiso y la gráfica del *análisis general*.

El comportamiento de ambos modelos es inelástico en los niveles inferiores y elástico en los pisos superiores. Como se había ilustrado, el modelo diseñado con el Apéndice A alcanza mayores cortantes, pero con menores distorsiones y capacidad de deformación última.

En la figura 6.81 y 6.82 se muestran las gráficas con las demandas de ductilidad μ obtenidas en ambas direcciones. Los niveles inferiores tienen demandas de ductilidad mayores que las de los niveles superiores, mientras que los análisis con $P-\Delta$ alcanzaron magnitudes menores porque están asociados a distorsiones menores que las del modelo sin el efecto en columnas y diagonales.

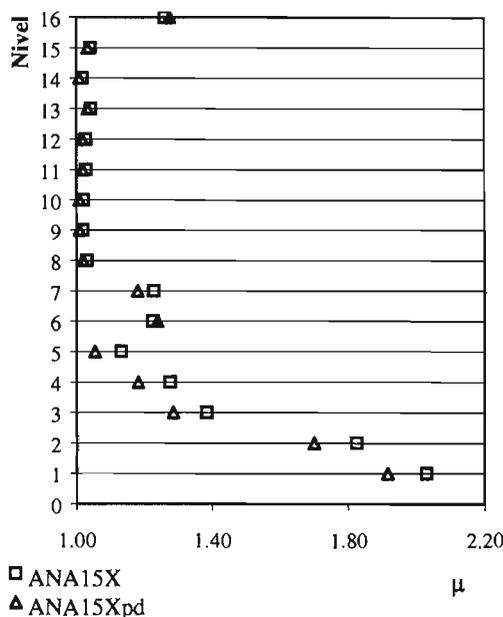


Figura 6.81 Demanda de ductilidad en el eje X

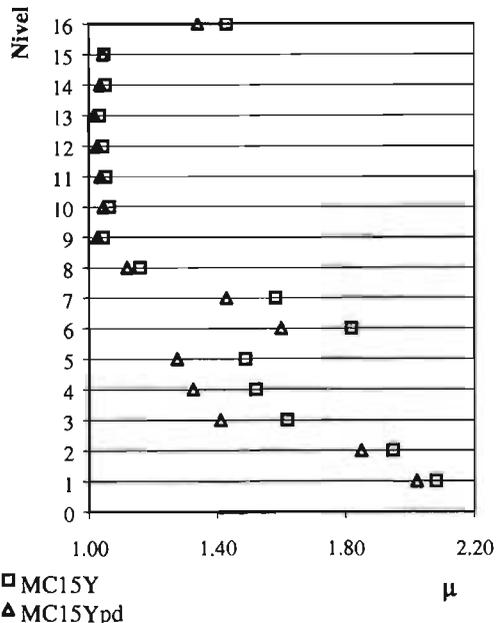


Figura 6.82 Demanda de ductilidad en el eje Y

Se consideró valioso, presentar en las figuras 6.83 y 6.84 la comparación de las demandas de ductilidad μ en ambas direcciones entre los resultados de los modelos diseñados con el *método convencional* y con el Apéndice Normativo incluyendo el efecto $P-\Delta$.

El modelo diseñado con el *método convencional* resultó más dúctil que prácticamente todos los entrepisos del modelo ANA15 en ambas direcciones. La mayor demanda de ductilidad reportada se encuentra en el segundo nivel en la dirección X en el modelo diseñado con el *método convencional*.

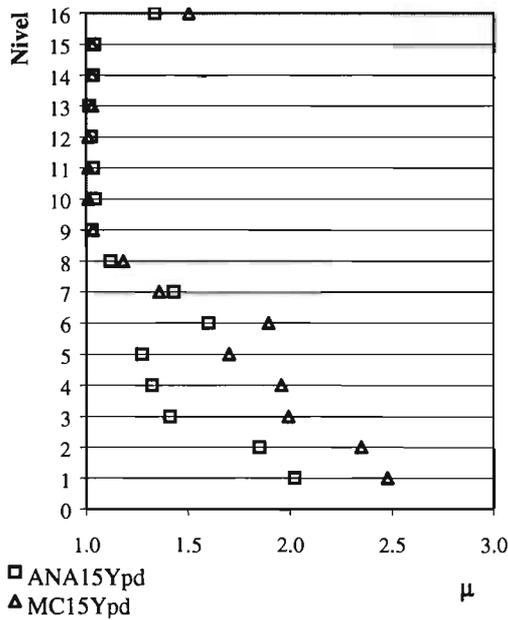


Figura 6.83 Demanda de ductilidad en el eje X

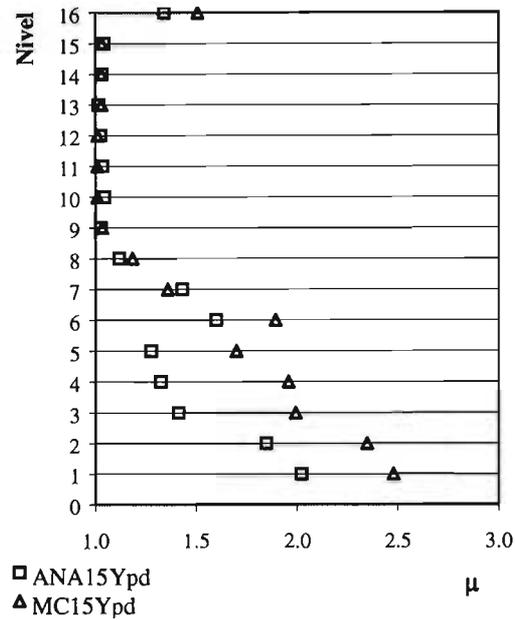


Figura 6.84 Demanda de ductilidad en el eje Y

6.3 Conclusiones

Se presentó el estudio del comportamiento no lineal del modelo de 15 niveles diseñado con el *método convencional* de las NTC y el diseñado considerando el Apéndice Normativo A, estudiados en el capítulo anterior. La capacidad última de los edificios se estudió utilizando análisis al límite y análisis no lineales ante carga estática monótona creciente (*pushover*).

El mecanismo de falla que ocasionaría el colapso de los modelos es el que presenta el menor coeficiente sísmico, que en el caso de los modelos analizados con la teoría de diseño al límite, se trató de un piso débil, ya que el mecanismo de falla asociado a las Normas Técnicas, de viga débil – contraviento débil – columna fuerte, obtuvo en ambos modelos coeficientes sísmicos mayores a los de los pisos débiles, siendo el piso débil en el onceavo nivel el que rigió. Debido a ello, los análisis al límite obtuvieron factores de sobrerresistencia muy bajos en ambos diseños (*método convencional* y Apéndice A), inferiores incluso a las mínimas esperadas si se toma la sobrerresistencia inherente al uso de factores de carga y de reducción de resistencia. Por esta razón se incluyó una distribución de cargas que ocasionaría este mecanismo de falla de onceavo piso débil en los análisis estáticos ante carga lateral monótona creciente con el programa DRAIN-2DX.

A estos mismos modelos de 15 niveles se realizaron análisis ante carga lateral monótona creciente con la distribución de carga lateral triangular invertida asociada a un mecanismo de falla dúctil conforme al comportamiento esperado de un edificio diseñado con la propuesta de las Normas Técnicas, y la distribución que ocasionaría el mecanismo de falla del onceavo piso débil, haciendo modelos de los marcos independientes y modelos que incluyen todos los marcos continuos unidos con elementos infinitamente rígidos; además, se observó el impacto de la inclusión del efecto *P-Δ* sobre los resultados de ambas distribuciones.

La inclusión del efecto de segundo orden en general afecta los resultados de los análisis estáticos, obteniéndose en la mayoría de los casos distorsiones últimas de entrepiso menores que cuando no se incluyen, y con magnitudes máximas más cercanas a los límites que proponen los reglamentos, los cuales están en función de resultados obtenidos a partir del ensaye de modelos

experimentales. Es por ello que, para el análisis de estructuras de acero con marcos contraventeados concéntricos, se deben incluir los efectos $P-\Delta$ en estos análisis tipo pushover.

Sin embargo, el criterio de la limitación del último paso que puede desarrollar la estructura en los modelos de los marcos independientes pareció ocasionar algunos casos donde las distorsiones últimas obtenidas son similares o aún mayores a las obtenidas en análisis que no incluyen el efecto $P-\Delta$. Estos resultados parecen no ser muy representativos o adecuados, por lo que, se debieron analizar con más detalle, para evitar asociarse a imprecisiones de los criterios de convergencia numérica que maneja el software utilizado aunque se conservaron las gráficas con estas inconsistencias para ilustrar este razonamiento. Además se realizaron esfuerzos en confrontar las capacidades reales de deformación plástica de los elementos que lideran al colapso con las que se calculan con el software de análisis, lo que permitió ajustar las distorsiones que deberían considerarse en el último paso.

Asimismo, la distribución de carga del mecanismo de falla para el onceavo piso débil no rigió el colapso del modelo claramente, sino que conforme a las gráficas de distorsión y localización de rotaciones y extensiones plásticas máximas, mecanismos de falla locales por pandeo de los contravientos cercanos al sexto piso parecieran resultar más críticos, lo que no se reflejó en los resultados de la teoría simplificada de análisis al límite. Al respecto, resulta claro que para sistemas tan complejos como el estudiado, no parece adecuado suponer que el colapso del sistema lo rijan mecanismos globales de falla que suponen una distribución racional de rotaciones y extensiones plásticas, como los que se consideran en un análisis al límite convencional, ya que como se observó, esta se puede presentar por la inestabilidad que provoca un mecanismo de falla local, que *a-priori*, sería difícil tomar en cuenta en un análisis al límite.

Este estudio muestra la imperiosa necesidad de confrontar siempre las curvas carga-distorsión obtenidas de un análisis no lineal estático ante carga monótona creciente en función de los límites de deformación que se han reportado experimentalmente en la literatura y de las capacidades últimas de deformación que tienen los elementos estructurales, que no son necesariamente las que se calculan con el software que se utiliza, dado que esto normalmente las modelan tomando en cuenta varias hipótesis simplificadoras.

Respecto a los modelos con los marcos continuos unidos con elementos infinitamente rígidos, se realizaron análisis comparativos a los modelos diseñados previamente con el *método convencional* y aquél diseñado con los criterios del Apéndice Normativo A con el efecto $P-\Delta$ y sin incluirlo con la distribución de carga triangular invertida que proponen las Normas Técnicas.

Es valioso recordar que el método convencional de las Normas Técnicas limita la distorsión a $\delta_{NTC} = 0.012$ de la altura del entrepiso, mientras que el Apéndice Normativo limita la distorsión a $\delta_{ANA} = 0.015$ de la altura del entrepiso; sin embargo, note que el modelo diseñado con el *método convencional* está asociado a distorsiones mayores con una ductilidad superior al modelo diseñado con el criterio del Apéndice Normativo que a su vez alcanza mayores magnitudes de cortante. Entonces el modelo diseñado para seguridad contra colapso (Apéndice A) puede soportar mayores demandas laterales de carga y estará asociado a distorsiones menores que originan que sea menos dúctil que el modelo que se diseñó con el *método convencional* de las Normas Técnicas.

Aunado a lo anterior, las discrepancias obtenidas en marcos similares en rigidez aunque con asimetría geométrica, originó la inquietud de realizar análisis con un cambio de dirección en la distribución de carga, tal que el capítulo muestra los resultados de modelos de pushover a un modelo con geometría asimétrica en ambas direcciones. De los mismos, es posible aseverar que los resultados de los análisis ante carga estática monótona creciente pudieran variar dependiendo de la dirección de las cargas. Para realizar las reflexiones posteriores se consideró la dirección de aplicación de la carga estática que ofrecía resultados más interesantes; sin embargo, los resultados presentados parecen sugerir que la definición de criterios de aplicación de carga deberían requerir mayores esfuerzos a los presentados lo que supera el objetivo de este proyecto.

Por otra parte, y en todos los casos presentados, la gráfica de cortante basal normalizado

contra distorsión global promedio (distorsión entre azotea y el nivel de desplante) parece no representar adecuadamente el comportamiento de marcos con contravientos concéntricos, ya que a partir de ella difícilmente se pueden intuir las significativas diferencias que existen en las capacidades de deformación de los entrepisos. Además, es bien sabido que sería incorrecto comparar esta distorsión promedio que se obtiene con esta curva con las distorsiones últimas que permiten los Reglamentos, que están asociadas a las distorsiones de entrepiso. Para los modelos en estudio, esta gráfica global no resultó una buena representación del comportamiento de este tipo de estructuración, por lo que se propone estudiar para ésta y otras estructuraciones las gráficas distorsión contra cortante normalizado de cada entrepiso, para poder observar el comportamiento no lineal del modelo con mayor certidumbre, revisar adecuadamente los límites de distorsión que establecen los reglamentos de construcción y detectar posibles deficiencias en la estructuración con mayor facilidad.

Es de llamar la atención, que la sobrerresistencia asociada a los análisis ante carga monótona creciente resultó de más del doble (tabla 6.8), que la propuesta de manera general en Apéndice A para estructuras con un periodo de vibración en el intervalo $T > T_a$, aplicable al caso de los edificios estudiados, lo que implica una diferencia sumamente grande.

Finalmente, y no menos importante, los resultados de los análisis al límite y de los análisis estáticos no lineales ante carga monótona creciente que fueron realizados a los edificios en estudio sugieren que los mecanismos últimos de colapso de edificios regulares estructurados con base en marcos de acero con contraventeo concéntrico que cumplen con los lineamientos de las Normas Técnicas Complementarias de la Propuesta de Reglamento de 2004 distan mucho de ser apropiados y corresponder al mecanismo último de viga débil – contraviento débil – columna fuerte que generalmente se asocia a un diseño conforme al reglamento, a pesar que sean capaces de alcanzar resistencias muy altas. Los resultados de los análisis al límite sugieren la potencial formación de mecanismos de entrepiso débiles o suaves. Los análisis estáticos no lineales ante carga monótona creciente sugieren la formación de mecanismos último de colapso más locales, provocados principalmente por el pandeo de los contravientos. Antes de concluir sobre este respecto, será importante confrontar estos resultados con los que se obtengan de análisis dinámicos no lineales ante acelerogramas asociados a los espectros que se utilizaron en el diseño de estos edificios, para corroborar o confrontar los resultados que hasta la fecha se han obtenido con los análisis antes descritos, lo que se muestra en el siguiente capítulo de este trabajo.

Capítulo 7

Análisis dinámicos no lineales

Capítulo 7

Análisis dinámicos no lineales

En este capítulo se presentan los resultados de los análisis no lineales de los modelos de 15 niveles diseñados con el método convencional (MC15) y con el Apéndice Normativo A (ANA15) con el paquete de análisis no lineal DRAIN- 2DX (Prakash *et al.*, 1993).

Para su estudio se seleccionaron acelerogramas representativos para la zona del lago de la Ciudad de México, cuyas características están relacionadas al sismo máximo esperado el acelerograma registrado en el Valle de México, dado que los modelos se supusieron ubicados en la zona IIIb con un periodo dominante del terreno igual a $T_s= 2.00$ seg.

7.1 Descripción de los análisis realizados

El primer acelerograma fue registrado durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 con una magnitud igual a $M_s= 8.1$ del registro de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) en su componente E-W, con una duración de un poco más de 160 seg. y una aceleración máxima del terreno de 0.17 g. aproximadamente, con una respuesta espectral máxima de 1.00, g para un periodo dominante de 2.00 seg.

Además, se consideró interesante someter los modelos a un registro artificial cuyo nivel de respuesta espectral de pseudoaceleraciones resultaran similares o mayores al acelerograma registrado en SCT-EW.

El acelerograma artificial considerado se generó a partir de un sismo postulado de $M_s= 8.2$, basado en las funciones de transferencia promedio calculadas para la estación 56, con la red acelerográfica de la Ciudad de México a partir de 1988 (figura 7.1). La estación 56 se ubica en la calle de Córdoba, en la colonia Roma con un periodo dominante de 2.20 seg., y del registro sintético se obtiene una aceleración máxima espectral de 1.44 g.

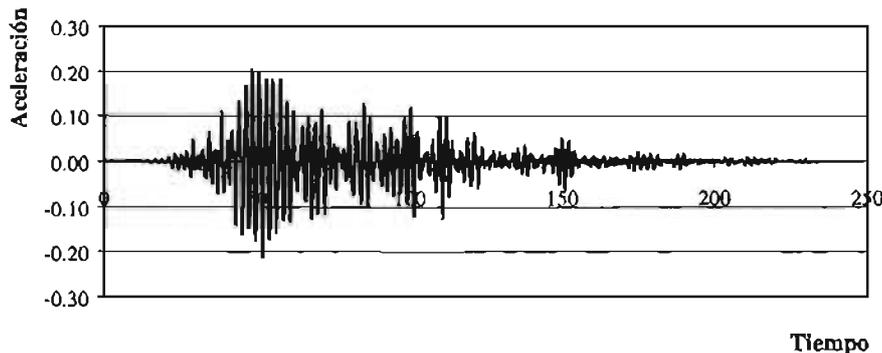


Figura 7.1 Acelerograma artificial de la estación 56 dirección E-W

Los análisis se realizaron con un modelo de suponen los marcos continuos unidos con elementos rígidos como se ilustra en la figura 7.2, con nivel de amortiguamiento viscoso equivalente igual a $\zeta = 2\%$.

En los modelos, se incluyó la aportación a la rigidez lateral de cada marco, a partir de las masas para lo cual se determinó la rigidez lateral de los marcos, a partir de los desplazamientos obtenidos en los análisis estáticos de los marcos independientes. La ejemplificación del procedimiento empleado se ilustra en la figura 7.3, donde se presenta el porcentaje de rigidez $k_i/\Sigma k$ de los marcos en la dirección X del modelo diseñado con el *método convencional*. Como se esperaba, los marcos con menos crujías contraventeadas tienen una menor aportación a la rigidez lateral del edificio, mientras que la mayor aportación la provee el marco central.

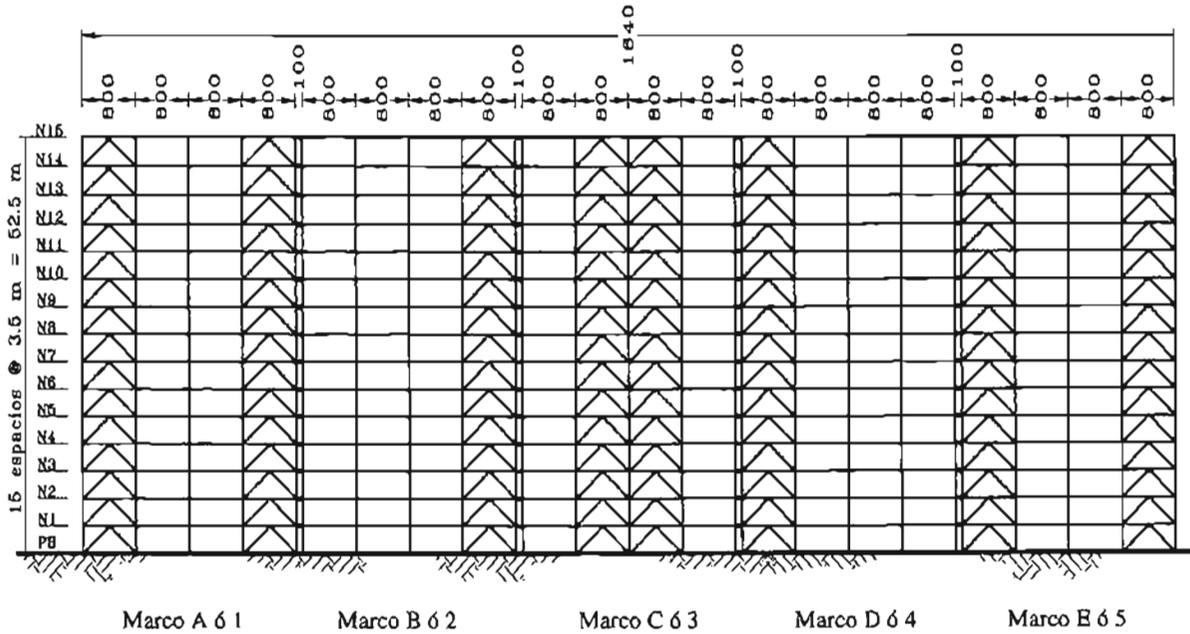


Figura 7.2 Modelo de marcos continuos unidos con elementos rígidos

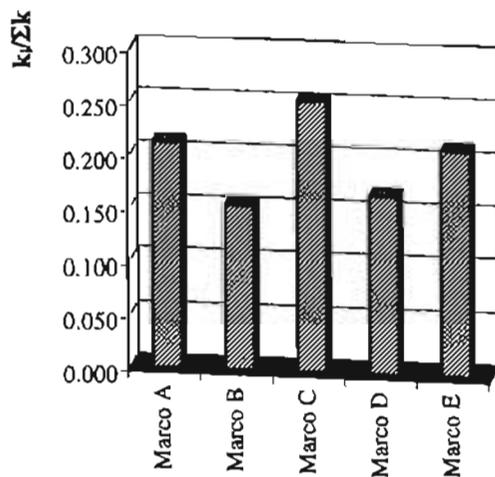


Figura 7.3 Rigidez por marco del modelo MC15X

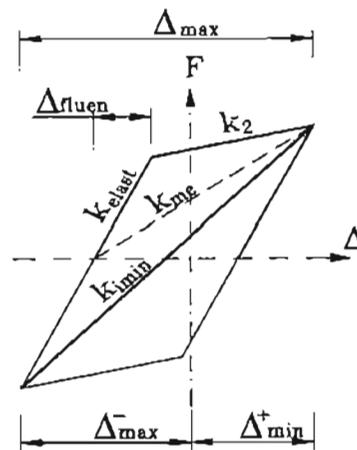


Figura 7.4 Definición de parámetros

7.2 Exposición de resultados

En la figura 7.4 se muestra la definición de algunos parámetros que se discutirán durante la exposición de los resultados. En ellas, Δ_{fluen} es la distorsión de entrepiso asociada a la primera fluencia de cualquier elemento estructural que forma parte del entrepiso, Δ_{max} es la distorsión de entrepiso máxima asociada al medio ciclo de histéresis de carga máxima, k_{imln} es el cociente entre la rigidez de entrepiso secante mínima inelástica, k_{elast} es la rigidez elástica de entrepiso y k_{mc} es la rigidez asociada al medio ciclo histerético inelástico; además, de la ductilidad de entrepiso μ , las envolventes de distorsiones de entrepiso máximas Δ , envolventes de cortantes de entrepiso máxima (V/W_T) y los cocientes del número de ciclos donde se presentó respuesta inelástica C_{ine} entre el número total de ciclos a que fue sujeta la estructura ante el acelerograma dado C_{tot} .

7.2.1 Acelerograma SCT dirección EW del 19 de septiembre de 1985

7.2.1.1 Dirección global X

En la figura 7.5 se muestra la comparación de las envolventes de respuesta máxima del modelo MC15 y ANA15 en la dirección global X, ante el acelerograma SCT-EW. En general, se observa una respuesta no lineal muy reducida, con demandas de ductilidad apenas superiores a la unidad en los pisos intermedios del modelo diseñado con el *método convencional* de las NTC, cuyas proporciones de ciclos donde se presentó la respuesta inelástica (MC_{ine}) entre el número total de ciclos (MC_{TOTAL}) fueron cercanos al $MC_{ine}/MC_{TOTAL} = 0.10$ o menores.

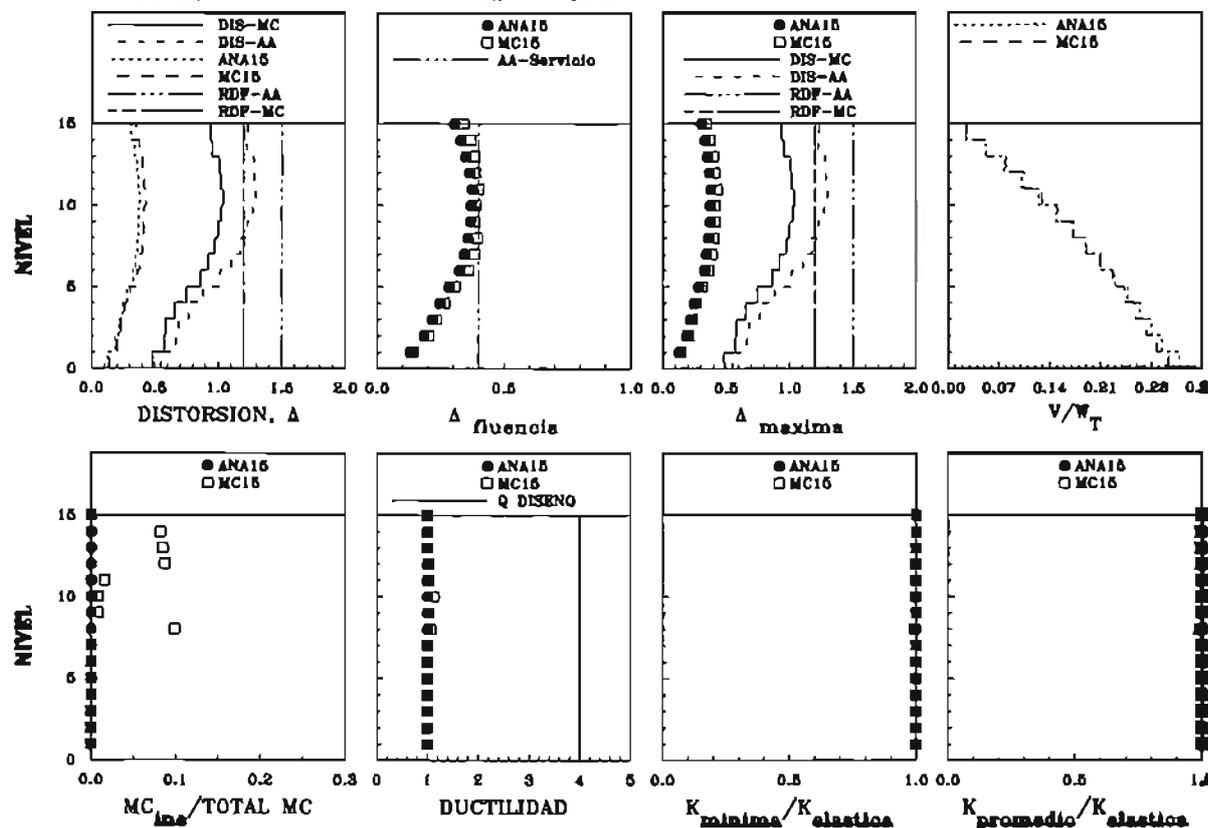


Figura 7.5 Envolventes de respuesta máxima del modelo MC15X y ANA15X con el acelerograma SCT-EW

Las rigideces secantes mínimas inelásticas de entrepiso k_{min} resultaron prácticamente del 100% de su rigidez elástica $k_{elástica}$, lo que evidencia el comportamiento prácticamente elástico de los análisis. En lo que respecta a las distorsiones, aún los pisos que tuvieron un comportamiento moderadamente inelástico presentaron su primera fluencia Δ_{fluen} a distorsiones menores a 0.40%, que es límite que propone el Apéndice Normativa A para la revisión por limitación de daños a elementos no estructurales cuando estos estén separados de la estructura principal. Mientras que, la distorsión de entrepiso máxima Δ_{max} asociada al medio ciclo de histéresis resultaron aún menores que las distorsiones de diseño elástico.

Para observar con mayor detalle el comportamiento de los análisis realizados, en las figuras 7.6 y 7.7 se muestran las envolventes de fluencia inelásticas en los modelos analizados con el acelerograma SCT-EW. Al respecto, recuerde que las rotaciones presentadas en las figuras han sido normalizadas con la mayor articulación diferenciando entre traves, columnas y diagonales; así que, a pesar de que se notan columnas con fluencia su rotación es significativamente menor, por lo que las mayores fluencias en ambos modelos se presentó en la rotación de los contravientos en los niveles superiores. Sólo algunas traves fluyen en el modelo diseñado con el *método convencional* (MC15).

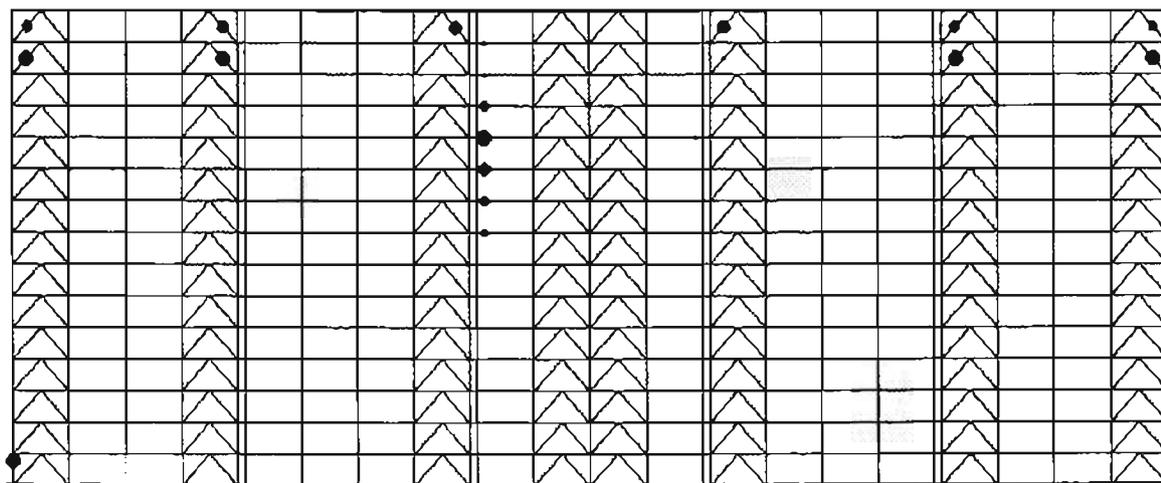


Figura 7.6 Envolventes de fluencia inelástica del modelo MC15X con el acelerograma SCT

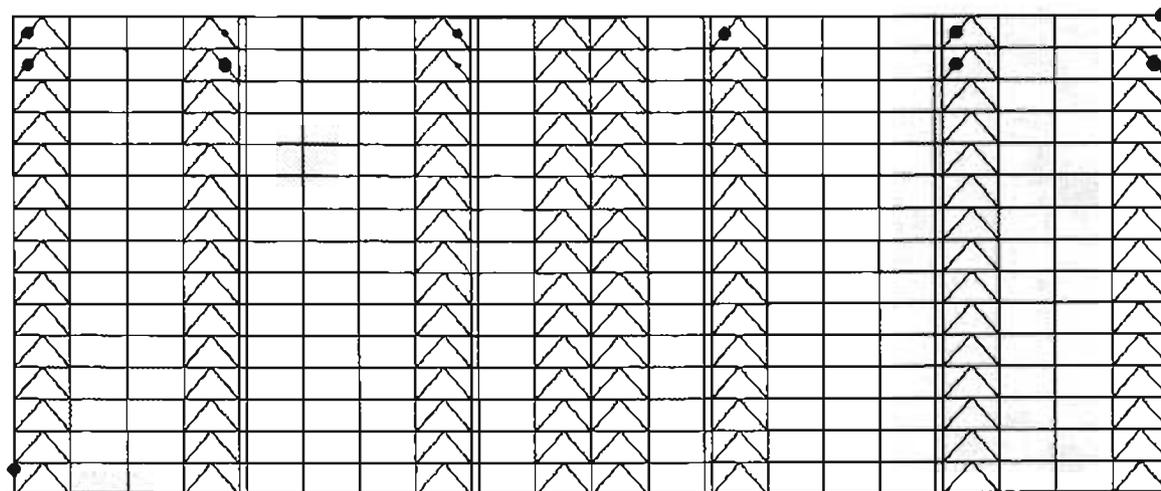
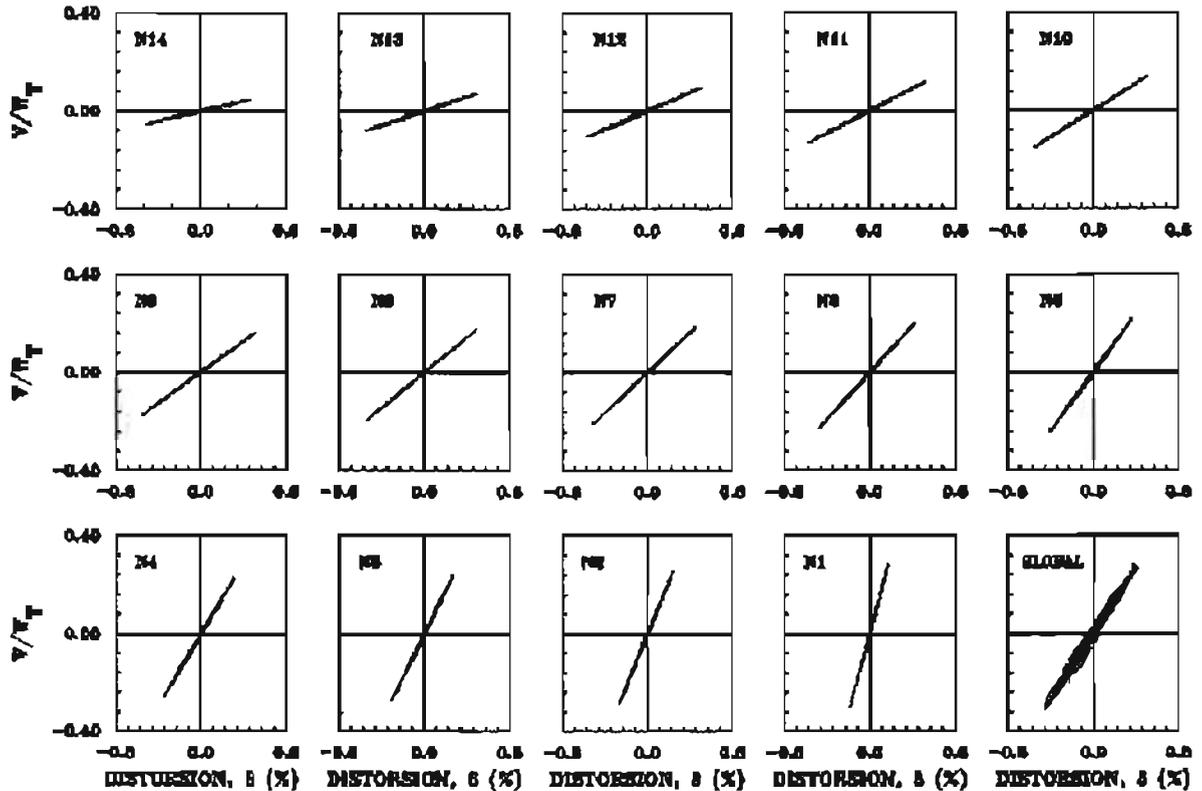


Figura 7.7 Envolventes de fluencia inelástica de ANA15X con el acelerograma SCT

Ahora, en las figuras 7.8 y 7.9 se presenta el comportamiento histerético por entrepiso de ambos modelos, en ellas se aprecia la linealidad del comportamiento de los entrepisos ante el acelerograma de SCT-EW. El caso de la gráfica global, que considera la distorsión promedio del edificio contra el cortante basal normalizado, pareciera mostrar un comportamiento no lineal; sin embargo, las evidencias mostradas obligan a que la descripción de la curva esté asociada a las aproximaciones numéricas en el cálculo de las distorsiones de la gráfica a partir de las 15 distorsiones anteriores y no a un comportamiento no lineal.



7.2.1.2 Dirección global Y

En la figura 7.10 se muestra la comparación de las envolventes de respuesta máxima del modelo MC15 y ANA15 en la dirección global Y, ante el acelerograma SCT-EW. Igualmente, se observa una respuesta no lineal muy reducida, con demandas de ductilidad apenas superiores a la unidad en los pisos intermedios del modelo diseñado con el Apéndice A, que presenta variaciones repentinas entre pisos adyacentes. Las proporciones de ciclos donde se presentó la respuesta inelástica (MC_{ine}) entre el número total de ciclos (MC_{TOTAL}) son sumamente pequeños. Las rigideces secantes mínimas inelásticas de entrepiso k_{mbi} resultaron prácticamente del 100% de su rigidez elástica $k_{elás}$, en todos los casos.

Los dos modelos analizados presentaron su primera fluencia Δ_{fluen} a distorsiones menores a 0.40% e incluso la distorsión máxima de todos los entrepisos resultó menor a la distorsión de diseño elástico y, por consiguiente, menor a la distorsión propuesta en cada uno de los criterios de diseño estudiados. Llama la atención el cambio repentino de magnitud importante de la distorsión asociada a la primer fluencia Δ_{fluen} en algunos entrepisos del modelo ANA15 (que no se presentó en la dirección global X); sin embargo, no puede explicarse su origen, ya que los entrepisos tienen

características dinámicas y estructurales muy similares, lo que requería reflexiones adicionales y probablemente un mayor número de análisis similares.

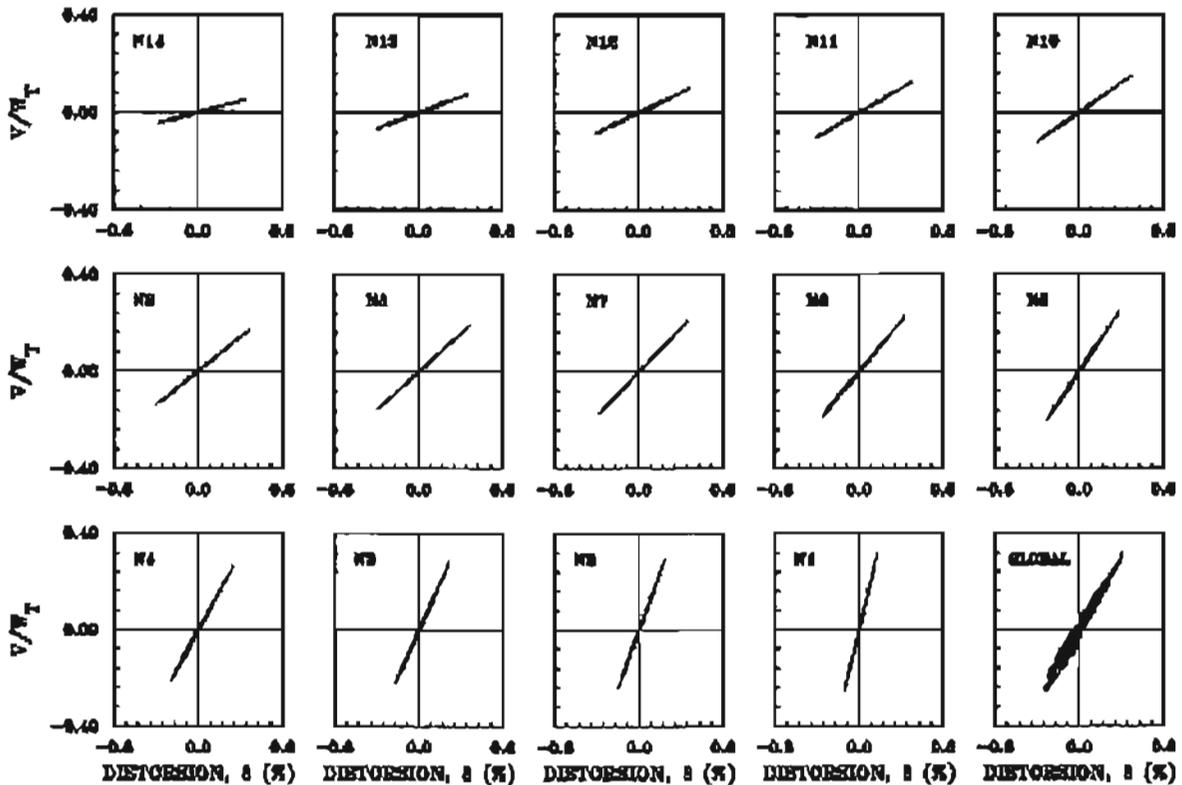


Figura 7.9 Curvas de histéresis por nivel del modelo ANA15X con el acelerograma SCT-EW

En las figuras 7.11 y 7.12 se muestran las envolventes de fluencia inelásticas de los modelos en la dirección Y. Nuevamente, se nota que las mayores fluencias están asociadas a los contravientos en los pisos superiores. A diferencia de la dirección X, el caso del modelo ANA15Y presenta fluencia de las columnas en el marco central sin fluencia en traves de magnitud significativa.

El comportamiento histérico por entrepiso de ambos modelos es lineal como se aprecia en las figuras 7.13 y 7.14. La gráfica global muestra un comportamiento alterado por las aproximaciones numéricas que se comentaron anteriormente, la que debiera ser sensiblemente lineal, conforme a los resultados mostrados.

En los resultados presentados del análisis con el acelerograma SCT-EW se han mostrado gráficas del cortante normalizado por nivel para cada dirección (figuras 7.4 y 7.9). La estructura diseñada con el método convencional se modeló con un coeficiente sísmico para la zona IIIb es igual a $c_{IIIb} = 0.45$ con un factor de comportamiento sísmico $Q = 4$, tal que para la zona en la que se encontraba el periodo fundamental de la estructura ($T_0 < T_1 = 1.272 \text{ seg.} < T_b$), el comportamiento sísmico reducido resultaba igual a $Q' = 4$, por lo que para el caso del modelo estudiado se cumple que el cortante reducido es $V = 0.1125 W_T$.

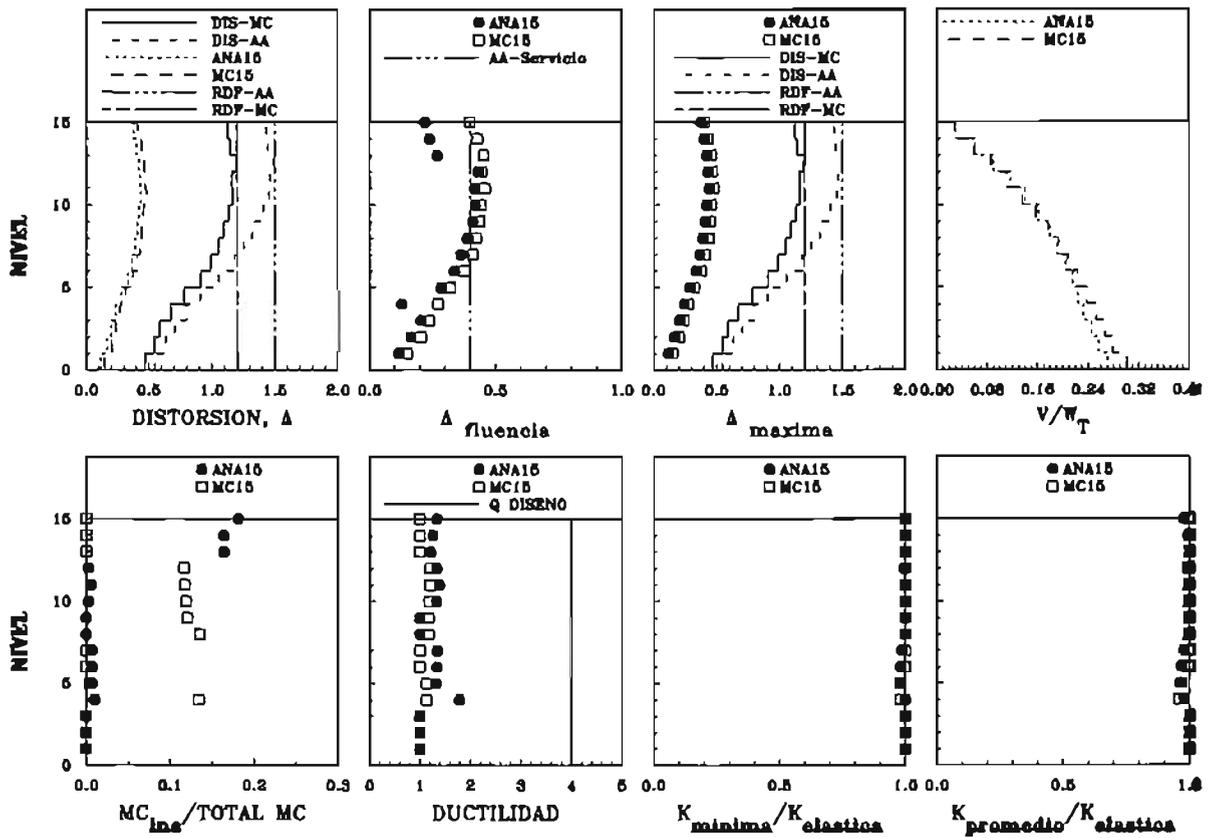


Figura 7.10 Envolturas de respuesta máxima del modelo M15Y y ANA15Y con el acelerograma SCT-EW

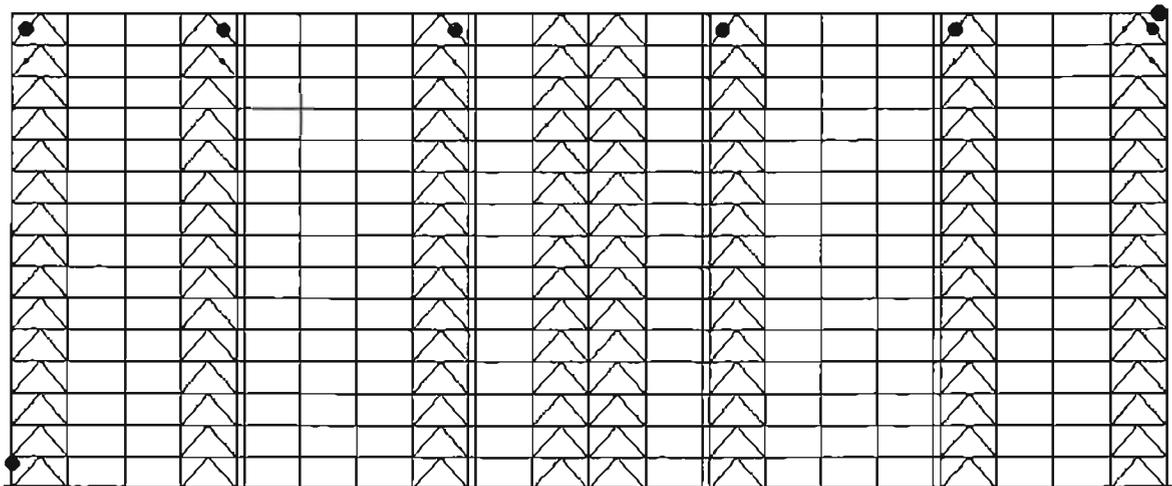


Figura 7.11 Envolturas de fluencia inelástica modelo MC15Y con el acelerograma SCT

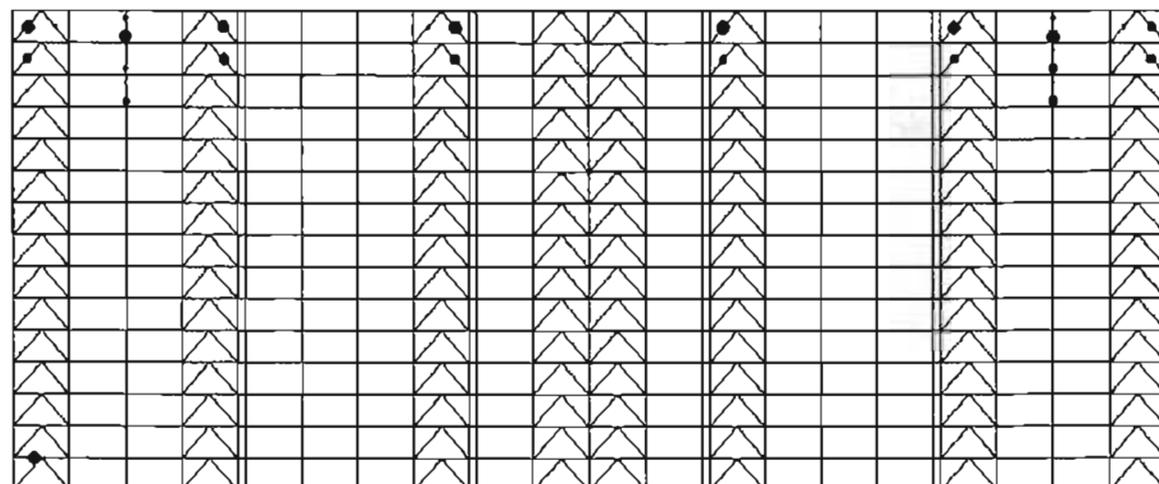


Figura 7.12 Envolventes de fluencia inelástica de ANA15Y con el acelerograma SCT

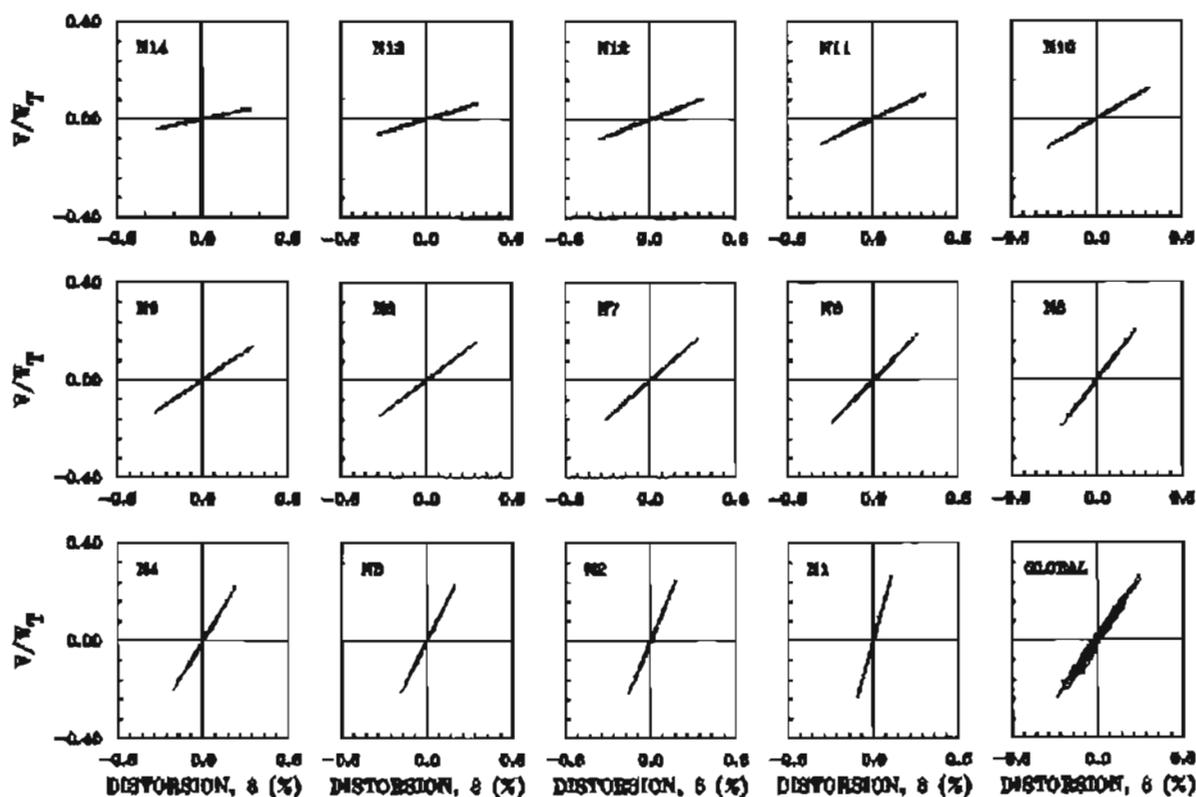


Figura 7.13 Curvas de histéresis por nivel del modelo MC15Y con el acelerograma SCT-EW

Por otra parte, el modelo diseñado con los criterios del Apéndice Normativo A tiene un coeficiente sísmico $c = 1.2$ cuando el periodo fundamental del terreno es igual a $T_s = 2.00$ seg, para el mismo factor de comportamiento sísmico $Q = 4$, de manera que el factor de comportamiento sísmico reducido resulta ser igual a $Q' = 6.071$, dado que $T_a = 1.175$ seg. $< T_1 = 1.260$ seg. $< T_b = 2.40$ seg., por lo que la proporción entre el cortante reducido de análisis y el peso total resulta ser igual a $V = 0.1977W_T$.

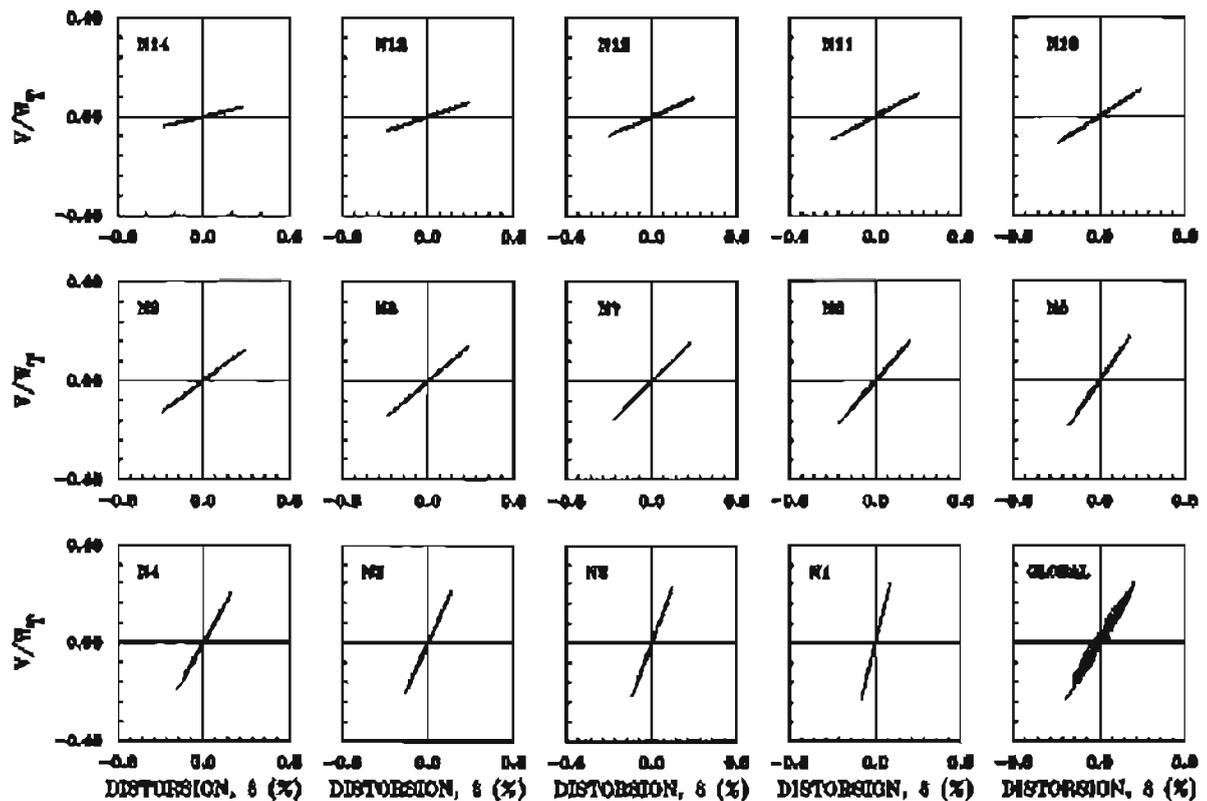


Figura 7.14 Curvas de histéresis por nivel del modelo ANA15Y con el acelerograma SCT-EW

En la tabla 7.1 se resumen los valores obtenidos en los análisis realizado ante el acelerograma SCT-EW, que ignoran otras posibles fuentes de sobrerresistencia como la acción tridimensional de la estructura y la contribución de rigidez y resistencia del sistema de piso.

Tabla 7.1 Sobrerresistencias teóricas de los modelos ante el acelerograma SCT-EW

Modelo	Dirección	V/W _T	Sobrerresistencia
MC15	X	0.3036	2.6987
	Y	0.2640	2.3467
ANA15	X	0.3186	1.6117
	Y	0.2545	1.2873

Ahora, considerando que el factor de carga para estas combinaciones es $F_C = 1.1$ y que el factor de resistencia es igual a $F_R = 0.90$, es posible considerar que la sobrerresistencia mínima esperada debe ser por lo menos igual a $R = 1.1/0.9 = 1.22$. Por lo tanto, se observa que ambos modelos, que han respondido de manera casi elástica tienen una gran reserva de resistencia, mucho mayor a la mínima esperada y, como se deduce del modelo MC15, mayor a $R = 2.00$ que se considera en las NTCS-2004.

7.2.2 Acelerograma artificial de la estación 56, dirección EW de la colonia Roma

7.2.2.1 Dirección global X

Como se comentó anteriormente, los modelos se estudiaron ante el acelerograma artificial de la estación 56. En la figura 7.15 se presentan las envolventes de respuesta máximas de la dirección global X de ambos modelos ante la excitación del acelerograma artificial S56-EW.

Como se observa, se presentó una respuesta no lineal reducida, pero mayor a la respuesta de los modelos ante el acelerograma SCT-EW, con demandas de ductilidad menores a $\mu = 1.64$ presentada en el treceavo nivel del modelo diseñado con el *método convencional*. Los pisos inferiores se comportaron sensiblemente elásticos con excepción del primer nivel del modelo MC15X; además, se presentaron repentinos cambios de ductilidad en entrepisos continuos en el modelo MC15.

El modelo ANA15 alcanza magnitudes sensiblemente mayores al modelo MC15X de las proporciones de ciclos donde se presentó la respuesta inelástica (MC_{ine}) entre el número total de ciclos (MC_{TOTAL}), superiores incluso a $MC_{ine}/MC_{TOTAL} > 0.10$, entre el noveno al doceavo nivel. Las rigideces secantes mínimas inelásticas de entrepiso k_{min} resultaron prácticamente del 100% de su rigidez elástica k_{elasti} , en ambos casos en todos los entrepisos, asociados a distorsiones menores a las distorsiones de diseño elástico. Note que el comportamiento de la distorsión asociada a la primera fluencia Δ_{fluen} describía una configuración semejante a la distorsión última Δ_{max} en los modelos presentados ante el acelerograma de SCT-EW, mientras que estos resultados Δ_{max} presentan máximos prácticamente en todos los niveles superiores al sexto nivel con magnitudes cercanas o apenas un poco mayores al 0.40%.

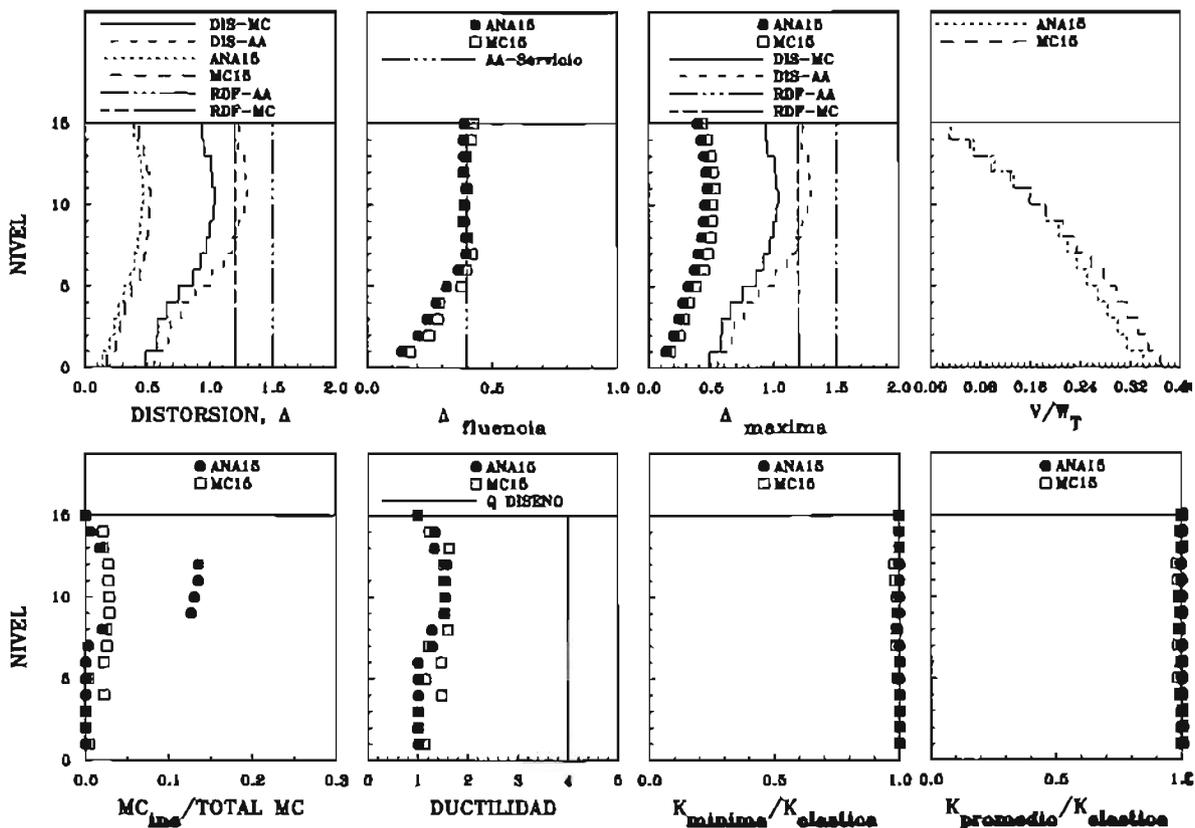


Figura 7.15 Envolventes de respuesta máxima del modelo MC15X y ANA15X con el acelerograma S56-EW

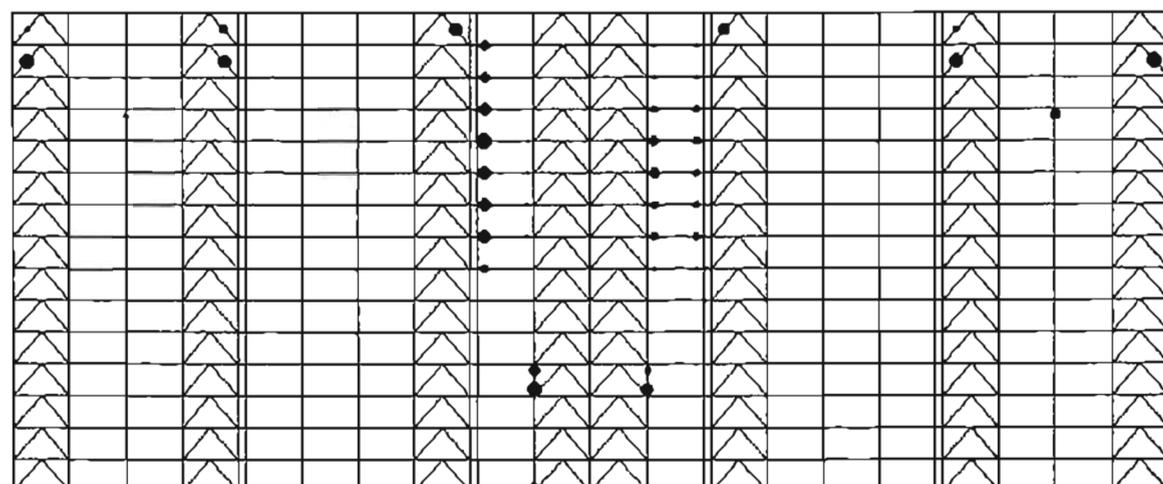


Figura 7.16 Envolventes de fluencia inelástica de MC15X con el acelerograma S56

En las figuras 7.16 y 7.17 se muestran las envolventes de fluencia inelásticas de ambos modelos en la dirección global X. Fluyen un mayor número de trabes en los pisos superiores ante el acelerograma artificial S56-EW; manteniéndose la fluencia de los contravientos presentada en los análisis anteriores, en los últimos niveles. Note también, que las fluencias en columnas en el modelo diseñado con el Apéndice A son de magnitud sumamente pequeña, mientras que el modelo diseñado con el *método convencional* presenta fluencia en ambos extremos de las columnas del marco central en el cuarto nivel del modelo MC15X. Además, considere la fluencia de las columnas en la base del edificio de ese mismo marco, las que, aunque de moderada magnitud, son una de las articulaciones que presupone el diseño columna fuerte – viga débil – contraviento débil de las Normas Técnicas y que no se habían presentado en ninguno de los modelos estudiados, incluyendo los análisis estáticos ante carga monótona creciente del capítulo anterior.

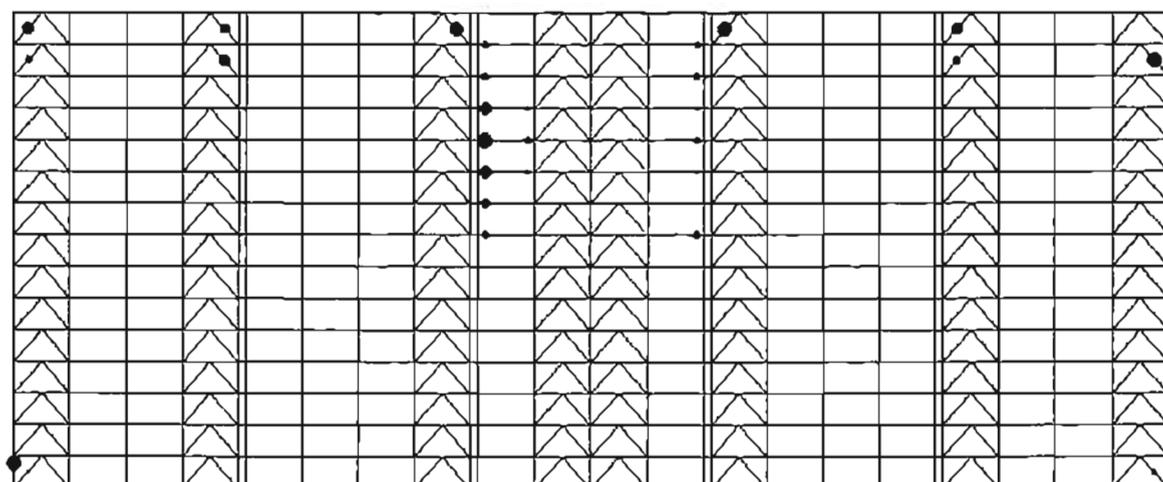


Figura 7.17 Envolventes de fluencia inelástica de ANA15X con el acelerograma S56

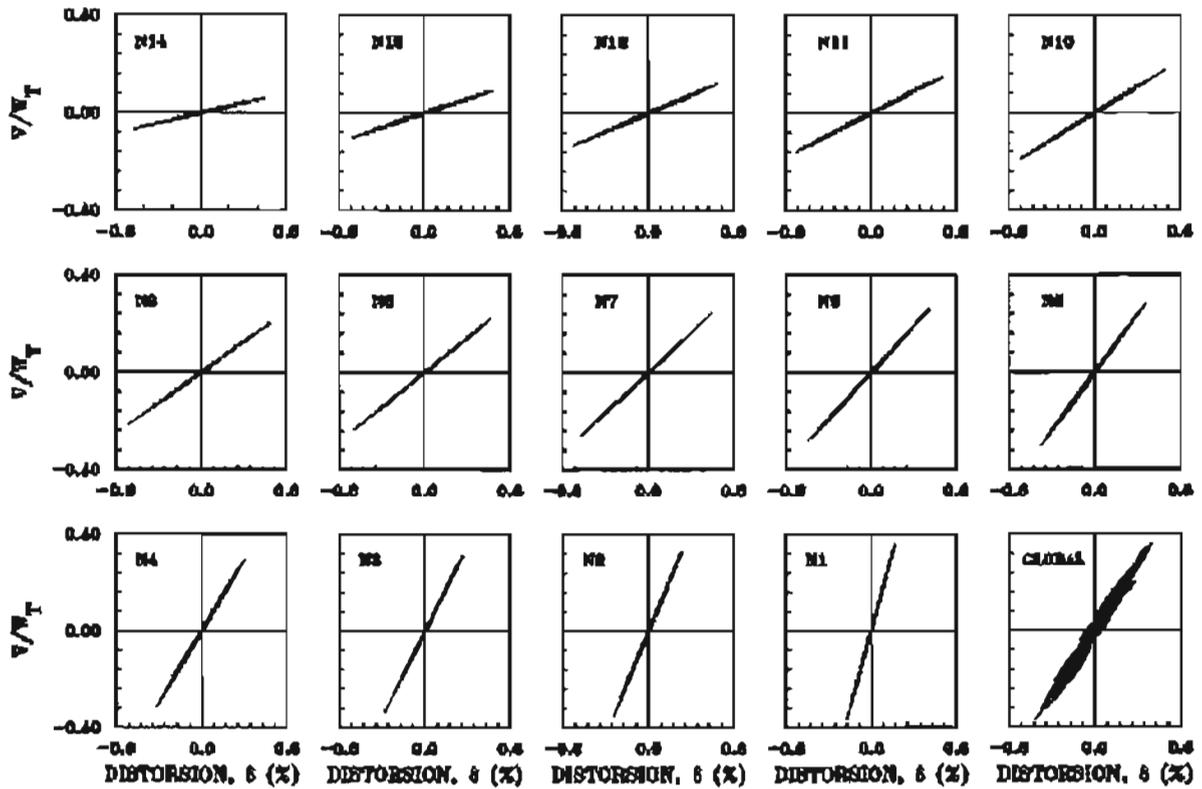


Figura 7.18 Curvas de histéresis por nivel del modelo MC15X con el acelerograma S56-EW

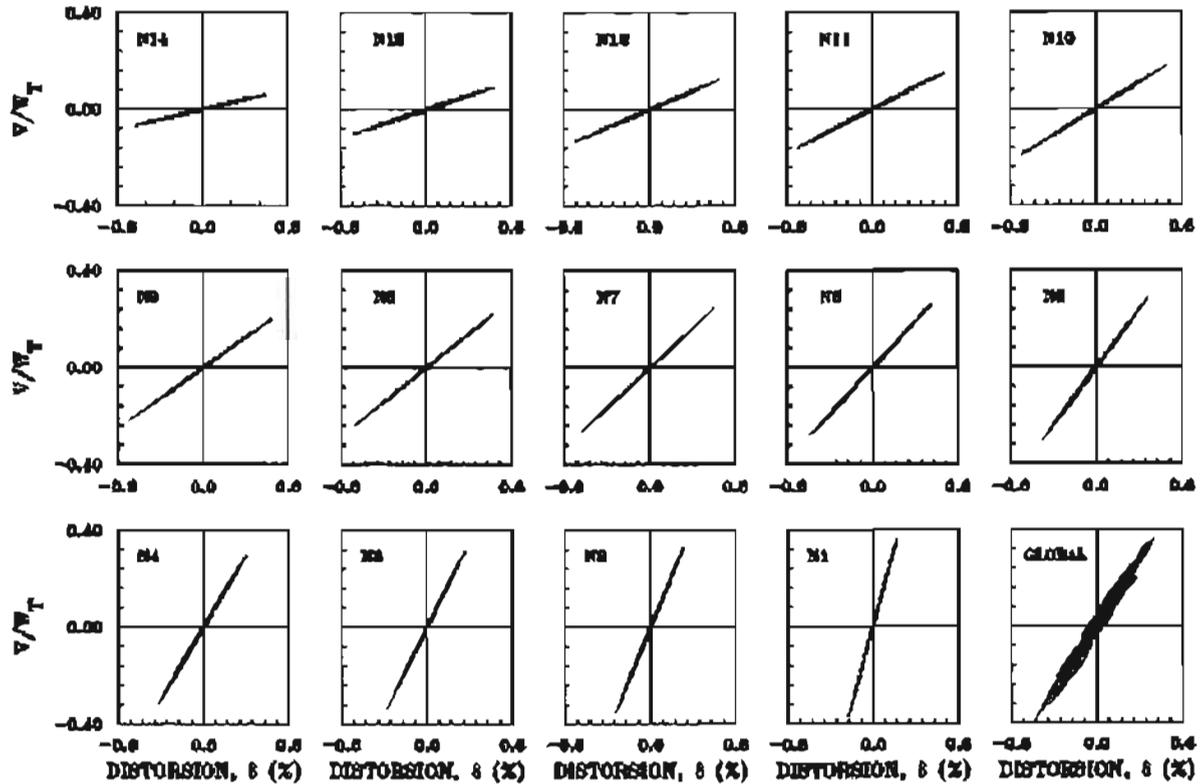


Figura 7.19 Curvas de histéresis por nivel del modelo ANA15X con el acelerograma S56-EW

El comportamiento histerético por entrepiso de ambos modelos se ilustra en las figuras 7.18 y 7.19. Resulta apenas perceptible la no linealidad en los niveles superiores, principalmente del modelo diseñado con el *método convencional* utilizando un análisis modal espectral; así, como el incremento de ruido en la gráfica que muestra el comportamiento global del edificio con la distorsión promedio y el cortante basal normalizado, que debiera ser sensiblemente lineal, conforme a los resultados mostrados.

7.2.2.2 Dirección global Y

En la figura 7.20 se presentan las envolventes de respuesta máximas de la dirección global Y de ambos modelos ante la excitación del acelerograma artificial S56-EW, que además es la dirección global más débil.

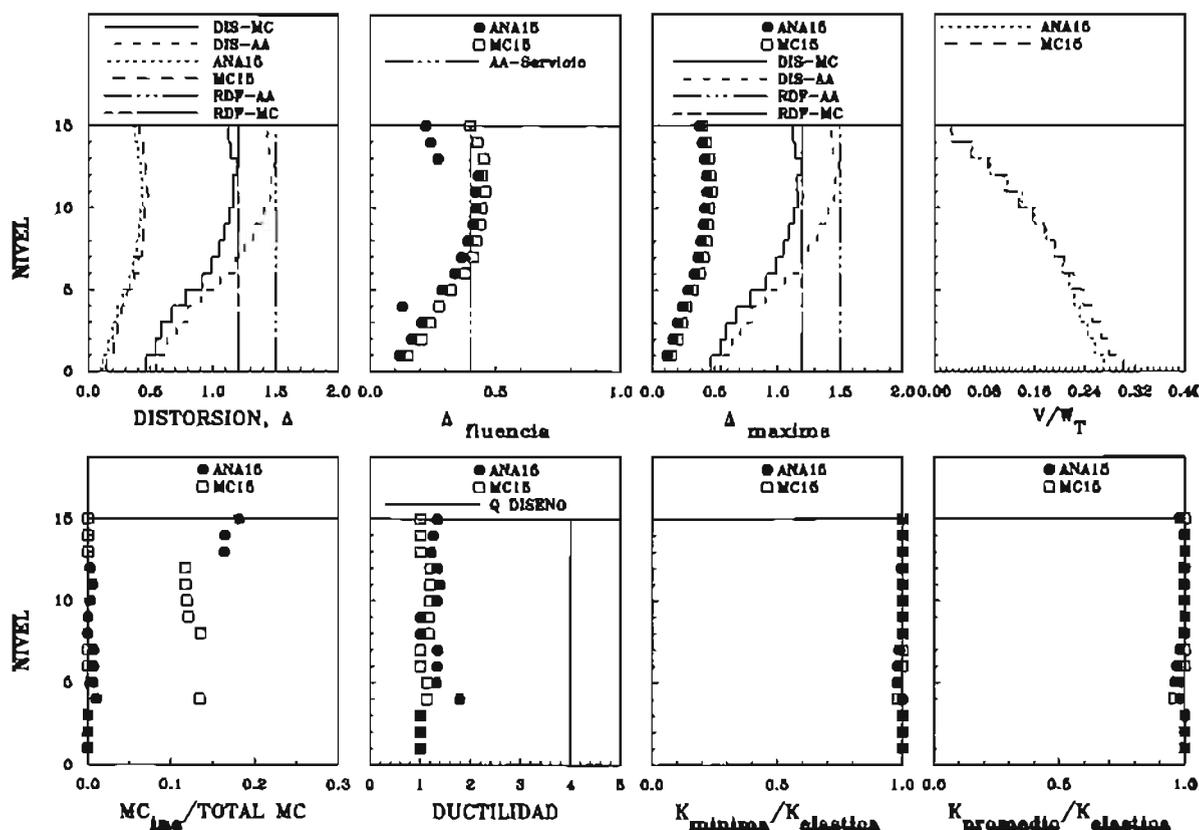


Figura 7.20 Envolventes de respuesta máxima del modelo MC15Y y ANA15Y con el acelerograma S56-EW

Ambos modelos presentan una respuesta no lineal reducida, asociados a ductilidades menores a $\mu = 1.39$ presentada en el onceavo nivel del modelo ANA15Y. La cantidad de entrepisos que muestran un comportamiento francamente elástico es mucho menor, sólo los tres primeros entrepisos en ambos modelos. Las proporciones de ciclos en los que se presentó la respuesta inelástica (MC_{ine}) entre el número total de ciclos (MC_{TOTAL}) presenta un comportamiento disímil, ya que el modelo diseñado con el *método convencional* presenta magnitudes mayores a $MC_{ine}/MC_{TOTAL} > 0.10$ en los pisos intermedios, mientras que el modelo ANA15Y, presenta estas proporciones en los últimos niveles e incluso de mayor magnitud.

Las rigideces secantes mínimas inelásticas de entrepiso k_{min} resultaron prácticamente del 100% de su rigidez elástica $k_{elástica}$ en ambos casos en todos los entrepisos. Un comportamiento similar tuvo la rigidez promedio k_{prom} con excepción de los entrepisos cercanos al cuarto nivel que alcanzan magnitudes un poco menores al 100%.

Los dos modelos presentaron distorsiones Δ_{fluen} asociadas a la primera fluencia mayores al límite propuesto en el Apéndice Normativo igual a $\delta = 0.40\%$, para la limitación de daños en elementos no estructurales separados a la estructura principal, en los entrepisos cercanos al onceavo nivel, aunque es necesario destacar el comportamiento poco uniforme de algunos entrepisos del modelo ANA15Y.

Las envolventes de fluencia inelástica de ambos modelos se presentan en las figuras 7.21 y 7.22 para la dirección global Y de los modelos MC15Y y ANA15Y, respectivamente. De ellas, se nota que la fluencia de los elementos es muy distinta entre los resultados de ambos análisis. En el caso del modelo MC15Y se presentan fluencias locales en el cuarto nivel con rotaciones en vigas de moderada magnitud; mientras que el modelo ANA15Y presentan fluencias en los pisos superiores de los contravientos y las columnas con las vigas comportándose prácticamente elásticas.

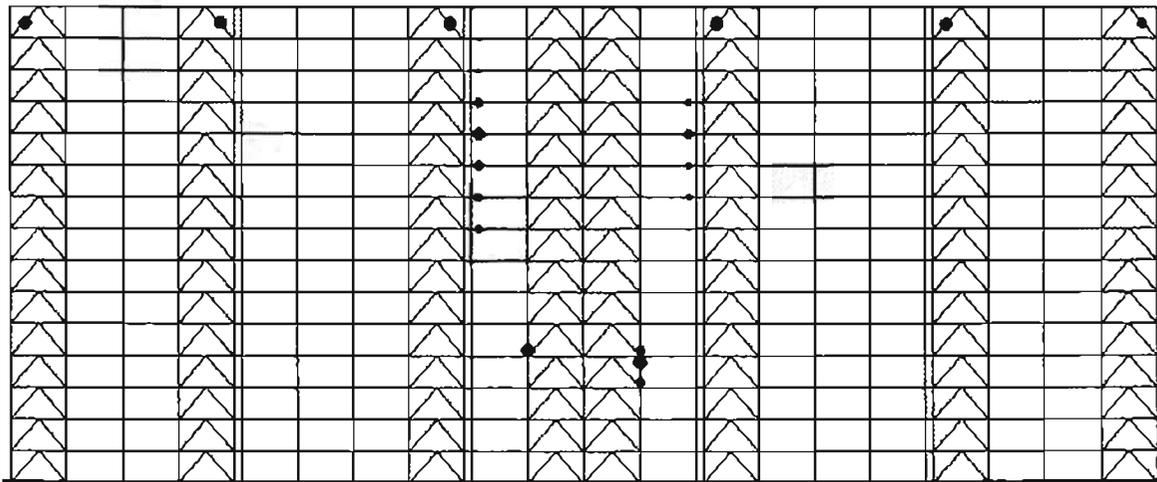


Figura 7.21 Envolventes de fluencia inelástica de MC15Y con el acelerograma S56

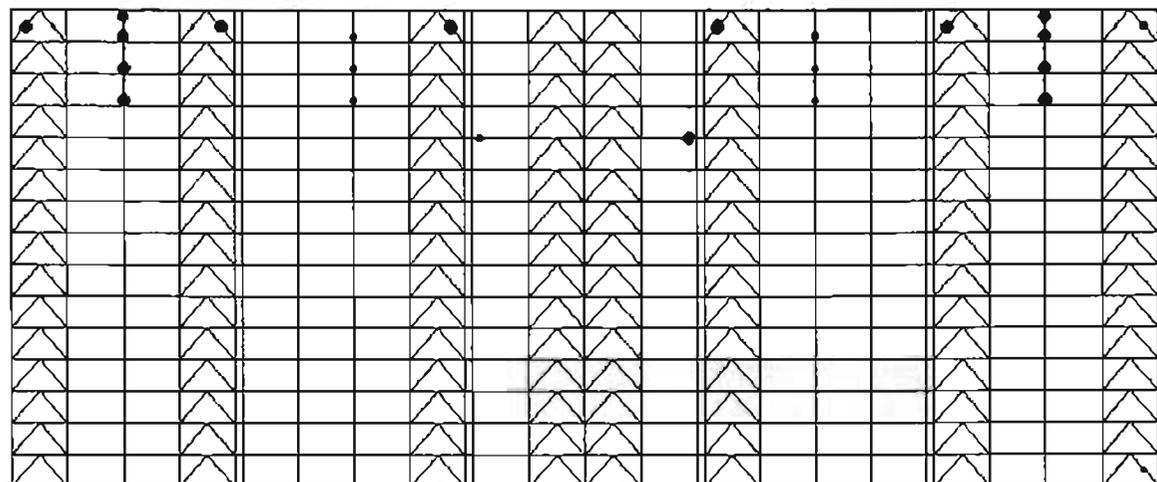


Figura 7.22 Envolventes de fluencia inelástica de ANA15Y con el acelerograma S56

El comportamiento histerético por entripiso de ambos modelos se ilustra en las figuras 7.23 y 7.24 para los modelos MC15Y y ANA15Y, respectivamente. La no linealidad resulta apenas perceptible con un mayor ruido de la gráfica global debido a las aproximaciones del método implementado.

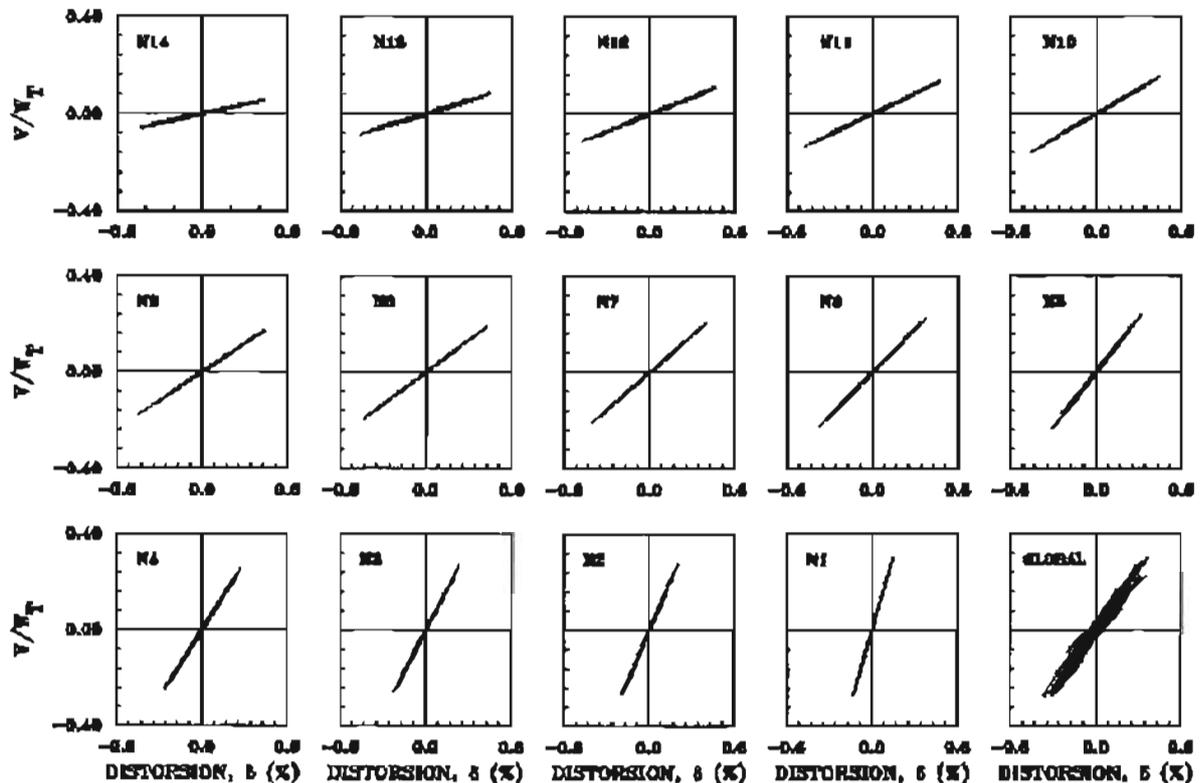


Figura 7.23 Curvas de histéresis por nivel del modelo MC15Y con el acelerograma S56-EW

A partir de los análisis realizados es posible asegurar que el modelo diseñado con el Apéndice A desarrolla mayores magnitudes de cortante. En la tabla 7.2 se enuncian valores de cortantes normalizados obtenidos en los análisis realizados ante el acelerograma artificial S56-EW. Recuerde que el modelo MC15 tiene una proporción $V= 0.1125W_T$, mientras que el modelo ANA-EW conserva una relación igual a $V= 0.1977W_T$. Aceptando que la sobrerresistencia mínima esperada es igual a $R= 1.1/0.9= 1.22$ y que el comportamiento no lineal observado es muy reducido, resulta claro que ambos modelos poseen reservas de resistencias aún mayores antes de ser llevados a un mecanismo de colapso. De hecho el modelo MC15 desarrolló una resistencia $R > 2.50$, que es mayor a la propuesta en el Apéndice A.

Tabla 7.2 Sobrerresistencias teóricas de los modelos ante el acelerograma artificial S56-EW

Modelo	Dirección	Proporción V/W_T	Sobrerresistencia
MC15	X	0.3678	3.2692
	Y	0.3019	2.6834
ANA15	X	0.3402	1.7207
	Y	0.2711	1.3711

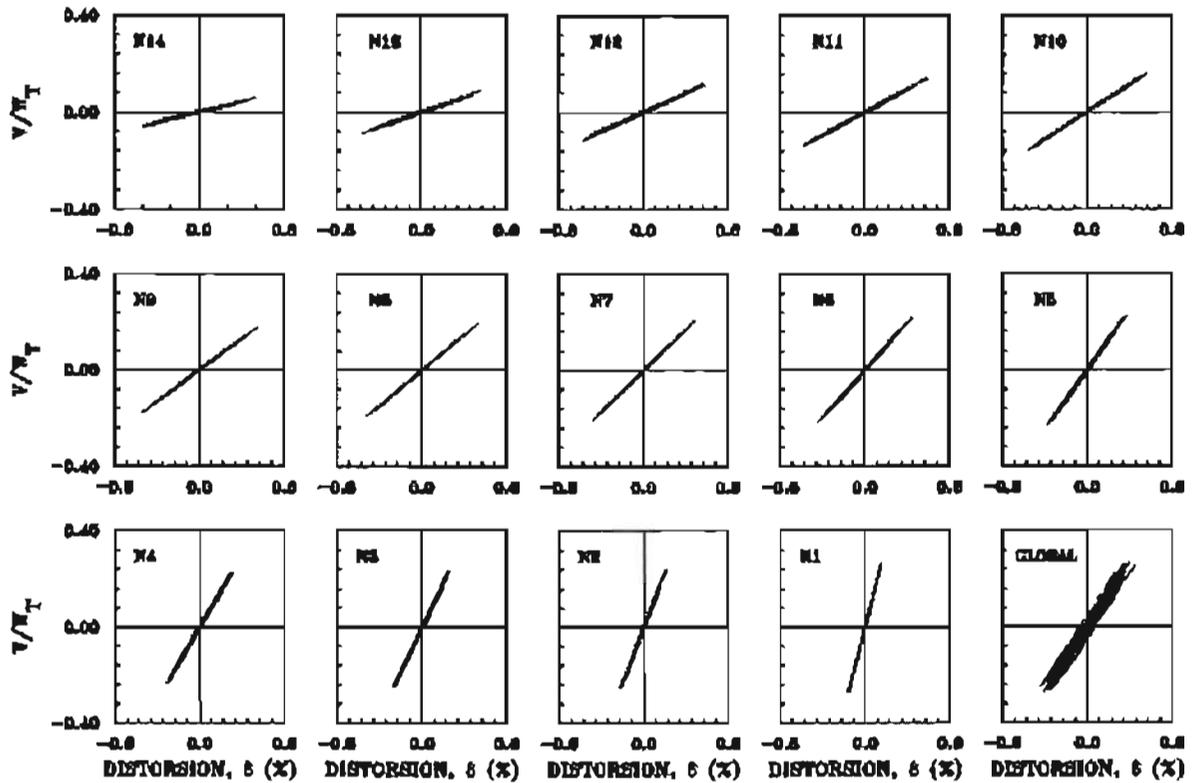


Figura 7.24 Histéresis por nivel del modelo ANA15Y con el acelerograma S56-EW

7.3 Conclusiones

Se realizaron dos análisis dinámicos a los modelos de 15 niveles diseñados en capítulos anteriores que satisfacen los requerimientos por deformación al límite considerando el análisis modal espectral del *método convencional* que proponen las Normas Técnicas y con el planteamiento propuesto por el Apéndice Normativo A en ambas direcciones globales de análisis.

Los modelos se excitaron con el acelerograma registrado en 1985 en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes en su componente este – oeste y con un acelerograma artificial creado a partir de la estación 56 en la colonia Roma en la misma componente.

Los modelos presentaron un comportamiento no lineal muy reducido (en algunos entrepisos nulo) ante el acelerograma SCT-EW. Al respecto, recuerde que el modelo diseñado ante el criterio del Apéndice Normativo A supuso un periodo fundamental de vibración del suelo igual a $T_s = 2.00$ seg, tal que la aplicación del acelerograma en cuestión, que tiene un periodo dominante de $T_{SCT} = 2.00$ seg, resultaba interesante. Así que sería posible intuir que a la degradación de la rigidez de la estructura no alcanzó el caso en el que el modelo se asociara a las mayores aceleraciones propuestas por el acelerograma.

En las figuras 7.25 y 7.26 se presentan los acelerogramas del registro de la SCT y de la estación 56, las que incluye la ubicación del primer periodo fundamental de los modelos estudiados T_1 , el que, como se nota, no se encuentra cerca a las máximas aceleraciones de los espectros propuestos.

El modelo diseñado por el *método convencional* presentó un comportamiento no lineal ligeramente superior a su análogo del Apéndice A. En general, se presentaron fluencias locales ubicados preferentemente en los últimos niveles de ambos modelos.

Los resultados generados ante la aplicación del acelerograma artificial S56-EW (con un periodo dominante igual a $T_{S56} = 2.20$ seg) igualmente presentaron un comportamiento no lineal moderado en ambos modelos, asociado con un ligero aumento de fluencia de los elementos y de la demanda de ductilidad de la mayor parte de los entrepisos. Esta primicia se aprecia en el aumento de la magnitud de las rotaciones y cantidad de fluencia de traves en las envolventes de fluencia mostradas; además del aumento de fluencias en columnas principalmente en la dirección global Y.

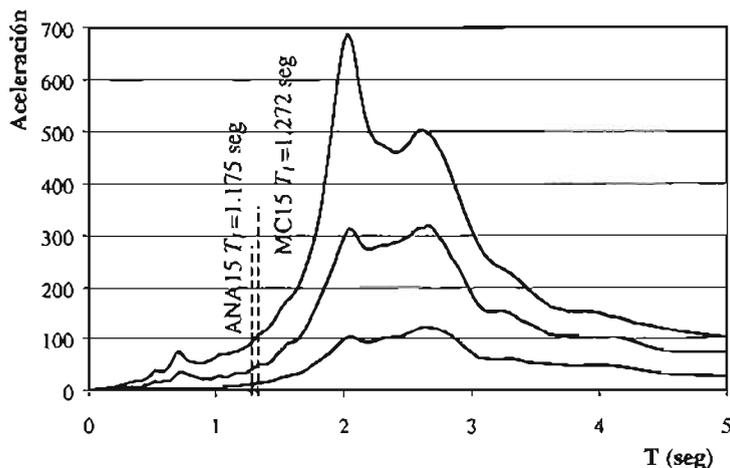


Figura 7.25 Espectro de la SCT-EW con la ubicación de los periodos dominantes de los modelos

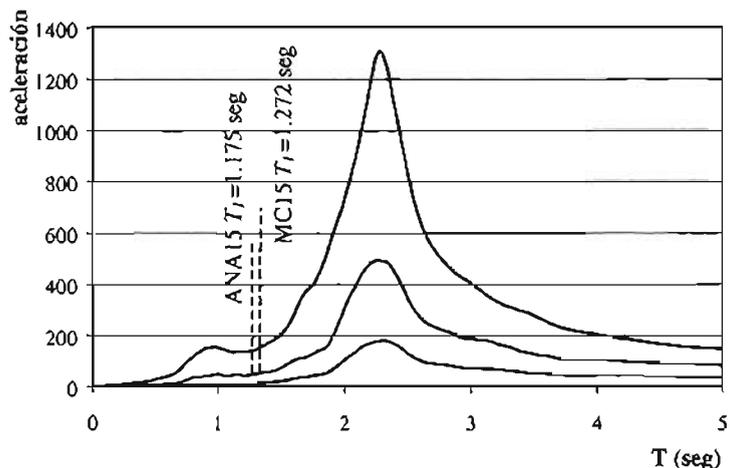


Figura 7.26 Espectro de la S56-EW con la ubicación de los periodos dominantes de los modelos

Por otra parte, es de llamar la atención, que ambos modelos alcanzaron distorsiones de entrepiso aún menores que las distorsiones de diseño elástico y, por consiguiente, a las estipuladas en el código.

Es importante resaltar que en ningún caso fluyeron las columnas en el extremo inferior en la base con la fluencia en los extremos de traves y fluencia de los contravientos (por tensión o compresión), que es el mecanismo que supone las Normas Técnicas para el diseño; sino que en la mayoría de los resultados el colapso se asocia a fluencias locales por una mala redistribución de cargas después de la inestabilidad de una columna.

Asociado a lo anterior, llama la atención la poca demanda de ductilidad en los modelos ante las solicitaciones impuestas, que en el mejor de los casos alcanzó magnitudes aún menores a $\mu =$

1.50, lo que resulta sensiblemente menor a la ductilidad que puede desarrollarse, como fue supuesta durante el proceso de análisis, en un marco contraventeado dúctil.

Los resultados de estos análisis no lineales sugieren una revisión de los criterios de diseño de este tipo de estructuras, pues ante acelerogramas asociados al sismo de diseño se tienen reservas de resistencias muy grandes que lideran a la estructura a comportarse de manera casi elástica.

Conclusiones generales

Conclusiones generales

En un inicio, en este trabajo se mostraron las similitudes y diferencias del RCDF-2004 y sus respectivas NTCM-2004 contra algunos códigos internacionales para distintas solicitaciones de elementos estructurales, respecto al diseño y revisión de marcos estructurales de acero en comparación con sus análogos internacionales.

El comportamiento de estructuras metálicas en sismos recientes se concentró la investigación en los sismos de la Ciudad de México de 1985, en el sismo de Northridge, Estados Unidos de 1994 y el sismo de Kobe, Japón en 1995. Este trabajo incluyó la exposición de algunas de las investigaciones recientes que han sido dirigidas a mejorar el conocimiento de las técnicas actuales de diseño. Se comentaron algunos de los esfuerzos del FEMA y del proyecto SAC, que se creó para estudiar el comportamiento de marcos de acero, técnicas de la reparación en vías de desarrollo y nuevos planteamientos para minimizar el daño y mejorar la respuesta de edificios ante excitación dinámica.

Adicionalmente, se mostraron los planteamientos propuestos en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo del 2004 y se realizaron reflexiones sobre el comportamiento de algunas variables definidas en el código, como la conveniencia de subdividir la zona III en cuatro subzonas.

Por otra parte, se modelaron dos edificios regulares de las mismas características geométricas, sistema estructural y carga actuante, de 15 y 12 niveles. A través de un largo y complejo procedimiento, se determinó que el sistema estructural y con una configuración funcional, práctica y estructuralmente viable, que consistió en marcos de acero dúctiles con contravientos concéntricos para resistir la excitación lateral por sismo. Las estructuras se ubicaron en la zona III_d para asociarlos a las mayores demandas de aceleración propuestas en el código, con un factor de comportamiento sísmico igual a $Q=4$, y se diseñaron de tal forma que los modelos se asociaron a distorsiones que satisficieran las restricciones por desplazamiento lateral al límite, considerando que los elementos no estructurales estuvieran desligados de la estructura.

Además, se dedicaron esfuerzos en hacer reflexiones sobre la importancia de realizar análisis que tomen en cuenta la excentricidad accidental, como los que solicita la nueva versión de las Normas Técnicas. Se realizó una sugerencia sobre lo ambigua redacción del apartado aplicación y las importantes divergencias entre métodos aplicados, donde se sustentó que debe aplicarse un análisis estático, a pesar de estarse realizando un análisis dinámico, desplazando en $\pm 0.10b$ las cargas concentradas en uno de los ejes principales, mientras que en otro debe permanecer en el origen.

Se realizó una comparación entre los cortantes obtenidos mediante la aplicación de un análisis modal espectral y los que se obtienen considerando un análisis estático. Los resultados indican que para estructuras menores a 31 m, los cortantes obtenidos con el método estático envuelven el cortante dinámico sin sobrevaluarlos. Superado este nivel, dependiendo de la flexibilidad del modelo, la diferencia entre ambos criterios de análisis puede aumentar en proporción a la altura, y para estructuras más altas, los resultados obtenidos con un análisis estático pueden ser menores a los cortantes obtenidos mediante un análisis dinámico, asociándose a mayores diferencias entre ellos en los niveles superiores o en los niveles cercanos a la base de la estructura.

Sin embargo, estos resultados, además de ser aplicables únicamente a una estructura regular de acero con marcos con contraventeo concéntrico, no siguen procesos lineales interpolables, por lo que no se puede inferir sobre el acierto o desacierto de la reducción del límite en la nueva versión de las NTCS, en función de la altura a partir de la cual debe aplicarse alguno de los métodos. Las

reflexiones presentadas dejan entrever la necesidad de realizar más análisis de modelos semejantes con distintas alturas y de diferentes sistemas estructurales mediante los cuales se puedan fijar límites para la aplicación del método dinámico forzosamente dependiendo de estas variables.

El análisis de la estructura de 15 niveles presentó un primer periodo fundamental, que ubicó al modelo en el intervalo $T_a < T \leq T_b$. Inicialmente, se propuso un modelo que satisficiera las restricciones por deformación lateral del *método convencional* al límite, cuyo diseño quedó regido por la revisión estática por excentricidad accidental. A través de reflexiones analíticas se demostró que siempre que un modelo satisfaga este requisito, esa misma estructura sometida a la metodología de análisis propuesta por el ANA, también satisficiera las restricciones propuestas para la revisión de la limitación de daños a elementos no estructurales, para el mismo factor de comportamiento sísmico Q , pero se demostró que, ese mismo modelo, carece de la rigidez suficiente para cumplir con el límite de distorsión propuesto en la revisión de seguridad contra colapso, independientemente del periodo dominante del suelo T_s y del factor de comportamiento sísmico Q , sustentando los resultados con el modelo de 15 niveles.

En lo referente a una estructura cuyo primer periodo fundamental se ubique en el intervalo de periodos $T < T_a$, se comprobó analíticamente, con el respaldo del modelo analizado de 12 niveles, que una estructura que cumple el análisis propuesto por el *método convencional* al límite las restricciones por deformación lateral, satisficiera el requisito para la limitación de daños a elementos no estructurales del Apéndice Normativo A; sin embargo, este modelo tampoco tiene la rigidez necesaria para satisfacer la revisión de seguridad contra colapso, por lo que fue necesario proponer un modelo con secciones transversales más robustas. En ninguno de los modelos analizados, el diseño final se rigió por la resistencia de las secciones transversales seleccionadas o el nivel de esfuerzos asociada al modelo, sino la restricción por desplazamiento lateral.

En el caso de los modelos estudiados el periodo dominante de este tipo de sistema estructural es aproximadamente igual a $T = 0.088h$, donde h es la altura del edificio, mediante lo que se obtienen aproximaciones de hasta $\pm 5\%$ del periodo real. En el caso de los marcos contraventeados modelados con un análisis de diseño por desempeño, dado que son estructuras que requieren mayor rigidez para satisfacer los requisitos por deformación lateral planteados en el código, el periodo fundamental aproximado para tener un porcentaje de error menor a $\pm 5\%$ del periodo real se consigue aplicando $T = 0.082h$. Evidentemente, estas aproximaciones se establecieron a partir de un número muy limitado de modelos contraventeados de acero, por lo que será necesario realizar mayores esfuerzos para poder generalizar estos planteamientos y deberán considerarse con las reservas que cada caso amerite.

Por otra parte, se presentó el estudio del comportamiento no lineal del modelo de 15 niveles diseñado con el *método convencional* de las NTC y el diseñado considerando el Apéndice Normativo A con métodos estáticos aproximados y análisis no lineales dinámicos y estáticos. En el caso de los análisis estáticos, la capacidad última de los edificios se estudió utilizando análisis al límite y análisis no lineales ante carga estática monótona creciente (*pushover*).

El mecanismo que rigió en los análisis realizados con la teoría de diseño al límite, se trató de un piso débil en el onceavo nivel, que obtuvo coeficientes sísmicos menores al mecanismo de falla asociado a las Normas Técnicas, que se asociaron a factores de sobrerresistencia muy bajos, inferiores incluso a las mínimas esperadas si se toma la sobrerresistencia inherente al uso de factores de carga y de reducción de resistencia.

A estos mismos modelos de 15 niveles se realizaron análisis ante carga lateral monótona creciente con la distribución de carga lateral triangular invertida y la distribución que ocasionaría el mecanismo de falla del onceavo piso débil, haciendo modelos de los marcos independientes y modelos que incluyen todos los marcos continuos unidos con elementos infinitamente rígidos; observando el impacto de la inclusión del efecto $P-\Delta$ sobre los resultados de ambas distribuciones.

La inclusión del efecto de segundo orden afecta de manera definitiva los resultados de los análisis estáticos, obteniéndose en la mayoría de los casos distorsiones últimas de entrepiso menores

que cuando no se incluyen, y con magnitudes máximas más cercanas a los límites que proponen los reglamentos, los cuales están en función de resultados obtenidos a partir del ensaye de modelos experimentales.

Asimismo, la distribución de carga del mecanismo de falla para el onceavo piso débil no rigió el colapso del modelo claramente, sino que se presentaron mecanismos de falla locales por pandeo de los contravientos cercanos al sexto piso. Al respecto, resulta claro que para sistemas tan complejos como el estudiado, no parece adecuado suponer que el colapso del sistema lo rijan mecanismos globales de falla que suponen una distribución racional de rotaciones y extensiones plásticas, como los que se consideran en un análisis al límite convencional.

Se realizaron esfuerzos en confrontar las demandas de deformación plástica de los elementos que lideran al colapso con las que se calculan con el software de análisis con las que se ajustarían las distorsiones que deberían considerarse en el último paso. Este estudio muestra la imperiosa necesidad de confrontar siempre las curvas carga-distorsión obtenidas de un análisis no lineal estático ante carga monótona creciente en función de los límites de deformación que se han reportado experimentalmente en la literatura y de las capacidades últimas de deformación que tienen los elementos estructurales, que no son necesariamente las que se calculan con el software que se utiliza, dado que esto normalmente las modelan tomando en cuenta varias hipótesis simplificatorias.

El estudio permite observar la diferencia de los resultados de los marcos modelados de forma independiente con los marcos continuos unidos con elementos infinitamente rígidos con el efecto $P-\Delta$ y sin incluirlo con la distribución de carga triangular invertida.

Además, se realizaron análisis con un cambio de signo en la distribución de carga con lo que se demostró la influencia de la asimetría del modelo puede ocasionar variaciones en los resultados dependiendo de la dirección de las cargas. Los resultados presentados sugieren la necesidad de definir criterios de aplicación de carga y/o la aplicación limitada de los análisis tipo *pushover* en función de las características geométricas de los modelos.

En todos los casos presentados, la gráfica de cortante basal normalizado contra distorsión global promedio parece no representar adecuadamente el comportamiento general de marcos con contravientos concéntricos, ya que a partir de ella difícilmente se pueden intuir las significativas diferencias que existen en las demandas de ductilidad y la magnitud de las distorsiones de los entresijos. Con esta base, el estudio sugiere la necesidad de estudiar el comportamiento de los modelos a partir de las gráficas distorsión contra cortante normalizado de cada entresijo, para poder observar el comportamiento no lineal del modelo con mayor certidumbre, revisar adecuadamente los límites de distorsión que establecen los reglamentos de construcción y detectar posibles deficiencias en la estructuración con mayor facilidad.

Cómo se mencionó, se realizaron análisis dinámicos a los modelos de 15 niveles con el acelerograma registrado en 1985 en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes en su componente este – oeste y con un acelerograma artificial creado a partir de la estación 56 en la colonia Roma en la misma componente.

El modelo diseñado por el *método convencional* presentó un comportamiento no lineal muy reducido y escasamente superior a su análogo del Apéndice A ante el acelerograma SCT-EW.

Los resultados generados ante la aplicación del acelerograma artificial S56-EW, igualmente presentaron un comportamiento no lineal reducido en ambos modelos, asociado con un ligero aumento de la fluencia de los elementos articulados y la ductilidad de la mayor parte de los entresijos. Esta primicia se aprecia en la cantidad de trabes que fluyen y en el aumento de fluencia de las columnas principalmente en la dirección global Y.

En ambos casos, los modelos alcanzaron distorsiones de entresijo aún menores que las distorsiones de diseño elástico y, por consiguiente, a las estipuladas en el código. Es importante resaltar que en ningún caso los elementos fluyeron conforme al mecanismo que supone las Normas Técnicas de columna fuerte – viga débil – contraviento débil; sino que en la mayoría de los resultados las fluencias son locales por una mala redistribución de cargas después de la fluencia de

una columna preferentemente en los niveles superiores que podrían asociarse a errores durante el proceso de diseño.

Asociado a lo anterior, llama la atención la reducida ductilidad desarrollada por los modelos ante las solicitaciones impuestas, que en el mejor de los casos alcanzó magnitudes aún menores a $\mu= 1.5$, la que resulta sensiblemente menor a la ductilidad disponible en un diseño de un marco contraventeado dúctil.

En general, los modelos diseñados con el Apéndice Normativo A, que fueron diseñados conforme al código para mayores solicitaciones (periodos de retorno mayores) resultaron más rígidos, pero dado que las demandas de ductilidad de los modelos fue moderada, fueron asociados a distorsiones y cortantes iguales o menores que los obtenidos para los modelos diseñados con el *método convencional*. En otras palabras, el edificio regular de 15 niveles estudiado tendría un peso 3.1% más alto si se diseñará bajo el planteamiento del Apéndice A con demandas de distorsión, ductilidad y fluencias equivalentes al comportamiento presentado por el modelo diseñado con el *método convencional*.

Reflexionemos adicionalmente, que el *método convencional* limita la distorsión a $\delta_{NRC}= 0.012$ de la altura del entrepiso, mientras que el Apéndice A limita la distorsión a $\delta_{ANA}= 0.015$ de la altura del entrepiso; sin embargo, el modelo diseñado con el *método convencional* está asociado a distorsiones mayores con demandas de ductilidad superiores al modelo diseñado con el criterio del Apéndice Normativo, que a su vez alcanza mayores magnitudes de cortante.

Los resultados de análisis no lineales estáticos y dinámicos sugieren que los mecanismos últimos de colapso de edificios regulares con base en marcos de acero con contraventeo concéntrico que cumplen con los lineamientos de las Normas Técnicas Complementarias de la Propuesta de Reglamento de 2004 distan mucho de corresponder al mecanismo último de viga débil – contraviento débil – columna fuerte que generalmente se asocia a un diseño conforme al Reglamento. Los resultados sugieren la potencial formación de mecanismos de entrepiso débiles o suaves y la formación de mecanismos últimos de colapso más locales, provocados principalmente por el pandeo de los contravientos.

Los resultados de los análisis dinámicos no lineales sugieren una profunda revisión de los criterios generales de diseño de marcos contraventeados dúctiles de acero estructural conforma a las Normas del Reglamenta para el Distrito Federal, dado que ante la acción de acelerogramas asociados al sismo de diseño ($M_s= 8.1$ y 8.2), se tienen reservas de resistencia muy grandes que lideran a la estructura a comportarse de manera casi elástica. Sin embargo, y como se comentó anteriormente, la ocurrencia de fluencias no puede tampoco asociarse a un modo de falla dúctil, como se supone en el proceso de diseño. Por lo tanto, y aunque se reconoce que el número de modelos y de análisis realizados son reducidos en este estudio, si se propone realizar un mayor número de estudios encaminados a llegar a metodologías de diseño más racionales para el diseño de marcos contraventeados dúctiles de acero.

Referencias

Referencias

- [1] Alcocer, S. (1995), "Cuadro comparativo entre los sismos de México D.F. (1985), Northridge, California, EU (1994) y Kobe, Japón (1995)" *Ingeniería Civil*, Colegio de Ingenieros Civiles de México A.C., No. 317, septiembre, pp. 32-33.
- [2] Bertero, V.V., J. C. Anderson y H. Krawinkler, (1994), "Performance of steel buildings during the Northridge earthquake", *Report UCB/EERC-94/09*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- [3] Biddah, A. y A. Heidebrecht, (1998). "Seismic performance of moment-resisting steel frame structures designed for different levels of seismic hazard", *Earthquake Spectra* Vol. 14, No 4, noviembre, pp. 597-629.
- [4] Bresler, B., T. Y. Lin, y J. B. Scalzi (1976), **Diseño de estructuras de acero**. 2ª reimpresión, Ed. Limusa, México, pp. 54-55.
- [5] BRIMC (1996), "A survey report for building damages due to the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake", *Building Reserach Institute Ministry of Construction*, marzo, pp. 148-177.
- [6] De Buen López de Heredia, O. (1982) **Estructuras de acero. Comportamiento y diseño**. Editorial Limusa. 1a. reimpresión. México, 1982.
- [7] De Buen López de Heredia, O. (1996a), "Estructuras y materiales. El acero en zonas sísmicas", *Ingeniería Civil*, Colegio de Ingenieros Civiles de México A.C., No. 322, febrero, pp. 8-18.
- [8] De Buen López de Heredia, O. (1996b), "Diseño sismorresistente: un punto de vista desde la práctica", *Ingeniería Civil*, Colegio de Ingenieros Civiles de México A.C., No. 327, julio, pp. 6-14.
- [9] De Buen López de Heredia, O. (2000), "La longitud efectiva y el diseño de columnas", *12vo. Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, León, Guanajuato, Artículo No. 7.
- [10] CISC-93 (1993), **Handbook of Steel Construction**. Canadian Institute of Steel Construction.
- [11] Holmes, T. W., (1998), "Introduction. Northridge Earthquake of January 17, 1994 Reconnaissance Report", *Earthquake Spectra*, Supplement C to volume 11, Vol. 2, pp. 1-23.
- [12] <http://www.eeri.org>, Página de internet del Earthquake Engineering Research Institute.
- [13] <http://www.eqe.com/publications/kobe>. Página de ABS Consulting.

-
- [14] <http://nisse.berkeley.edu/eqiis.html>. Página de Internet del Servicio Nacional de Información de Ingeniería Sísmica de la Universidad de California, Berkeley. Actualizada en diciembre, 2003.
- [15] <http://www.quiver.eerc.berkeley.edu:8080/>, Página de internet del Proyecto de acero SAC, fundado por la Agencia Federal de Manejo de Emergencias (FEMA).
- [16] Kemp R. A. (1996), "Inelastic Local and Lateral Buckling in Design Codes" *Journal of Structural Engineering ASCE*, Vol. 122, No. 4, abril, pp. 374-382.
- [17] Krawinkler, H. (1989), "Performance evaluation of steel structures in Mexico City", *Earthquake Spectra*, No. 4, diciembre, pp. 113-119.
- [18] Krawinkler, H., J. Anderson y V. V. Bertero, (1998), "Steel Buildings. Northridge Earthquake of January 17, 1994 Reconnaissance Report", *Earthquake Spectra*, Supplement C to volume 11, Vol. 2, pp. 25-47.
- [19] Krawinkler, H. (2000), "System performance of steel moment resisting frame structures", *Memorias, Doceavo Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica*, Nueva Zelanda, Artículo No. 2545.
- [20] Kunnath, S. K. y J. O. Malley, (2000), "Seismic behavior and design of steel momento frames: Aftermath of the 1994 Northridge earthquake", *Journal of Structural Engineering ASCE*, Vol. 126, No. 1, enero, pp. 4-9.
- [21] Liu, J. y A. Astaneh-Asl, (2000), "Cyclic testing of simple connections including effects of slab", *Journal of structural engineering ASCE*, Vol. 126, No. 1, enero, pp. 32-39.
- [22] LRFD-96 (1996), "Manual of Steel Construction. Load Resistance Factor Design. Specification for Structural Steel Buildings", *American Institute of Steel Construction (AISC)*.
- [23] Mendoza C. J., (1995) "A diez años del sismo de 1985. Investigación en ingeniería sísmica", *Ingeniería Civil*, Colegio de Ingenieros Civiles de México A.C., No. 317, septiembre, pp. 9-15.
- [24] NTCM-2001 (2001), "Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras metálicas", *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, febrero.
- [25] NTCM-96 (1996), "Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras metálicas", *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, febrero.
- [26] NTCS-2001 (2001), "Normas técnicas complementarias para el diseño por sismo", *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, febrero.
- [27] NTCS-95 (1995), "Normas técnicas complementarias para el diseño por sismo", *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, febrero.
- [28] Osteraas, J. y H. Krawinkler, (1989), "The México earthquake of september 19, 1985 behavior of steel buildings", *Earthquake Spectra*, Vol. 5, No. 2, pp. 51-88.

-
-
- [29] Paret, T. F. (2000), "The W1 issue. I: Extent of weld fracturing during Northridge earthquake", *Journal of Structural Engineering ASCE*, Vol. 126, No. 1, enero, pp. 10-18.
- [30] Prakash, V., G. H. Powell, S. D. Campbell y F. C. Filippou, (1992) DRAIN-2DX, Preliminary, Element User Guide. Structural Engineering, Mechanics and Materials. Department of Civil Engineering. University of California. Berkeley, California. Diciembre, 1992.
- [31] RCDF-2001, (2001). "Reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito Federal", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, febrero.
- [32] RCDF-93, (1993). "Reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito Federal", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, agosto.
- [33] Roeder, C. W. (2000), "Performance of momento-resisting connections", *Memorias, Doceavo Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica*, Nueva Zelanda, Artículo No. 2546.
- [34] Salmon, C. G. y J. E. Johnston, (1996), **Steel structures. Design and behavior**. 4ª. Edic. Harper Collins.
- [35] Stojadinovic, B., S. C. Goel y K.-H. Lee, (2000a), "Development of Post-Northridge steel moment connections", *Memorias, Doceavo Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica*, Nueva Zelanda, Artículo No. 1269.
- [36] Stodajinovic, B., K.-H. Lee, A. G. Margarian, S. C. Goe y J.-H. Choi, (2000b), "Parametric test on unreinforced steel moment connections", *Journal of Structural Engineering ASCE*, Vol. 126, No. 1, enero, pp. 40-49.
- [37] Tena Colunga, A. (1986), "Restauración de un edificio dañado por el sismo del 19 de septiembre de 1985", *Tesis de licenciatura*, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- [38] Tena Colunga, A. (2003), Comunicación personal.
- [39] UBC-97, (1997). Uniform Building Code, Chapter 22 Steel, pp. 237-272.
- [40] Youssef, N.F.G., D. Bonowitz, y J.L. Gross (1995), "A Survey of Steel Moment-Resisting Frame Buildings Affected by the 1994 Northridge Earthquake", *Report NISTIR 5625*. National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, Maryland.