
COMPARACIÓN DE LOS EFECTOS OBSERVADOS EN ESTRUCTURAS CON MARCOS DE ACERO DURANTE LOS SISMOS DE MÉXICO (1985), NORTHRIDGE (1994) Y KOBE (1995) Y SU IMPACTO EN LAS NORMAS DE DISEÑO PARA ESTRUCTURAS METÁLICAS DEL RCDF-2001

Edgar Tapia Hernández ¹

¹ Universidad Autónoma Metropolitana
Azcapotzalco.
Edificio H, 3er piso, Av. San Pablo # 180
C.P. 02200, México, D.F.
e-mail: etapiah@hotmail.com

Arturo Tena Colunga ²

² Departamento de Materiales
Universidad Autónoma Metropolitana
Edificio H, 3er. Piso
Av. San Pablo # 180
02200 México, D.F.
Tel. 5 723-5860
Fax 5 724-4285
e-mail: atc@correo.azc.uam.mx

RESUMEN

Se presenta un estudio que reflexiona sobre los daños presentados, en México durante el sismo de Michoacán en 1985; en Estados Unidos durante el sismo de Northridge en 1994 y en Japón durante el sismo de Kobe en 1995, donde fue posible analizar el comportamiento en estructuras de acero, con base en marcos dúctiles y no dúctiles, sometidos a importantes niveles de excitación sísmica, considerando el último reglamento publicado antes del evento sísmico en cada país, así como la relación del año de construcción con la intensidad del daño. Se estudio además la posible influencia de la investigación realizada a partir de tales sismos en las Normas Técnicas Complementarias para Estructuras Metálicas del RCDF-2001.

SUMMARY

This paper summarizes the damages observed in steel structures in Mexico City during the 1985 Michoacan earthquake, in the United States during the 1994 Northridge earthquake and in Japan during the 1995 Kobe earthquake. In particular, the seismic behavior of ductile and non-ductile moment resisting frames is studied with the framework of the seismic code provisions available at the time in each country. In addition, the relation between the year of construction and the intensity of damage is analyzed. Finally, the impact of the research conducted on steel structures as a consequence of such earthquakes in the steel norms of the Mexican Building Code is discussed.

INTRODUCCIÓN

Desde el gran sismo de San Francisco en 1906, numerosos edificios de acero han sido demandados por terremotos fuertes; sin embargo, sólo se han podido hacer registros y estudios hasta fechas recientes, en los que ha sido posible estudiar el comportamiento de edificios a base de marcos de acero con elementos momento resistentes, considerado como uno de los más efectivos para resistir excitaciones dinámicas iguales o superiores que para las que fueron diseñados. Ha sido posible estudiar estructuras con conexiones soldadas en los Estados Unidos y Japón sometidas a algunos de los movimientos más fuertes nunca antes grabados, exhibiendo distintos niveles de desempeño estructural, cuyo comportamiento en general ha dado confianza a los ingenieros sobre la favorable respuesta del acero como un material confiable en un terremoto. Su estudio se ha centrado en las observaciones adquiridas de los sismos de Northridge y Kobe principalmente, los que en contraste con el sismo de México y con el registro obtenido en la SCT (zona del lago) fueron de magnitud moderada, corta duración, con epicentros muy cercano a las ciudades dañadas y de baja profundidad focal.

La evaluación de los daños en las estructuras ha originado la evolución de la ingeniería sísmica y ha permitido mejorar los criterios de reglamentos para el diseño y construcción de edificios, localizados en diferentes áreas de riesgo sísmico. Visualizar el comportamiento esperado durante un sismo en edificios diseñados conforme a

los actuales códigos sísmicos es de gran importancia, por lo que el estudio de los daños, su ocurrencia y tipo, demostraron la necesidad de revisar los criterios para el diseño de marcos dúctiles de acero.

Sismo de Michoacán en México, 1985.

El sismo del 19 de septiembre de 1985, con magnitud $M_s=8.1$, fue probablemente el primer evento, en el cual, un significativo número de estructuras de acero, incluyendo edificios recientes, fueron sujetos a un movimiento de gran magnitud y duración (120 seg). Martínez Romero (1986) estudió, en la Ciudad de México, 102 edificios de acero que fueron sometidos al evento (Osteraas y Krawinkler, 1989), en los que se tomó en cuenta el año de construcción, para observar la relación entre el reglamento vigente y el daño presentado. En la figura 1.1 se presentan porcentajes considerando tres periodos: antes de 1957, donde no existía una reglamentación racional; antes de 1976, periodo durante el que estuvo vigente una revisión de emergencia de diseño sísmico y después de 1977, en el que entró en vigor un reglamento que contenían requisitos más detallados y restringidos. La mayoría de las fallas en estructuras de acero correspondían a construcciones bajas y antiguas que en general no constituían marcos propiamente (Tena, 1986). De los edificios construidos, entre la década de los años veintes y la década de los cuarentas, antes de 1957 el 100% sufrieron derrumbe o daño estructural extremadamente grave, como el caso del edificio Atlas. Considerando todas las construcciones hechas después de 1957 y eliminando el complejo Pino Suárez, el reporte general indica que todas las estructuras modernas de acero se comportaron bien durante el sismo de 1985, de las construcciones realizadas después de 1976 sólo fueron cuatros los casos reportados con daño estructural.

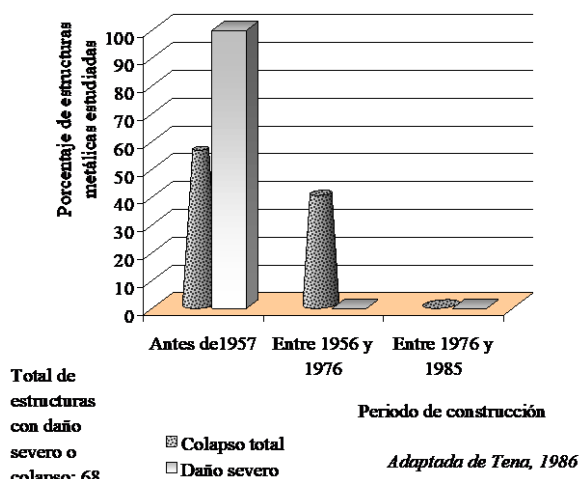


Figura 1.1 Relación entre el año de construcción y el daño.

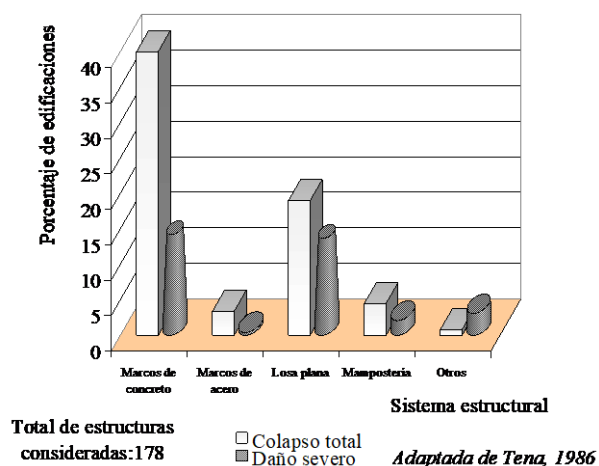


Figura 1.2 Estadística del daño en función del sistema estructural.

Los marcos rígidos eran el sistema usado con mayor frecuencia como sistema momento-resistente, que presentó un buen comportamiento, con sólo pocos casos de daño estructural reportado. Este daño se concentró en conexiones soldadas viga-columna o en las vigas de armaduras donde se presentó inestabilidad por pandeo causado por la compresión de las diagonales. En la figura 1.2 se han graficado los porcentajes de estructuras dañadas en función del sistema estructural empleado. Sólo el 3.4% de las estructuras colapsadas eran de acero; sin embargo, su comportamiento fue poco uniforme, por un parte, la Torre Latinoamericana, edificio de 44 niveles, virtualmente no presentó daño, mientras que a poco más de un kilómetro, dos de tres torres del complejo Pino Suárez, de oficinas gubernamentales, colapsaron en el nivel 14 y al oeste de la zona del Lago el edificio Amsterdam, de 11 pisos, presentó daño significativo durante el evento sin colapsarse.

La Torre Latinoamericana se encuentra ubicada 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. Este es un edificio con un alto grado de redundancia con una base rígida de concreto con 361 pilotes como se muestra en la figura 1.3. Las columnas se fabricaron con secciones H con cubreplacas 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 1.4. Aparentemente, 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 el hecho que el periodo fundamental

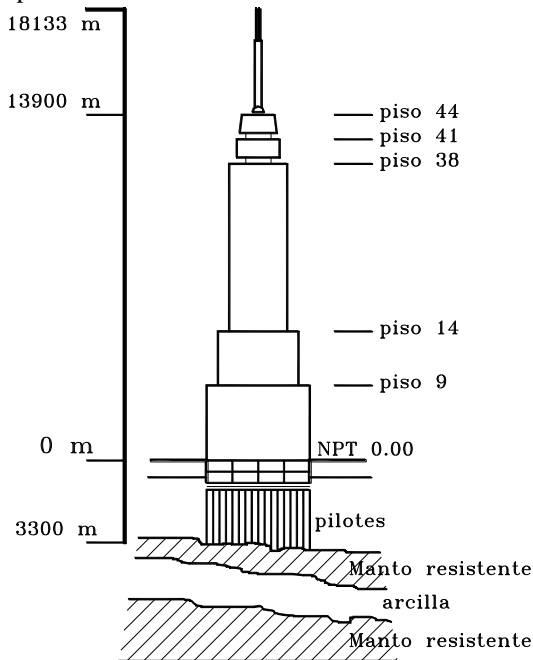


Figura 1.3 Elevación de Torre Latinoamericana
Adpatada de Cuevas Barajas, 1962 (Osteraas *et al.*, 1989)

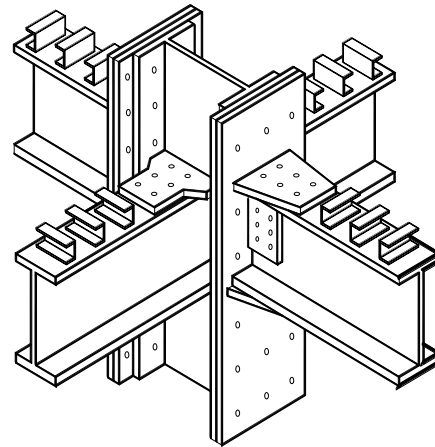


Figura 1.4 Conexión típica de Torre Latinoamericana
Adpatada de Cuevas Barajas, 1962 (Osteraas *et al.*, 1989)

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 soporten sismos, como el de 1985, sin daño estructural notable.

El edificio Amsterdam, ubicado en terreno tipo III, fue construido alrededor de 1970, con base de marcos momento-resistente (figura 1.5). El daño reportado se debió a severas fracturas en la mampostería en los

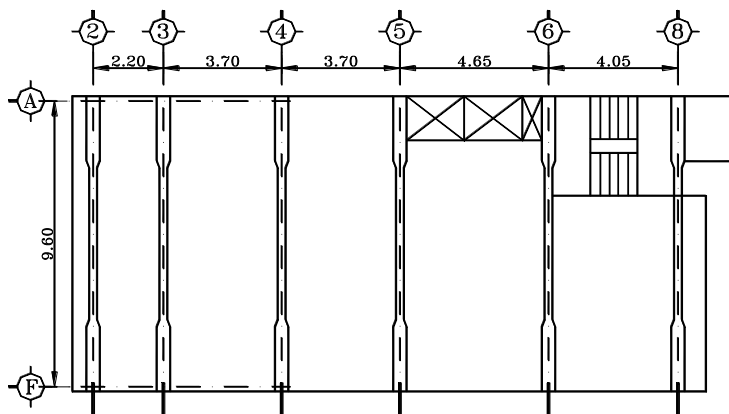


Figura 1.5 Planta del edificio Amsterdam
(Adpatada de Osteraas *et al.*, 1989)

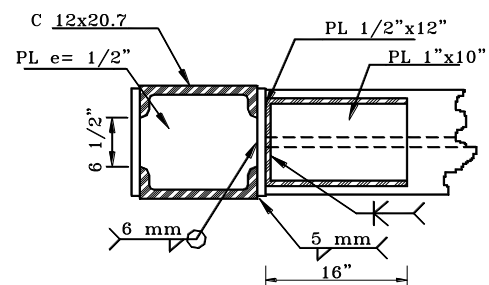


Figura 1.6 Conexión típica del edificio Amsterdam
(adaptada de Osteraas *et al.*, 1989)

muros entre dos marcos longitudinales y fallas en las conexiones de los primeros cuatro pisos de los marcos transversales sin presentar colapso. Las columnas de los marcos eran tipo cajón a partir de dos canales y dos cubreplacas. Los patines de las vigas estaban soldadas a las columnas con placas, que a su vez se soldaron

continuamente a la columna. La figura 1.6 es una representación típica de la conexión, las que constituían ligas muy débiles en los marcos que experimentaron fracturas en los primeros seis pisos en la soldadura durante el sismo, debido a que la resistencia de las placas fue mucho menor que la resistencia de las vigas conectadas, presentando largas rotaciones plásticas. 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 (Osteraas y Krawinkler, 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 significativas a través de la cubreplaca. Esta ductilidad, si se presenta en conexiones rígidas después de la falla del primer mecanismo de transferencia de carga, puede actuar como una segunda línea de defensa antes del colapso como una sobrerresistencia no considerada en el diseño inicial, cuya aportación se ha implementado, producto del comportamiento presentado, en versiones de los códigos actuales.

El complejo Pino Suárez, mostrado en la figura 1.7, consistía en cinco edificaciones con base en marcos momento-resistente arriostrados, reforzados en dos niveles iniciales por concreto que actuó como cimentación

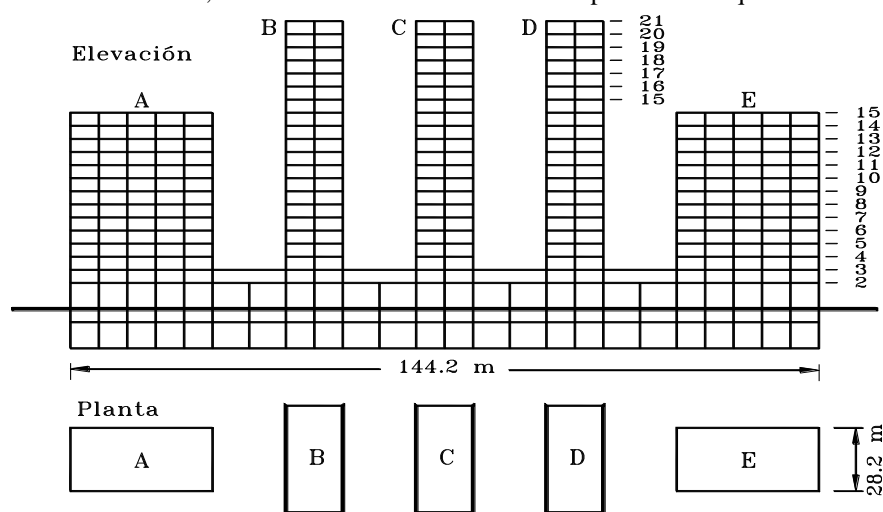


Figura 1.7 Planta y elevación del complejo Pino Suárez
(Adaptada de Osteraas *et al.*, 1989)

rígida de la estructura para los cinco edificios. Dos edificios de 21 niveles colapsaron en el nivel 14, presentando daño estructural severo (figura 1.8), se presentó falla en tres de cinco columnas exteriores de los primeros cuatro niveles, hechas de secciones cajón con placas con relaciones b/t relativamente bajas (Krawinkler, 1989). Las columnas experimentaron sobrecargas significativas, que ocasionaron el colapso por la redistribución de carga, después de que ocurrió el pandeo local. Se observó pandeo en placas en la conexión de la intersección de los arriostramientos donde hacía falta soldadura. El pandeo de la placa debió



Figura 1.8 Vista del Complejo Pino Suárez
(Cortesía del M. en C. Del Valle)

cambiar el comportamiento del sistema, así como el punto de soporte, los arriostramientos se pandearon en el plano en curvatura simple. 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. 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.

Los efectos de volteo sísmico, adicionados a la carga gravitacional, causaron una mayor carga axial en las columnas que no habían sido estimadas en el proceso de diseño. En las columnas exteriores la sobrecarga y la fluencia provocaron el pandeo inelástico de las placas (figura 1.9), 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 catorceavo nivel (figura 1.10). Este tipo de falla podía presentarse, en estructuras diseñadas de acuerdo a criterios de códigos anteriores, en marcos contraventeados, en los que éstos resistieran cargas de cortante mucho más grandes a los cortantes de diseño considerados por reglamentos, ocasionando la aparición de momentos de volteo y sobrecarga en los sistemas de soporte, en una mala redistribución de la carga que originaría la inestabilidad y el mecanismo de colapso.



Figura 1.9 Pandeo en columna exterior
(Cortesía del M. en C. Del Valle)



Figura 1.10 Edificio colapsado del Complejo Pino Suárez
(Cortesía del M. en C. Del Valle)

El sismo de 1985 fue una dura pero no excesiva prueba para estructuras de acero con periodo fundamental en el intervalo de 1 a 2.5 segundos. Los edificios bien diseñados soportaron el terremoto sin daño considerable, incluso, estructuras con problemas evidentes de diseño, como el caso de las conexiones del edificio Amsterdam, resistieron el sismo sin colapso. El mayor colapso de estructuras modernas de acero, en el complejo Pino Suárez, fue causado por problemas de diseño que no había sido reconocido en ediciones de reglamentos sísmicos previos en México o en Estados Unidos en ése entonces.

Sismo de Northridge en Estados Unidos, 1995.

Dada la severidad del movimiento sísmico y la gran cantidad de estructuras de acero existentes en el área afectada, el sismo de Northridge puede ser considerado como el primer gran estudio de fuerza sísmica severa a estructuras modernas de acero, donde a pesar de lo significativo de los problemas muchos de ellos se presentaron sin colapsos estructurales. Por lo menos 18 de los 133 edificios inspeccionados sufrieron daño en elementos de los marcos de acero, 55% de estos edificios tenían el daño en la conexión. El daño de marcos de acero se concentró en edificios construidos durante la década de los ochentas y en edificios menores a cinco pisos o entre once y veinte pisos de altura (<http://www.eer.org>). El daño en estructuras contraventeadas fue pequeño, mientras que el daño en estructuras conformadas por elementos momento-resistentes conectados con soldadura fue mucho mayor. Hubo mucho daño estructural no esperado, que no estaba tomado en cuenta en el proceso de diseño como pandeo o rotaciones plásticas en vigas. Con excepción de la importante falla en conexiones de elementos de acero momento-resistente, el comportamiento de las estructuras fue bueno. Se presentaron sólo 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 significante local o lateral) fue observado, aunque esto se ve minimizado por la cantidad de las fallas en conexiones, que se consideraba relativamente invulnerable a daño provocado por sismos. El comportamiento de análisis de estructuras, después del sismo, sugirió que las limitaciones de deformación y la sobrerresistencia produjeron que los edificios tuvieran una resistencia elástica mayor a la esperada.



Figura 1.11 Fractura provocada por el pandeo en arriostramiento
(<http://nisee.berkeley.edu/eqiis.html>)

Gran cantidad de contraventeos, particularmente tubulares, presentaron pandeo global o local significativo con importantes deformaciones locales y/o fractura entre los extremos y en la soldadura de filete en las placas de conexión, las cuales penetraron el patín de las vigas donde estaban soldadas. En las figuras 1.11 y 1.12 se presentan dos gráficas en las que se aprecia la fractura de un arriostramiento de sección cajón resultado del pandeo local del elemento provocado por relaciones de esbeltez inadecuadas. El pandeo local se presentó continuamente en ambos extremos en las placas de conexión y al centro del elemento, donde se formaron mecanismos de falla por el sistema de cargas cíclica aplicado, aunado a los esfuerzos residuales existentes en este tipo de secciones, debido al proceso de formación en frío.

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 y 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 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 la rondana del ancla y la placa base. La figura 1.13 muestra gráficamente la rotación que presumiblemente se presentó en la placa base sobre la posición de las anclas cercanas al contraventeo, ejemplo de ello es la figura 1.14, donde se aprecia la separación de las rondanas de la placa base. Las anclas fueron insuficientes después de la fractura de la placa base, transmitiendo carga a través del perno de cortante soldado bajo la placa, el concreto alrededor de dicho perno presentó aplastamiento y



Figura 1.12 Pandeo local en arriostramiento
(<http://nisee.berkeley.edu/eqiis.html>)

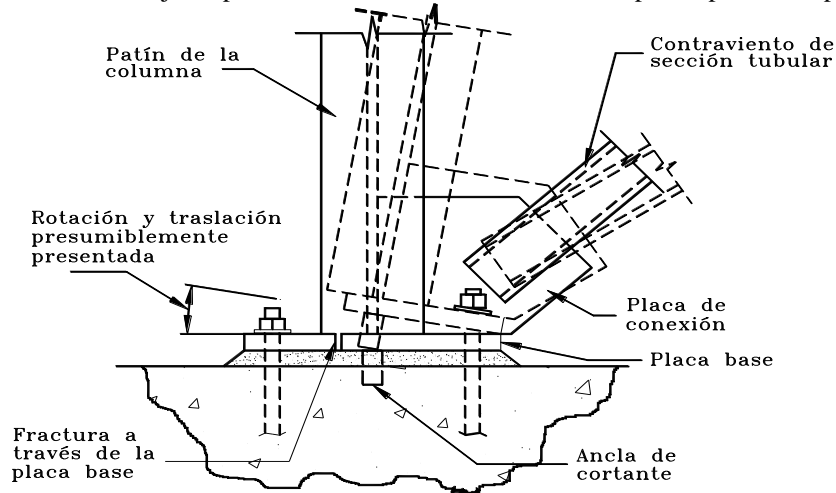


Figura 1.13 Bosquejo de la posible rotación de la placa base
(Adaptada de Krawinkler *et al.*, 1998)

agrietamiento. Por este efecto, las placas bases, incluso con espesores de tres a cuatro centímetros, se fracturaron en dirección vertical casi en todo el ancho por el aplastamiento, presentándose siempre en el lado opuesto de la conexión del contraventeo por el momento generado en la conexión, a pocas pulgadas desde el borde del patín de la columna (figura 1.15). 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.

Fueron comunes las fracturas parciales o totales en soldaduras de conexiones a momento soldadas en uniones viga-columna, que causaron deterioro importante de la capacidad para transferir carga entre patines de columna. En muchos de los casos, las fracturas fueron en el patín inferior de la conexión atribuidas a la discontinuidad en la viga en el patín los patines de los elementos; la más frecuente, se presentó en conexiones soldadas en patines de viga a por la interrupción del alma y a que la losa de piso provee una acción compuesta con la viga y así se aumentan los esfuerzos en el patín inferior. Fue muy común el tipo de fractura en la cual la soldadura se separa



Figura 1.15 Fractura de la placa base y deformación de las anclas
(<http://nisse.berkeley.edu/eqiis.html>)

limpiamente del patín de la columna, como se aprecia en la figura 1.16, 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. La figura 1.17 ilustra una 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 fallas de las conexiones en patines provocaron algunas veces la falla en la unión del alma, que provocaba la fractura vertical a lo largo de la línea de



Figura 1.16 Separación de conexión entre viga y columna
(<http://nisse.berkeley.edu/eqiis.html>)

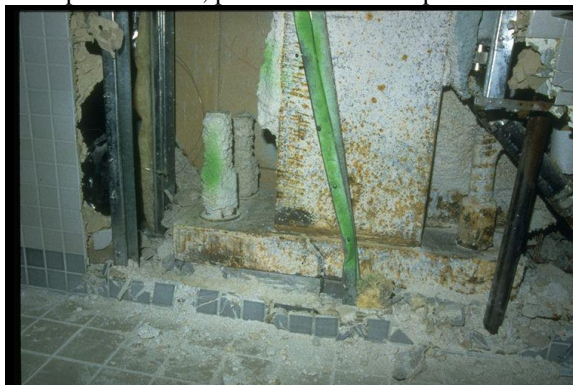


Figura 1.14 Deformación en las anclas del lado opuesto al arriostamiento.
(<http://nisse.berkeley.edu/eqiis.html>)

pernos del alma y/o fractura parcial de la soldadura cerca de las esquinas que la unía al alma con la placa de cortante. Sin embargo, debe enfatizarse que sólo se registro un caso en el que la estabilidad del edificio bajo cargas gravitacionales amenazaba con colapsarse.



Figura 1.17 Fractura en el patín de la columna en la Conexión
(<http://nisse.berkeley.edu/eqiis.html>)

Asociaciones como el proyecto SAC, la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC), el Consejo de Tecnología Aplicada (ATC) y Universidades de California dedicadas al estudio de la Ingeniería Sísmica (CUREE), se dieron a la tarea de estudiar esas fallas locales, causas posibles y recomendaciones para rectificar los problemas presentados. La asociación SAC desarrolló un programa de dos fases. El intento principal, la Fase I, suministraba solución a 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, llamada *Interim Guidelines: Evaluation, Repair, Modification and Design of Welded Steel Moment Frame Structures* (Krawinkler *et al*, 1998), 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.

De las principales observaciones del proyecto SAC se puede concluir que los problemas que originaron las fallas fueron una combinación de muchos factores. Los edificios con base en marcos momento-resistentes soldados, bien construidos, se comportaron 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. Para determinados límites de niveles de daño, la soldadura podía ser reparada usando la configuración inicial, usando procedimientos controlados y especificados; recomendando que para daños más serios, se modifique la conexión o el sistema resistente a carga lateral considerado, usando algunas nuevas propuestas de configuración de conexiones estudiadas dentro del proyecto para edificios nuevos; excepciones de estas recomendaciones pueden aceptarse bajo ciertas circunstancias, en función de la disponibilidad de hacer pruebas similares. Contiene además, una guía de las especificaciones para soldadura, comentarios de control de calidad y pruebas no destructivas (Krawinkler *et al*, 1998).

Sismo de Kobe en Japón, 1995.

La investigación de emergencia realizada por el comité para la investigación de desastres sísmicos revisó un total de 1231 edificios dañados durante el sismo que impactó la ciudad, con una duración de 20 seg y magnitud $M_w = 6.8$. Se identificaron 316 edificios de acero con daño severo, aunque no todos eran a partir de marcos momento-resistentes. En la figura 1.18 se presentan los porcentajes de daños en construcciones de acero en función de periodos en los que estuvieron vigentes distintas versiones del reglamento local. De las estructuras de acero, 174 se clasificaron con daño severo, que es más de la mitad de los edificios estudiados, pero sólo 25 de ellos se reconocieron que habían sido construidos después del establecimiento del código estándar de resistencia sísmica (posterior de 1981). Poco más de dos terceras partes (219) de estas 316 estructuras eran de marcos momento-resistentes; un alto porcentaje de los mismos, severamente dañados, fueron construidos antes de 1971. En la figura 1.19 se presenta la cantidad de daño estructural para los edificios con marcos momento-resistentes como sistema estructural.

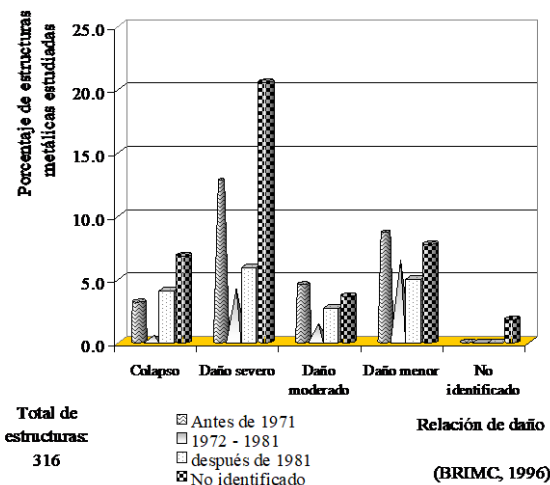


Figura 1.18 Relación entre el año de construcción y el daño.

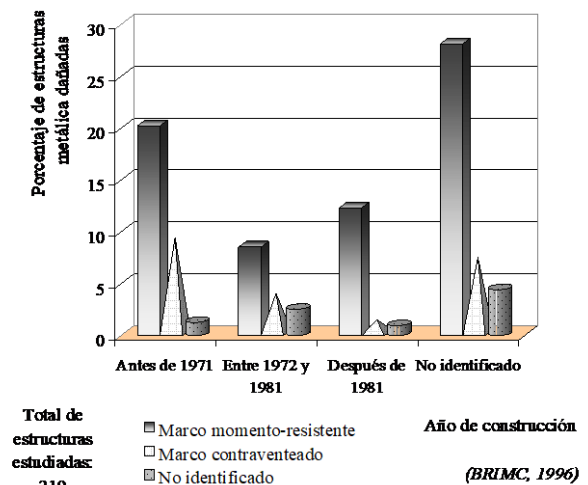


Figura 1.19 Estadística del daño en función del sistema estructural.



Figura 1.20 Edificio tipo lápiz afectado
(<http://www.eqe.com/publications/kobe/building.htm>)

Se reportó gran cantidad de daño en edificios esbeltos (tipo lápiz) en el que su área es muy pequeña con relación a su altura. Las columnas de las estructuras de los marcos momento-resistentes, regularmente de sección cajón, presentaron daño severo atribuido a la gran fuerza de tensión que causaron los momentos de volteo generados durante el sismo. La transmisión de la fuerza cortante a la parte inferior de la columna provocó fallas en las anclas que se transfirieron a las columnas, así como falla en el concreto alrededor de las mismas y daño parcial en los muros, 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. En los pisos superiores, a partir del segundo, se presentaron 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. Este efecto provocó la aparición de gran cantidad de daño o colapso en el primer piso, con niveles de daño variable, que ocasionó la inclinación de los edificios, daño en la base, etc. como se aprecia en la figura 1.20.

La deformación lateral del primero al tercer piso de los edificios se relacionó con la fractura de las uniones en el extremo de la viga en la soldadura, así como en el extremo de la columna, en las conexiones viga-columna en la parte superior de las columnas interiores y fracturas en los extremos de las vigas en el patín inferior que estaba directamente soldado en las conexiones viga-columna. En la figura 1.21 se presenta la fractura transversal de una columna sección cajón en un edificio tipo lápiz durante el sismo.



Figura 1.21 Columna fracturada transversalmente
(<http://www.eqe.com/publications/kobe/building.htm>)



Figura 1.22 Daño en arriostramiento cerca de la conexión
(<http://www.eqe.com/publications/kobe/building.htm>)

El pandeo y fluencia de los arriostramientos en sistemas contraventados ante cargas cíclicas de tensión y compresión se presentaron con relativa frecuencia, que ocasionaron pandeo local como el mostrado en la figura 1.22, así como en las uniones de los mismos, fractura en la placa conector al alma de la columna, alargamiento de las anclas, desgarramiento de la placa que conectaba el arriostramiento al alma de la columna y desplome en el primer nivel. Ejemplo de lo anterior se presenta en la figura 1.23 que es una configuración típica de los edificios en el centro de Kobe, la mayoría de los contravientos presentan pandeo, note el sistema de trabe con armaduras muy similar a los usados en México durante los 70's.

Se observaron enormes deformaciones laterales en los edificios construidos antes de la revisión de las regulaciones sísmicas para edificios en 1981, con daño en los acabados exteriores, como el mostrado en la figura 1.24. Debido a que estos edificios diseñados conforme a las normas anteriores tenían menor resistencia (rigidez) en los pisos superiores que con los planteamientos del código actual (BRIMC, 1996). La fractura en las uniones de los contravientos, especialmente en los pisos superiores, en estructurales con secciones H en las columnas y vigas, conectadas de la viga al alma de la columna con pernos, sin soldar el patín inferior de la viga a la columna, fueron causantes de estos desplomes, apreciables a simple vista; en ocasiones este efecto ocasionó la colisión entre estructuras adyacentes.



Figura 1.23 Pandeo de arriostramiento en edificio tipo lápiz
(<http://www.eqe.com/publications/kobe/building.htm>)



Figura 1.24 Desplome en edificio con base de marcos
(<http://www.eqe.com/publications/kobe/building.htm>)

Impacto de las observaciones en las NTCM-2001.

El nivel y extensión del daño de los sismos, en particular en Kobe, puso de manifiesto la elevada vulnerabilidad que poseen ciertos edificios en algunas ciudades. La discusión de los estudios sobre la revisión de la información contenida en las recomendaciones generadas, sobre el daño en estructuras durante los eventos, ha sugerido la consideración de algunos cambios en los requerimientos de los reglamentos, en el diseño de los edificios y consideraciones prácticas.

En México, el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal ha sufrido modificaciones a través del tiempo y la experiencia adquirida. En 1976, se publicó una revisión, que sustituía la versión de 1957, que no contenía un método explícito y racional para el diseño sísmico. El sismo de 1985 dejó ver la necesidad de realizar una revisión a los criterios establecidos, por lo que se crearon las Normas Técnicas de emergencia en 1987, que han tenido revisiones en 1996 y en el 2001.

Las Normas Técnicas Complementarias para Estructuras Metálicas de la versión del 2001, han aumentado los requisitos en la zona de articulaciones. En vigas, se obliga a que la soldadura en las zonas de articulaciones plásticas, además de ser continua obligatoriamente, sea capaz de desarrollar la resistencia total en cortante de las almas, para evitar fallas como las presentadas en el sismo de Northridge o el caso del edificio de Amsterdam en México. En las Normas de 1996, que sustituían a las de 1987, se definió la longitud de la zona donde debe aparecer en teoría, la articulación plástica, en función del peralte, para asegurar que éstas aparezcan en lugares previstos y evitar daño que ocasionara una falla poco dúctil en vigas; cuidando que el cortante en la sección, generado por la nueva condición de apoyo, entre las articulaciones no sea mayor al de diseño. Este requisito de equilibrio en el intervalo inelástico se prevía desde la primera edición de las Normas, el que se debía revisar usando un esfuerzo de fluencia igual a $1.25F_y$; sin embargo, la nueva versión refiere sólo el $1.1F_y$ para valorar este esfuerzo plástico.

En lo referente a vigas de alma abierta, las Normas de 1987, establecía que para que éstas se puedan emplear como vigas en marco dúctiles, el factor de comportamiento sísmico podía tomar un valor máximo de $Q=3$, lo cual no presentó modificaciones en la revisión de 1996; sin embargo, en las NTCM-2001, éste se limita para edificios menores a tres pisos o 12 m, en cuyo caso contrario debe tomar el valor de $Q=2$, restringiendo con ello la deformación que podrían presentar estructuras de altura considerable, que aunados a otros efectos provocaron la falla en la conexión de estas armaduras al alma durante los sismos.

Las NTCM-2001 hacen una distinción entre los marcos rígidos con ductilidad alta y con ductilidad reducida que refleja las observaciones y los estudios de marcos dúctiles bajo excitación sísmica. Durante los eventos sísmicos, las cargas inducidas por las deformaciones plásticas de un elemento a un nudo provocaron la falla o la transmisión de la misma a los elementos que concurrían a él, por lo que para el diseño de marcos rígidos con ductilidad alta se debe considerar una fuerza correspondiente a su esfuerzo de fluencia esperado F_{ye} , producto de esas deformaciones. Además, hace ver la necesidad de tomar en cuenta la contribución de la losa cuando trabaja en acción compuesta con las vigas, para calcular la resistencia a flexión de las mismas o las fuerzas producidas por ellas. En columnas, solicita que en marcos muy dúctiles, la carga axial factorizada no sea mayor de $0.3 A_s F_y$, para cualquier combinación sísmica, evitando que la sobrecarga de estos elementos

pueda formar un mecanismo de colapso, cuando la redistribución de carga, después de que ocurra el pandeo local en una de ellas, provoque la falla de la estructura. Las uniones entre tramos de columnas efectuadas con soldadura de penetración parcial deberán localizarse a una distancia no menor de $L/4$, ni de un metro, de las uniones viga-columna para evitar que la formación de articulaciones y las deformaciones asociadas en esta zona provoquen la fractura de la soldadura que ocasione la incursión del elemento en un intervalo inestable.

Cada falla de las placas dúctiles de acero, durante los sismos, requirió investigación desde varios puntos de la vista: mecánicos o tecnología de la soldadura. La mayor parte de los estudios mostró que el material de las placas cumplía la resistencia, provista por el ASTM, y los requerimientos de composición química del acero A36. Observaciones similares, hicieron ver la necesidad de realizar diseños con propiedades que asemejaran más el comportamiento real de los elementos estructurales, limitando y especificando con mayor detalle su calidad en el código. Uno de estos esfuerzos, en las NTCM-2001, es el factor R_y , que tiene en cuenta que la resistencia de fluencia de los perfiles reales suele ser mayor que la mínima especificada, para determinar la resistencia requerida en juntas y conexiones cuyo diseño queda regido por combinaciones de carga que incluyen sismo, de tal forma que la resistencia requerida en la conexión se determina usando el esfuerzo de fluencia esperado, F_{ye} , del miembro conectado, que es igual a $F_y R_y$. R_y toma los valores, conforme a las NTCM, que se presentan en la tabla 1.1.

Tabla 1.1 Valores del factor R_y para la resistencia de fluencia real

R_y	Norma	Esfuerzo (kg/cm^2)
1.5	NOM B-254 (ASTM A36)	2530
1.3	NOM B-284 (ASTM A572 Grado 42)	2950 (295 Mpa)
1.1	ASTM A992 y NOM B-284 (A572 Grado 50)	3515 (351.5 Mpa)
1.1	Placas	3515

Efectos, provocados por los materiales, no considerados en el proceso de diseño fueron causantes de fallas en las estructuras durante los sismos, como el rápido enfriamiento de la soldadura que pudo ser causante de esfuerzos residuales en la placa base, que degradaron las propiedades de la misma, dando facilidades a la posible falla de la pieza. Aunado a sobrecargas, generadas por los contravientos, en las placas base que provocaron grandes fuerzas de cortante de entrepiso, las cuales a su vez generaron momentos de volteo considerables. En el sismo de Northridge fue común encontrar que los contravientos penetraron la placa del patín probablemente porque la fusión de la soldadura no fue correcta o por la insuficiente longitud o tamaño de la soldadura.

Debido a la cantidad de daño reportado durante los sismos en conexiones de marcos de acero, se realizaron gran cantidad de estudios y observaciones para conocer su comportamiento, mecanismo de falla y capacidad de rotación. 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, producto del comportamiento de los edificios durante el sismo de Northridge (Krawinkler *et al*, 1998). Se presentó un cambio de emergencia dentro del UBC-1994 respecto a las conexiones de elementos de acero a medidos de 1994, que elimina del código la aprobación de establecer en 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 con pruebas o cálculos que la propuesta de la configuración de conexión puede sostenerse si se requieren rotaciones inelásticas. En México, estas observaciones originaron que se presentaran cambios, en conexiones, en las Normas Técnicas que habían aparecido sin cambio significativo desde 1987; para lo cual, debe tenerse en cuenta las condiciones de carga: si el diseño de las conexiones queda regido por cargas muertas y vivas únicamente, por cargas muertas, vivas y de viento, o por una combinación en la que intervenga el sismo. Enunciando que las uniones de marcos rígidos, que logren resistir deformaciones inelásticas limitadas por sollicitaciones sísmicas, podrán ser tipo 1 o *parcialmente restringidas*. Cuando el diseño quede regido por una condición de carga que incluya sismo, la resistencia de la conexión de cada viga será suficiente para transmitir el menor de los momentos siguientes:

1. 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 corresponde al acero de la misma.
2. El momento máximo que pueda ser transmitido por el sistema.

Las fallas en las conexiones resultado de la falta de continuidad y la sobrecarga inducida por las grandes deformaciones de las vigas, provocaron la inclusión en el código de recomendaciones precisas en las placas

de unión, refiriendo que las placas de extensión deberán quitarse en todos los casos. Se mencionan los casos en los que se pueden dejar las placas de respaldo en vigas, unidas a las columnas con soldadura de penetración, y soldaduras adicionales que esto conyeva.

Durante los sismos se presentaron esfuerzos de tensión importantes en la superficie de placas 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 código hace ver la necesidad de conservar el espesor y el ancho, para la continuidad de la rigidez, en los atiesadores necesarios y placas de una junta en vigas y columnas. Cuando la viga llega al patín de la columna, se deben colocar placas de continuidad (atiesadores horizontales en los dos lados del alma de la columna) del mismo grosor y ancho total que el patín de la viga, unidos con soldadura de penetración, o con filetes colocados en los dos lados de la placa, que eviten el cambio de rigidez en la junta. Además, se debe revisar la resistencia de los patines y el alma de la columna frente a los patines de la viga, contra las acciones de diseño, que serán el menor de los valores $1.1R_y M_{pv}/d_v$ y $1.1R_y A_p F_{yv}$, donde M_{pv} es el momento plástico resistente de la viga, d_v su peralte, A_p y F_{yv} el área y el esfuerzo de fluencia del patín de la viga; considerando que los momentos en los extremos de las columnas, debidos a cargas accidentales, pueden cambiar de signo. Cuando las vigas lleguen al alma de la columna, será necesario que ésta reciba también vigas en los dos o, al menos, en uno de sus patines. La viga o vigas que lleguen al alma se conectarán, en los dos patines, por medio de placas horizontales que sirvan, al mismo tiempo, como atiesadores de la columna para evitar pandeo local provocado por los esfuerzos inducidos por la viga. Fueron comunes las fallas en conexiones no visibles, principalmente en Northridge, lo que sugiere que las conexiones de todos los marcos sismo-resistentes sujetos a movimientos fuertes del suelo deben ser inspeccionadas después del evento.

El pandeo y fluencia en las uniones de los arriostramientos en sistemas contraventeados ante cargas cíclicas de tensión y compresión se presentaron con relativa frecuencia, fractura en la placa conector al alma de la columna, alargamiento de las anclas y desplome en el primer nivel. 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 y un mayor detallado dentro de los reglamentos de las conexiones de estos sistemas. Esta localización de puntos de falla, durante los sismos requirió estrictas limitaciones de relaciones ancho-espesor en paredes de secciones transversales de contravientos, introducidas también en el *Uniform Building Code* (UBC) en 1994 (Krawinkler *et al*, 1998). Las NTCM-2001 dedican un apartado específico para marcos con contraventeo concéntrico dúctil, marcos con contraventeo concéntrico con ductilidad normal y marcos dúctiles con contraventeos excéntricos. Los marcos con contraventeo concéntrico dúctil tiene la capacidad de disipar energía mediante fluencia de las diagonales o de sus conexiones, estableciendo requisitos para las diagonales de contraventeo y conexiones de las mismas. La relación de esbeltez de diagonales queda limitada a $KL/r < 5.88\sqrt{E/F_y}$ y si éstas fueran armadas ésta no será mayor de la mitad de la relación de esbeltez del elemento armado.

Fue común, durante los eventos sísmicos, encontrar conexiones en contravientos falladas por cargas adicionales inducidas por los diagonales. Estas cargas superaban a la fuerza máxima que debía ser transmitida por los elementos, indicada por el análisis, debido a que por las sollicitaciones generadas obligaban a que las diagonales transmitieran la resistencia nominal en tensión del elemento de contraventeo, calculada como $R_y F_y A$, por lo que la conexión, en estructuras ubicadas en las zonas II y III, debe diseñarse considerando ambas condiciones.

La falla en la conexión por el pandeo de los contravientos fue otro fenómeno frecuente. En el código se solicita que en la dirección, de acuerdo al análisis, en la que se pandeará la diagonal, la resistencia de diseño en flexión de la conexión debe ser igual o mayor que la resistencia nominal esperada en flexión del contraventeo alrededor del eje de pandeo, $1.1 R_y M_p$.

En marcos con contraventeo concéntrico dúctil no se permite usar diagonales en K conectadas en un solo punto y en un solo lado de la columna. En el caso de contraventeos en V y en V invertida, las vigas interceptadas por contravientos deben diseñarse con la condición más crítica suponiendo que no existe la diagonal o con una carga vertical aplicada por la misma, considerando una fuerza mínima igual a P_y en la diagonal en tensión y una fuerza máxima de $0.3F_c R_c$ en la comprimida, para evitar la falla de la conexión y la transmisión de la misma a la viga, como se presentó durante el sismo de Northridge.

Los marcos con contraventeo concéntrico con ductilidad normal, aquéllos en los que las diagonales de contraviento pueden resistir fuerzas de tensión y compresión importantes mientras permiten deformaciones inelásticas moderadas en sus miembros y conexiones, quedan restringidos a una relación de esbeltez efectiva, $KL/r < 4.23\sqrt{E/F_y}$. La resistencia requerida en compresión de un miembro de contraventeo no excederá de $0.8F_R R_c$. Los requisitos para que los marcos dúctiles con contraventeos excéntricos tengan un comportamiento adecuado bajo acciones sísmicas importantes, no están explícitamente enunciados en el código, haciendo su referencia a lo establecido en la literatura especializada.

A pesar de que el movimiento del suelo, durante el sismo, en muchas áreas excedió la base del código nominal, se encontró que la actuación de edificios modernos superó las expectativas del reglamento debido a su buen comportamiento. 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, por lo que existe la posibilidad de contar con edificios existentes con una actuación sísmica cuestionable; ya que debe recordarse, entre otros aspectos, que en movimientos similares con distintas condiciones y duración podrían presentarse mayor daño.

Adicionalmente, se muestran, en la figura 1.25, los espectros elásticos de diseño sugeridos, desde 1976, por las Normas Técnicas Complementarias para diseño por Sismo del R.C.D.F., para zona III, mediante las ecuaciones planteadas en cada publicación. En la gráfica se aprecia la evolución de los espectros después de las observaciones generadas de eventos sísmicos en el país. La propuesta del Reglamento de 1976 generaba ordenadas espectrales pequeñas que fueron aumentadas en la revisión de 1987, cuyo espectro intentaba cubrir todos los posibles espectros presentados en la zona III que obligaba a tener un espectro con meseta muy amplia, que envuelve incluso a los espectros de las subzonificaciones de la nueva versión de las Normas Técnicas, con excepción de la zona IIIb. Los espectros propuestos por las NTCS-2001 son espectros particulares para cada subzonificación, por lo que su meseta e intensidad varía en función del periodo.

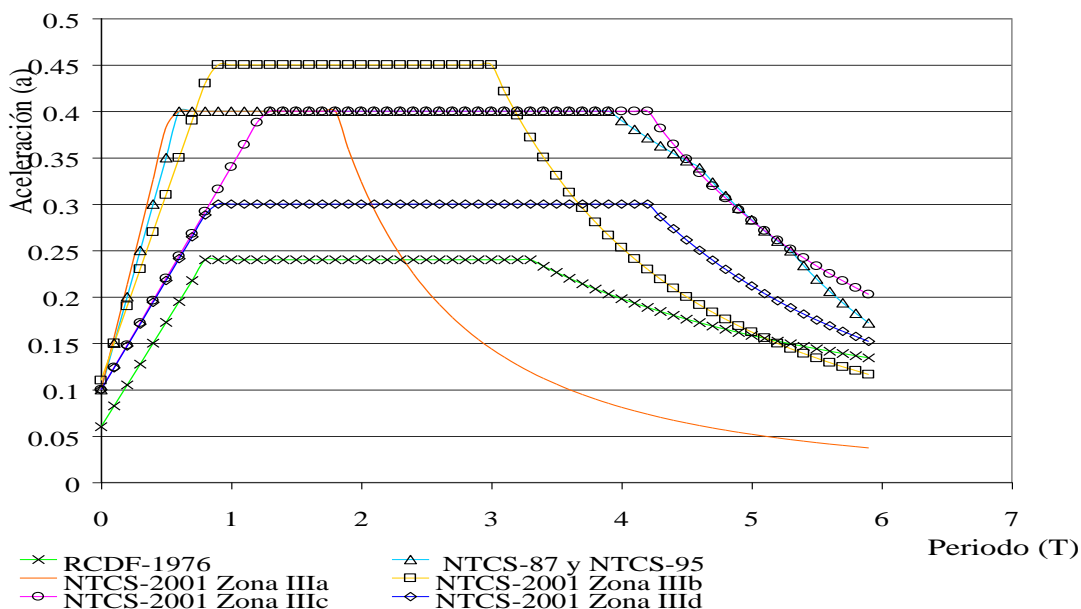


Figura 1.25 Comparación de los espectros elásticos para la zona III presentado por las distintas versiones del RCDF.

En el sismo de la Ciudad de México y en Northridge, se presentaron casos en los que la falla en diversas conexiones no ocasionaba el colapso por la redundancia que tenían las estructuras y la sobrerresistencia y las limitaciones de deformación ayudaron a que no se colapsaran las estructuras. Por lo que la necesidad de considerar estos parámetros, en las NTCS-2001, se hizo plausible, en el Apéndice Normativo A se plantea un método que considera, para la construcción de los espectros de diseño para la obtención de la ordenada de aceleraciones a , factores de reducción por sobrerresistencia y por ductilidad, que son reflejo del comportamiento del material y del sistema estructural durante los sismos y estudios generados.

CONCLUSIONES

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. Un amplio conjunto de medidas y estudios han sido desarrollados desde 1985, los que conducen a una mayor seguridad de las estructuras; sin embargo, es fundamental reconocer que existen ciudades en el interior del país con edificios y líneas vitales vulnerables a los fenómenos sísmicos como se observó en Manzanillo y Puerto Vallarta durante el sismo de Manzanillo del 9 de octubre de 1995. Sin duda, una de las lecciones, aprendida de estos eventos, es que es indispensable implantar programas de refuerzo que conduzcan a reducir esta vulnerabilidad de las estructuras conforme las sociedades progresan, que evite las altísimas pérdidas provocadas por los mismos.

Se ha demostrado que las Normas Técnicas Complementarias para Estructuras Metálicas de la versión del 2001, han aumentado las consideraciones para diseño de marcos dúctiles haciendo distinción para el diseño de marcos rígidos con ductilidad alta y con ductilidad reducida, donde se prevén zonas específicas para la aparición de articulaciones plásticas que eviten fallas poco dúctiles. Se han implementado propuestas para realizar diseños con propiedades que asemejen el comportamiento real de los sistemas estructurales, como el factor R_y para la determinación de un esfuerzo de fluencia esperado.

La nueva versión de las NTCM dedica un apartado específico relacionado a los arriostramientos que considera marcos con contraventeo concéntrico dúctil, marcos con contraventeo concéntrico con ductilidad normal y marcos dúctiles con contraventeos excéntricos, vigilando en cada caso requisitos de diagonales, conexiones, fluencia de elementos, límites de relaciones de esbeltez y cargas adicionales generadas por la respuesta del sistema ante excitaciones dinámicas, que no habían sido consideradas en versiones anteriores y provocaron fallas como las descritas a lo largo del artículo.

Durante los eventos, 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, haciendo crítica la estabilidad de los sistemas estructurales. En uniones de columnas y vigas, el diseño de las conexiones en las NTCM, que había aparecido sin cambio desde las NTCM-87, tiene en cuenta si el criterio que rige el diseño es por cargas muertas y vivas únicamente; por cargas vivas, muertas y de viento, o por una combinación en la que intervenga el sismo, siguiendo distintos criterios en cada caso, vigilando con especial cuidado la continuidad de rigidez en la junta, mediante atiesadores y/o placas de continuidad que conserven el ancho y espesor, recomendando mejoras para la calidad de su construcción y detallado del diseño, así como la consideración de nuevas configuraciones generadas de las investigaciones.

En la Ciudad de México, el comportamiento de edificios de acero esboza que para las demandas de ductilidad impuestas, la resistencia de los sistemas estructurales puede ser mucho mayor que la resistencia de diseño de los códigos utilizando modelos simplificados de diseño. Durante el sismo de 1985, 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 que sería explicable considerando que la diferencia entre la resistencia real y la resistencia de diseño sísmico es atribuida a la sobrerresistencia presentada por las estructuras, cuya inclusión en los análisis cambiaría la demanda de ductilidad y el periodo crítico. Esta sobrerresistencia depende grandemente del tipo de sistema estructural 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 sin la inclusión de la misma en el proceso de diseño, lo que origina, una pequeña relación de la demanda de ductilidad impuesta por el sismo. Una vez que la sobrerresistencia es considerada, se obtiene una buena idea de la demanda de ductilidad real para predecir el comportamiento de demandas de ductilidad altas y daños más severos inducidos *inconcientemente* a la estructura. Por ello, el proceso alterno de diseño del Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias por Sismo, que considera implícitamente la sobrerresistencia, puede contribuir en el futuro a llegar a diseños más racionales de estructuras metálicas, aunque cabe señalar que el factor de sobrerresistencia deberá evolucionar hacia valores racionales para cada sistema estructural, ya que en la propuesta actual presenta valores indicativos que se basan en un reducido número de estudios de estructuras principalmente de marcos de concreto reforzado.

AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren agradecer el apoyo prestado por el M. en C. Enrique del Valle Calderón para la ilustración de presente artículo.

REFERENCIAS

- [1] **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.
- [2] <http://nisse.berkeley.edu/eqiis.html>, página de internet del Pacific Earthquake Engineering Center.
- [3] <http://www.eeri.org>, página de internet del Earthquake Engineering Research Institute.
- [4] <http://www.eqe.com/publications/kobe/building.htm>, página web de EQE.
- [5] **Krawinkler, H.**, (1989), “Performance evaluation of steel structures in Mexico City”, *Earthquake Spectra*, Vol. 5, No. 4, pp. 113-119.
- [6] **Krawinkler, H., Anderson, J., y Bertero, V.**, (1998), “Steel Buildings. Northridge Earthquake of January 17, 1994 Reconnaissance Report”, *Earthquake Spectra*, Supplement C to volume 11, Vol. 2, pp. 25-47.
- [7] **NTCM-96** (1996), “Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras metálicas”, *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, febrero.
- [8] **NTCM-2001** (2001), “Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras metálicas”, *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, febrero.
- [9] **NTCS-2001** (2001), “Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras metálicas”, *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, febrero.
- [10] **Osteraas, J. y Krawinkler H.**, (1989), “The Mexico earthquake of september 19, 1985 behavior of steel buildings”, *Earthquake Spectra*, Vol. 5, No. 2, pp. 51-88.
- [11] **RCDF-93** (1993). “Reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito Federal”, *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, agosto.
- [12] **RCDF-2001** (2001). “Reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito Federal”, *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, febrero.
- [13] **Tena, A.**, (1986), “Reestructuración de un edificio dañado por el sismo del 19 de septiembre de 1985”, *Tesis de licenciatura para Ingeniero Civil*, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.