

## COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE ACERO DURANTE LOS SISMOS DE SEPTIEMBRE DE 2017

*Edgar Tapia Hernández <sup>(1)</sup> y Jesús Salvador García Carrera <sup>(2)</sup>*

### RESUMEN

En este artículo se discute el comportamiento sísmico de algunas estructuras de acero bajo las demandas impuestas por los sismos de 2017. La atención se centra en dos niveles de comportamiento: estructuras con daño en elementos estructurales y estructuras con daños en elementos no estructurales. El artículo reporta la experiencia adquirida sobre el comportamiento de las estructuras para enfatizar lecciones de interés a la comunidad de ingeniería estructural.

**Palabras Clave:** estructuras de acero; demandas sísmicas; columnas; control de desplazamientos

## BEHAVIOR OF STEEL STRUCTURES DURING EARTHQUAKES OF SEPTEMBER 2017

### ABSTRACT

In this paper the seismic behavior of some steel structures under the demands imposed by earthquakes of September 2017. The attention is focused on two performance levels: structures with structural damage and structures with damage in non-structural elements. The paper reports the acquired experience about the behavior of steel structures in order to emphasize the lessons of general interest to the structural engineering community.

**Keywords:** steel structures; earthquake demands; columns; displacements control

### INTRODUCCIÓN

En septiembre de 2017 ocurrieron dos sismos relevantes en México. Por una parte, el jueves 7 de septiembre a las 23:49:18 hora local (UTC-5) ocurrió un sismo de magnitud 8.2 con epicentro en el golfo de Tehuantepec. El sismo se percibió en el centro y sureste de México, así como Guatemala, El Salvador y Belice. Por otra parte, exactamente en el aniversario del terremoto del 19 de septiembre de 1985 ocurrió un sismo de falla normal de magnitud 7.1 con epicentro en la latitud 18.40 norte, longitud 98.72 oeste a una profundidad de 57 km y a 12 km al sureste de Axochiapan, Morelos en el límite con el estado de Puebla. El sismo afectó estructuras en la Ciudad de México y en los estados de México, Puebla y Morelos dada su proximidad con el epicentro. Las edificaciones con mayor daño se localizaron predominantemente en

---

Artículo recibido el 3 de septiembre de 2018 y aprobado para su publicación el 28 de diciembre de 2019. Se aceptarán comentarios y/o discusiones hasta cinco meses después de su publicación.

<sup>(1)</sup> Laboratorio de Estructuras, Universidad Autónoma Metropolitana - Azcapotzalco. [etapiah@azc.uam.mx](mailto:etapiah@azc.uam.mx)

<sup>(2)</sup> Instituto Nacional de Electricidad y Energías Limpias (INEEL), Cuernavaca, Mor. [jsgarcia@ineel.mx](mailto:jsgarcia@ineel.mx)

terreno tipo II (suelo de transición) de la subzonificación sísmica de la Ciudad y algunos en el terreno tipo III (zona del ex – lago). Las estructuras colapsadas estaban estructuradas de sistemas con concreto armado y sistemas de mampostería confinada y no confinada, y se reportaron muy pocos casos de edificaciones estructuradas con acero estructural con daño en elementos estructurales y/o elementos no estructurales.

De hecho, el comportamiento de los edificios de acero durante sismos severos en la Ciudad de México ha sido satisfactorio. Por ejemplo, de los casi 500 edificios que resultaron con daño severo o colapso total o parcial durante el sismo de septiembre de 1985, sólo los edificios del complejo Pino Suárez y el edificio Amsterdam resultaron con colapso y/o daño severo (Osteraas y Krawinkler 1989; Tapia y Tena 2001).

Con este panorama, este artículo discute el comportamiento de las estructuras de acero bajo las demandas sísmicas impuestas por los sismos para estudiar dos niveles de daño: estructuras con daño en elementos estructurales principales y estructuras con daño en elementos no estructurales. La investigación pretende aumentar el conocimiento adquirido con el propósito de ofrecer lecciones para la práctica del diseño sísmico de estructuras de acero.

### **EDIFICIO EN LA COLONIA EX HACIENDA COAPA**

Se trata de un edificio de tres pisos construido alrededor de 1988 y oficialmente inaugurado en mayo de 1990. El edificio era predominantemente de oficinas, aunque tenía algunas áreas habilitadas con aulas de educación continua y tienda de autoservicio. Estaba estructurado con marcos de acero y apoyado con un cajón de cimentación de unos 2.5 metros de profundidad que permaneció sin daño, pese a que estaba anegado y requería mantenimiento. Los marcos tenían traveses de alma abierta con ángulos de lados iguales que estaban conectadas rígidamente con placas soldadas a las columnas de sección cajón formadas por cuatro placas con cordones de soldadura.

El sistema de marcos con traveses de alma abierta fue muy usado anteriormente en México, debido a que los perfiles I de gran peralte para salvar grandes claros no eran de fabricación nacional y su importación era muy cara y muy tardada. Las demandas sísmicas impuestas durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 ocasionaron daño importante en muros divisorios y otros elementos no estructurales. Sin embargo, el daño más grave ocurrió en articulaciones plásticas de las columnas de planta baja que incluyeron el pandeo local de las placas y la fractura de la soldadura longitudinal.

#### **Reporte de daños**

En la figura 1 se muestran una planta de la estructura y algunos detalles estructurales. Debido a que los propietarios no tenían planos, la discusión de este artículo se centra en levantamientos detallados realizados por los autores en varias visitas posteriores al sismo. Todas las columnas eran de sección cuadrada de 40 cm x 40 cm formada por cuatro placas de 1.27 cm de espesor unidas con cordones de soldadura longitudinales. La sección de la columna es compacta ( $b/t = 29.5$ ) conforme a las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Acero (NTC-DCEA-17), que se estimó como acero tipo A36. Además, el elemento resulta ser robusto con una relación de esbeltez igual a  $kL/r = 21.5$ .

Por otra parte, las vigas de alma abierta están conformadas con ángulos unidos con soldadura de filete unidas con placas de acero. La sección transversal de los ángulos y otros detalles se incluyen en la figura 2. Las vigas están unidas al sistema de piso, que consiste en losacero de 12 cm de espesor con malla electrosoldada.

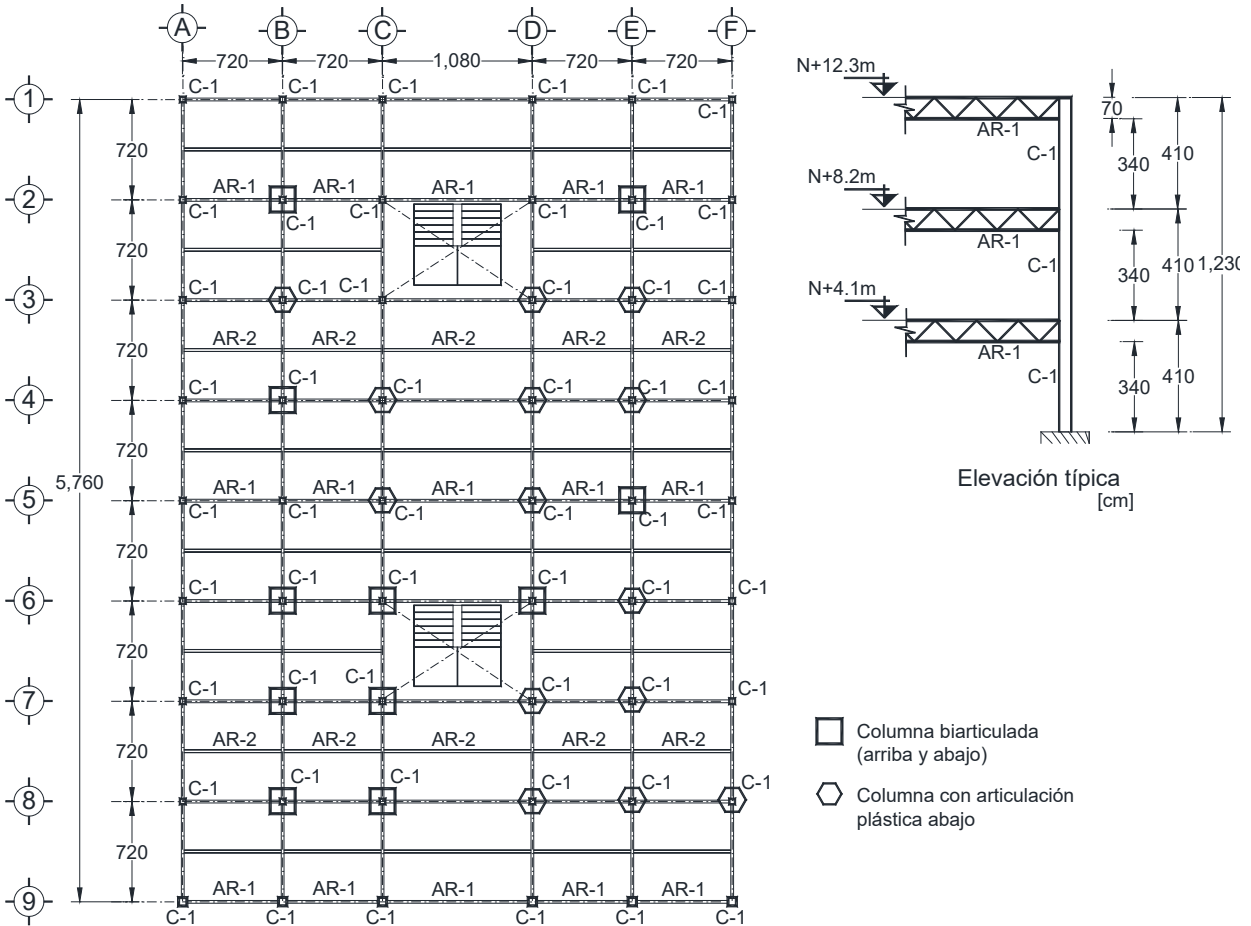


Figura 1. Detalles estructurales de edificio en la Colonia Ex Hacienda Coapa

La unión entre la viga de alma abierta y las columnas se efectúa mediante dos placas verticales de 1.27 cm (1/2") unidas a las cuerdas superiores con soldadura corrida de filete de 6 mm y mediante placas de asiento en las cuerdas inferiores como se muestra en la figura 2. En el momento de escribir este artículo, el edificio aún estaba en una etapa de discusión con la aseguradora, por lo que no fue posible establecer si las columnas tenían algún refuerzo interior en la conexión de las cuerdas para reforzar la zona de la unión.

Después del sismo, el daño era evidente en los muros divisorios de mampostería confinada con piezas macizas en ambas direcciones principales que se caracterizó por grietas de varios centímetros de espesor (figura 3). Originalmente, las columnas de planta baja estaban recubiertas por tablaroca con fines estéticos; así que el daño en los elementos estructurales no fue evidente durante las primeras inspecciones del edificio.

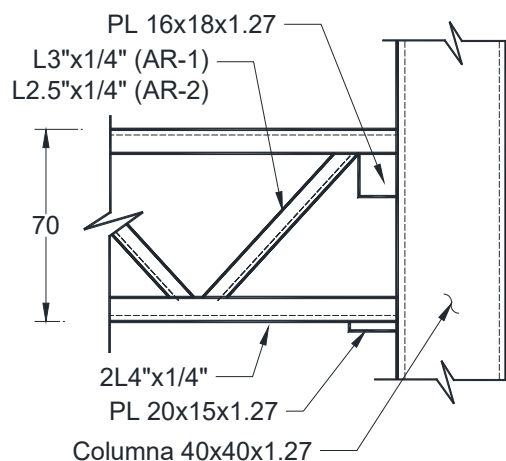


Figura 2. Conexión típica trabe - columna



Figura 3. Daño en los principales muros de la estructura

El daño relacionado con las articulaciones plásticas generadas en las columnas de planta baja ocasionó un acortamiento que se relacionó con deformaciones residuales. Por esta razón, se efectuó una exploración más detallada por los ingenieros locales y los autores unos días después del sismo. Con este fin, se removieron los paneles de tablaroca y se identificó un gran número de columnas con daño estructural importante en planta baja (figura 4). En algunos casos, las columnas solo tenían daño en la parte inferior, pero se registraron casos con articulaciones plásticas en ambos extremos de las columnas. La articulación superior ocurrió justo debajo de la unión de la columna con la trabe de alma abierta. En la figura 1 se muestra la localización de las columnas dañadas en la planta baja del edificio.

En contraste, no se encontraron casos de columnas dañadas en los entresijos superiores, en las soldaduras o placas de conexión ni en los elementos que conformaban las armaduras de alma abierta. Incluso el daño no se propagó a otros elementos estructurales ni si quiera después de que la deformación residual se ha ido incrementando, debido a que el proceso de reparación o refuerzo del edificio sigue detenido por trámites administrativos del Seguro de daño del edificio.



Figura 4. Ejemplo de daño registrado en las columnas de planta baja

### **Demandas sísmicas**

Se realizó un análisis modal espectral de la estructura para evaluar su comportamiento ante las demandas normativas. El espectro de diseño se obtuvo del SASID (NTC-DS-2017) y se comparó con el espectro de diseño del Apéndice Normativo A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (2004) como se indica más adelante. Con base en el levantamiento y los resultados del análisis, el peso total del modelo resultó igual a 5,985 t.

De acuerdo con el estudio, la estructura satisface los requisitos de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Acero (NTC-DCEA-17), en términos de requisitos de resistencia. Sin embargo, como se discute ampliamente a continuación, la redistribución de elementos mecánicos durante el sismo ocasionó un incremento de demanda en las columnas de planta baja. Esto subraya que la revisión de resistencia no es suficiente para asegurar una respuesta sísmica apropiada, sino que es necesario considerar desde la etapa de diseño de las estructuras una filosofía de diseño por capacidad (Kim y Park 2014; García y Tapia 2019). Con base en los análisis, el periodo fundamental resultó ser igual a  $T_1= 0.404$  s (traslacional).  $T_2= 0.382$  s (traslacional) y  $T_3= 0.377$  s (rotacional). Es posible consultar otros detalles del modelo en Bibiano (2018).

Cuando se sigue la filosofía del diseño por capacidad (e.g. Sec. 12.2.4 de las NTC-DCEA-17), los marcos con armaduras planas deben analizarse con un segmento especial que se diseña para comportarse inelásticamente bajo demandas sísmicas. Mientras que los otros elementos que conforman la armadura plana, fuera del segmento especial, deben permanecer elásticos. Por consiguiente, las columnas y las conexiones deben diseñarse para soportar la resistencia nominal máxima a cortante esperada desarrollada por el segmento especial  $V_{ne}$  aplicando criterios del diseño por capacidad que propusieron Basha y Goel (1996). En este esquema, el mecanismo de colapso consiste en la formación de cuatro articulaciones plásticas en los extremos de los segmentos de cuerda como se muestra en la figura 5.



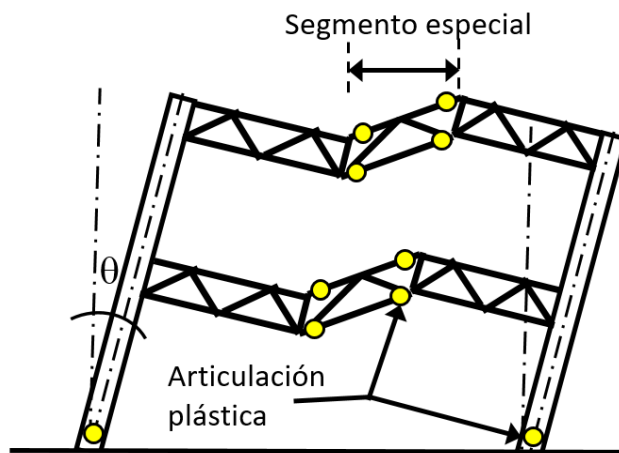


Figura 5. Mecanismo supuesto en marcos con armaduras planas

En el procedimiento propuesto por Basha y Goel (1996) se supone que el momento elástico en los extremos de las cuerdas del segmento especial se obtienen de la traslación vertical únicamente (Kim y Park 2014). Esa simplificación del efecto de la rotación del elemento podría sobrestimar las demandas de diseño de los elementos fuera del segmento especial. Por esta razón, Chao y Goel (2008) propusieron una adecuación que pretende incluir la rigidez elástica de las cuerdas de la armadura plana y que fue adoptada por las NTC-DCEA-17 (Sec. 12.2.4).

En la determinación de la carga axial del mecanismo para el diseño de columnas, se supone que la fuerza cortante vertical en el segmento especial  $V_{ne}$  en todos los niveles alcanza el esfuerzo máximo esperado al mismo tiempo. Siguiendo la filosofía de diseño por capacidad (Sec. 12.2.4, NTC-DCEA-17), la columna debe ser diseñada para resistir la combinación de las cargas gravitacionales y la máxima resistencia cortante vertical esperada del mecanismo del segmento especial. En el caso del edificio estudiado, la carga axial de diseño en la columna de planta baja en las crujeas críticas (10.08 m en la figura 1) es igual a  $P_{DC} = 581$  t; mientras que la capacidad de la sección existente es igual a  $R_c = 490$  t conforme a las NTC-DCEA-17. Por esto, la resistencia de las columnas hubiera tenido que ser un 20 por ciento mayor para satisfacer los requisitos de la filosofía del diseño de capacidad.

Por otra parte, en la figura 6 se muestran tres espectros de respuesta registrados durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 y que se eligieron por su proximidad con la localización del edificio estudiado. Por ejemplo, la estación JC54 está ubicada a solo 0.33 km (tabla 1). Los acelerogramas fueron registrados por el Centro de Instrumentación y Registro Sísmico, A.C.

En la figura se incluyó el espectro de diseño conforme al Apéndice A de las NTC-DCEA-04 y el espectro determinado con el SASID (NTC-DCEA-17) para hacer notar que los registros comparan razonablemente bien con el peligro sísmico establecido en los reglamentos locales. Entonces, a pesar de que los acelerogramas no se registraron exactamente en la misma ubicación del edificio; las magnitudes, distancia a la falla y los mecanismos de origen son consistentes con aquellos que controlaron la demanda máxima que dañó la edificación.

El espectro conforme al Apéndice A (NTC-DCEA-17) se calculó con un periodo del suelo igual a  $T_s = 0.90$  s, con base en la información del SASID para el escenario cuando ocurrió el sismo. Aunque el espectro del SASID envuelve al criterio del Apéndice A, ambos reglamentos coinciden en demandas máximas justamente en el intervalo donde estaban los periodos del edificio. Se hace notar que la demanda

registrada durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 representó el sismo de diseño supuesto para estructuras con un periodo fundamental entre 0.10 s y 0.45 s (figura 6).

Tabla 1. Movimientos de suelo registrados en estaciones cercanas al edificio

Registro	Estación CIRES	Distancia radial al edificio (m)	Dirección	PGA (g)
1	CH84	2,230	NS	0.62
2			EW	1.57
3	GC38	2,450	NS	0.61
4			EW	0.64
5	JC54	330	NS	0.77
6			EW	1.05

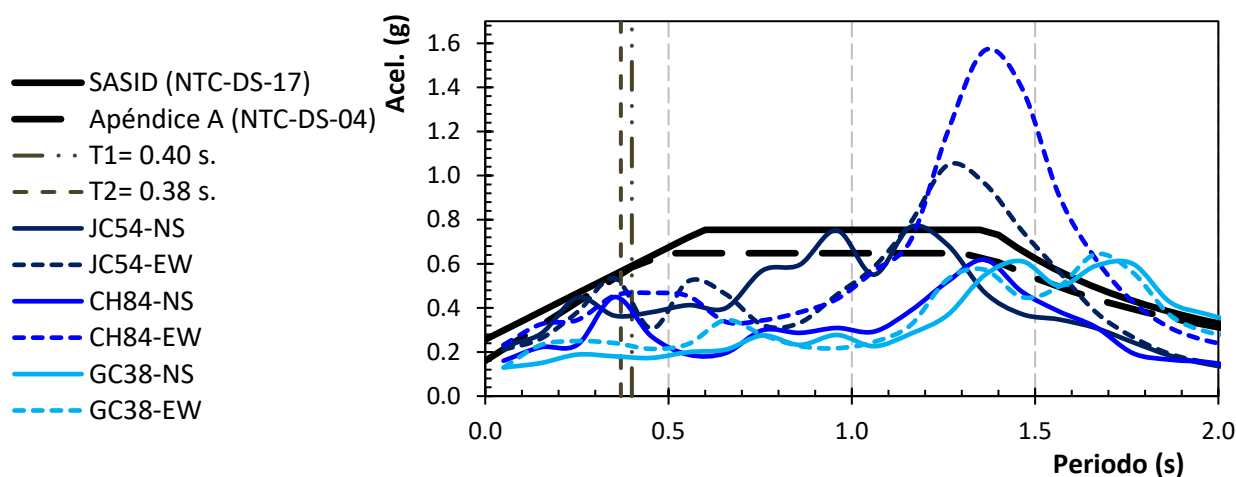


Figura 6. Espectros de respuesta de las estaciones más cercanas al edificio

### Análisis no lineal

Se realizaron análisis dinámicos no lineales en modelos tridimensionales en el programa *OpenSees* (Mazzoni *et al.*, 2006) que pretendían estimar la redistribución de demandas generadas durante el sismo. La sección transversal de los elementos se subdividió en fibras para incluir modelos de plasticidad distribuida (figura 7a). Además, la longitud no arriostrada de las diagonales se subdividió en seis segmentos, donde se incluyó una imperfección inicial considerando el límite normativo ( $\delta = L/500$ ) para propiciar el pandeo global con base en investigaciones de estudios paramétricos (Tapia *et al.* 2016). La resistencia a pandeo de las secciones compuestas por dos o más ángulos se estableció con la capacidad analítica de los elementos trabajando en su conjunto (figura 7a). Es posible conocer más sobre el modelo analítico considerado en la armadura plana en Tapia *et al.* (2016) y García y Tapia (2019).

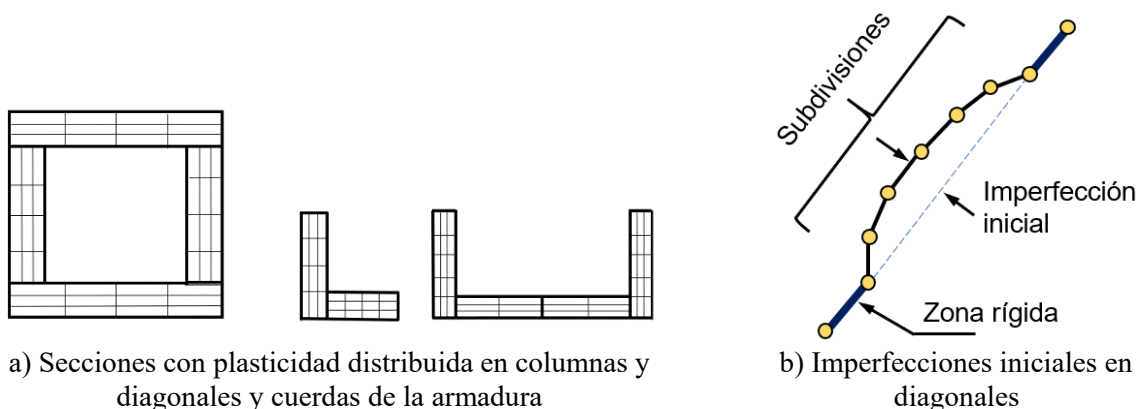


Figura 7. Características del modelo

Los análisis no lineales se realizaron aplicando el registro en ambas direcciones principales (norte – sur y este – oeste) al mismo tiempo, donde la magnitud, fuente sísmica y distancia epicentral tienen una consistencia aceptable con el movimiento sísmico que ocasionó el daño en la estructura durante el sismo del 19 de septiembre.

En la figura 8 se muestra la evolución de las cargas axiales máximas en la columna de los ejes E – 6 (ver figura 1) como caso crítico, ante el registro JC54 para mostrar la tendencia de los resultados obtenidos. La carga axial máxima en compresión (399 t) es menor que la carga resistente (490 t) y, por consiguiente, menor que la carga de pandeo definida mediante la filosofía del diseño por capacidad (581 t); por lo que la falla no estuvo relacionada por el incremento de carga axial únicamente.

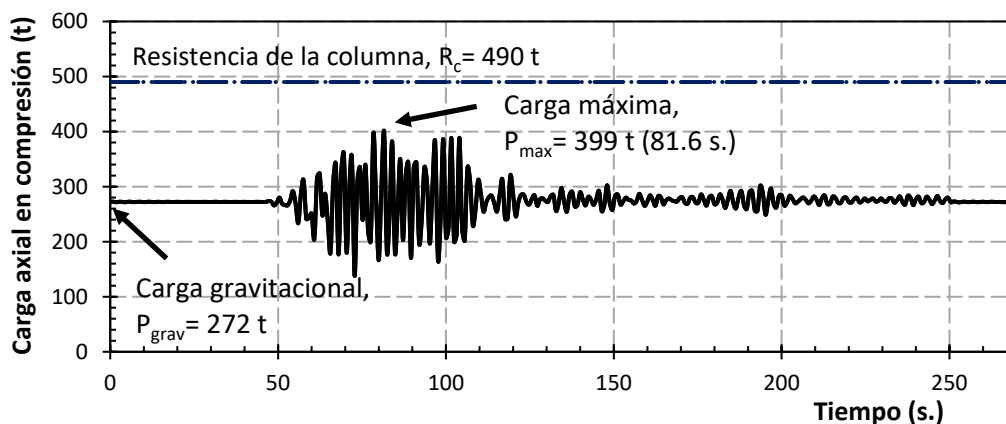


Figura 8. Evolución de las demandas de carga axial en columna crítica ante el registro JC54

Por esto, el sistema de la armadura plana formada por los ángulos soldados y unidos rígidamente a la losa, debieron actuar en forma compuesta como un elemento con una alta rigidez axial y debió incrementar las demandas flexionantes sobre las columnas. Por lo anterior, la respuesta del sistema se aproximó más a un marco rígido que a un marco con armaduras planas, donde la respuesta debía ser liderada por la fluencia del segmento especial. La respuesta de la armadura plana se debe explicar en parte a que el segmento especial no estaba claramente definido en el diseño original de la estructura y a los refuerzos para evitar el pandeo lateral de las traveses (figura 9a) y la existencia de armaduras secundarias (figura 9b).





a) Detalle de arriostramientos laterales      b) Vista de traves principales y secundarias  
 Figura 9. Detalles de las armaduras planas

Así, en la figura 10 se muestra la interacción entre los momentos flexionantes relacionados con la carga axial máxima en compresión de las columnas de planta baja debido las demandas máximas impuestas por los tres registros considerados en este estudio (tabla 1). De acuerdo con los resultados, las demandas por flexo-compresión lideraron la formación de las articulaciones plásticas en las columnas de planta baja. Además, pese a que las demandas por flexión se incrementaron más de lo esperado, las cargas de diseño relacionadas con la filosofía de diseño por capacidad hubieran garantizado que las columnas desarrollaran poco o nulo daño durante las demandas sísmicas.

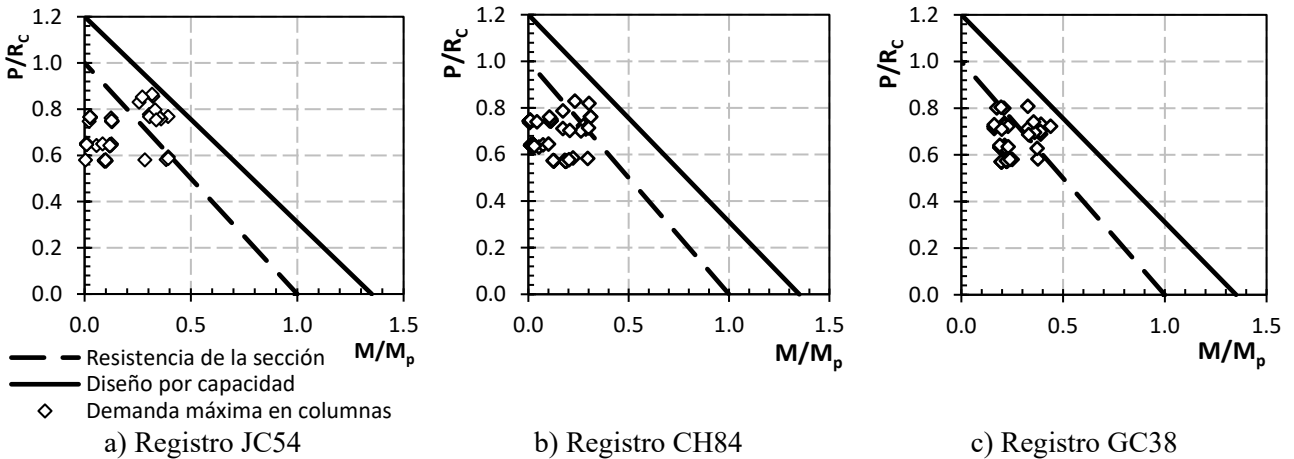


Figura 10. Demanda por flexo-compresión cuando la carga axial es máxima en columnas de PB

Con base en lo anterior, se hace notar que el proceso original de diseño de las columnas no consideró con rigor la redistribución de fuerzas generadas por la capacidad de los elementos que conforman la armadura plana. Por esto, la respuesta inelástica de toda la estructura estuvo liderada por el daño en la columna por flexo-compresión; en lugar de la fluencia de los elementos de un segmento especial. Esto, se debió a que el segmento no estaba claramente definido, lo que representa una seria inconsistencia conceptual del edificio. Entonces, la estructura no fue adecuadamente detallada para desarrollar un comportamiento dúctil, a partir del procedimiento de diseño.

Los análisis muestran que los elementos estructurales son capaces de soportar las demandas gravitacionales siguiendo los criterios de las NTC-DCEA-17; donde la falla de las columnas por flexo-compresión ocurrió en un cortante basal del 26.5% del peso total, que es 1.9 veces el cortante basal del nivel

de diseño. Dado este nivel de demanda, se hubiera requerido una respuesta dúctil que no pudo ser proporcionada por el daño en las columnas de planta baja, que se produjo por el pandeo de la placa.

Las articulaciones plásticas en las columnas relacionaron al edificio con una pérdida de rigidez lateral y, por consiguiente, un incremento en el periodo fundamental que produjo una reducción de las demandas de aceleración (figura 6). Afortunadamente, el edificio no colapsó, pese a la larga duración e intensidad del sismo, debido a la redundancia del sistema estructural. El daño se limitó a 29 columnas en la planta baja, que representa el 46 por ciento de las columnas de la edificación (figura 1). Es posible consultar aspectos complementarios de la respuesta inelástica del modelo en Tapia y García (2020).

## INFRAESTRUCTURA EDUCATIVA EN ZONA EPICENTRAL

El sismo del 19 de septiembre de 2017 también causó daños en Puebla, Morelos y el Estado de México; principalmente en poblaciones cercanas al epicentro. Las edificaciones en esa región son típicamente casas de mampostería no reforzada, estructuras con confinamiento escaso y en algunos casos estructuradas con marcos de concreto con detallados deficientes.

En particular, la infraestructura educativa en México entre 1944 y 1995 estuvo a cargo del Comité Administrativo del Programa Federal de Construcción Escolar (CAPFCE), que centralizó el diseño, análisis y construcción de la infraestructura educativa. El Comité fabricaba escuelas tipo con perfiles de acero y, posteriormente, se enviaban a otros estados del país, de acuerdo con las necesidades de los proyectos que se iban desarrollando. Debido a esto, debe haber estructuras de la infraestructura educativa en México que no fueron diseñadas específicamente por las demandas de los códigos de diseño locales. Esta posible deficiencia fue evidenciada durante el terremoto. Especialmente, los autores identificaron un patrón repetido de daño en dos estructuras de acero CAFCE llamadas C68 y A70 durante las inspecciones post-sísmicas.

El sistema estructural está compuesto por marcos de acero estructural resistentes a momento. Las secciones transversales de columnas, vigas y puntales se componen con placas de acero dobladas como se muestra en la figura 11. En particular, las columnas principales de estos marcos se forman con un canal unido mediante una placa delgada a través de una soldadura vertical de 4 mm aproximadamente. Además, con el propósito de rigidizar el sistema en la parte superior de las columnas, las estructuras tipo tienen un redondo de 5 cm (2 pulgadas) de diámetro (figura 12). En la parte inferior de las columnas no era visible una placa base, sino que las columnas están ahogadas en el concreto del sistema de piso.

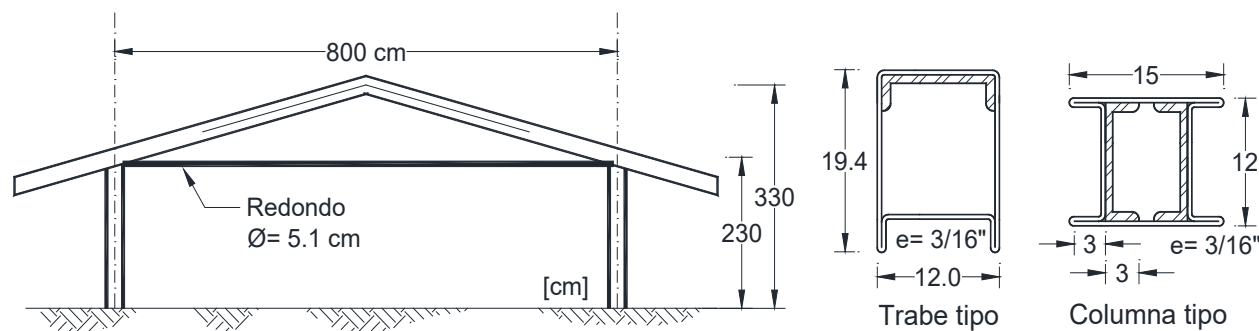


Figura 11. Elevación típica y detalles de las estructuras conforme al catálogo del CAPFCE

La cubierta de las escuelas es de concreto armado a dos aguas con una pendiente del 15% aproximadamente. De acuerdo con el catálogo de estructuras estándar y la inspección en campo que

efectuaron los autores, la geometría y las secciones transversales entre las estructuras C-68 y A-70 son prácticamente las mismas.



Figura 12. Conexión típica del redondo de acero

La estructura básica de las escuelas es rectangular con crujiás longitudinales de 3.06 m y un espacio libre transversal de 8.0 m. El número de crujiás varía de un edificio a otro dependiendo de las características de la escuela; de manera que también varían la cantidad y la posición de los muros de mampostería. Las tres configuraciones típicas que se identificaron en los recorridos se muestran en la figura 13.



a) Estructuras sin muros

b) Estructuras con muros transversales únicamente

c) Muros transversales y longitudinales

Figura 13. Configuraciones típicas de las escuelas estructuradas con perfiles de acero

### Reporte de daños

Con base en las inspecciones, se encontró una gran cantidad de pandeos locales en columnas, lo que incluía la fractura de la soldadura longitudinal (figura 14). La revisión de pandeo local de las columnas pone en evidencia que la sección no cumple con los límites de la relación ancho - espesor para ser considerada como sección compacta y puede haber sido responsable de algunos de los otros daños observados. En contraste, no se encontraron daños en vigas, puntales o conexiones.

Con este panorama, las columnas eran elementos muy débiles en estos marcos, por lo que no es inesperado que muchas de las columnas sufrieran pandeo local y, en consecuencia, fracturas de soldadura durante el sismo como se muestra en la figura 14.

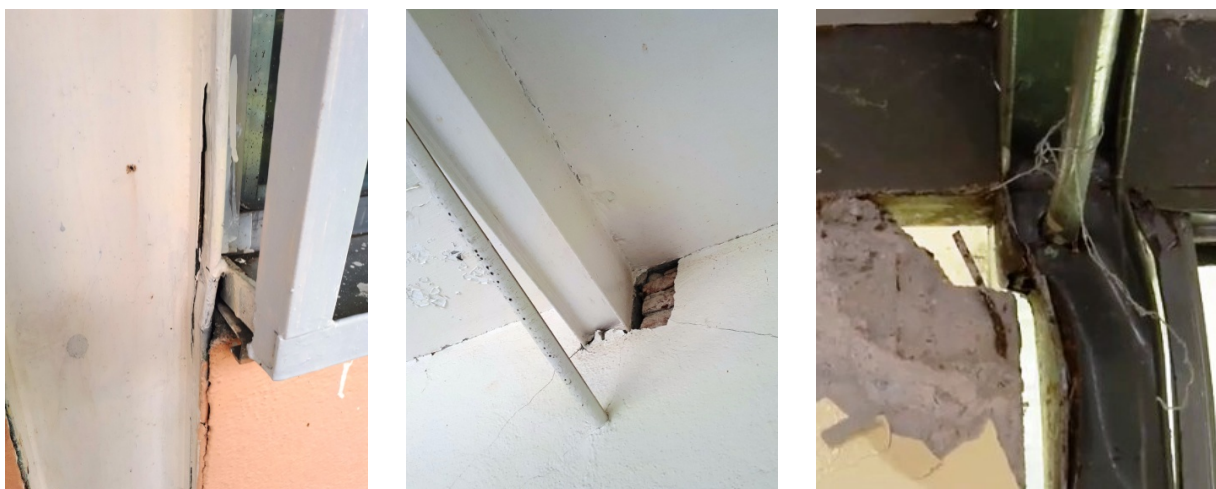




Figura 14. Daño en la soldadura corrida y pandeo local típico en las columnas

Así, durante el sismo, el marco se comportó como un marco rígido con las vigas y los puntales transfiriendo fuerzas directamente a la columna. En demandas de momento flexionante relativamente bajos, la sección de columna tuvo pandeo local, dada la sección no compacta. Esta falla ocasionó que la soldadura longitudinal se fracturara verticalmente lo que propició que el sistema disipara energía. Por lo tanto, el mecanismo de falla de la columna proporcionó una capacidad de deformación extra en el marco ahora semi-rígido. A pesar de que se desarrolló una gran cantidad de fallas; el deterioro no fue suficiente para causar un colapso incremental debido a los efectos  $P-\Delta$ , tal que no se reportaron colapsos totales o parciales.

En otros casos, el daño estuvo relacionado con deficiencias durante el proceso de construcción. Por ejemplo, el muro de mampostería no estaba construido en la totalidad de la altura del entrepiso, lo que ocasionó que las columnas adyacentes se comportaran como columnas cortas. Entonces, se produjeron fuerzas cortantes excesivas en la altura del elemento, lo que provocó un daño local como se muestra en la figura 15a. En otros casos, la flexibilidad de la estructura dañó los acabados (figura 15b). Finalmente, en la figura 15c se muestra que, en ocasiones, aunque el muro era continuo en toda su altura, las columnas de acero se dañaron debido a que la pared no estaba separada adecuadamente del marco (Fig. 15c).



a) Columna corta

b) Daño en acabados

c) Golpeteo entre elementos

Figura 15. Interacción entre los muros y las columnas de acero

Por otra parte, en la zona epicentral se identificaron casos donde se emplearon perfiles de acero como elementos de confinamiento y/o refuerzo de muros de mampostería de tabicón. De hecho, a pesar de que se colocó un cordón de soldadura en las caras de los perfiles tubulares para supuestamente aumentar la adherencia e interacción con el mortero y piezas de mampostería, la evidencia demostró un confinamiento nulo que se caracterizó por el colapso total o parcial de los muros como se muestra en la figura 16.



Figura 16. Uso de perfiles de acero como elementos confinantes de muros

### DAÑO EN ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

Cuando los marcos de acero se detallan para desarrollar una respuesta dúctil se relacionan con deformaciones permisibles significativamente grandes. Por ejemplo, según las Normas Técnicas para Diseño por Sismo (NTC-DS-17), los marcos rígidos de acero de ductilidad alta pueden diseñarse con una distorsión permisible de hasta  $\gamma_{\max} = 0.030$ , que es la máxima distorsión que permite el reglamento. Entonces, los marcos de acero tienen una capacidad de deformación significativa (incursión inelástica estable), lo que implica que en el proceso de diseño de los edificios se debe: i) controlar el desplazamiento para evitar que los elementos no estructurales y contenidos se dañen ante ese nivel de desplazamientos, o bien, ii) separar los elementos no estructurales de los elementos estructurales principales de acero.

En contraparte, con base en las NTC-DS-17, la distorsión máxima que pueden desarrollar edificaciones estructuradas con muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal es  $\gamma_{\max} = 0.010$ . Así que, para una demanda de desplazamiento, los marcos momento – resistentes de acero podrían permanecer en el intervalo elástico (sin daño), mientras que los muros de mampostería estarían asociados a un daño acumulado grave.

Durante los sismos de septiembre, los autores identificaron varios casos donde la incompatibilidad de deformaciones entre los marcos rígidos de acero y los muros de mampostería divisorios ocasionó daño significativo en muros divisorios y elementos de fachada y, por consiguiente, una afectación grave en la ocupación de la estructura. En la mayoría de los casos, los edificios estaban estructurados con marcos momento resistentes de acero con columnas de sección cajón, vigas I y sistema de piso con losacero (figura 17). Los muros en interiores y elementos de fachada tenían daño severo, mientras que los elementos y conexiones de acero permanecieron sin daño estructural. El daño se propagó en los muros con grietas de varios centímetros de espesor, tal que los muros quedaron en un estado de seguridad contra colapso.



Figura 17. Edificio en la Ciudad de México

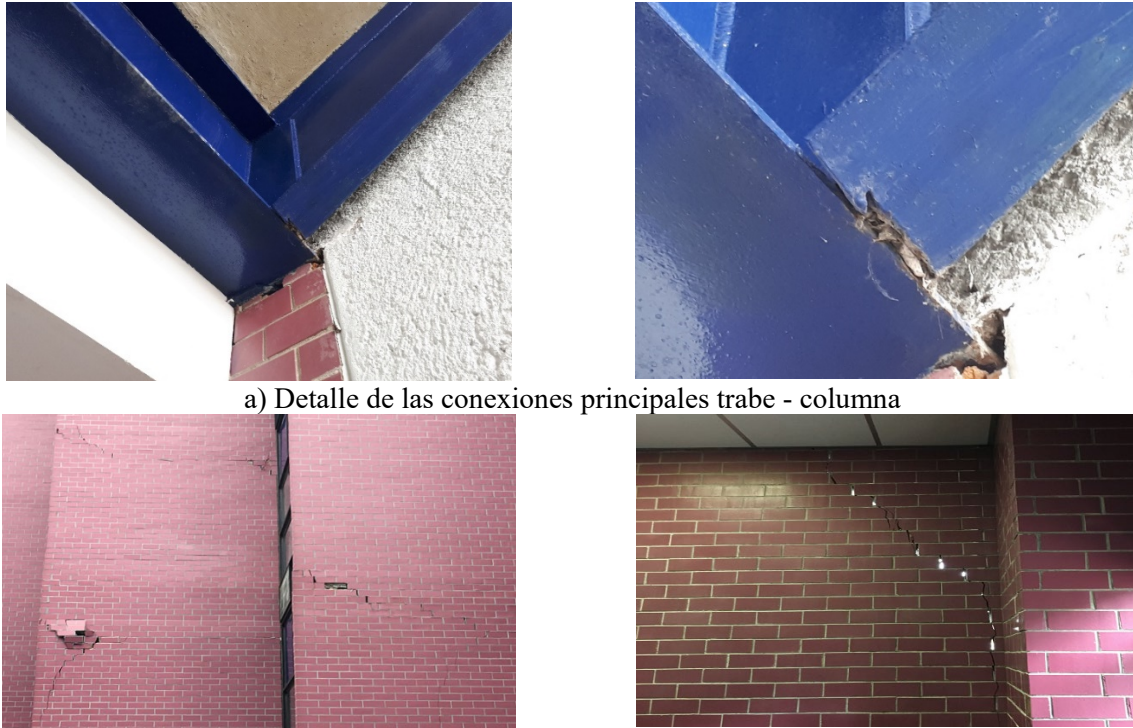
La tendencia de esta desatención en el control de los desplazamientos dada la incompatibilidad de deformaciones entre los sistemas estructurales se evidenció en el área metropolitana de la Ciudad de México y también en otras ciudades.

Por ejemplo, en la figura 18 se muestran los detalles de la respuesta de un edificio regular de oficinas de cuatro pisos estructurado con marcos rígidos de acero localizado en Cuernavaca, Morelos. Las conexiones de las traveses eran soldadas en campo, lo que no es una buena práctica dada la experiencia acumulada en pruebas experimentales y el comportamiento de las estructuras ante otros sismos (Bertero *et al.* 1994; Tapia y Tena 2001), puesto que conlleva una respuesta frágil.

De hecho, se identificaron casos donde la longitud del patín inferior de las traveses imposibilitó la aplicación de los cordones de soldadura (figura 18a). Esta inconsistencia en las conexiones modifica gravemente la estabilidad de la respuesta inelástica del sistema; sin embargo, en las inspecciones no se identificaron elementos estructurales dañados: fractura de soldaduras, dobleces en placas ni deformaciones residuales.

En contraste, los muros divisorios y fachada conformado por tabique hueco esmaltado de fabricación industrial reportaron grietas de varios centímetros, lo que está asociado con el descuido entre la compatibilidad de deformaciones laterales que desarrollaron los marcos de acero y los muros de mampostería.





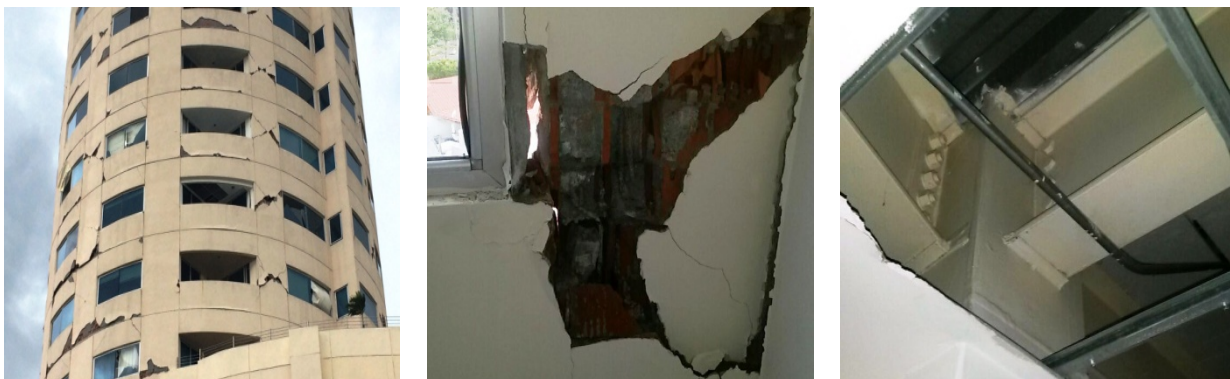
a) Detalle de las conexiones principales trabe - columna

b) Daño en muros de mampostería

Figura 18. Edificio en Cuernavaca, Morelos

Otro caso similar se evaluó por los autores, en los recorridos posteriores al sismo del 7 de septiembre de 2017 en Villahermosa, Tabasco cerca de la zona epicentral (figura 19). Uno de los edificios característicos de la ciudad reportó daño severo en los muros divisorios, daño en contenidos y acabados.

El edificio está estructurado con marcos de acero con columnas de sección cajón, traveses de perfil I, sistema de piso de losacero, muros de concreto armado en la zona de elevadores y conexiones soldadas y atornilladas. El edificio fue construido en el 2002 y tiene un sistema de pilotes hincados hasta el estrato resistente. No se reportó daño en el sistema estructural (figura 19c), En contraste se identificó daño severo en muros de fachada y muros divisorios interiores que no tenían una función estructural y que no estaban adecuadamente separados de la estructura principal.



a) Vista exterior

b) Daño en muros divisorios

c) Conexiones principales

Figura 19. Edificio dañado en muros divisorios y fachada durante el sismo del 7 de septiembre

## CONCLUSIONES

En septiembre de 2017 ocurrieron dos sismos relevantes en México. Por una parte, el jueves 7 de septiembre ocurrió un sismo de magnitud 8.2 con epicentro en el golfo de Tehuantepec. El sismo se percibió en el centro y sureste de México, así como Guatemala, El Salvador y Belice. Por otra parte, exactamente en el aniversario del terremoto del 19 de septiembre de 1985 ocurrió un sismo de falla normal de magnitud 7.1 con epicentro al sureste de Axochiapan, Morelos en el límite con el estado de Puebla. El sismo afectó estructuras en la Ciudad de México y en los estados de México, Puebla y Morelos dada su proximidad con el epicentro. En la Ciudad de México, el sismo provocó el colapso de al menos 42 edificios y un número no precisado aún de edificios con daño significativo.

A pesar de los esfuerzos de los autores, no fue posible precisar la cantidad de estructuras de acero que fueron sometidas a las demandas de los sismos, ni aún en el área metropolitana de la Ciudad de México. Sin embargo, sí es posible establecer que los edificios de acero tuvieron una respuesta satisfactoria, puesto que no se reportaron colapsos totales o parciales y la cantidad de estructuras con daño estructural se reduce a los casos estudiados en esta investigación.

Algunos edificios de acero de corta y mediana altura reportaron daños inesperados. El desarrollo del daño de estos edificios no puede considerarse como el resultado de un conjunto único de circunstancias, sino que ofrecen lecciones de interés general para la comunidad de ingeniería estructural. Las principales conclusiones de este artículo son las siguientes:

- El sismo puso en evidencia la importancia de considerar la compatibilidad de deformaciones entre los sistemas estructurales que interactuarán durante una demanda sísmica intensa. En especial, el caso de marcos de acero con elementos de mampostería; donde la capacidad de deformación de los muros debe regir la capacidad global del sistema.
- El edificio la Colonia Ex-hacienda Coapa es una oportunidad para enfatizar el comportamiento y la secuencia de falla de estructuras modernas cuando el mecanismo de colapso no se considera explícitamente la filosofía de diseño por capacidad. Estas lecciones, aunque son conocidas, deberían subrayarse. Los resultados apuntan a la necesidad de realizar esfuerzos eficientes por diseñar estructuras que garanticen una resistencia sísmica efectiva que se relacionen con niveles de seguridad previamente establecidos.
- Las demandas sísmicas impuestas fueron una dura, pero no excesiva, prueba para las estructuras de acero. En general, las estructuras diseñadas siguiendo los requisitos de los reglamentos modernos mediante un análisis racional tuvieron un comportamiento satisfactorio. Esto debería aumentar la confianza local de la respuesta sísmica de este sistema estructural.

## AGRADECIMIENTOS

Los autores desean agradecer el apoyo de la Ing. Anaid C. Domínguez Palacios, Ing. M. Fabiola Bibiano Ramírez y M.I. Edgar O. Cuadros Hipólito durante los levantamientos de los edificios dañados. Igualmente, agradecen al M.I. Juan Manuel Fuentes García de Quasar CFS y al M.I. Gualberto Hernández del Instituto de Investigaciones Eléctricas y Energías Limpias (INEEL) por su apoyo en la identificación de estructuras dañadas. Los autores agradecen al Arq. Miguel Ángel Santos, Lic. Ana L. Gálvez Pérez y al Ing. Ángel Sandoval por las facilidades para el acceso y apoyo relacionado con el Edificio de Calzada de las Bombas. Los acelerogramas fueron registrados por el Centro de Instrumentación y Registro Sísmico (CIRES) a quienes se extiende el agradecimiento.

## REFERENCIAS

- Basha, H S y S C Goel (1996), “Seismic resistant truss moment frames with ductile vierendeel segment”, *Memorias, 11 World Conference on Earthquake Engineering*, Paper No. 487 ISBN: 0080428223.
- Bertero, V V, J C Anderson y H Krawinkler (1994), “Performance of steel building structures during the Northridge earthquake”, Report No. UCB/EERC-94/09. Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley.
- Bibiano, F (2018), “Evaluación de la respuesta sísmica de un edificio de acero”, *Proyecto terminal*, Universidad Autónoma Metropolitana – Azcapotzalco. Marzo.
- Chao, S H y S C Goel (2008), “Performance-based plastic design of special truss moment frames”, *Engineering Journal*, Second Quarter, pp. 127 – 150.
- García, J S y E Tapia (2019), “Respuesta inelástica de marcos dúctiles con contraviento concéntrico”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, SMIS. No. 100. Pp. 51-70. [DOI: 10.18867/ris.100.478](https://doi.org/10.18867/ris.100.478)
- Kim, J y J Park (2014), “Design of Special Truss Moment Frames Considering Progressive Collapse”. *International Journal of Steel Structures*. Vol. 14, No. 2, pp. 331-343. [DOI: 10.1007/s13296-014-2013-1](https://doi.org/10.1007/s13296-014-2013-1).
- Mazzoni, S, F McKenna, M Scott y G Fenves (2006). Open system for earthquake engineering simulation, user command-language manual, Report NEES grid-TR 2004-21. Pacific Earthquake Engineering Research, University of California, Berkeley, CA.
- NTC-DS-04 (2004), Normas técnicas complementarias para el diseño por sismo, Gaceta Oficial de la Ciudad de México, Décimo cuarta época, Tomo II. No. 103-Bis. Ciudad de México.
- NTC-DS-17 (2017), Normas técnicas complementarias para el diseño por sismo, Gaceta Oficial de la Ciudad de México, Vigésima época, No. 220 Bis, diciembre.
- NTC-DCEA-17 (2017), Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de acero, Gaceta Oficial de la Ciudad de México, Vigésima época, No. 220 Bis, diciembre.
- Osteraas, J y H Krawinkler (1989), “The Mexico Earthquake of September 19, 1985 – Behavior of Steel Buildings”, *Earthquake Spectra*, Vol. 5, No. 1. Pp. 51 – 88. [DOI: 10.1193/1.1585511](https://doi.org/10.1193/1.1585511)
- Tapia, E y A Tena (2001), “Comparación de los efectos observados 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”, *Memorias, XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, ID. IV-08. Guadalajara, Jal. Noviembre.
- Tapia, E, J S García, y A Del Rincón (2016), "Estudio paramétrico del modelado inelástico de contravientos", *Revista de Ingeniería Sísmica*, SMIS. No. 94. Pp. 49-74. [DOI: 10.18867/ris.94.364](https://doi.org/10.18867/ris.94.364)
- Tapia, E y J S García (2020, en prensa), “Damage assessment and seismic behavior of steel buildings during the Mexico earthquake of 19 September 2017”, *Earthquake Spectra*, Vol. 36, Issue 1.