

RESPUESTA SÍSMICA DE CONEXIONES DE ACERO HACIA EL EJE MENOR DE LA COLUMNA

Alejandro Santiago Flores ⁽¹⁾ y Edgar Tapia Hernández ⁽²⁾

RESUMEN

En este artículo se discute la respuesta sísmica de marcos de acero con conexiones de viga I al eje menor de la columna. Se realizaron pruebas experimentales sometidas a demandas cuasi-estáticas en escala natural. Las conexiones reportan una concentración de daño gobernada por el pandeo local de los patines, por lo que se analiza la distribución de esfuerzos y el fundamento de los criterios normativos para mejorar su respuesta. Los resultados experimentales se comparan considerando un modelo de elemento finito y modelos detallados de plasticidad distribuida en el programa *OpenSees*. Adicionalmente, se obtuvo la curva envolvente de las pruebas para calibrar los criterios normativos para la predicción inelástica en manuales especializados de análisis no lineal.

Palabras clave: pruebas experimentales; conexiones de acero, eje débil de la columna; pandeo local.

SEISMIC RESPONSE OF STEEL CONNECTIONS IN THE WEAK AXIS OF THE COLUMN

ABSTRACT

In this paper, the seismic response of steel frames with connections from I-beam to the minor axis of column is discussed. Experimental tests subjected to quasi-static demands in natural scale were carried out. The connections report a damage concentration governed by the local buckling of flanges, for which the distribution of stresses and the foundation of the normative criteria to improve their response are analyzed. The experimental results are compared considering a finite element model and detailed models of distributed plasticity in *OpenSees*. Additionally, the envelope curve was obtained to calibrate the inelastic prediction of specialized manuals of nonlinear analysis.

Keywords: experimental test; steel connections; column's weak axis; local buckling.

INTRODUCCIÓN

En el contexto de la práctica mexicana, en el diseño de las conexiones de acero es común que los diseñadores y fabricantes hagan adaptaciones de conexiones de manuales de diseño extranjeros (*e.g.* las conexiones precalificadas del AISC 358-16), ante la falta de un manual de diseño acorde al contexto de la práctica local. Esto, pese a que la tendencia constructiva y las prácticas no son idénticas en todos los sentidos. Con este panorama, algunas configuraciones de conexiones que se han empleado en edificios en

Artículo ganador del concurso nacional de tesis de maestría de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica celebrado en el marco del XXIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica (2022). Se aceptarán comentarios y/o discusiones hasta cinco meses después de su publicación.

⁽¹⁾ Estudiante de doctorado, Instituto de Ingeniería – Universidad Nacional Autónoma de México. ing.alejandrosf@gmail.com

⁽²⁾ Profesor - investigador, Laboratorio de Estructuras, Of. 2, Universidad Autónoma Metropolitana – Azcapotzalco. etapiah@azc.uam.mx

México son parecidas a las conexiones precalificadas, pero formalmente no cuentan con estudios analíticos o investigaciones experimentales que respalden su comportamiento ante demandas sísmicas, generando gran incertidumbre.

Los sismos de Northridge (California, Estados Unidos) en 1994 y Hyogoken-Nanbu (Kobe, Japón) en 1995 obligaron a desarrollar nuevas investigaciones debido a los severos daños que sufrieron gran cantidad de conexiones soldadas de unión viga-columna. El daño inició en las conexiones a niveles muy bajos de demanda y una vez alcanzada la máxima capacidad, las fracturas progresaron con diferentes modos de falla dependiendo de condiciones particulares (Tremblay *et al.* 1995; FEMA 355F 2000; Tapia y Tena 2001). Este comportamiento imprevisto en las conexiones causó alarma entre los involucrados y las investigaciones derivaron en la actualización de los códigos y reglamentos existentes proponiendo nuevas técnicas y recomendaciones.

Las estructuras de acero en México han tenido un buen comportamiento ante sismos recientes. Por una parte, en el sismo de 1985, los reportes indican el colapso de una de las tres torres del Complejo Pino Suárez de 21 pisos, mientras que las otras dos torres no colapsaron, aunque tenían deformaciones residuales importantes. De igual forma, se reportó daño grave sin colapso en el edificio Ámsterdam en la Colonia Condensa (Osteraas y Krawinkler 1989; Tapia y Tena 2001). Por otra parte, en el sismo del 2017, se documentó un único edificio de tres pisos con daño en las columnas de planta baja sin colapsar (Tapia y García 2019). Así, las estadísticas sobre el buen comportamiento de las estructuras de acero parecen favorables si se comparan con la respuesta de otros sistemas estructurales; sin embargo, esto no debe interpretarse como que son infalibles, sino que aún no han sido sometidos a la demanda sísmica de diseño.

Con este panorama, sería valioso establecer la vulnerabilidad de las estructuras de acero, a partir de los elementos y las conexiones con base en las condiciones y tendencias constructivas del mercado mexicano. En otras partes del mundo se han emprendido estudios equivalentes por adaptar y mejorar la práctica considerando las particularidades del mercado. Por ejemplo, Kim *et al.* (2008) estudiaron las conexiones convencionales empleadas en Corea a eje débil de la columna en edificios de baja altura. Lee *et al.* (2019) describen un programa experimental sobre el comportamiento de las conexiones más comúnmente empleadas en marcos en Japón; la investigación mostró que algunas configuraciones de conexiones a eje menor de la columna tienen un comportamiento frágil asociado a una rápida degradación de resistencia. Zhang *et al.* (2019) probaron cuatro conexiones de viga-columna con diferentes configuraciones bajo carga cíclica, considerando las condiciones de la práctica local en China.

Con base en lo anterior, Santiago (2021) consultó a los principales despachos de ingeniería estructural en la Ciudad de México y las dos principales fábricas de estructuras de acero para establecer la tendencia de las configuraciones de conexiones más utilizadas. De los resultados se identificó, entre otros detalles, la necesidad de estudiar analítica y experimentalmente la conexión de acero cuando la viga se conecta al eje menor de una columna con sección I. En este artículo se discute la respuesta de cuatro conexiones viga – columna en escala natural, que forman parte de un ambicioso estudio que está encaminado a analizar la vulnerabilidad de edificaciones estructuradas con acero en el contexto de la práctica mexicana. Esta investigación pretende *i)* evaluar la respuesta inelástica de conexiones mediante pruebas experimentales; *ii)* estimar la evolución del mecanismo de daño y compararlo con aproximaciones analíticas de estándares especializados; y *iii)* establecer recomendaciones simples para mejorar la respuesta de las conexiones ante sismos intensos.

DESCRIPCIÓN DE LOS ESPECIMENES

El artículo se centra en analizar el comportamiento de dos configuraciones de conexiones de viga I a columna I con patines unidos al alma de la columna (eje débil). Dada la variabilidad de las configuraciones

usadas en la práctica local, se estudiaron dos soluciones de conexiones a momento al eje menor de la columna I llamadas CTA y CPA (figura 1). En cada caso se ensayaron dos especímenes idénticos.

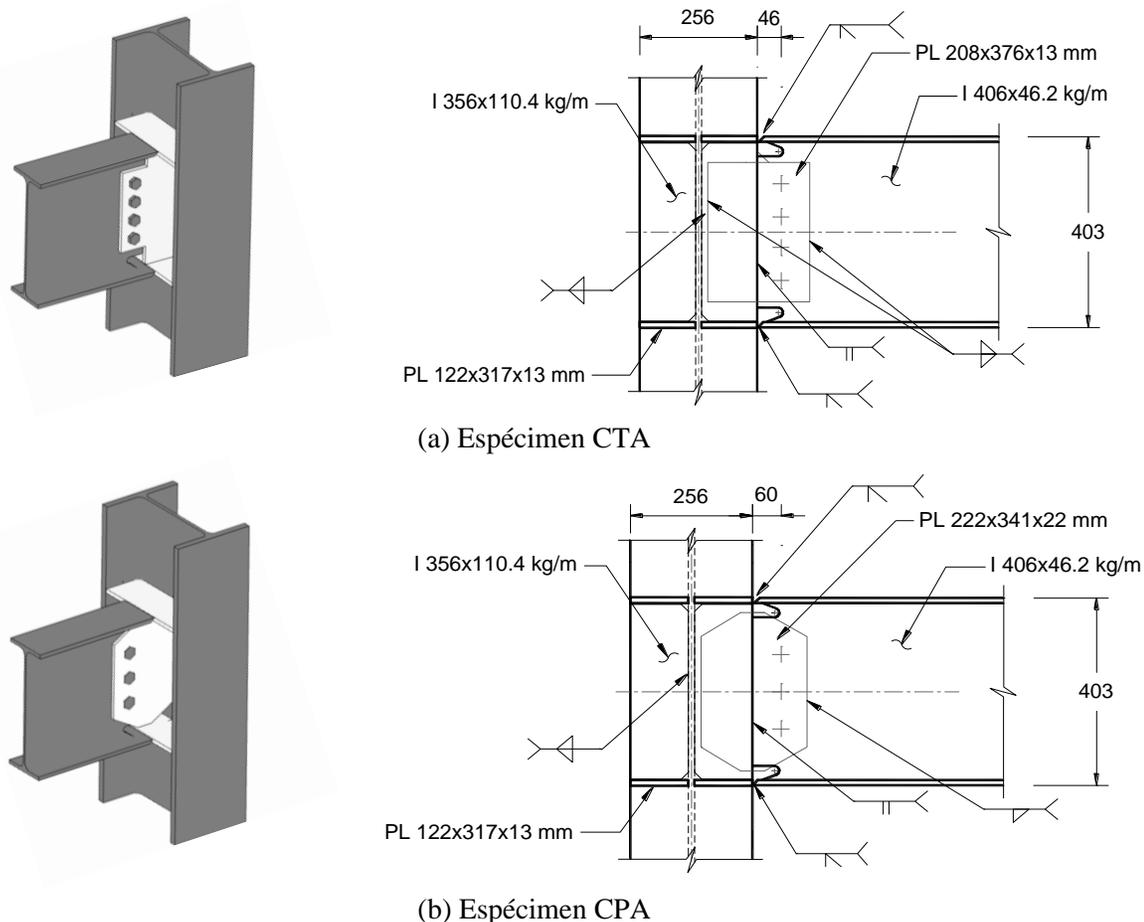


Figura 1. Configuraciones de conexiones estudiadas

La conexión CTA (figura 1a) es una configuración adaptada a las condiciones locales por lo diseñadores y fabricantes de las recomendaciones para la conexión a momento soldadas a patín y soldadas al alma conocidas también como WUF-W por sus siglas en inglés (AISC 358-16). Los patines de la trabe se unen mediante soldadura de penetración completa a una placa en forma de T que sirve también como atiesador al alma de la columna. La conexión CPA (figura 1b) es una configuración de conexión a momento donde la unión se realiza mediante una placa sin aristas que une el alma de la trabe a los cartabones que atiesan el alma de la columna. En ambos casos, se realiza una muesca en el alma de trabe, que debe atender las recomendaciones del suplemento del AWS D1.8 (2016), que equivale a la sección 10.1.10 de las NTC-DCEA (2020). Los patines de la trabe se unen al cartabón del alma de columna mediante cordones de soldadura de penetración completa y tiene una placa vertical con cuatro tornillos que se utilizan en el proceso de montaje. La configuración incluye cartabones en el lado contrario de la conexión para atiesar el alma de la columna en ambos ejes. Es posible consultar mayores detalles de las conexiones estudiadas y sobre el proceso de selección en Santiago (2021).

En el proceso de diseño se siguió el procedimiento de diseño de capacidad que establece el Capítulo 12 de las NTC-DCEA. Con base en los requisitos para marcos de ductilidad alta, las secciones para la trabe y la columna son tipo 1 (compactas). Los perfiles estructurales son de acero tipo ASTM A992 y las placas

de acero ASTM A572 Gr. 50 (NMX-B-284). Con el propósito de establecer las propiedades del material se extrajeron probetas que fueron sometidas a esfuerzos en tensión a temperatura ambiente siguiendo los criterios de la normatividad aplicable (ASTM E8/E8M 2013). Puede consultar otros pormenores sobre la determinación de la sobrerresistencia de perfiles de acero en Tapia y Rangel (2018) y Tapia y García (2019a).

De acuerdo a las NTC-DCEA (2020), la relación entre el esfuerzo de fluencia real y el esfuerzo de fluencia teórico para aceros Grado 50 es igual a $R_y = F_y / F_{y\text{ teórico}} = 1.10$. Con base en los resultados de las probetas extraídas de los perfiles, que se muestran en la tabla 1, el factor por sobrerresistencia del material resultó en promedio igual a $R_y = 1.12$. Complementariamente, en la tabla se incluyeron los resultados para el factor relacionado con esfuerzo último $R_u = (F_u / F_{u\text{ teórico}})$.

Tabla 1. Valores para la sobrerresistencia del material

Ensaye	F_{yi} (kg/cm ²)	F_{ui} (kg/cm ²)	R_{yi}	R_{ui}
Probeta 1 (Patín)	3,978.9	5,107.3	1.132	1.118
Probeta 2 (Patín)	3,978.4	5,103.0	1.132	1.117
Probeta 3 (Patín)	3,795.1	4,941.2	1.080	1.081
Probeta 4 (Alma)	4,033.4	5,194.0	1.147	1.137
Probeta 5 (Alma)	4,062.5	5,104.0	1.156	1.117
Promedio	3,969.7	5,089.9	1.129	1.114

PRUEBA EXPERIMENTAL

En la configuración de los especímenes, la trabe se colocó verticalmente y en el extremo libre se aplicó la carga mediante un actuador de 50 toneladas. La columna se colocó en forma horizontal restringida en sus extremos a una losa de reacción con el objetivo de evitar el deslizamiento durante la prueba (figura 2). El programa incluyó el ensaye de dos especímenes idénticos para cada configuración de conexión. Las pruebas experimentales se realizaron dentro de las instalaciones del Laboratorio de Estructuras y Materiales del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (II-UNAM).

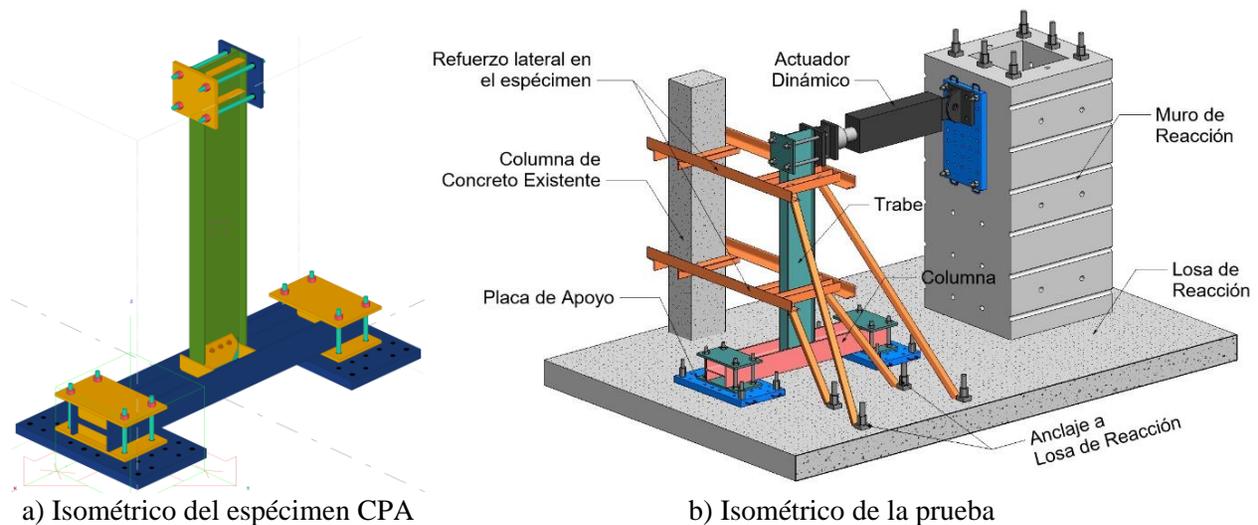


Figura 2. Configuración de la prueba experimental

Se aplicó el protocolo del capítulo K del AISC 341 (2016) para conexiones no precalificadas de acero controlado por desplazamiento. La capacidad de rotación se calculó mediante el desplazamiento del actuador y la distancia a la línea central de la viga. Pueden consultarse mayores detalles sobre la instrumentación y la evolución de la aplicación del patrón de carga en Santiago (2021).

EVOLUCIÓN DEL DAÑO

En las pruebas experimentales, el deterioro de las curvas de histéresis, que se discutirán más adelante, fue causado por el pandeo local del patín de la viga en la zona de la muesca y la degradación relacionada con la gran deformación inelástica que condujo a la fractura (figura 3). En particular, el deterioro resultante del pandeo local es más significativo en ciclos inelásticos repetidos como los que ocurren bajo demandas sísmicas intensas. Pese a esto, el pandeo local podría controlarse para desarrollar una capacidad de rotación y disipación de energía significativa antes de la fractura, si se consideran estrictamente los requisitos normativos de la sección 10.1.10 de las NTC-DCEA (2020). Puede consultar mayores detalles sobre la evolución y la concentración del daño por imperfecciones en la muesca en Tapia *et al.* 2020.



a) Estado típico de la conexión CTA al final de la prueba



b) Estado típico de la conexión CPA al final de la prueba

Figura 3. Concentración de daño reportado en los ensayos

Las relaciones de esbeltez locales b/t de las secciones de acero se encuentran entre los principales parámetros geométricos que afectan el comportamiento previo y posterior al pandeo durante una demanda sísmica intensa. En la figura 4 se muestra la rotación plástica máxima lograda a partir de algunos ensayos experimentales equivalentes a los que se discuten en esta investigación con diferentes relaciones de esbeltez b/t . Los requisitos para miembros altamente dúctiles requieren una relación $b/t = 7.23$ (e.g. AISC 341-16; NTC-DCEA 2020) y el ángulo mínimo ($\theta > 0.04$ rad) para conexiones precalificadas, según el manual AISC 358-16 (2016) se incluyeron en la figura 4.

Los resultados proporcionan evidencia de que el límite normativo es apropiado para lograr un comportamiento dúctil y la discusión subraya una alta interdependencia entre la relación de esbeltez b/t y la respuesta inelástica. Asimismo, se hace notar que las pruebas experimentales discutidas en este estudio mostraron un mejor desempeño que las reportadas en estudios similares (figura 4).

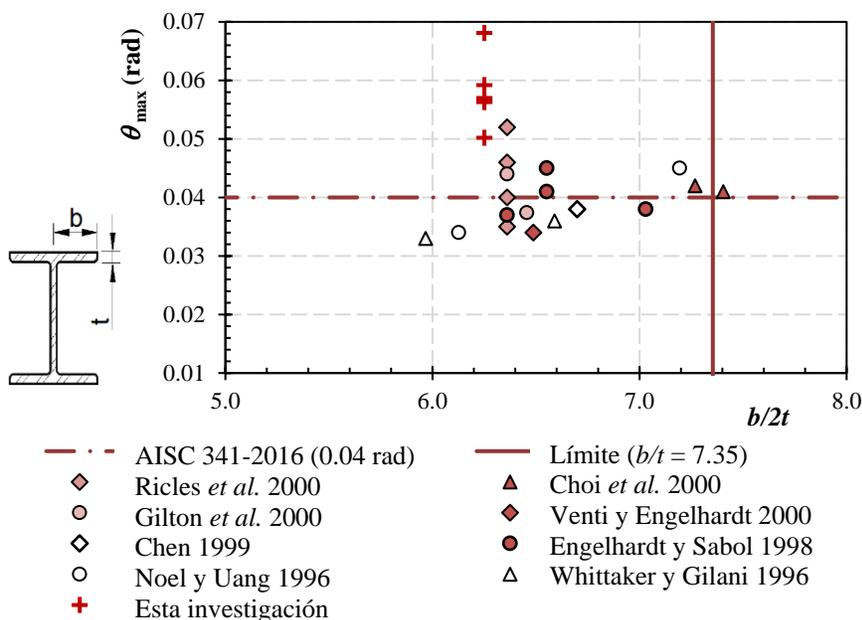


Figura 4. Rotación plástica en función de la esbeltez del patín de la viga

Con base en lo anterior, se construyeron modelos de elementos finitos para analizar la distribución de esfuerzos relacionados con el pandeo local en el patín de la viga en las conexiones ensayadas. El modelo de elementos finitos (*FE*) y los tamaños de malla se adoptaron de estudios previos (Cho y Han 2022). El modelo de elementos finitos usó un elemento sólido tridimensional para los patines y alma en elementos de vigas y columnas, placas de refuerzo y zona de panel (figura 5a). La columna se articuló en ambos extremos y se aplicó una carga horizontal en el extremo de la viga en la posición donde se colocó el actuador durante las pruebas experimentales.

Se realizó un análisis estático ante cargas monótonas crecientes para estudiar la distribución de esfuerzos. La figura 5b muestra la distribución de esfuerzos asociada a una distorsión del 1.8% que correspondiente al paso donde inicia el pandeo local en los patines. La distribución de colores en el modelo reporta los esfuerzos máximos a tensión en la viga cerca de los orificios de acceso y poco o nulo daño en el alma de la viga, lo que coincide con la respuesta observada en la prueba experimental (figura 3). Los esfuerzos concentrados en los patines de la viga se transmiten a los patines de la columna debido a la configuración de la conexión. En contraste, la distribución de esfuerzos es uniforme en la sección transversal

de la viga que está alejada de la influencia de la conexión. Así, el pandeo local en los patines ocurre en respuesta a la aplicación de la carga cíclica en la conexión de acuerdo con la distribución de esfuerzos discutidos en la figura 5c.

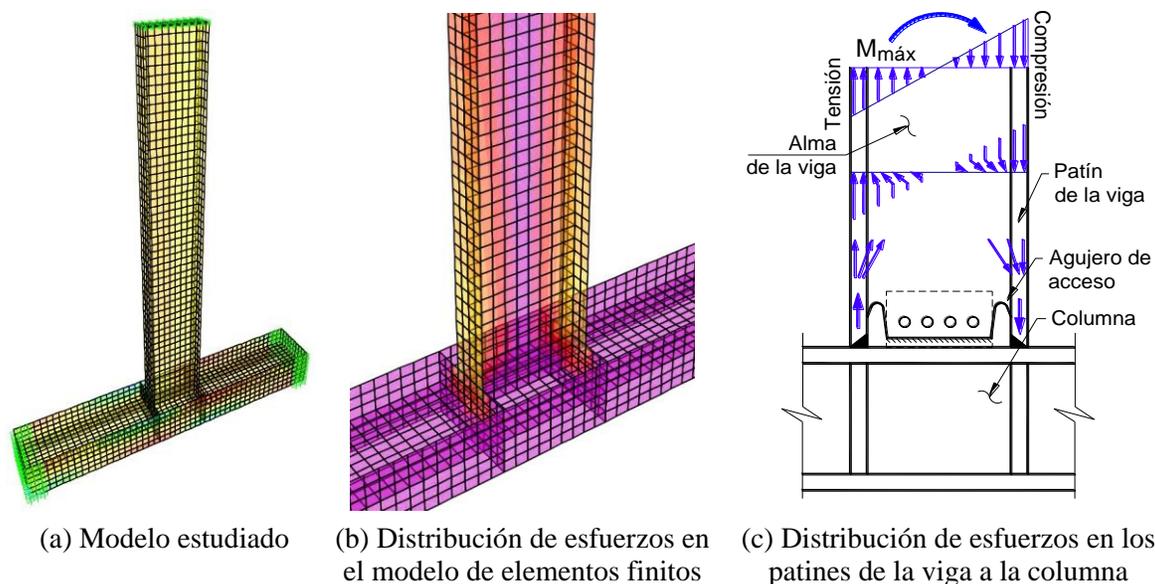


Figura 5. Modelo analítico y distribución de tensiones críticas

Adicionalmente, en la zona del pandeo local de la viga se realizó un análisis metalográfico para verificar que ninguna perturbación en la microestructura del material indujera la concentración de daño y analizar la composición de las partículas del material después de la prueba experimental. Para este propósito se cortaron cuidadosamente muestras de la sección transversal de los patines dañados (figura 6a). Para el análisis, se utilizó un microscopio metalográfico *Carl Zeiss* siguiendo los criterios de la norma ASTM E3-17. Las muestras se pulieron con discos y suspensión de diamante, como se muestra en la figura 6b.

De acuerdo con los resultados, no se observó descarburación u óxidos globulares. Ninguna de las muestras se vio afectada micro - estructuralmente por fuentes de calor externas (soldadura, oxicorte, etc.). Por tanto, la deformación inelástica estuvo relacionada íntegramente a la carga aplicada. Además, se identificaron franjas (perlita alargada), llamadas líneas de deformación en frío, con una respuesta dúctil: cavidades y reducciones de área relacionadas con un alargamiento notorio en la microestructura del material, como se muestra en la figura 6c. Por lo tanto, la evolución del daño estuvo totalmente dominado por la concentración de esfuerzos en el patín de la viga debido a la configuración de la conexión.



(a) Probeta de la zona fracturada (b) Preparación de la muestra (c) Metalografía del patín (100x)

Figura 6. Análisis metalográfico de las placas con concentración de daño

RESPUESTA HISTERÉTICA

En la figura 7 se muestran las curvas de histéresis que se obtuvieron en las pruebas experimentales. De acuerdo con manuales especializados (*e.g.*, AISC 341-16), las conexiones que se usen como parte de marcos de ductilidad alta deben ser capaces de soportar un ángulo de distorsión de al menos 0.04 rad y el 80 por ciento del momento plástico en forma estable ($0.8M_p$). Con base en lo anterior, pese a la concentración de daño discutido en la sección anterior, los especímenes superan el momento plástico hasta un 118 a 121 por ciento, por lo que podrían aceptarse como parte de estructuras de alta demanda de ductilidad. De hecho, si la sobrerresistencia del material (tabla 1) es $R_y = 1.129$, implica que el factor que considera la contribución del endurecimiento por deformación debe ser entre 1.05 y 1.07. En las curvas de histéresis se identifica la evolución del daño considerando tres estados:

- i)* Inicio de la fluencia. Durante la prueba experimental, en este estado algunas fibras extremas del perfil fluyen ($f > F_y$), pero no significa que la sección completa se ha plastificado. Por esta razón, la sección estructural no tiene daño físico, pero los instrumentos comienzan a reportar una respuesta inelástica.
- ii)* Pandeo de los patines. Se refiere al estado físico donde los patines de la viga comenzaron a curvarse y que se discutió ampliamente en la sección anterior.
- iii)* Fractura en la muesca. Se refiere al punto donde una grieta se propagó hacia el alma de la viga, a partir de la muesca. Esta fractura estuvo relacionada con una degradación súbita de resistencia que obligaba a detener el ensaye.

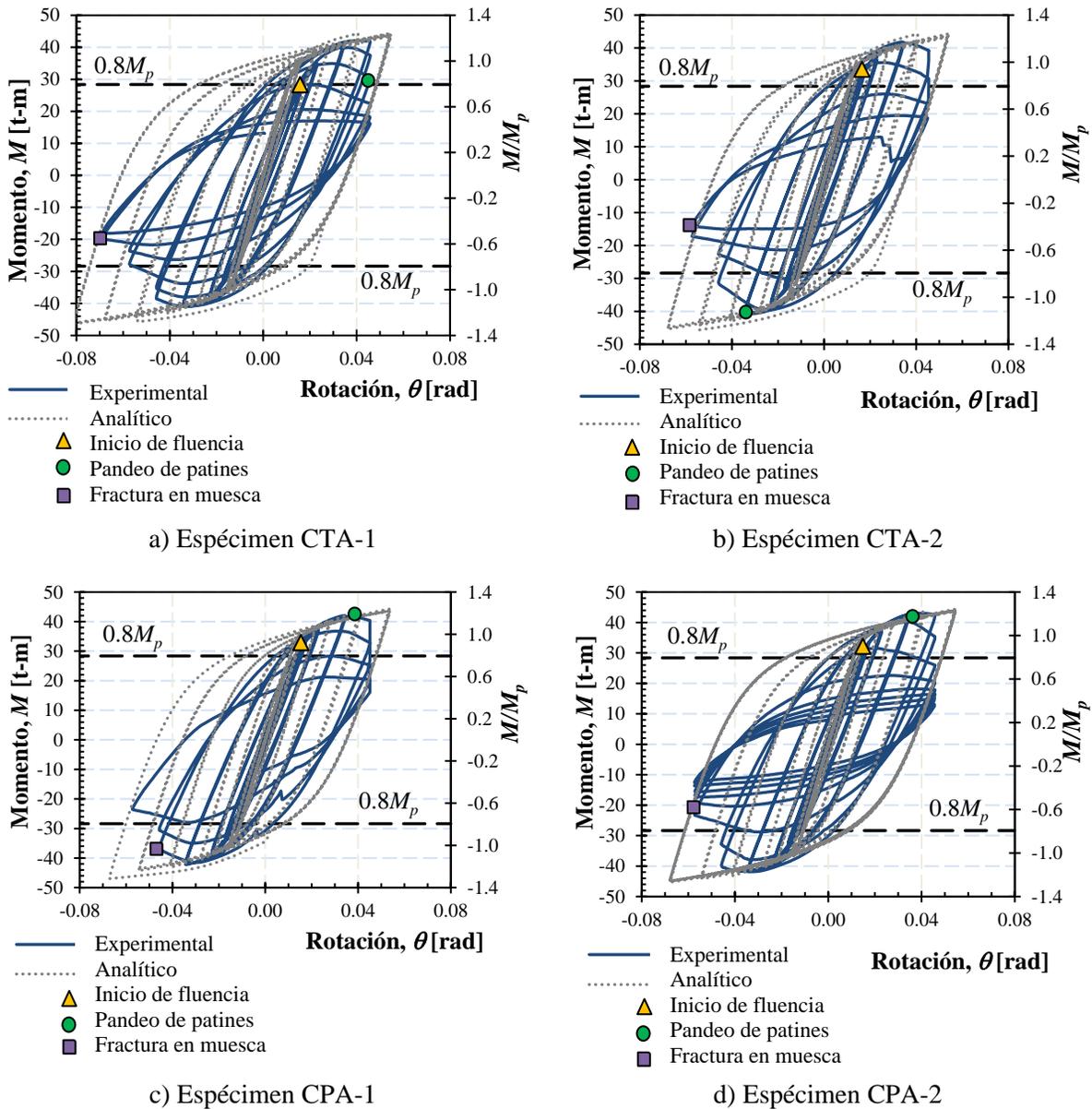


Figura 7. Comparación de resultados del análisis ante carga cíclica

Modelo analítico

Para analizar el comportamiento desarrollado, se elaboraron modelos analíticos detallados en el programa de acceso abierto *OpenSees* (Mazzoni *et al.*, 2006). Se realizó un análisis estático no lineal para determinar la carga y desplazamiento máximo probable de la viga del espécimen. Además, se realizaron análisis histeréticos no lineales aplicando el mismo protocolo de desplazamientos que la prueba experimental para comparar el comportamiento de la conexión ante carga cíclicas.

Para definir la geometría del modelo se consideraron las líneas centrales de los elementos, como se muestra en la figura 8. La viga y columna se consideraron como elementos no lineales con plasticidad distribuida a lo largo de la longitud del elemento. Se utilizaron tres secciones rectangulares para generar la sección transversal de cada miembro: uno para el alma y dos para cada patín (figura 8a). Al mismo tiempo,

las secciones se discretizaron en fibras con forma de cuadrilátero y con cuatro puntos de integración por elemento. Se tomaron en cuenta recomendaciones para construir los modelos analíticos de acuerdo a estudios paramétricos previos (Tapia *et al.* 2016; Tapia y García 2019a).

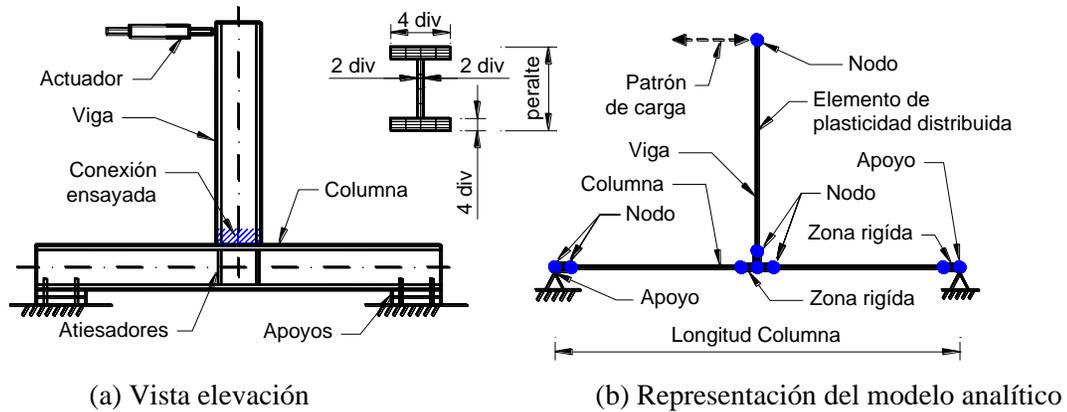


Figura 8. Características del modelo en estudio

El material de los elementos se definió a través del modelo uniaxial Giuffre-Menegotto-Pinto (GMP) para fibras con extensiones incluidas para endurecimiento por deformación isotrópico y cinemático. El modelo analiza la respuesta a lo largo del miembro al integrar el modelo histérico uniaxial sobre la sección. La columna se articuló en ambos extremos y se aplicó la carga en el extremo de la viga en la posición del actuador, como se muestra en la figura 8b.

Para calibrar el modelo analítico, inicialmente se realizó un análisis estático ante cargas monótonas crecientes que se comparó contra las curvas envolventes de la respuesta histórica de las pruebas experimentales (figura 9). Para ello, se trazaron curvas envolventes extrayendo los momentos máximos de un ciclo en cada ángulo. El modelo analítico reporta una rigidez inicial ligeramente mayor. Esta tendencia es común cuando se comparan estudios analíticos con pruebas experimentales y se explica en que el análisis no incluye a la perfección todas las posibles fuentes físicas de deformación y ligeros desplazamientos entre los componentes del espécimen. Pese a esto, el modelo parece ser una representación adecuada de la respuesta experimental de las conexiones.

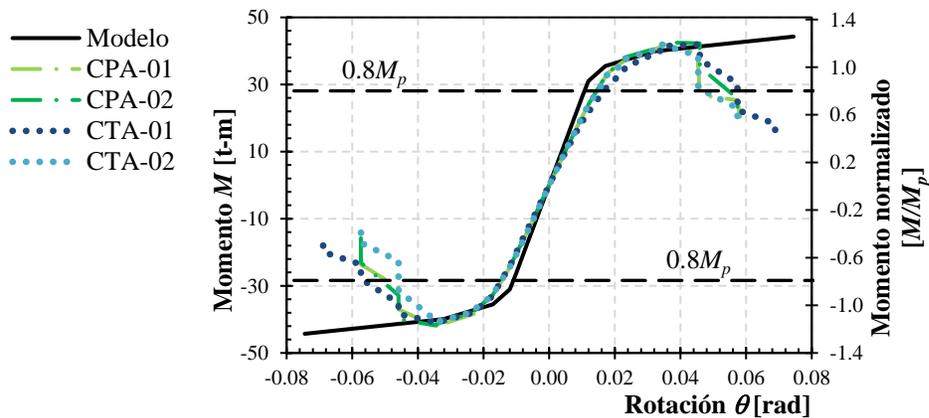


Figura 9. Comparación de curvas de capacidad y la envolvente de la respuesta experimental

Se realizó un análisis no lineal dinámico, donde se aplicaron los protocolos de desplazamientos empleados en la prueba experimental. El análisis cíclico se definió en función del patrón de carga y el

tiempo, a partir de una serie de puntos discretos en el espacio con el comando *Path TimeSeries* (Mazzoni *et al.*, 2006). Los resultados se compararon con la curva de histéresis (momento - rotación) obtenida en la prueba experimental como se muestra también en la figura 7.

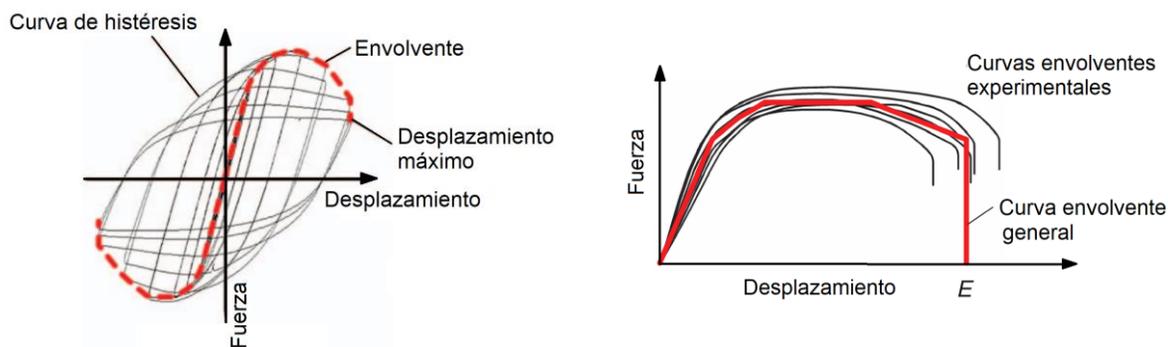
Los resultados analíticos parecen ser una representación adecuada de la respuesta en el intervalo elástico y capturan en forma adecuada el inicio de la degradación de rigidez y resistencia. Se observan ciclos de histéresis estables y disipación de energía repetible durante un gran número de ciclos. Debido a que el método analítico no puede capturar la degradación de la fractura y pandeo local, las curvas difieren significativamente para ciclos histéricos superiores con degradación de resistencia y rigidez, lo que explica que haya poca coincidencia cuando el daño en el espécimen es significativo. Sin embargo, los resultados ratifican que la conexión es confiable para lograr una rotación inelástica de 0.04 rad o mayor antes de fallar.

Parámetros de análisis y criterios de aceptación

Los criterios que solicitan que la resistencia de la conexión para estructuras dúctiles sea al menos $0.8M_p$ se establecieron con un razonamiento que pretende que las estructuras sean demandadas hasta una magnitud previa a la degradación de la resistencia (AISC 341-16). Con ello, se intentan prevenir los colapsos ante demandas sísmicas intensas, con base en una función probabilista de que la degradación de la resistencia ocurre cuando la deformación en 0.04 rad cumple con esos objetivos de desempeño (FEMA 356 2000). Sin embargo, el enfoque de diseño sismo-resistente ha evolucionado; de manera que las expectativas sociales después de un sismo intenso no se basan solamente en el estado de prevención de colapso, sino en el diseño de estructuras sustentables y resilientes.

Por esto, en la literatura se hacen estimaciones de la respuesta inelástica y se establecen procedimientos de análisis y criterios de aceptación para estimar el desempeño de las estructuras. En particular, el ASCE 41 (2017) define parámetros para la realización de modelos analíticos con pruebas experimentales previas que sustentan el comportamiento inelástico de elementos sometidos a cargas cíclicas. La curva envolvente principal (*backbone curve*) se construye de la siguiente manera:

- i) La curva envolvente para cada prueba experimental se dibuja con cada punto máximo durante el primer ciclo de cada incremento de carga (o deformación), como se muestra en la figura 10a. Asimismo, se dibuja una curva envolvente general con el promedio de las curvas envolventes (figura 10b). La deformación final en el punto E no deberá exceder el desplazamiento máximo alcanzado en las pruebas. Luego, la curva envolvente general se aproxima mediante una serie de segmentos lineales, dibujados para ajustar la curva fuerza-deformación generalizada de la figura 11 como una curva multi-segmentada.



a) Curva envolvente de una prueba experimental b) Construcción de la curva envolvente general

Figura 10. Curva envolvente generada a partir de pruebas experimentales (adaptada del ASCE 41-17).

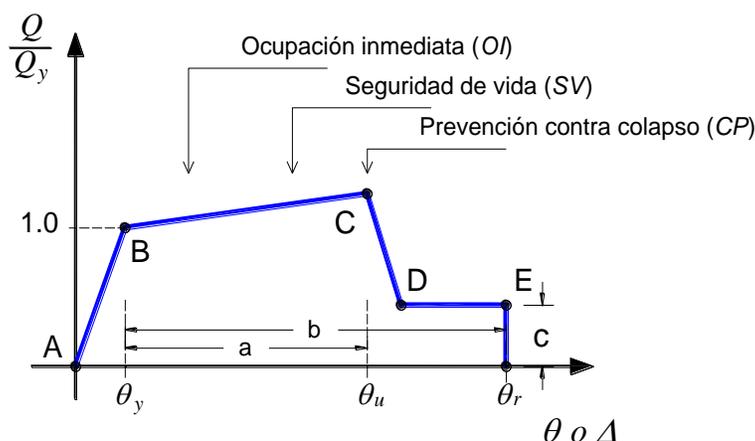


Figura 11. Curva fuerza-deformación generalizada para elementos de acero

- ii) Para uso en procedimientos lineales la rigidez se tomará como la pendiente del primer segmento de la curva compuesta entre los puntos A y B en la figura 11. La curva multilínea fuerza-deformación obtenida se utilizará para modelar en procedimientos no lineales.
- iii) Al determinar los criterios de aceptación, las acciones del espécimen se clasificarán como controladas por fuerza o por deformación.
- iv) La capacidad de resistencia para acciones controladas por fuerza evaluadas usando los procedimientos lineales o no lineales se tomará como la media menos una desviación estándar de la resistencia determinada a partir de la serie de pruebas experimentales.
- v) Los criterios de aceptación para acciones controladas por deformación utilizadas en procedimientos no lineales serán las deformaciones correspondientes a los puntos mostrados en curva de la figura 11 conforme a los siguientes niveles de desempeño.
 - Ocupación inmediata (OI). Se trata de la deformación en la que se produjo un daño permanente y visible en los especímenes, pero no mayor de 0.67 veces el límite de deformación para la Seguridad de Vida (SV).
 - Seguridad de Vida (SV). Se trata de 0.75 veces la deformación final identificada en el punto E en la figura 11.
 - Prevención contra colapso (PC). Se trata de 1.0 veces la deformación en el punto E de la curva.

Con base en el procedimiento, se calcularon curvas de fuerza-deformación idealizadas a partir de los datos experimentales obtenidos para comparar los niveles de desempeño. Con base en los resultados, las envolventes son esencialmente iguales hasta 0.035 rad, que está asociado con la degradación de la resistencia en Seguridad de Vida (SV). A partir de esa demanda de deformación, las curvas difieren en función de la secuencia de daño reportada en cada prueba.

En un siguiente paso se determinó la curva envolvente como el promedio de los resultados experimentales, calculada como una serie de segmentos lineales. En la figura 12 se muestran las curvas envolventes de los seis especímenes y la curva envolvente promedio como una línea continua negra más gruesa. La curva de envolvente promedio obtenida corresponde a un elemento dúctil definido en los códigos especializados (ASCE 41-2017, NTC-DCEA-2020) con:

- i) un intervalo elástico
- ii) un intervalo de endurecimiento por deformación plástica, y
- iii) un intervalo de degradación de la resistencia plástica (figura 12).

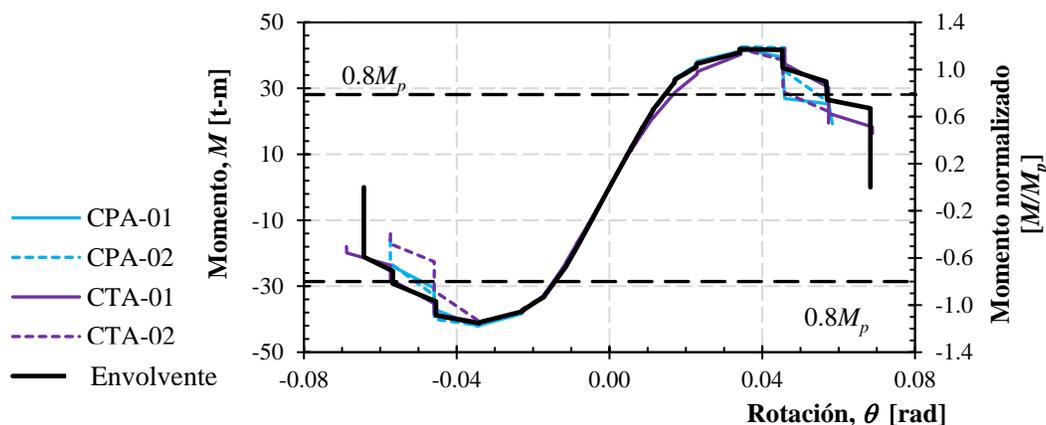


Figura 12. Curva de columna derivada de envolventes de datos de prueba experimentales

Las curvas envolventes promedio se definen de acuerdo con la figura 11 con una rigidez a la flexión hasta un límite elástico efectivo, asociado con el límite elástico Q_y en el punto B; la resistencia máxima Q_u , relacionada con la deformación plástica hasta la resistencia máxima. El punto C representa la ordenada en la que comienza una degradación significativa de la resistencia hasta la resistencia residual Q_r . Más allá del punto D, se modela una resistencia sustancialmente reducida hasta el punto E, relacionada con la pérdida de capacidad de carga del elemento.

El procedimiento estipulado en el manual ASCE 41 en las curvas envolventes se establecieron con base en una evaluación probabilística extensa de la capacidad de desempeño de los sistemas estructurales (FEMA 356 2000). Pese a que los parámetros se sustentan con una alta confianza estadística para los objetivos de desempeño previstos, estos criterios han evolucionado con el paso de los años. Por ejemplo, en vigas dominadas por efectos de flexión, el ASCE 41-2017 incluye explícitamente el cambio de rotación causado por la deformación por cortante η (ecuaciones 1 y 2), que no se consideraban en versiones anteriores (ASCE 41-2013).

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye}L(1+\eta)}{6EI} \quad (1)$$

$$\eta = \frac{12EI}{L^2GA_s} \quad (2)$$

En manual ASCE 41-17, también incluye un enfoque para conexiones a momento soldadas a patín y soldadas al alma (WUF). Las ecuaciones propuestas para predecir la respuesta inelástica de θ y la magnitud de a y b en la figura 11 se define mediante las ecuaciones 3 y 4, donde d es el peralte de la viga. Las ecuaciones están asociadas con un coeficiente de variación igual a $COV = 0.50$ y $COV = 1.1$, respectivamente, debido a que estos parámetros varían considerablemente debido a los modos de falla frágil observados (Maison y Speicher 2016; Lignos *et al.* 2018).

$$\theta_u = a\theta_y = \theta_y (0.051 - 0.0013d) \quad (3)$$

$$\theta_r = a\theta_y = \theta_y (0.043 - 0.0006d) \quad (4)$$

En la figura 13 se compara la envolvente obtenida de las pruebas experimentales siendo el procedimiento descrito, las curvas propuestas por el manual ASCE 41-13 y ASCE 41-17 para vigas que están dominadas por efectos de flexión y el criterio del manual para conexiones a momento soldadas a patín y soldadas al alma (WUF) como las que se discuten en esta investigación. Adicionalmente, se incluyen los niveles de desempeño propuestos para cada caso, donde el nivel de Operación Inmediata (OI) es el mismo en todos los casos.

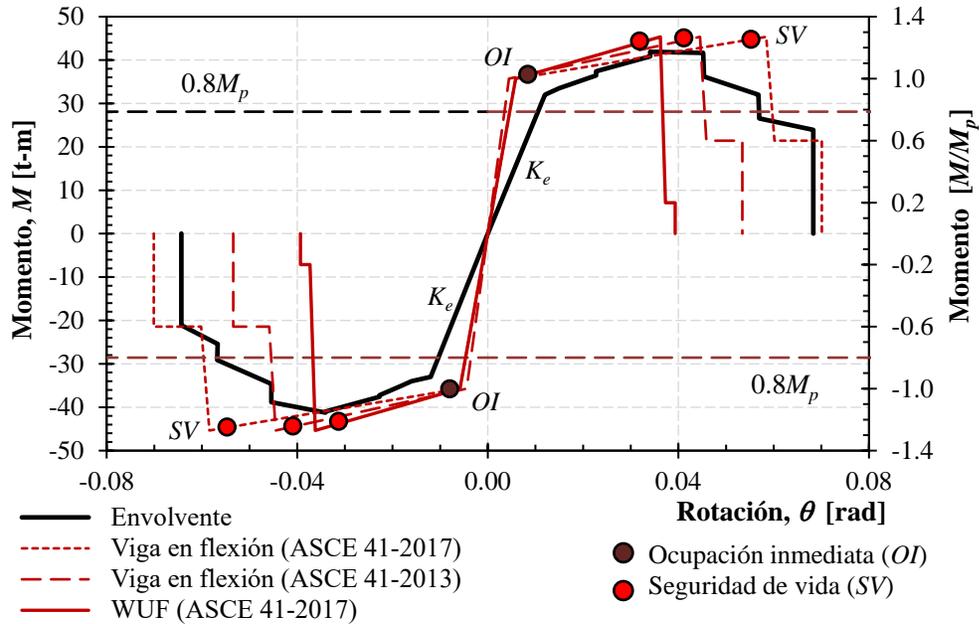


Figura 13. Curvas idealizadas de fuerza-desplazamiento y curva envolvente

La respuesta lineal representada hasta el punto de fluencia efectivo (rigidez a la flexión efectiva K_e) es más rígida en los enfoques analíticos. Por lo tanto, la expectativa de ductilidad de la conexión puede ser mayor que la que podría desarrollar la articulación plástica en condiciones reales. Además, se hace notar que una pendiente del 3% desde el punto B hasta el punto C (figura 13) se ajusta al endurecimiento por deformación reportado en la prueba experimental. De acuerdo a los resultados, el criterio del manual para conexiones WUF tiende a subestimar la capacidad de deformación de la resistencia máxima en 0.84 veces la envolvente. En contraste, se identificó que la curva envolvente de las pruebas experimentales tiene una mejor coincidencia con el criterio del manual ASCE 41-13 para vigas, donde no se incluye la contribución de la deformación por cortante.

Los experimentos sugieren que los modelos de componentes no lineales ASCE 41-2013 y 2017 no son una representación adecuada del comportamiento de la conexión esperado bajo carga cíclica siguiendo un modelo de plasticidad concentrada. Esta observación subraya la relevancia de realizar pruebas experimentales de conexiones de edificios existentes. En cualquier caso, el deterioro de la resistencia de la envolvente está relacionado con un nivel de desempeño de Seguridad de Vida (SV) en las curvas de fuerza-desplazamiento idealizadas (figura 13). Dado el daño acumulado en las conexiones, los criterios actuales basados en el control de la degradación de la resistencia ($0.8M_p$; 0.04 rad) podrían no ser apropiados para la conexión estudiada; principalmente cuando se consideran las expectativas sociales de resiliencia. A pesar

de que las vigas y columnas permanecen elásticas para ese nivel de daño ($0.8M_p$; 0.04 rad), el edificio estaría desocupado y sujeto a un profundo proceso de rehabilitación.

CONCLUSIONES

En este artículo se discuten los resultados de una investigación analítica y experimental sobre el comportamiento de conexiones existentes en edificios de acero en México. El artículo centra la atención en la respuesta sísmica de dos configuraciones de conexiones de acero de viga I al eje débil de la columna. Se realizaron pruebas experimentales cuasi - estáticas en escala real, donde las configuraciones se establecieron mediante encuestas entre algunos de los despachos de cálculo más destacados y las fábricas de estructuras de acero con una mayor producción. En cada caso, se ensayaron dos especímenes para estudiar la evolución del daño de la prueba experimental, a partir de estudios analíticos y criterios de la reglamentación moderna. Las principales contribuciones de esta investigación son las siguientes:

- La falla en los especímenes estuvo liderada por el pandeo de los patines en la zona del agujero de acceso para la soldadura, lo que evolucionó en una concentración de esfuerzos, a pesar de que los especímenes satisfacen los requisitos de secciones compacta. En consecuencia, las conexiones reportan una disminución de la respuesta inelástica, que se podría evitar si se aplican estrictamente las recomendaciones geométricas y de rugosidad para la zona de la muesca de la normatividad vigente; esto es, la sección 10.1.10 de las NTC-DCEA. De hecho, de acuerdo con los planos, todos los orificios de acceso para la soldadura debían cumplir con los detalles y tolerancias normativos; sin embargo, el producto final no fue lo suficientemente preciso, lo que pone en evidencia una imprecisión entre el diseño estructural, el proceso de fabricación y el montaje.
- A pesar de la concentración de daño, las conexiones fueron capaces de satisfacer los requisitos de resistencia $0.8M_p$ y de deformación 0.04 rad para ser consideradas como parte de marcos con una alta demanda de ductilidad. Sin embargo, se hizo notar que esos límites se establecieron en relación a la resistencia máxima como un método para evitar el colapso, lo que no concuerda con las expectativas de resiliencia de los enfoques actuales de diseño sísmico. Se hizo notar el entendimiento conceptual de las deformaciones laterales y su relación al mecanismo de daño y sus implicaciones.
- Los modelos analíticos realizados en el programa *OpenSees* estiman adecuadamente el comportamiento de los especímenes cuando la demanda de deformación está controlada ($\theta < 0.035$ rad) en términos de la capacidad de deformación, la resistencia y la rigidez. Sin embargo, los resultados analíticos difieren para ciclos superiores dada la evolución del daño en cada caso en particular.
- Se obtuvo la curva envolvente de los ensayos realizados y se compararon con los criterios de la normatividad vigente para la predicción de la respuesta inelástica. Con base en los resultados, se concluye que el criterio del ASCE 41-2017 es una representación adecuada y simple de los resultados experimentales.

AGRADECIMIENTOS

El primer autor agradece a la Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (Conacyt) por la beca otorgada para los estudios de maestría. Los autores agradecen al staff del Laboratorio de Estructuras del Instituto de Ingeniería – UNAM por su apoyo a esta investigación.

REFERENCIAS

AISC-341 (2016), *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, ANSI/AISC 341-16. American Institute of Steel Construction. Chicago, IL, Estados Unidos.

- AISC-358 (2016), *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*, ANSI/AISC 358-16. American Institute of Steel Construction. Chicago, IL, Estados Unidos.
- ASCE 41 (2013), *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, Standard ASCE/SEI 41-13, American Society of Civil Engineers. Reston, VA, Estados Unidos.
- ASCE 41 (2017), *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, Standard ASCE/SEI 41-17, American Society of Civil Engineers. Reston, VA, Estados Unidos.
- ASTM E3 (2017), *Standard Practice for Preparation of Metallographic Specimens*. American Standard Testing and Materials, ASTM, American National Standard, West Conshohocken, PA, Estados Unidos.
- ASTM E8/E8M-13 (2013), *Standard Test Methods for Tension Testing of Metallic Materials*, American Society for Testing and Materials, ASTM, American National Standard, West Conshohocken, PA, Estados Unidos.
- AWS D1.8 (2016), *Structural Welding Code – Seismic Supplement*, An American National Standard, AWS D1.8/D1.8 M, American Welding Society D1 Committee on Structural Welding, 3a edición.
- Chen, S.J. (1999), “Design of Ductile Steel Beam-to-Column Connections for Seismic Resistance,” *Workshop on Design Technologies of Earthquake-Resistant Moment Resisting Connections*, Taipei, Taiwan.
- Choi, J., Stojadinovic, B., and Goel, S.C. (2000), Parametric Tests on the Free Flange Connection, *Report SAC/BD-00/02*, SAC Joint Venture.
- CTBUH (2021), “Council on Tall Buildings and Urban Habitat”, Página de internet. Estados Unidos, consultado 1 de abril 2001, <<https://www.skyscrapercenter.com/buildings>>.
- Engelhardt M.D. y Sabol T.A. (1998), “Reinforcing of Steel Moment Connections with Cover Plates: Benefits and Limitations”, *Engineering Structures*, Vol. 20, No. 4-6, pp. 510-20, Elsevier, London. DOI: [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(97\)00038-2](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(97)00038-2)
- FEMA-355F (2000), *State of the Art Report on Performance Prediction and Evaluations of Steel Moment Frame Buildings*, FEMA-355F, prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- FEMA 356 (2000), “Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings”, prepared by the *American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency*. Washington, D.C. United States of America. November.
- Gilton C.S., Chi, B. y Uang C.M. (2000), “Cyclic Testing of a Free Flange Moment Connection”, *SAC Report 00/19*, SAC Joint Venture.
- Kim S-E. & Truong V-H. (2020), Reliability Evaluation of Semirigid Steel Frames Using Advanced Analysis, *Journal of Structural Engineering ASCE*, Vol. 146, Issue 5. DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002616](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002616)
- Lee D-S., Kishiki S., Yamada S., Ishida T. y Jiao Y. (2019). Experimental Study of Low-Cycle Fatigue Behavior of a Welded Web Connection in Steel Moment-Resisting Frames, *Earthquake Spectra*, Volume 34, Issue 4. DOI: <https://doi.org/10.1193/062617EQS131M>
- Lignos D.G., Hartloper A., Elkady A., Hamburger R. y Deierlein G.G. (2018), Revised ASCE-41 Modeling Recommendations for Moment-Resisting Frame Systems, Proceedings of the 11th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, *Earthquake Engineering Research Institute*, Los Angeles, C.A. June.

- Maison B.F., y Speicher M.S. (2016), Loading Protocols for ASCE 41 Backbone Curves, *Earthquake Spectra*, Vol. 32, No. 4, pp. 2513-2532. November. DOI: <https://doi.org/10.1193/010816EQS007EP>
- Mazzoni, S., F. McKenna, M. Scott, M 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.
- Noel S. y Uang C.M. (1996), “Cyclic Testing of Steel Moment Connections for the San Francisco Civic Center Complex”, Report TR-96/07, *Division of Structural Engineering*, U. of California, San Diego, CA.
- NTC-DCEA (2020), Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Acero y sus Comentarios, Gaceta Oficial de la Ciudad de México, Vigésimo primera época, No. 361, junio.
- NTC-DS (2020), Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo y sus Comentarios, Gaceta Oficial de la Ciudad de México, Vigésima primera época, No. 361, junio.
- Osteraas J. S.M. & Krawinkler H. (1989), The Mexico Earthquake of September 19, 1985 – Behavior of Steel Buildings, *Earthquake Spectra*, Vol. 5, No. 1. Pp. 51 – 88. DOI: <https://doi.org/10.1193/1.1585511>
- Popov E.P. y Tsai K.C. (1989) “Performance of Large Seismic Steel Moment Connections Under Cyclic Loads”, *Engineering Journal*, 2a Quarter, American Institute of Steel Construction.
- Ricles J.M., Mao C., Lu L.W. y Fisher J.W. (2000), “Development and Evaluation of Improved Details for Ductile Welded Unreinforced Flange Connections”, *SAC BD 00-24*, SAC Joint Venture.
- SAC (1995), “Interim Guideless: Evaluation, Repair, Modification and Design of Welded Steel Moment Frame Structures. Program to Reduce the Earthquake Hazards of Steel Moment Frame Structures. Federal Emergency Management Agency. Report FEMA 267/SAC-95-02. SAC Joint Venture. Sacramento, California.
- SAC (1997), “Interim Guideless Advisory No. 1: Supplement to FEMA 267. Program to Reduce the Earthquake Hazards of Steel Moment Frame Structures. Federal Emergency Management Agency. Report FEMA 267A/SAC-96-03. SAC Joint Venture. Sacramento, California.
- Santiago A. (2021), “Comportamiento de Conexiones de Marcos de Acero Ante Demandas Sísmicas”, *Tesis de Maestría*, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Tapia E. y Tena A. (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, García J.S. y Del Rincón A., (2016), "Estudio paramétrico del modelado inelástico de contravientos de acero", *Revista de Ingeniería Sísmica, SMIS*. No. 94. Pp. 49-74. DOI: <dx.doi.org/10.18867/ris-0>
- Tapia E. y García J.S. (2019), “Comportamiento de estructuras de acero durante los sismos de septiembre del 2017”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 101, pp. 36-52. DOI: <https://doi.org/10.18867/ris.101.499>
- Tapia E. y García J.S., (2019a), “Inelastic response of ductile eccentrically braced frames”, *Journal of Building Engineering*, No. 25. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2019.100903>
- Tapia E., Santiago A., Guerrero H. y Chávez M. (2020), “Comportamiento experimental de conexiones de marcos de acero ante demandas sísmicas”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 103, pp. 37-55. DOI: <https://doi.org/10.18867/ris.103.562>

- Tapia E. y Rangel G. (2018), Sobrerresistencia del material de perfiles ir de acero A992 con fines de Diseño, *Memorias XXI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Campeche, Méx.
- Venti M. y Engelhardt M.D. (2000), “Test of a Free Flange Connection with a Composite Floor Slab”, *SAC Report 00/18*, SAC Joint Venture.
- Whittaker A.S. & Gilani A. (1996), “Washington High School Reconstruction - Cyclic Testing of Steel Beam-Column Connections”, Report No. EERCL-STI/96-04, *Earthquake Engineering Research Center*, University of California, Berkeley, CA.
- Tremblay R., Timler P., Bruneau M. y Filiatrault A., (1995), “Performance of steel structures during the 1994 Northridge earthquake”, *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 22, pp. 338-360. DOI: <https://doi.org/10.1139/195-046>
- Zhang X., Zheng S. y Zhao X. (2019), Seismic Performance of Steel Beam-to-Column Moment Connections with Different Structural Forms, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 158, pág. 130-142. DOI: [10.1016/j.jsr.2019.03.028](https://doi.org/10.1016/j.jsr.2019.03.028)