



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA  
INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

**COMPORTAMIENTO DE CONEXIONES DE MARCOS DE ACERO  
ANTE DEMANDAS SÍSMICAS**

**T E S I S**  
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:  
MAESTRO EN INGENIERÍA

**P R E S E N T A**  
ALEJANDRO SANTIAGO FLORES

**TUTOR PRINCIPAL:**  
DR. EDGAR TAPIA HERNÁNDEZ  
UAM-AZCAPOTZALCO

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD.MX, ENERO DE 2021



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

## **JURADO ASIGNADO**

Presidente: DR. JOSÉ ALBERTO ESCOBAR SÁNCHEZ  
Secretario: M.I. RAÚL JEAN PERRILLIAT  
Vocal: DR. EDGAR TAPIA HERNÁNDEZ  
1 er. Suplente: DR. MARCOS MAURICIO CHÁVEZ CANO  
2 do. Suplente: DR. HÉCTOR GUERRERO BOBADILLA

Lugar o lugares donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

**TUTOR DE TESIS:**

---

DR. EDGAR TAPIA HERNÁNDEZ

## DEDICATORIA

*A Dios por permitirme vivir esta experiencia y permanecer a mi lado todo el tiempo.*

*A mi madre, mi padre y hermanos, por su paciencia y motivación infinita. Soy el reflejo de su formación como profesionalista y como ser humano.*

*A mis abuelos, Nicha y Melchor, por brindarme la mejor de las infancias y sembrar en mí, la semilla de la curiosidad. Siempre los llevaré en mi corazón.*

## AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, al Dr. Edgar Tapia Hernández por su infinita atención, paciencia e interés en todo momento y, sobre todo, por creer en mí.

Al Dr. Héctor Guerrero Bobadilla, su apoyo fue fundamental para concluir este proyecto; agradezco sus consejos, recomendaciones y asesorías.

A mis amigos, David González, Roxana Ronquillo, Gabriela Gómez y Antonio Rangel, por su incalculable apoyo, por todas esas risas, lágrimas y aventuras.

A las nuevas amistades que encontré durante de esta etapa, Raúl Sandoval y Rogelio Guevara, por su comprensión, consejos y buenas experiencias.

A los estudiantes, Eduardo y Ricardo, por su valiosa colaboración durante las pruebas experimentales.

Al Dr. Marcos M. Chávez Cano y al personal técnico del Laboratorio de Estructuras y Materiales del Instituto de Ingeniería, por su atención y cooperación durante las pruebas experimentales.

Al Ing. Pablo Gómez Urquiza, M.I. Carlos Moss Vélez, Ing. Gabriel A. Guerra Vanegas, M.I. Javier Alonso García, M.C. Carlos Alfredo Tapia García, M.I. Raúl Jean Perrilliat, Dr. Rodolfo Valles Mattox, Ing. Raúl Granados Granados e Ing. Fernando González Roser por su apoyo, asesorías y opiniones durante las etapas de esta investigación

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por apoyarme durante esta etapa, sin su apoyo difícilmente hubiera logrado este objetivo.

Por último, a la UNAM y al Instituto de Ingeniería, por permitirme cumplir este sueño y abrirme sus puertas para complementar mi formación. Es para mí un gran orgullo haber formado parte de la *Universidad de la Nación*.

## RESUMEN

En este trabajo de investigación se discute el estado del arte, el proceso de diseño, fabricación y resultados experimentales de conexiones de acero trabe – columna en escala natural de algunas de las configuraciones más utilizadas en México, asimismo, se comparan los resultados con modelos analíticos. El estudio pretende evaluar el comportamiento de conexiones existentes de columna I a trabe I basadas en las configuraciones típicas para identificar posibles procedimientos que mejoren la respuesta.

Las configuraciones ensayadas se establecieron mediante una encuesta con algunos de los despachos de cálculo y fabricantes de estructuras de acero más reconocidos en el país. En el consenso, se establecieron tres configuraciones: un espécimen con una conexión a momento conectando al eje mayor de la columna y dada la incertidumbre local, se consideraron dos conexiones a momento al eje menor de la columna. En cada caso se ensayaron dos especímenes idénticos para evaluar la certidumbre de los resultados; es decir, se ensayaron seis especímenes.

De acuerdo a los resultados, las conexiones ensayadas bajo grandes deformaciones inelásticas desarrollaron una concentración de daño inesperada que no es lo suficientemente dúctil para una estructura de acero de ductilidad alta. Se enfatiza el efecto de algunos parámetros de soldadura y detalles de fabricación que mejorarían la respuesta de las conexiones ante demandas sísmicas.

Se realizó un modelo analítico en el programa *OpenSees* para predecir el desplazamiento máximo probable y se comparó con los resultados del ensaye. Adicionalmente, se atendió las recomendaciones del ASCE-41 para la generación de la curva envolvente promedio, misma que exhibió la importancia del detallado de las conexiones.

## CONTENIDO

ÍNDICE DE FIGURAS .....	viii
ÍNDICE DE TABLAS.....	xv
CAPÍTULO 1. ESTADO DEL ARTE .....	1
1.1. Introducción.....	1
1.2. Antecedentes .....	2
1.3. Investigaciones experimentales de conexiones viga-columna .....	5
1.4. Recomendaciones y especificaciones de diseño.....	20
1.5. Conclusiones del Capítulo.....	28
CAPÍTULO 2. DISEÑO DE LOS PROTOTIPOS Y DETALLES DE FABRICACIÓN .....	29
2.1. Comportamiento del acero estructural.....	29
2.2. Requerimientos generales.....	31
2.3. Criterios de diseño para estructuras dúctiles .....	33
2.4. Criterios generales de diseño.....	37
2.5. Diseño de prototipos.....	45
2.6. Fabricación de los prototipos .....	68
2.7. Conclusiones del Capítulo.....	85
CAPÍTULO 3. PROTOCOLO DE CARGA E INSTALACIÓN DE PROTOTIPOS .....	86
3.1. Requerimientos generales para el ensaye de los prototipos .....	86
3.2. Protocolo de carga.....	87
3.3. Instrumentación .....	93
3.4. Informe de resultados .....	97
3.5. Criterios de aceptación .....	98
3.6. Recomendaciones para soldadura en zonas sísmicas .....	101
3.7. Conclusiones del Capítulo.....	104
CAPÍTULO 4. RESULTADOS EXPERIMENTALES .....	105
4.1. Trabajos preliminares e instalación de los especímenes .....	105
4.2. Ensaye 1. Especímen CTA-01.....	108
4.3. Ensaye 2. Especímen CPA-01 .....	115
4.4. Ensaye 3. Especímen CTA-02.....	120
4.5. Ensaye 4. Especímen CPA-02.....	126
4.6. Ensaye 5. Especímen CTP1-01 .....	133

---

---

4.7. Ensaye 6. Espécimen CTP1-02 .....	140
4.8. Discusión de resultados .....	144
4.9. Conclusiones del Capítulo.....	153
CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN CON LOS MODELOS ANALÍTICOS.....	155
5.1. Modelo analítico en el programa <i>OpenSees</i> .....	156
5.2. Criterios y recomendaciones de acuerdo con el manual del ASCE-41 (2017).....	175
5.3. Obtención de parámetros para el modelado y procedimientos no lineales.....	189
5.4. Conclusiones del Capítulo.....	199
CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES.....	200
CAPÍTULO 7. REFERENCIAS .....	203
APÉNDICE A. COMPENDIO DE CONEXIONES MÁS USADAS EN MÉXICO .....	207
A.1. Fabricantes.....	207
A.2. Despachos de cálculo .....	211
A.3. Conclusiones del Capítulo.....	216
APÉNDICE B. COMPENDIO DE PLANOS DE FABRICACIÓN.....	217
APÉNDICE C. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS PERFILES ESTRUCTURALES .....	221
C.1. Introducción.....	221
C.2. Procedimiento de ensaye .....	222
C.3. Resultados de las pruebas .....	223
C.4. Certificados de calidad .....	228
C.5. Conclusiones del Capítulo .....	232



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Edificio "U.S. Air Force Academy - Center for Character & Leadership Development", Colorado Springs, EE.UU. ....	1
Figura 1.2. Conexión típica soldada a momento antes de 1994 (FEMA-355D, 2000) .....	3
Figura 1.3. Zona común de falla entre la conexión viga-columna (FEMA-355D, 2000) .....	3
Figura 1.4. Fallas en uniones viga-columna (FEMA-355D, 2000).....	4
Figura 1.5. Fallas en columnas (FEMA-355D, 2000) .....	4
Figura 1.6. Configuración para el ensaye de los especímenes (Tsai et al. 1995) .....	6
Figura 1.7. Configuraciones de las conexiones de los especímenes (Tsai et al. 1995) .....	7
Figura 1.8. Rotación plástica contra la carga de la viga en cantiléver (Tsai et al. 1995) .....	8
Figura 1.9. Configuración de la conexión del espécimen ECS1 (Del Campo y Gómez, 2010).....	9
Figura 1.10. Ensaye del espécimen ECS1 realizadas en el Laboratorio de Estructuras UAM-A (Del Campo y Gómez, 2010) .....	10
Figura 1.11. Curva de histéresis del espécimen ECS1, conexión soldada directamente (Del Campo y Gómez, 2010).....	10
Figura 1.12. Detalle conexión con diafragma del espécimen ECS2 (Del Campo y Gómez, 2010) .....	11
Figura 1.13. Curva de histéresis del espécimen ECS2, conexión reforzada con diafragma (Del Campo y Gómez, 2010) .....	12
Figura 1.14. Detalle conexión con diafragma del espécimen ECS3 (Del Campo y Gómez, 2010) .....	12
Figura 1.15. Diagrama de los diferentes tipos de conexiones (Zhang et al. 2019).....	15
Figura 1.16. Configuración de la conexión (Zhang et al. 2019).....	16
Figura 1.17. Configuración de la prueba de carga (Zhang et al. 2019) .....	17
Figura 1.18. Protocolo de carga (Zhang et al. 2019) .....	17
Figura 1.19. Comparación con modelo de elemento finito (Zhang et al. 2019).....	18
Figura 1.20. Curvas de histéresis de los especímenes (Zhang et al. 2019) .....	18
Figura 1.21. Comparación de curvas de histéresis de los especímenes y los modelos de elemento finito (Zhang et al. 2019) .....	19
Figura 1.22. Conexiones viga-columna de marcos resistentes a momento (De Buen, 1993) .....	24
Figura 1.23. Viga conectada al alma de la columna (Chen y Lui, 1988) .....	27
Figura 1.24. Medidas para mejorar el comportamiento de juntas con vigas unidas al alma de la columna (Driscoll y Beedle, 1982) .....	28
Figura 2.1. Curvas momento-deflexión de vigas (De Buen, 1980).....	29

Figura 2.2. Gráfica idealizada esfuerzo-deformación (De Buen, 1980).....	30
Figura 2.3. Comportamiento inelástico de marcos con articulaciones plásticas en las vigas (FEMA-350, 2000a).....	33
Figura 2.4. Localización de la formación de articulaciones plásticas y el equilibrio de la viga (NTC-DCEA, 2020).....	35
Figura 2.5. Relaciones momento-deflexión de elemento de acero (NTC-DCEA, 2020).....	38
Figura 2.6. Conexiones típicas resistentes a momento.....	45
Figura 2.7. Dimensiones de los prototipos .....	46
Figura 2.8. Localización de la formación de articulación plástica en los prototipos.....	49
Figura 2.9. Secciones finales para el prototipo 1.....	58
Figura 2.10. Secciones finales para el prototipo 2.....	68
Figura 2.11. Espacio en el Laboratorio de Estructuras y Materiales del Instituto de Ingeniería (II-UNAM) donde se realizaron los ensayos.....	69
Figura 2.12. Configuración de los prototipos para la prueba experimental.....	69
Figura 2.13. Detalle general del prototipo 1. Cotas en milímetros.....	71
Figura 2.14. Detalle de los apoyos, vista en planta. Cotas en milímetros .....	72
Figura 2.15. Detalle de los apoyos, vista lateral (Corte A-A). Cotas en milímetros .....	72
Figura 2.16. Detalle de los apoyos, vista frontal (Corte B-B). Cotas en milímetros.....	72
Figura 2.17. Detalle de placas empleadas para la fijación de los prototipos. Cotas en milímetros.....	73
Figura 2.18. Detalle de la placa de apoyo, PL-A.....	73
Figura 2.19. Detalle general del prototipo 2. Cotas en milímetros.....	74
Figura 2.20. Detalle de los apoyos, vista en planta. Cotas en milímetros .....	75
Figura 2.21. Detalle de los apoyos, vista lateral (Corte A-A). Cotas en milímetros .....	75
Figura 2.22. Detalle de los apoyos, vista frontal (Corte B-B). Cotas en milímetros.....	76
Figura 2.23. Detalle de placas empleadas para la fijación de los prototipos. Cotas en milímetros.....	76
Figura 2.24. Prototipos unión viga-columna sobre eje mayor de la columna. Prototipo CTP.....	78
Figura 2.25. Prototipos unión viga-columna sobre eje menor de la columna. Prototipo CTA .....	79
Figura 2.26. Isométricos de los prototipos unión viga-columna sobre eje menor de la columna. Prototipo CPA .....	80
Figura 2.27. Proceso de fabricación de los prototipos.....	81
Figura 2.28. Proceso de fabricación de los prototipos.....	82
Figura 3.1. Rotación angular del espécimen .....	88

Figura 3.2. Historia de desplazamientos para los prototipos (a) Prototipo 1 (CTP y CTPC). (b) Prototipo 2 (CPA, CPAC, CTA y CTAC) .....	89
Figura 3.3. Configuración general para la instrumentación del prototipo tipo 1. Cotas en cm .....	93
Figura 3.4. Configuración general para la instrumentación del prototipo tipo 2. Cotas en cm .....	94
Figura 3.5. Transductores de desplazamiento (CDP) empleados en la instrumentación.....	94
Figura 3.6. Instalación de leds en el prototipo tipo 1 .....	95
Figura 3.7. Instalación de leds en el prototipo tipo 2 .....	96
Figura 3.8. Instrumentación de los especímenes. (Especimen CTA-1).....	96
Figura 3.9. Porción de marco formado por los especímenes para el cálculo de distorsiones.....	99
Figura 3.10. Curva momento de la columna contra rotación total para la conexión precalificada BFP (Bolted Flange Plate), AISC-358 (2016).....	101
Figura 3.11. Detalles de soldadura en la ranura conforme al Suplemento AWS D1.8 (2009).....	103
Figura 3.12. Detalle de agujeros de acceso (NTC-DCEA, 2020).....	104
Figura 4.1. Preparación del espacio de trabajo dentro del Laboratorio de Materiales y Estructuras del Instituto de Ingeniería.....	105
Figura 4.2. Instalación previa de los especímenes .....	106
Figura 4.3. Primera configuración del reforzamiento en los especímenes .....	106
Figura 4.4. Reforzamiento en la conexión con el actuador .....	107
Figura 4.5. Configuración final del reforzamiento en los especímenes .....	107
Figura 4.6. Reforzamiento a 90 cm del eje de la columna y en la conexión con el actuador.....	108
Figura 4.7. Detalle de la conexión del espécimen CTA-01 .....	109
Figura 4.8. Especimen CTA-1 antes del inicio de la prueba experimental .....	109
Figura 4.9. Inicio del pandeo en los patines adyacentes a la muesca al finalizar los 6 ciclos de $\theta=0.0075$ rad (17.6 mm).....	110
Figura 4.10. Comparación del estado inicial y final del espécimen CTA-01.....	110
Figura 4.11. Evolución de daño del espécimen CTA-01.....	111
Figura 4.12. Longitud de la articulación plástica en el espécimen CTA-01 .....	111
Figura 4.13. Concentración de demandas en el espécimen CTA-01.....	112
Figura 4.14. Concentración del daño en la muesca .....	112
Figura 4.15. Curva momento contra rotación del espécimen CTA-01.....	113
Figura 4.16. Reporte de daño en la curva momento contra rotación del espécimen CTA-01.....	114
Figura 4.17. Detalle de la conexión del espécimen CPA-01 .....	115
Figura 4.18. Especimen CPA-1 antes del inicio de la prueba experimental.....	115

Figura 4.19. Evolución de daño del espécimen CPA-01 .....	116
Figura 4.20. Efecto de torsión reportado durante el ensaye .....	117
Figura 4.21. Vistas de la conexión CPA-01 después del ensaye .....	117
Figura 4.22. Daño en el espécimen CPA-01 después del ensaye .....	118
Figura 4.23. Acercamiento a la zona de la muesca .....	118
Figura 4.24. Curva momento contra rotación del espécimen CPA-01 .....	119
Figura 4.25. Reporte de daño en la curva momento contra rotación del espécimen CPA-01 .....	120
Figura 4.26. Configuración de la conexión CTA-02 .....	121
Figura 4.27. Evolución de daño del espécimen CTA-02 .....	121
Figura 4.28. Especimen CTA-02 después del ensaye .....	122
Figura 4.29. Falla en la muesca y patín del espécimen CTA-02 .....	122
Figura 4.30. Acercamiento al daño alrededor de las muescas .....	123
Figura 4.31. Configuración inicial de las muescas .....	124
Figura 4.32. Curva momento contra rotación del espécimen CTA-02 .....	125
Figura 4.33. Reporte de daño en la curva momento contra rotación del espécimen CTA-02 .....	126
Figura 4.34. Especimen CTA-02 previo al ensaye .....	126
Figura 4.35. Evolución de daño del espécimen CPA-02 .....	127
Figura 4.36. Estado final del espécimen CPA-02 (vista frontal) .....	128
Figura 4.37. Estado final del espécimen CPA-02 (vista posterior) .....	128
Figura 4.38. Vista de la zona dañada del espécimen CPA-02 .....	129
Figura 4.39. Grietas en la zona de la muesca hacia el alma y hacia la soldadura .....	130
Figura 4.40. Acercamiento a las muescas previo al ensaye .....	130
Figura 4.41. Curva momento contra rotación del espécimen CPA-02 .....	132
Figura 4.42. Reporte de daño en la curva momento contra rotación del espécimen CPA-02 .....	133
Figura 4.43. Detalle de la conexión del espécimen CTP1-01 .....	134
Figura 4.44. Especimen CTP1-01 antes del inicio de la prueba experimental .....	134
Figura 4.45. Preparación del espécimen CTP1-01 .....	135
Figura 4.46. Evolución de daño del espécimen CTP1-01 .....	136
Figura 4.47. Especimen CTP1-01 después del ensaye .....	136
Figura 4.48. Vista lateral de la fractura de la soldadura .....	137
Figura 4.49. Vista de la fractura del patín .....	137
Figura 4.50. Vista de la deformación en la zona del panel .....	138
Figura 4.51. Curva momento contra rotación del espécimen CTP-01 .....	139

Figura 4.52. Reporte de daño en la curva momento contra rotación del espécimen CTP1-01.....	140
Figura 4.53. Configuración de la conexión CTP1-02.....	140
Figura 4.54. Evolución de daño del espécimen CTP1-02 .....	141
Figura 4.55. Especimen CTP1-02 después del ensaye .....	142
Figura 4.56. Vista de la conexión después del experimento .....	142
Figura 4.57. Curva momento contra rotación del espécimen CTP-02 .....	143
Figura 4.58. Reporte de daño en la curva momento contra rotación del espécimen CTP1-02.....	144
Figura 4.59. Definición de parámetros .....	145
Figura 4.60. Curvas envolventes (backbone curve) de los especímenes.....	147
Figura 4.61. Distribución de esfuerzos típica en la conexión.....	148
Figura 4.62. Cálculo del módulo de sección plástico de una sección I .....	149
Figura 4.63. Imperfecciones en la muesca .....	152
Figura 5.1. Ambiente simplificado del programa OpenSees.....	156
Figura 5.2. Esquema del modelo en OpenSees. Cotas en cm.....	157
Figura 5.3. Curva esfuerzo-deformación del material Giuffre-Menegotto-Pinto para el comando Material Steel 02.....	159
Figura 5.4. Curva de histéresis empleada para el comando Steel 02 del programa OpenSees.....	160
Figura 5.5. Modelos de idealización de elementos viga-columna (Deierlein G. et al., 2010).....	161
Figura 5.6. Esquema para construcción de secciones con fibras, Fiber Section (OpenSees).....	162
Figura 5.7. Polígono definido por el comando patch quad, OpenSees.....	162
Figura 5.8. Coordenadas locales y globales en el programa OpenSees .....	163
Figura 5.9. Resultados del análisis estático no lineal (pushover).....	166
Figura 5.10. Comparación de la curva de capacidad con la curva envolvente de cada espécimen .....	167
Figura 5.11. Comparación de la curva de capacidad de la trabe con la curva esquelética de los especímenes .....	168
Figura 5.12. Esquema del modelo en OpenSees. Cotas en cm.....	169
Figura 5.13. Resultados del análisis ante carga cíclica .....	171
Figura 5.14. Comparación de curva momento contra rotación para cada espécimen .....	174
Figura 5.15. Curvas fuerza contra deformación, ASCE-41 (2017).....	178
Figura 5.16. Curva generalizada fuerza-deformación, representación de relaciones en el modelo y criterios de aceptación, ASCE-41 (2013).....	179
Figura 5.17. Ejemplo de curva envolvente de una prueba experimental, ASCE-41 (2017).....	182

Figura 5.18. Ejemplo de una curva envolvente a partir de varias pruebas experimentales, ASCE-41 (2017)	182
Figura 5.19. Ejemplificación de los criterios de aceptación, ASCE-41 (2017)	184
Figura 5.20. Relación general de fuerza-deformación para elementos o componentes de acero	186
Figura 5.21. Definición de la curvatura	186
Figura 5.22. Curva envolvente fuerza-rotación de la trabe de acuerdo al ASCE-41 (2013)	193
Figura 5.23. Curva envolvente fuerza-rotación de la trabe de acuerdo al ASCE-41 (2017)	194
Figura 5.24. Comparación de curvas envolventes	195
Figura 5.25. Curva envolvente general, rama positiva (momento positivo contra rotación positiva)	196
Figura 5.26. Curva envolvente general, rama negativa (momento negativo contra rotación negativa)	197
Figura 5.27. Curva envolvente general de las pruebas experimentales	197
Figura 5.28. Comparación de curvas envolventes, rama positiva	198
Figura 5.29. Comparación de curvas envolventes, rama negativa	199
Figura 6.1. Recomendaciones para reforzamiento de conexiones en estructuras de acero resistentes a momento (adaptadas del AISC-1999a y AISC-2018)	202
Figura A.1. Vista superior de la conexión propuesta. (Manufacturas Metálicas AJAX, S.A. de C.V.)	207
Figura A.2. Elevación lateral de la conexión propuesta. (Manufacturas Metálicas AJAX, S.A. de C.V)	208
Figura A.3. Detalles de bisel en la fabricación de la configuración de Manufacturas Metálicas AJAX, S.A. de C.V.	208
Figura A.4. Conexión en columnas recubiertas con concreto (Manufacturas Metálicas AJAX, S.A. de C.V.)	209
Figura A.5. Vista en planta de conexión a columna I usada por el Grupo BAYSA S.A. de C.V.	210
Figura A.6. Elevación de conexión a columna I usada por el Grupo BAYSA S.A. de C.V.	210
Figura A.7. Planta de conexión a columna usada por el Grupo BAYSA S.A. de C.V.	211
Figura A.8. Elevación de conexión a columna usada por el Grupo BAYSA S.A. de C.V.	211
Figura A.9. Conexión propuesta por el despacho Alonso y Asociados Proyecto Estructural	212
Figura A.10. Conexión propuesta por el despacho Alonso y Asociados Proyecto Estructural. Vista en Planta	213
Figura A.11. Vista en elevación y detalle de placa de conexión propuesta por el despacho Alonso y Asociados Proyecto Estructural	213
Figura A.12. Conexión propuesta por el Ing. Raúl Granados Granados. Vista en Planta	214
Figura A.13. Vista en elevación de la conexión propuesta por Ing. Raúl Granados Granados	214
Figura A.14. Configuración de la conexión propuesta por el M.I. Carlos Tapia	215
Figura A.15. Configuración de la conexión propuesta por el Dr. Rodolfo Valles Mattox	216

Figura B.1. Plano de fabricación para el espécimen CTP .....	218
Figura B.2. Plano de fabricación para el espécimen CTA.....	219
Figura B.3. Plano de fabricación para el espécimen CPA.....	220
Figura C.1. Corte de especímenes para la extracción de probetas .....	222
Figura C.2. Probetas de perfiles de acero laminados en México.....	223
Figura C.3. Resultados de la probeta 1 (Ala 1) .....	223
Figura C.4. Resultados de la probeta 2 (Ala 2) .....	224
Figura C.5. Resultados de la probeta 3 (Ala 3) .....	225
Figura C.6. Resultados de la probeta 4 (Ala 4) .....	226
Figura C.7. Resultados de la probeta 5 (Alma 1) .....	226
Figura C.8. Certificado de calidad del perfil IR 356 x 110.4 kg/m (W 14"x74 lb/pie).....	229
Figura C.9. Certificado de calidad del perfil IR 406 x 46.20 kg/m (W 16"x31 lb/pie).....	230
Figura C.10. Certificado de calidad del perfil IR 457 x 59.80 kg/m (W 18"x 40 lb/pie).....	231

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1. Características de los especímenes (Tsai et al. 1995).....	6
Tabla 1.2. Magnitudes de momento esperados del espécimen ECS1 (Del Campo y Gómez, 2010) .....	9
Tabla 1.3. Comparación de momentos observados y esperados en las tres conexiones (Del Campo y Gómez, 2010).....	13
Tabla 1.4. Información de los especímenes (Zhang et al. 2019) .....	16
Tabla 1.5. Propiedades de los materiales (Zhang et al. 2019).....	16
Tabla 2.1. Esfuerzos $F_y$ y $F_u$ de aceros estructurales (adaptada de la tabla 1.4.1, NTC-DCEA-2020) .....	32
Tabla 2.2. Magnitudes de $R_y$ y $R_u$ para determinar el esfuerzo de fluencia esperado, $F_{ye}$ y el esfuerzo último esperado, $F_{ue}$ . (adaptada de la tabla 12.1.1, NTC-DCEA-2020) .....	33
Tabla 2.3. Valores mínimos de las relaciones ancho/grueso para elementos de ductilidad media y alta de miembros en compresión (adaptada de la tabla 12.1.2, NTC-DCEA-2020).....	37
Tabla 2.4. Valores máximos de las relaciones ancho/grueso. Elementos comprimidos que forman parte de miembros en flexión o flexocompresión (adaptada de la tabla 3.2.2, NTC-DCEA-2020) .....	38
Tabla 2.5. Valores del coeficiente $n$ (adaptada de la tabla 5.2.1, NTC-DCEA-2020) .....	41
Tabla 2.6. Características y propiedades generales de los prototipos .....	46
Tabla 2.7. Definición e identificación de prototipos .....	77
Tabla 3.1. Límites de ángulo de distorsión para varios niveles de rendimiento (adaptada de la tabla 3-13, FEMA-350, 2000a) .....	87
Tabla 3.2. Desplazamientos correspondientes al ciclo de carga para los prototipos CTP y CTPC (prototipo tipo 1) .....	91
Tabla 3.3. Desplazamientos correspondientes al ciclo de carga para los prototipos CPA, CPAC, CTA y CTAC (prototipo tipo 2).....	92
Tabla 3.4. Capacidades mínimas de ángulo de distorsión total para los valores de $\theta_{SD}$ y $\theta_u$ para estructuras dúctiles (adaptada de la tabla 3-15, FEMA-350, 2000a).....	98
Tabla 4.1. Determinación de la ductilidad desarrollada en los ensayos .....	145
Tabla 4. 2. Respuesta inelástica de los especímenes ensayados.....	145
Tabla 4.3. Recomendaciones del AWS D1.8 (2016) y AISC-358 (2016) para la colocación de soldadura .....	153
Tabla 5.1. Parámetros de modelado y criterios de aceptación para procedimientos no lineales (para vigas de acero). Acciones en flexión. ASCE-41 (2017).....	189
Tabla 5.2. Propiedades geométricas de la trabe, IR 406 x 46.20 kg/m (W16"x 31 lb/pie) .....	190



Tabla 5.3. Características y propiedades mecánicas del IR 406 x 46.20 kg/m (W16"x 31 lb/pie) .....	190
Tabla 5.4. Magnitudes de curva envolvente de la trabe de acuerdo al ASCE-41 (2013).....	192
Tabla 5.5. Magnitudes de curva envolvente de la trabe de acuerdo al ASCE-41 (2017).....	195
Tabla B.1. Definición e identificación de prototipos .....	217
Tabla C.1. Resumen de resultados de la probeta 1 (Ala 1) .....	224
Tabla C.2. Resumen de resultados de la probeta 2 (Ala 2) .....	224
Tabla C.3. Resumen de resultados de la probeta 3 (Ala 3) .....	225
Tabla C.4. Resumen de resultados de la probeta 4 (Ala 4) .....	225
Tabla C.5. Resumen de resultados de la probeta 5 (Alma 1) .....	227
Tabla C.6. Esfuerzo de fluencia y ruptura de cada probeta, $F_{yi}$ y $F_{ui}$ .....	228
Tabla C.7. Esfuerzo de fluencia y ruptura reportado en el certificado de calidad, $F_{yi}$ y $F_{ui}$ .....	228

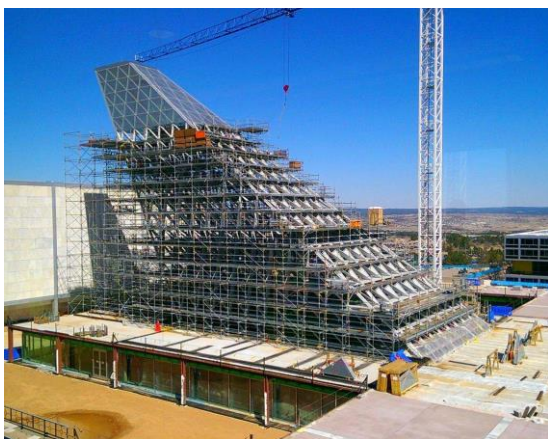
## CAPÍTULO 1. ESTADO DEL ARTE

### 1.1. INTRODUCCIÓN

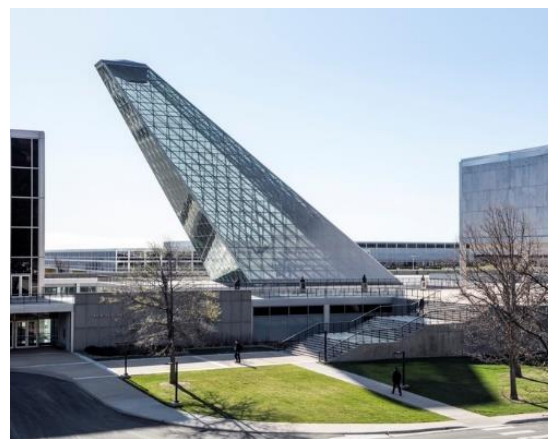
La industria de la fabricación del acero ha crecido significativamente durante los últimos años, debido a grandes avances en el mejoramiento de su producción. Este escenario ha colocado al acero como una alternativa muy confiable como material de construcción.

Actualmente, gran cantidad de construcciones alrededor del mundo están hechas de acero estructural, debido a la amplia variedad de tipos y grados de acero disponibles en el mercado. Lo que satisface las diferentes necesidades y demandas de los desarrolladores y clientes.

En los últimos años, se ha desarrollado el concepto de pluralismo moderno dentro de los campos de la arquitectura e ingeniería estructural cuya tendencia se distingue por renunciar generalmente a reclamos históricos y conjuga elementos heterogéneos en una sola construcción. En muchas ciudades se observan edificios que han adoptado este nuevo concepto. Por mencionar un ejemplo, el edificio *U.S. Air Force Academy – Center For Character & Leadership Development* (Colorado Springs, EE.UU.) logra la integración completa de arquitectura e ingeniería estructural para formar un edificio innovador, como se observa en la figura 1.1.



(a) Etapa de construcción



(b) Estructura final

**Figura 1.1. Edificio "U.S. Air Force Academy - Center for Character & Leadership Development", Colorado Springs, EE.UU.**

Los fenómenos naturales como sismos y huracanes han obligado a estudiar e investigar el comportamiento de las estructuras de acero, desde sus elementos y conexiones hasta estructuras completas. Lo anterior, se ha visto reflejado en avances en los códigos y especificaciones de diseño.

En especial, los sismos de Northridge (EE.UU.) en 1994 y Hyogoken-Nanbu (Kobe) en 1995 obligaron a desarrollar nuevas investigaciones debido a los severos daños que sufrieron gran cantidad de

construcciones. Los principales daños se observaron en conexiones soldadas de unión viga-columna. Al realizar diferentes estudios se demostró que varias de las técnicas empleadas en conexiones soldadas no eran las más adecuadas para estructuras ubicadas en zonas sísmicas. Finalmente, los resultados de estas investigaciones se vieron reflejados en la actualización de los códigos y reglamentos existentes proponiendo nuevas técnicas y recomendaciones.

## **1.2. ANTECEDENTES**

La idea de soldar uniones viga-columna comenzó a desarrollarse en la década de 1960, donde se comenzó a emplear conexiones soldadas para construcciones a base de marcos de acero resistentes a momento. Siendo los sistemas más dúctiles contenidos en los códigos de construcción vigentes en ese tiempo. Por ello, se confiaba que las construcciones con marcos de acero a momento eran prácticamente invulnerables a demandas sísmicas.

El sismo de Northridge el 17 de enero de 1994 cambió totalmente la forma de pensar, ya que, en gran número de estructuras con marcos de acero resistentes a momento se encontraron fallas en las conexiones viga-columna. Las estructuras dañadas se localizaron en diferentes áreas geográficas, incluyendo sitios donde el sismo se percibió de manera moderada. Se detectaron fallas del tipo frágil en las conexiones de los marcos, donde a menudo estaban relacionadas con la configuración arquitectónica de la estructura. Esta observación causó preocupación en el gremio de la ingeniería, debido a que, comportamientos similares se detectaron en sismos anteriores y se confirmaron con las investigaciones de las estructuras dañadas por los sismos de Landers (1992), Big Bear (1992) y Loma Prieta (1989) en Estados Unidos.

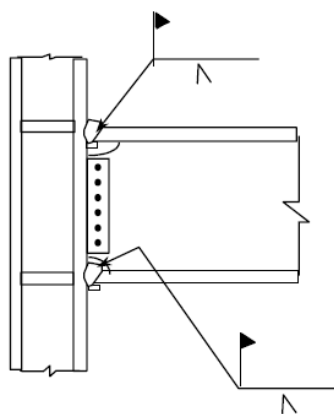
La demanda presentada a raíz del sismo de Northridge (1994) concibió la idea de desarrollar códigos de diseño y construcción.

Las estructuras con marcos de acero resistentes a momento están diseñadas para resistir fuerzas sísmicas bajo la suposición de que estas actúan en la base. De modo que tienen capacidad de soportar grandes flexiones y deformaciones plásticas sin perder resistencia. La intención de las deformaciones inelásticas consiste en la formación de articulaciones plásticas dentro de las vigas (cerca de la conexión con la columna) y son teóricamente capaces de disipar la energía inducida por el sismo. La demanda esperada consiste en la flexión moderada e identificación del pandeo en los elementos de acero, sin presentar fallas frágiles. Por consiguiente, los códigos y reglamentos plantean el diseño de este tipo de marcos con una fracción de la resistencia; de tal manera que, la estructura se comporte dentro del rango elástico.

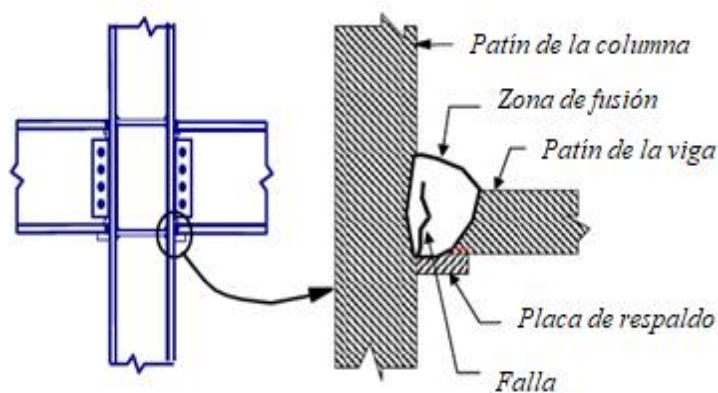
Bajo la suposición de que las articulaciones plásticas se forman en las vigas, la figura 1.2 muestra la conexión típica empleada en marcos de acero resistentes a momento. Esta conexión era capaz de desarrollar largas rotaciones plásticas del orden de 0.015 a 0.02 radianes sin pérdida significativa resistencia.

Después del sismo de Northridge (1994), las estructuras dañadas mostraron el comportamiento contrario a lo esperado. En gran variedad de casos, se reportaron fallas frágiles dentro de las conexiones a niveles muy bajos de demanda incluso cuando la estructura se encontraba dentro del intervalo elástico. Comúnmente, al emplearse soldaduras de penetración completa (*complete joint penetration, CJP*) las fallas

iniciaban en el punto de penetración de la soldadura localizado entre la parte inferior del patín de la viga y el patín de la columna, como se muestra en la figura 1.3.



**Figura 1.2. Conexión típica soldada a momento antes de 1994 (FEMA-355D, 2000)**



**Figura 1.3. Zona común de falla entre la conexión viga-columna (FEMA-355D, 2000)**

En algunos casos, las fallas atravesaron completamente la soldadura siendo apreciables en las caras de la soldadura o en el metal detrás de la soldadura. La figura 1.4a muestra lo descrito anteriormente.

Otro patrón de falla que se observó, fue que la fractura se desarrollaba a través de una grieta en el patín de la columna detrás de la soldadura (ver figura 1.4b). En estos casos, una porción del patín de la columna permanecía unida al patín de la viga, pero la otra parte permanecía libre. Este patrón de falla fue algunas veces llamado falla tipo “divot” o “nugget”.



(a) Falla en la zona de fusión



(b) Falla tipo “divot” o “nugget” en el patín de la columna

**Figura 1.4. Fallas en uniones viga-columna (FEMA-355D, 2000)**

Un gran número de fallas atravesaron completamente el patín de la columna a lo largo de un plano casi horizontal alineado aproximadamente con el patín inferior de la viga (ver figura 1.5a). En algunos casos, esta falla se extendía dentro del alma de la columna y cruzaba la zona del panel como se muestra en la figura 1.5b.



(a) Falla a través del patín de la columna



(b) Falla continua dentro del alma de la columna

**Figura 1.5. Fallas en columnas (FEMA-355D, 2000)**

A pesar de que muchas construcciones sufrieron varias de las fallas mencionadas en los párrafos anteriores, muchas de ellas no mostraron signos de demanda estructural. Es decir, las deformaciones permanentes o los elementos estructurales dañados no eran fácilmente identificables, lo que complicó las evaluaciones post-sismo. Para poder evaluar las estructuras fue necesario remover acabados y protección contra incendio. Esta revisión representaba costos significativos, pero aún más costoso resultaba la reparación de las conexiones.

Después de la formación de comités de diferentes institutos, universidades, organizaciones y sociedades para desarrollar varias investigaciones se logró compilar: los resultados de pruebas

experimentales y numéricas, obtención de datos estadísticos, recomendaciones de diseño sísmico, reparación y rehabilitación de estructuras. Algunos participantes del programa de investigación fueron: *American Institute of Steel Construction (AISC)*, *American Welding Society (AWS)*, *SAC Joint Venture (SAC)*, *American Iron and Steel Institute*, *National Institute of Standards and Technology* y *Federal Emergency Management Agency (FEMA)*.

Muchas de las investigaciones desarrolladas a raíz de estos sismos se enfocaron al estudio en particular de la unión viga-columna, evaluando los casos más comunes. Sin embargo, más adelante también se prestó interés al estudio del comportamiento de estructuras completas sometidas a cargas dinámicas. Con este enfoque, el concepto de desempeño basado en diseño sísmico (Borzognia y Bertero, 2006) tomó relativa importancia y se reconoció una necesidad crítica para la cuantificación de potencial colapso de estructuras de acero sometidas a sismos severos.

Con base en la discusión anterior, a continuación, se reportan algunas de las investigaciones previas y más relevantes publicadas en los últimos años que han tomado relevancia significativa. Siendo el estudio de conexiones viga-columna el enfoque principal del presente trabajo de investigación.

### 1.3. INVESTIGACIONES EXPERIMENTALES DE CONEXIONES VIGA-COLUMNA

#### 1.3.1. Tsai *et al.* (1995)

La investigación publicada por K.C. Tsai, Shun Wu y Egor. P. Popov bajo el título “*Experimental Performance of Seismic Steel Beam-Column Moment Joints*” en 1995, desarrolla el estudio experimental de 10 especímenes de prueba de conexiones viga-columna. Los especímenes están soldados en los patines y atornillados en el alma. A este tipo de conexión se conoce por sus siglas en inglés BWWF (*Bolted-web-welded-flange*). Esta investigación se desarrolló en la Universidad Nacional de Taiwán.

Los marcos de acero resistentes a momento son regularmente adoptados como sistemas de solución viables para estructuras ubicadas en zonas sísmicas. Las principales preguntas referentes al diseño sísmico de conexiones a momento de unión viga-columna y la zona de panel aún no se encuentran completamente resueltas. Varios resultados de pruebas experimentales de conexiones viga-columna atornilladas en el alma y soldadas en los patines indican que la capacidad de rotación para este tipo de conexión es incierta (Popov, 1985). Sin embargo, los códigos de diseño sísmico adoptaron como referencia la relación de módulos plásticos de las secciones,  $Z_f/Z$ , sea mayor que 0.70. Donde,  $Z_f$  es el módulo de sección plástico del patín de la trabe y  $Z$  el módulo de sección plástico de la trabe.

Es importante comentar que algunos resultados experimentales de conexiones viga-columna indican que el momento en las vigas es transmitido principalmente a través de los patines.

El principal objetivo de la investigación fue recolectar diferentes datos de pruebas experimentales de conexiones viga-columna atornilladas en el alma y soldadas en los patines (*BWWF*) usando el criterio de resistencia para soldaduras y tornillos.

Dentro del programa experimental todas las conexiones viga-columna fueron realizadas con especímenes fabricados de tal manera que la viga principal estuviera en cantiléver y la columna fuera colocada de manera horizontal. Se aplicó una carga cíclica a través de un pistón hidráulico donde el cabezal se colocó en el extremo libre de la viga como se muestra en la figura 1.6.

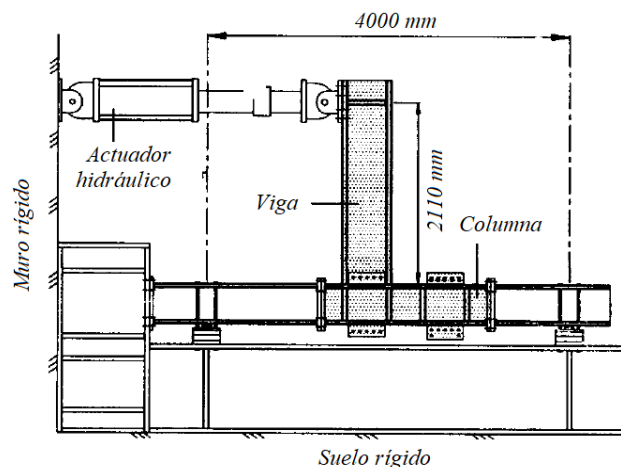


Figura 1.6. Configuración para el ensayo de los especímenes (Tsai et al. 1995)

En la tabla 1.1 se describen los diez diferentes tipos de conexiones que se ensayaron. Todos los especímenes emplearon diferentes secciones de viga y tipo de unión en el alma. Las secciones de las vigas fueron IR 533x74.4 kg/m (W 21"x 50 lb/pie), IR 533x92.70 kg/m (W 21"x 62 lb/pie), IR 533x123.10 kg/m (W 21"x 83 lb/pie) e IR 533x150.90 kg/m (W 21"x 101 lb/pie) siendo construidas con relación  $Z_f/Z$  de 0.65, 0.72, 0.74 y 0.80, respectivamente. En todos los casos se empleó acero ASTM A36.

Como se mencionó anteriormente, las conexiones viga-columna fueron soldadas en los patines y atornilladas en el alma con diferentes configuraciones. Los detalles cada conexión se muestran en la figura 1.7.

Tabla 1.1. Características de los especímenes (Tsai et al. 1995)

Specimen (1)	Beam (2)	Section (A36) (mm) (3)	$Z_f/Z$ (4)	Web connection (A325-X bolt) (in.) (5)	$t_s$ (mm) (6)
TH1	W21 × 101	(H545 × 315 × 13 × 20)	0.80	5 7/8 φ	12
TH2	W21 × 83	(H545 × 215 × 13 × 21)	0.74	5 3/4 φ	10
TH3	W21 × 62	(H535 × 210 × 10 × 15)	0.72	5 3/4 φ, slotted holes	10
TH4	W21 × 62	(H535 × 210 × 10 × 15)	0.72	5 3/4 φ	10
TH5	W21 × 62	(H535 × 210 × 10 × 15)	0.72	5 7/8 φ	12
TH6	W21 × 62	(H535 × 210 × 10 × 15)	0.72	5 3/4 φ + (1.2 $M_p - Z_f F_u$ ) web welding	12
TH7	W21 × 50	(H530 × 160 × 10 × 14)	0.65	5 5/8 φ, slotted holes	10
TH8	W21 × 50	(H530 × 160 × 10 × 14)	0.65	5 5/8 φ	10
TH9	W21 × 50	(H530 × 160 × 10 × 14)	0.65	7 7/8 φ	18
TH10	W21 × 50	(H530 × 160 × 10 × 14)	0.65	5 5/8 φ + (1.2 $M_p - Z_f F_u$ ) web welding	18

Todos los especímenes fueron ensayados con aumento cíclico de desplazamientos en el extremo de la viga en cantiléver (figura 1.6). El incremento de los desplazamientos entre cada ciclo fue de 6 mm. La rotación plástica de las vigas es obtenida restando la respuesta elástica de la viga y cualquier otro componente de deformación.

Después de ensayarse los especímenes se obtuvieron los ciclos de histéresis hasta alcanzar la falla como se muestran en la figura 1.8.

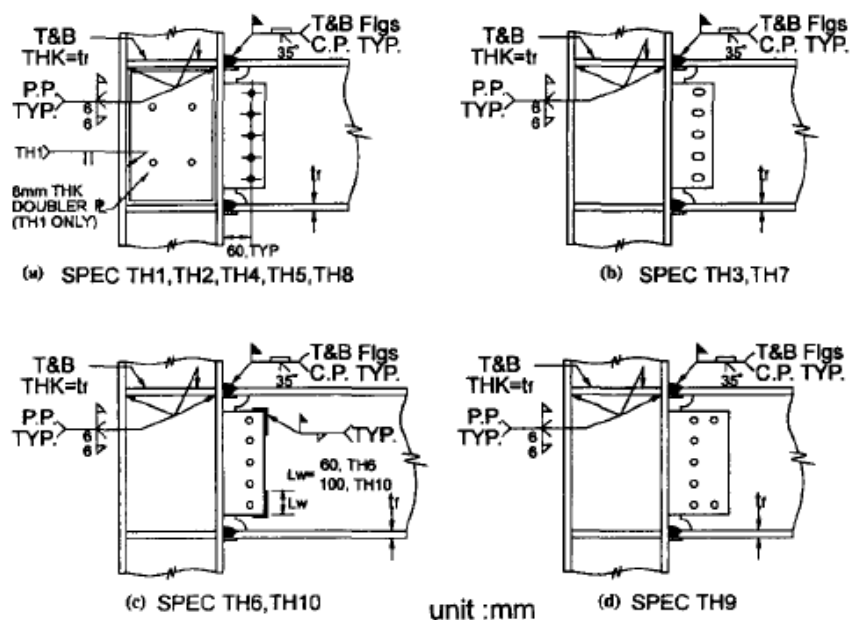


Figura 1.7. Configuraciones de las conexiones de los especímenes (Tsai et al. 1995)

La conclusión más relevante de la investigación fue que la capacidad de rotación plástica predicha fue errónea y no indica ninguna relación aparente con la relación de módulos de sección plástica  $Z_f/Z$ . Sin embargo, una característica adicional que se observó fue que soldaduras adicionales en el alma proporcionadas adecuadamente pueden mejorar la resistencia y la ductilidad de las conexiones a momento con patines soldados y alma atornillada.

Adicionalmente, se recomienda cuando la demanda rotacional impuesta sobre la conexión viga-columna es significativamente grande (alrededor de 0.015 rad), es conveniente la aplicación de sistemas de protección para reducir la demanda de ductilidad impuesta sobre la conexión viga-columna. Durante sismos severos, la demanda en elementos no estructurales o deformaciones permanentes introducen grandes distorsiones que pueden ser evitadas.

Los resultados experimentales indicaron que la zona de panel con propiedades proporcionales puede mejorar su comportamiento en general para la capacidad inelástica de deformación en la unión viga-columna. Finalmente, los autores consideran que la respuesta en general de un marco puede ser predicha por modelos analíticos asumiendo que la intersección entre viga-columna son 50% rígidos, evitando así el uso explícito de elementos rigidizantes en la zona del panel.



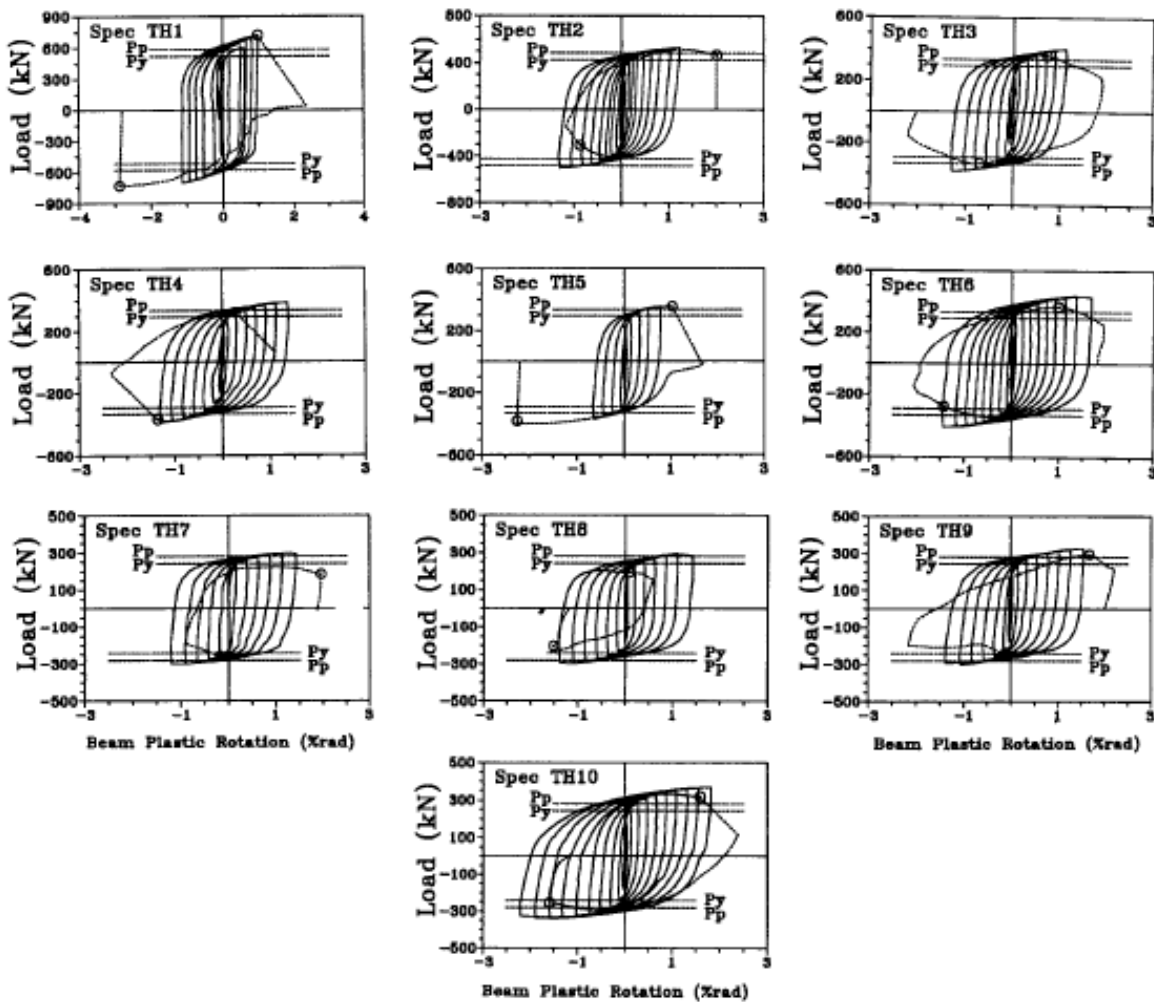


Figura 1.8. Rotación plástica contra la carga de la viga en cantiléver (Tsai et al. 1995)

### 1.3.2. Del Campo y Gómez (2010)

Esta investigación discute los resultados del estudio experimental del ensaye de tres prototipos de conexiones de marcos de acero formadas por una viga IR 406x53.70 kg/m (W 16"x 36 lb/pie) conectada a una columna tubular OR 305x13 mm (HSS 12"x12"x1/2"). Las tres conexiones fueron soldadas. Los especímenes fueron sometidos a cargas cíclicas. El programa de investigación se realizó en el Laboratorio de Estructuras de la UAM-A (Universidad Autónoma Metropolitana, Unidad Azcapotzalco).

Primero, se ensayó una conexión soldada de manera directa sin refuerzo y otras dos reforzadas para aumentar la resistencia y la rigidez. Los parámetros que se investigaron fueron las características de rotación y la capacidad resistente a momento, así como las diferentes alternativas de atiesamiento y rigidización. Posteriormente, se comparan resultados para proponer recomendaciones de diseño.

Las conexiones de viga-columna pueden ser soldadas o atornilladas. Se puede lograr la transferencia de momento a columnas (sección OR) sin usar elementos de conexión (placas de unión, placas de extremo,

placas transversales, diafragmas, etc.). Se puede lograr cierta capacidad al soldar directamente la viga a la cara de la columna. Estas conexiones son capaces de desarrollar la resistencia a flexión requerida de la columna. La resistencia de la viga soldada se basa en la resistencia de los patines a tensión y a compresión que actúan sobre la cara de la columna OR. Estas fuerzas en los patines se pueden considerar como la misma de una placa de dimensión igual que el patín. Además, existen varios estados límite a considerar (Del Campo y Gómez, 2010).

Los tres especímenes tienen el mismo tipo de viga (IR 406x53.70 kg/m) y columna (OR 305x13 mm) y solo varían en el tipo de conexión. Las tres son conexiones soldadas, una de ellas está soldada directamente a la columna; y las otras dos son reforzadas. Una con diafragmas externos soldadas en los patines para generar un nudo rígido y la otra con atiesadores internos (ambas conexiones dúctiles), con la finalidad de que se provoque la falla en la viga.

### 1.3.2.1. Especimen ECS1: Conexión soldada directamente

Esta conexión se soldó directamente a la columna tubular en forma simple, con soldaduras de filete en todas las posiciones. Este tipo de conexión por lo general se realiza en campo. Para fines de la investigación se supuso que la conexión corresponde a un marco típico. La geometría del espécimen ECS1 se muestra en la figura 1.9. La tabla 1.2 indica los momentos resistentes esperados en cada caso.

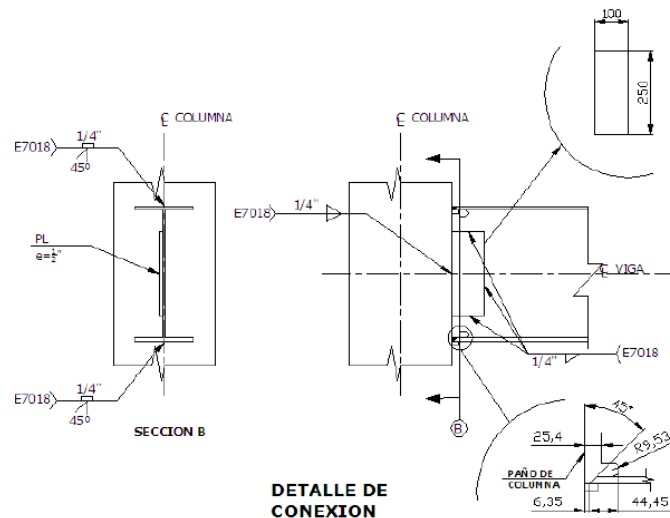


Figura 1.9. Configuración de la conexión del espécimen ECS1 (Del Campo y Gómez, 2010)

Tabla 1.2. Magnitudes de momento esperados del espécimen ECS1 (Del Campo y Gómez, 2010)

M (T-m)	$M_y$	$M_p$	$M_{pe}$	$M_{TC}$	$M_{12}$	$M_{13}$	$M_{14}$
Viga	32.53	36.85	44.59	26.48	13.37	24.68	51.02
Columna	46.58	54.93					

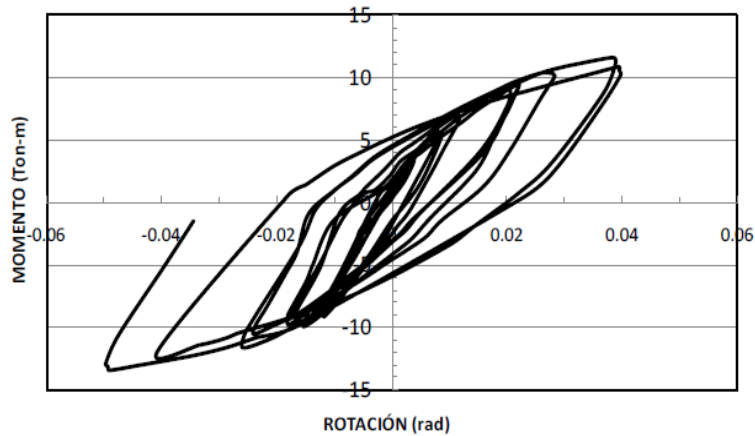
$M_{TC}$ - momento máximo proporcionado solo por los patines.

Para la realización del ensaye, los apoyos de la columna se configuraron de manera que pudieran considerarse articulados. Se colocaron deformímetros y extensómetros (*strain gages*) como se muestra en

la figura 1.10. La historia de carga se aplicó de acuerdo a los protocolos del *Seismic Provisions for Structural Buildings* (AISC-341, 2005).



**Figura 1.10.** Ensayo del espécimen ECS1 realizadas en el Laboratorio de Estructuras UAM-A (Del Campo y Gómez, 2010)

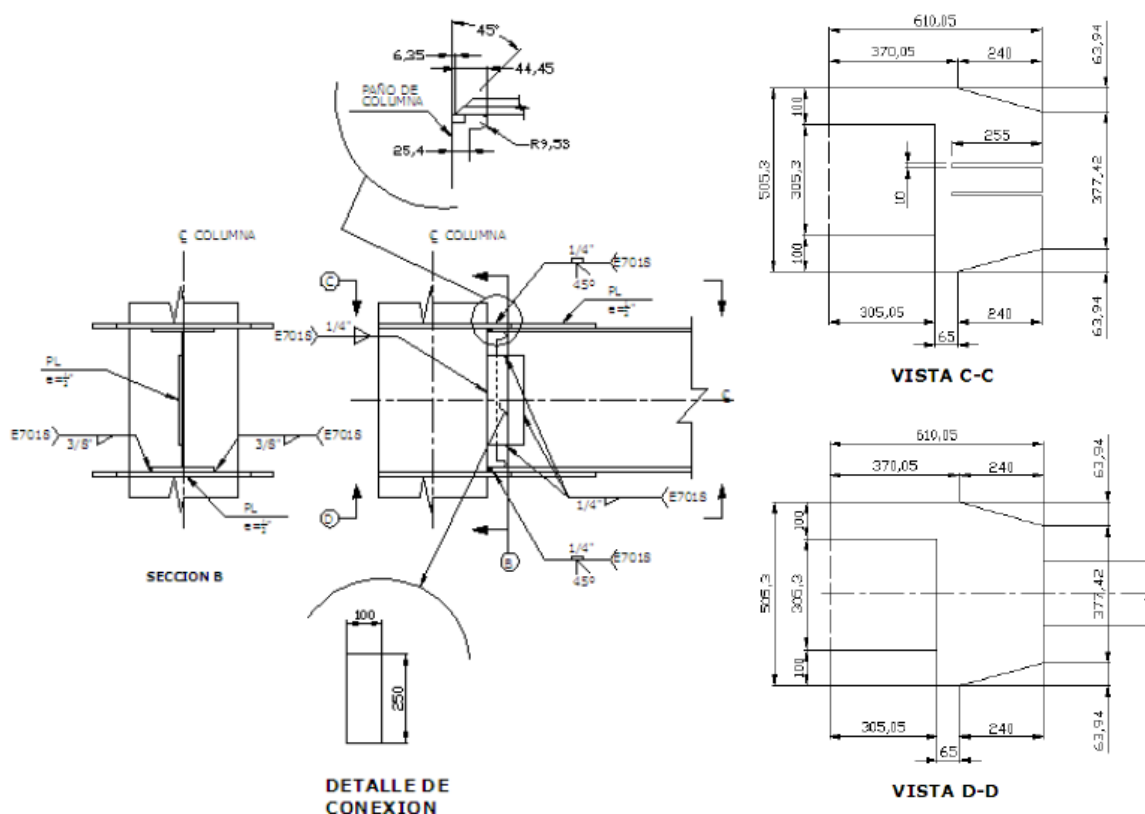


**Figura 1.11.** Curva de histéresis del espécimen ECS1, conexión soldada directamente (Del Campo y Gómez, 2010)

Los resultados del ensayo se muestran en la figura 1.11 donde la curva de histéresis muestra resistencia a flexión mayor por debajo del momento plástico ( $M_p$ ) e incluso del momento máximo que pueden proporcionar los patines, es 50% aproximadamente de este último. Por esto, se deduce que esta conexión no puede desarrollar la resistencia correspondiente a la hipótesis usual en los modelos de conexiones rígidas. Otro aspecto importante por resaltar, es que la rigidez de la conexión se degrada rápidamente a niveles de carga relativamente bajos.

### 1.3.2.2. *Espécimen ECS2: Conexión soldada reforzada con diafragma*

Para estudiar un diseño de conexión alternativo que mejore la capacidad resistente y de rotación, se construyó un segundo espécimen con las mismas secciones de columna y viga, pero implementando refuerzos que disminuyeran las concentraciones de esfuerzos. El refuerzo corresponde al tipo de diafragma o refuerzo exterior como se muestra en la figura 1.12 (Del Campo y Gómez, 2010).



**Figura 1.12. Detalle conexión con diafragma del espécimen ECS2 (Del Campo y Gómez, 2010)**

Los resultados de este espécimen se muestran en la curva de histéresis (figura 1.13). Se observa que la conexión desarrolla un comportamiento dúctil, característica principal en marcos de acero con ductilidad alta.

Los marcos de ductilidad alta requieren una capacidad de rotación de al menos el 4%, conservando una resistencia mínima del 95% del momento plástico nominal. El comportamiento de este espécimen mostró un comportamiento considerablemente mejor que el espécimen sin refuerzo, presentándose una falla de fluencia clara por pandeo en las placas y en los patines.

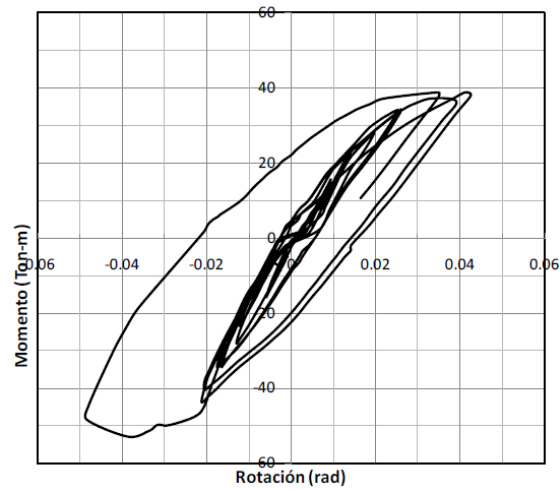


Figura 1.13. Curva de histéresis del espécimen ECS2, conexión reforzada con diafragma (Del Campo y Gómez, 2010)

1.3.2.3. Especimen ECS3: Conexión soldada reforzada con atiesadores internos

El tercer espécimen se reforzó con placas interiores, se pretendió verificar si también se incrementa la capacidad resistente y de rotación, como sucedió con el espécimen ECS2. La geometría del refuerzo se determinó con base en prácticas constructivas misma que se muestra en la figura 1.14.

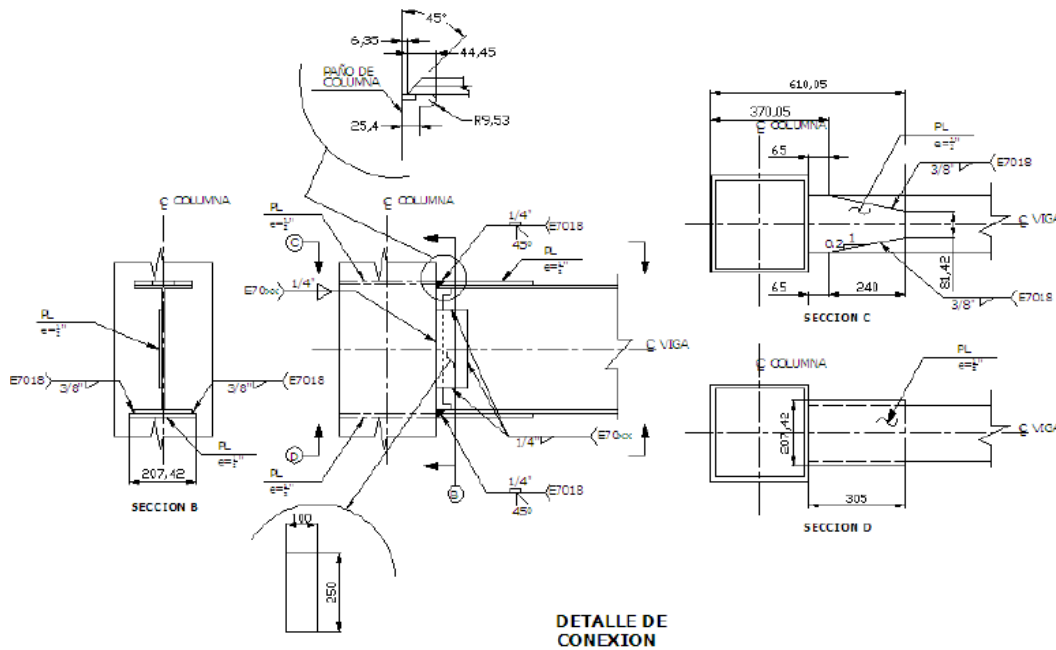


Figura 1.14. Detalle conexión con diafragma del espécimen ECS3 (Del Campo y Gómez, 2010)

De acuerdo a lo descrito en la publicación, los autores (Del Campo y Gómez, 2010) describen el comportamiento observado durante la prueba de la siguiente manera:

Durante los tres primeros ciclos de carga se aplicaron cargas crecientes siendo las máximas de 7 ton, seguido de dos ciclos más con una carga máxima de 14 ton, en estos primeros cinco ciclos se observó una relación carga-deformación estable. En la primera parte del sexto ciclo se llevó al espécimen hasta una carga de 24 ton aplicadas hacia arriba, de tal manera que se generó un momento máximo de 43.87 ton-m en el paño de la columna, en sentido antihorario (viga sobre columna). La parte complementaria del sexto ciclo correspondía entonces a una aplicación de la carga hacia abajo similar a la anterior (24 ton) de acuerdo a la secuencia seguida. Sin embargo, al aplicarse 16.31 ton en el extremo se desoldó la placa interior de refuerzo de la parte superior; es decir, la soldadura del atiesador que coincidía con el patín superior se despegó precisamente en el borde cercano al patín superior.

El momento en el paño debido a la falla del atiesador fue de 29.36 ton-m en sentido horario. Se continuó la prueba, pero los ciclos posteriores mostraron una disminución significativa de la rigidez. Además, ya no fue posible alcanzar un momento cercano a los 43 ton-m. Como una consecuencia de la falla anterior el comportamiento fue marcadamente asimétrico. Y en los ciclos posteriores falló también el atiesador inferior que había permanecido todavía soldado.

El reforzamiento del espécimen EPCS3 incremento tres veces la capacidad a momento respecto al espécimen ECS1, aumentando considerablemente la rigidez de la conexión. Sin embargo, debe tomarse en cuenta que después de la falla de la soldadura, disminuyen drásticamente el momento resistente y la rigidez, llegando a una situación similar al caso uno, como si no existieran placas de refuerzo. La tabla 1.3 muestra un resumen de los momentos máximos observados en los diferentes especímenes.

**Tabla 1.3. Comparación de momentos observados y esperados en las tres conexiones (Del Campo y Gómez, 2010)**

Espécimen	TIPO	Columna	Viga	$M_{\text{máx-paño}}$	$M_{\text{conex}}$
ECS1	Soldada	HSS12X12X1/2	W16X36	14.6	
ECS2	Soldada	HSS12X12X1/2	W16X36	53.2	44.6*
ECS3	Soldada	HSS12X12X1/2	W16X36	43.9	

\*Momento en donde comienza el diafragma

#### 1.3.2.4. Comentarios finales de la investigación

Las conclusiones más relevantes de la investigación son las siguientes:

De acuerdo a los resultados de la prueba experimental del primer espécimen (ECS1) se concluye que el uso de esta conexión sin refuerzo debe usarse solo en casos donde no se requiera de una conexión rígida. Debido a que se observó una alta concentración de esfuerzos en la zona de los bordes de los patines de la viga, ocasionando que disminuya substancialmente el momento resistente.

El segundo espécimen (ECS2) mostró el mejor comportamiento de las tres conexiones. El prototipo alcanzó resistir el momento mayor. Además, desarrolló un comportamiento histerético muy estable con una

falla de fluencia por pandeo en las placas y en los patines. El comportamiento observado de este espécimen permite que esta conexión sea recomendada para usarse en marcos de acero con ductilidad alta, con resistencia casi total a la del momento plástico máximo probable, y la rotación de la unión es mucho más cercana al ideal de conexión rígida.

Finalmente, en el caso del tercer espécimen (ECS3), tuvo un incremento considerable en la resistencia a momento, el hecho de que desarrollara una falla frágil en la soldadura del atiesador interno hace que no sea recomendada para usarse en marcos dúctiles, pero puede ser adecuada en edificios diseñados con bajas demandas de ductilidad.

### 1.3.3. Zhang *et al.* (2019)

Una de las investigaciones recientemente publicadas (abril de 2019) en el *Journal of Construction Steel Research* nombrada “*Seismic performance of steel beam-to-column moment connections with different structural forms*” a cargo de Xiaohui Zhang, Shansuo Zheng y Xuran Zhaoen. Discute un nuevo esquema de conexiones a momento para estructuras de acero. Proponiendo el uso de placas de rigidez en los patines y debilitando el alma a través de huecos.

Se ensayaron cuatro conexiones bajo cargas cíclicas (conexión estándar, conexión reforzada con placas, conexión con alma débil y conexión rígida). Se discutió y analizó el comportamiento estructural de los especímenes como lo fue: modo de falla, capacidad de carga, degradación de resistencia y rigidez, ductilidad y capacidad de disipación de energía.

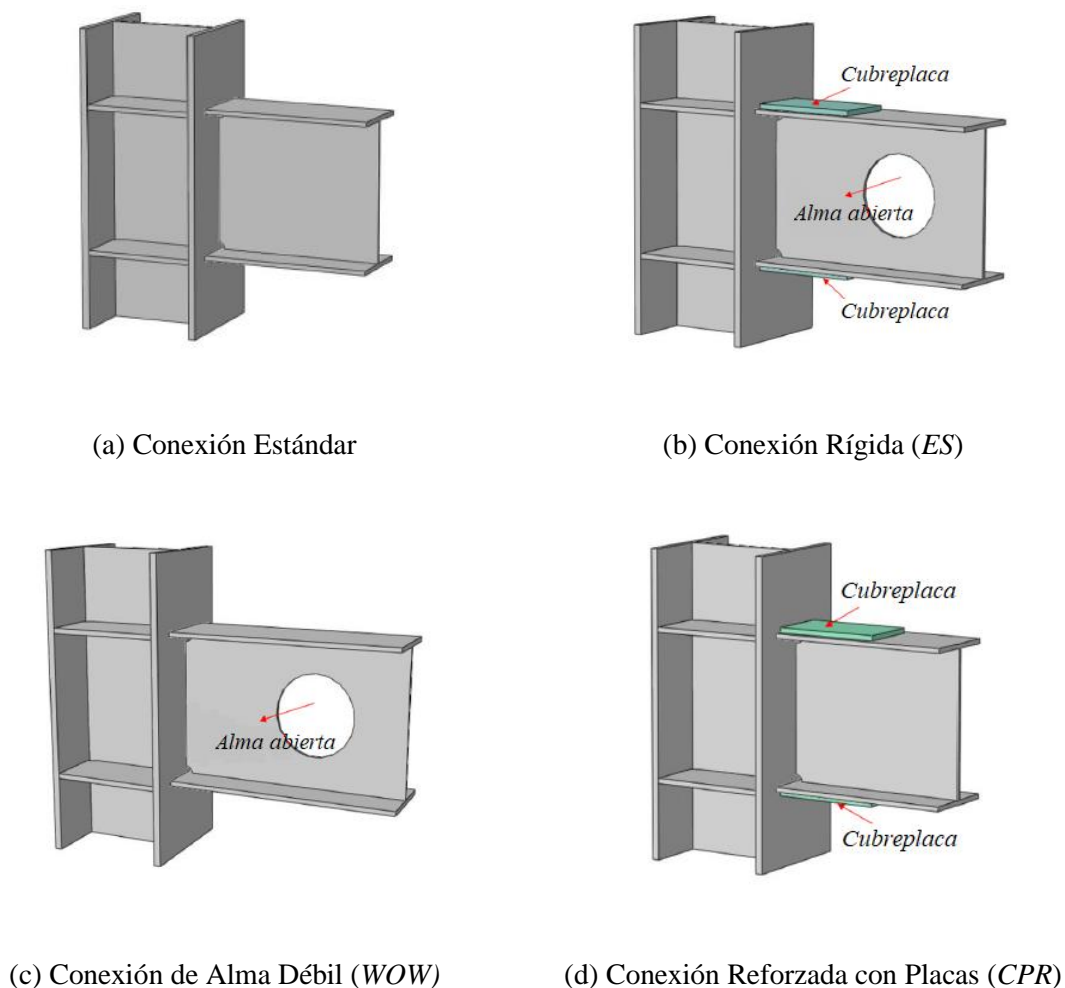
Los resultados de la prueba indicaron que las conexiones con reforzamiento local logran comportamiento dúctil satisfactorio. Además, se observó que la resistencia y rigidez se degradan gradualmente debido a la gran acumulación de esfuerzos. Sin embargo, las deformaciones plásticas y la capacidad de disipación de energía mejoran significativamente.

Los marcos de acero resistentes a momento son ampliamente usados en diferentes estructuras debido a su gran capacidad de ductilidad y de disipación de energía ante grandes fuerzas de excitación. Las conexiones típicas empleadas en marcos de acero son, generalmente, unidas con soldadura de penetración completa (*complete joint penetration, CJP*) a través de ranuras en los patines de la viga para unirlos con la columna. Por otra parte, se emplea soldadura de filete para conectar el alma de la viga con la columna. Esta conexión es conocida como “*Pre-Northridge*” (figura 1.15a) y está diseñada para que los patines de la viga resistan el momento flexionante, mientras que, el alma de la viga resiste la fuerza cortante.

Desafortunadamente, en los sismos de Northridge en 1994 y Kobe en 1995 se reportó un daño frágil generalizado en las uniones viga-columna de numerosas estructuras de acero. Las fallas fueron causadas principalmente, por la concentración de esfuerzos en las soldaduras en la región de las ranuras y debido a defectos en las soldaduras de penetración completa. En consecuencia, se iniciaron bastantes investigaciones para lograr comprender este fenómeno.

Después de evaluar y discutir los resultados de las diferentes pruebas experimentales se crearon y modificaron los códigos de diseño. Como consecuencia, se plantearon varios tipos de conexiones precalificadas en el FEMA-355D y AISC-358.

En Zhang *et al.* (2019) se estudian cuatro tipos de conexiones a momento viga-columna con diferentes configuraciones (figura 1.15): conexión estándar (*Standard Connection*), conexión rígida (*Equal Strong Connection, ES*), conexión de alma débil (*Web-Opening Weakened Connection, WOW*) y conexión reforzada con placas (*Cover-Plate Reinforced Connection, CPR*). Estos especímenes fueron diseñados y ensayados bajo cargas cíclicas.



**Figura 1.15. Diagrama de los diferentes tipos de conexiones (Zhang *et al.* 2019)**

Se analizó el comportamiento estructural de los especímenes como: modo de falla, capacidad de carga, degradación de resistencia y rigidez, ductilidad y capacidad de disipación de energía. Sumado a esto, se elaboraron modelos de análisis con elemento finito para comparar los resultados experimentales y estudiar los parámetros de longitud y espesor de las placas de refuerzo y el radio de abertura en el alma en la conexión rígida.



1.3.3.1. Diseño de especímenes

Las cuatro conexiones viga-columna se diseñaron siguiendo la filosofía de viga débil-columna fuerte. Todos los especímenes fueron elaborados con acero de origen chino grado Q235B ( $F_y=235$  MPa). Las secciones de las columnas fueron HW 250 x 250 x 9 x 14 mm y para las vigas HN 300 x 150 x 6.5 x 9 mm. La longitud de la columna y viga fueron de 2,050 mm y 1,750 mm, respectivamente.

Para todos los especímenes se empleó soldadura de penetración completa en los patines y soldadura de filete en el alma de la viga. La figura 1.16 muestra la configuración general de los especímenes. Toda la información y detalles de los especímenes se presentan en la tabla 1.4. Por otra parte, la tabla 1.5 muestra las propiedades mecánicas del acero empleado para la fabricación de los especímenes.

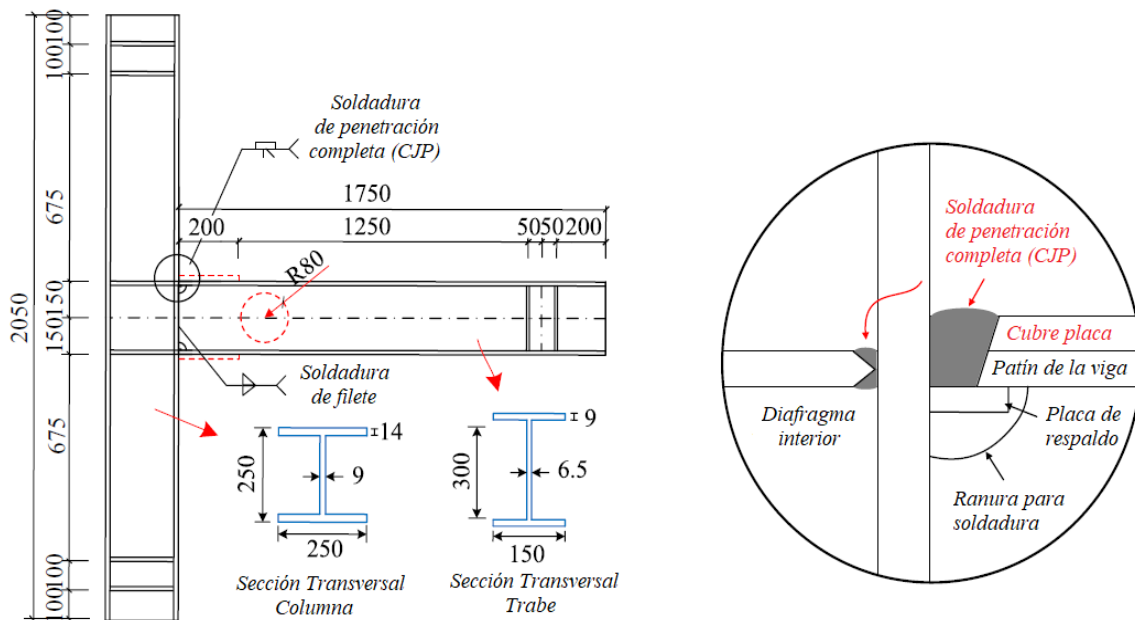


Figura 1.16. Configuración de la conexión (Zhang et al. 2019)

Tabla 1.4. Información de los especímenes (Zhang et al. 2019)

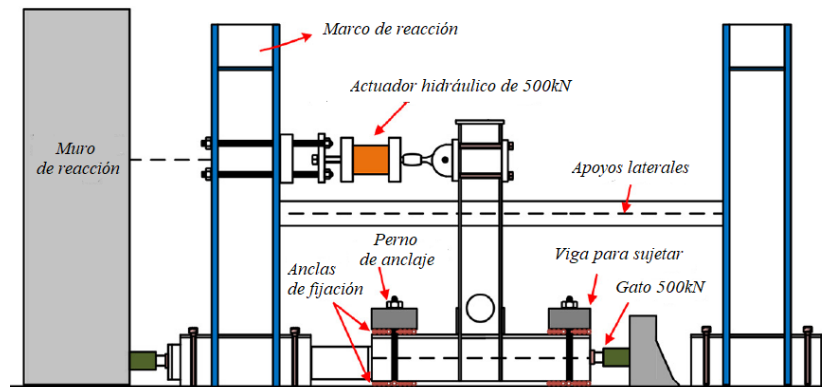
Specimen no.	Beam cross-section (mm)	Column cross-section (mm)	Cover plate (mm)	Opening radius (mm)	Connection type
SC-1	HN 300 x 150 x 6.5 x 9	HW 250 x 250 x 9 x 14	/	/	Standard connection
SC-2	HN 300 x 150 x 6.5 x 9	HW 250 x 250 x 9 x 14	200 x 120 x 10	80	ES connection
SC-3	HN 300 x 150 x 6.5 x 9	HW 250 x 250 x 9 x 14	/	80	WOW connection
SC-4	HN 300 x 150 x 6.5 x 9	HW 250 x 250 x 9 x 14	200 x 120 x 10	/	CPR connection

Tabla 1.5. Propiedades de los materiales (Zhang et al. 2019)

Plate thickness/mm	Yield strength $f_y$ (MPa)	Tensile strength $f_u$ (MPa)	Elongation $\delta$ (%)	Elastic modulus		Fracture criterion parameters			
				$E_s$ (MPa)		$C_2$	$n$	$K$ (MPa)	$u_f$ (mm)
6.5	296.5	435.0	24.75	206,004		1	0.19	760	14
9	282.0	420.0	26.09	205,881		1	0.18	760	15
14	268.0	412.7	28.96	204,768		1	0.17	760	15

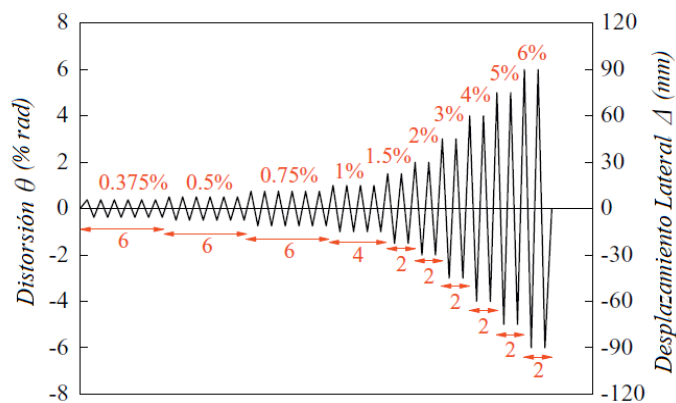
### 1.3.3.2. Ensaye y protocolo de carga

La configuración de la prueba experimental se muestra en la figura 1.17. La columna fue anclada en la losa de reacción a través de dos vigas rígidas y con pernos de anclaje. Se colocaron barras de soporte entre los patines de la columna y entre las de vigas rígidas y el suelo. Uno de los extremos de la columna se fijó al muro de reacción con capacidad máxima de carga axial de 500 kN.



**Figura 1.17. Configuración de la prueba de carga (Zhang et al. 2019)**

La figura 1.18 muestra el protocolo de carga basado en una historia de desplazamientos especificado en el ANSI/AISC 341 (2016). La carga comenzó con seis ciclos de 0.375%, 0.5%, 0.75% de distorsión, seguido de cuatro ciclos de 1% de distorsión y finalmente, dos ciclos de 1.5%, 2%, 3%, 4%, etc. de distorsión. La prueba de carga terminaba cuando se alcanzaba la falla de la soldadura, se observaba severo pandeo local en la viga, o cuando la carga lateral decayera 65% de la resistencia.



**Figura 1.18. Protocolo de carga (Zhang et al. 2019)**

### 1.3.3.3. Comportamiento y falla del modelo

Los modos de fallas de cada espécimen se muestran en la figura 1.19. Además, se compara el resultado experimental con el comportamiento del modelo de elemento finito.

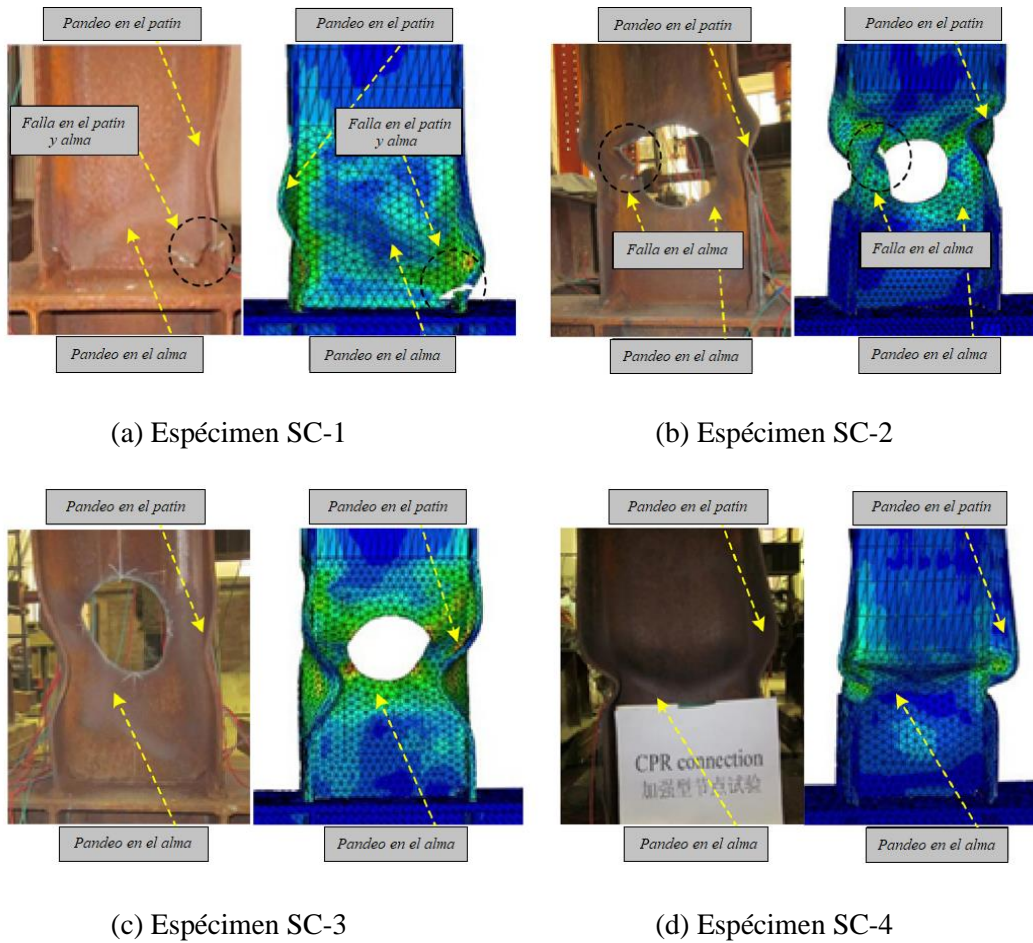


Figura 1.19. Comparación con modelo de elemento finito (Zhang et al. 2019)

La curva de histéresis de cada espécimen se muestra en la figura 1.20, las cuales se obtuvieron graficando carga contra desplazamiento relativo.

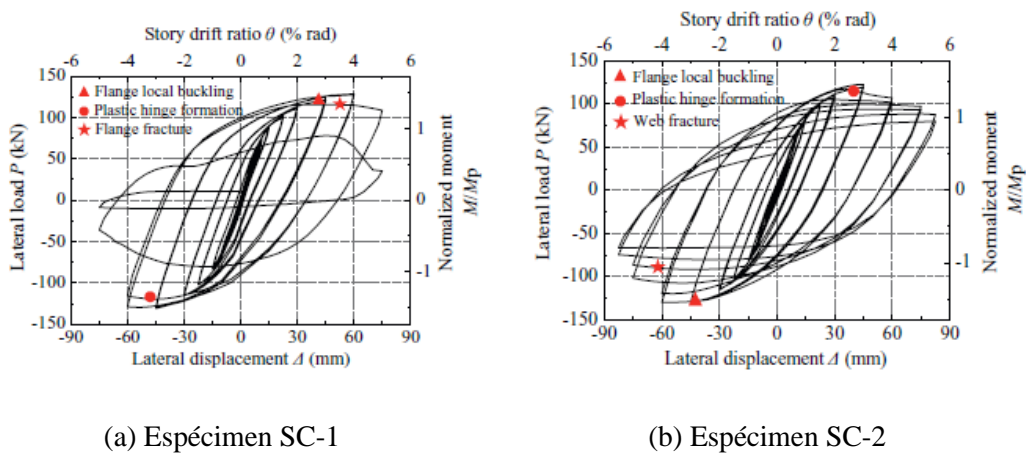
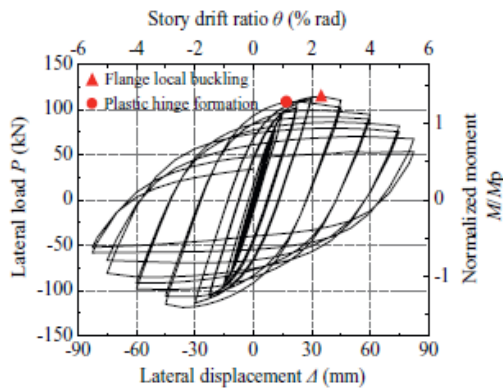
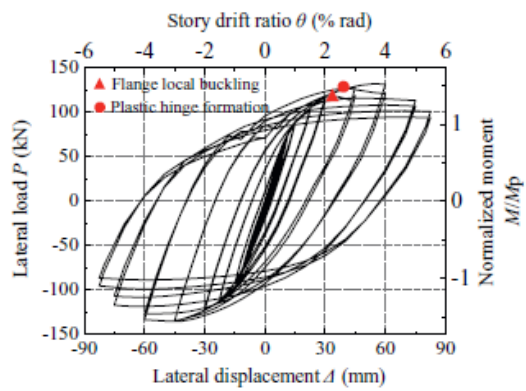


Figura 1.20. Curvas de histéresis de los especímenes (Zhang et al. 2019)



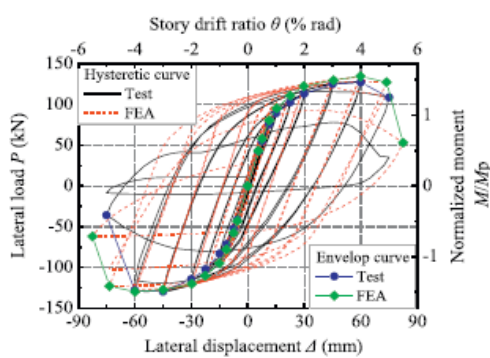
(c) Espécimen SC-3



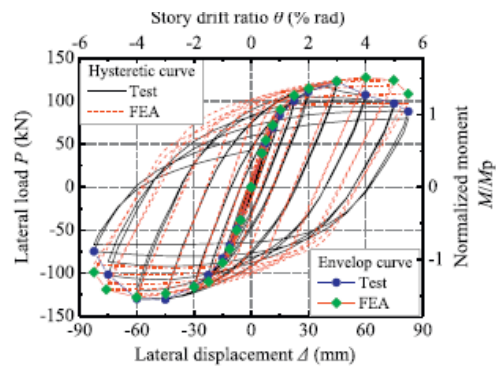
(d) Espécimen SC-4

**Figura 1.20. Curvas de histéresis de los especímenes. Continuación (Zhang et al. 2019)**

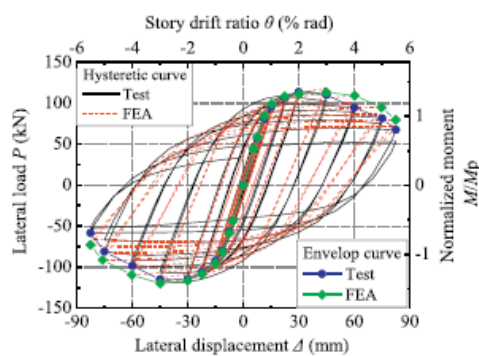
En la figura 1.21 se comparan las curvas de histéresis de las pruebas experimentales y de los modelos de elemento finito.



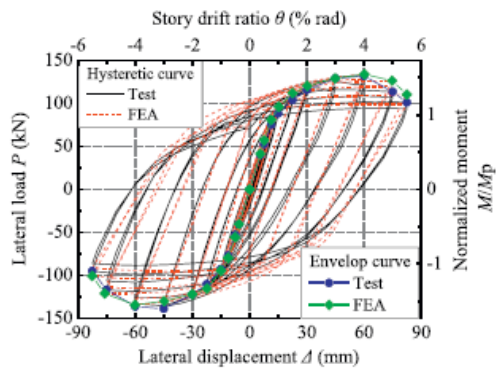
(a) Espécimen SC-1



(b) Espécimen SC-2



(c) Espécimen SC-3



(d) Espécimen SC-4

**Figura 1.21. Comparación de curvas de histéresis de los especímenes y los modelos de elemento finito (Zhang et al. 2019)**

#### 1.3.3.4. Comentarios finales de la investigación

Los resultados obtenidos de las pruebas experimentales y el análisis de elemento finito de las conexiones a momento (viga-columna) fueron las siguientes:

1. Las conexiones ES, WOW y CPR cumplieron el propósito de presentar la formación de articulación plástica fuera de la unión viga-columna. Esto logró evitar concentraciones excesivas de esfuerzos sobre la soldadura. Mejorando el comportamiento de la conexión bajo cargas sísmicas.
2. La conexión estándar (espécimen SC-1) no logró la debida ductilidad y capacidad de disipación de energía presentando pequeñas deformaciones inelásticas y falla frágil en la soldadura. Para los especímenes SC-2, SC-3 y SC-4, la resistencia y rigidez se fue deteriorando gradualmente.
3. Al comparar las pruebas experimentales con los modelos analíticos se comprobó la efectividad de los modelos de elemento finito debido a que se verificó que los criterios de falla dependen considerablemente de la concentración de esfuerzos triaxiales. Además, el estudio paramétrico indicó que el comportamiento de la conexión ES fue afectado significativamente por hueco en el alma y en menor grado por el poco espesor y longitud de las placas colocadas en los patines.

### 1.4. RECOMENDACIONES Y ESPECIFICACIONES DE DISEÑO

#### 1.4.1. FEMA 355D (2000)

Después de la participación conjunta de distintas sociedades, universidades, organizaciones e institutos para realizar investigaciones a raíz del sismo de Northridge (1994) se integró al equipo de trabajo la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias por sus siglas en inglés FEMA (*Federal Emergency Management Agency*). Asimismo, ésta pretendía dar el carácter legal a los códigos que resultarán de las investigaciones.

La Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA) es la agencia del Gobierno de Estados Unidos que da respuesta a huracanes, terremotos, inundaciones y otros desastres naturales.

El FEMA se enfocó en realizar estudios puntuales de marcos de acero resistentes a momento sometidas a fuerzas sísmicas y desarrolló algunas recomendaciones para la práctica profesional. Estas recomendaciones fueron destinadas abordar los siguientes temas: determinar la inspección sísmica de estructuras afectadas, reparación y rehabilitación de las estructuras, mejoramiento de edificios existentes para futuras demandas y el diseño sísmico de nuevas estructuras.

A inicios del año 1995, un intensivo programa de investigación fue llevado a cabo para resolver las preguntas que aún no habían sido comprendidas. Finalmente, en agosto de 1995 se publicó el “*FEMA-267 – Interim Guidelines: Evaluation, Repair, Modification, and Design of Welded Steel Moment Frame Structures*” mismo que proporcionó las primeras recomendaciones definitivas y algunas del tipo provisional de acuerdo a lo observado después del sismo de Northridge (1994).

No obstante, meses más tarde el *SAC Joint Venture* celebró un acuerdo contractual con la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA) para conducir otro programa de investigación que

---

complementaria las anteriores. Estas investigaciones se concentraron en el estudio de marcos de acero resistentes a momento y configuración de varias conexiones. Este programa tuvo el objetivo de desarrollar criterios confiables de diseño sísmico para la construcción de estructuras de acero.

Como resultado de estos estudios, se conoce cuál es la típica resistencia de la conexión a momento empleada en la construcción de marcos de acero resistentes a momento antes del sismo de Northridge en 1994, mostrada en la figura 1.2. Las conclusiones más relevantes fueron las siguientes:

- Los esfuerzos más críticos que ocurren en la conexión se concentran donde la viga se une con la columna. La región donde se concentran estos esfuerzos hace que este punto sea muy débil. En consecuencia, los momentos flexionantes y fuerzas cortantes son transmitidos de manera combinada en las soldaduras ubicadas entre los patines de la viga y columna, respectivamente. Resultando en gran concentración de esfuerzos en esa región.
- La soldadura en la región entre la parte inferior del patín de la viga y de la columna eran típicamente hechas en obra a mano alzada (*downhand field weld*). La soldadura en esta posición era interrumpida por el alma de la viga; es decir, la soldadura en ese punto iniciaba o terminaba. Adicionalmente, el soldador ponía un cordón de soldadura en uno de los costados del alma de la viga e iba alternando el lado donde se colocaba. Esta técnica de soldar a menudo resultaba de poca calidad en esa región crítica, por lo que, se reportaban defectos como la inclusión de escoria, falta de fusión, entre otros. Estos efectos causaban el inicio de severas grietas cuando la conexión era sujeta a severas demandas.
- La configuración de la conexión dificulta la detección de imperfecciones ocultas en la raíz de la soldadura entre el patín de la viga y de la columna. La inspección visual de soldaduras resultaba difícil y con gran incertidumbre. De manera que, el principal método para detectar defectos de soldadura en esos puntos fue usando pruebas de ultrasonido (*ultrasonic testing, UT*). Sin embargo, aún con el empleo de ultrasonidos se dificultaba la detección de imperfecciones en la soldadura; particularmente, en el punto central del alma de la viga. En consecuencia, muchos de estos puntos de soldadura no se identificaron defectos significativos que pudieran provocar grietas en la soldadura.
- Los criterios de diseño para conexiones asumen que los esfuerzos flexionantes son transmitidos por los patines y la fuerza cortante por el alma de la viga, respectivamente. En realidad, debido a las condiciones de frontera impuestas por las deformaciones de la columna, los patines de la viga en la conexión transmiten una cantidad significativa de fuerza cortante. Esto resulta en grandes tensiones de flexión sobre los patines de la viga en la cara de la columna y, además, induce largas tensiones secundarias en el punto de la soldadura. El resultado de las tensiones concentradas son consecuencia de severas demandas de resistencia en la raíz del punto de soldadura de penetración completa entre los patines de la viga y de la columna.
- Para dar continuidad al cordón de soldadura en la parte inferior de los patines era necesario hacer ranuras en el alma. Dependiendo de la geometría, la concentración de esfuerzos puede ocurrir en los patines de la viga al pie de la ranura. Esta concentración de esfuerzos puede resultar en bajos ciclos de fatiga y en la iniciación del desgarramiento en los patines de la viga después de algunos ciclos moderados de deformación inelástica.

- El diseño de conexiones entre los años 1985 y 1994 prestaba poca atención al comportamiento y reforzamiento de la zona de panel dejando esta región vulnerable. En conexiones con zonas de panel excesivamente débiles el comportamiento inelástico era dominado por la deformación por cortante y se presentaban por medio deformaciones locales en la parte adyacente de los patines de la viga y de la columna, incrementando las demandas en esta región sensible.

Los problemas observados después del sismo de Northridge (1994) no solo fueron debidos al mal comportamiento de las conexiones, fue la suma de varios errores y defectos dentro de la industria de la construcción.

Estaba claro que para lograr el comportamiento dúctil de los marcos de acero resistentes a momento era necesario hacer grandes cambios; por ejemplo: en las prácticas de diseño, materiales, fabricación, montaje y control de calidad. Las recomendaciones del FEMA-355D están basadas en un extenso programa de investigación sobre materiales, tecnología de soldaduras, métodos de inspección, comportamientos de sistemas de marcos e investigaciones analíticas y experimentales de diferentes tipos de conexiones.

El FEMA-355D detalla la capacidad sísmica y rendimiento de las conexiones en marcos de acero resistentes a momento respondiendo las principales preguntas planteadas a raíz del sismo de Northridge (1994). La organización del contenido del documento es la siguiente:

El capítulo 1 discute un breve resumen histórico y puntos de vista generales sobre el rendimiento de las conexiones.

El capítulo 2 se concentra en el estudio de las conexiones soldadas en los patines y atornilladas en el alma de la viga antes del sismo de Northridge (*Pre-Northridge*). Se discuten las desventajas de esta conexión y los futuros criterios de diseño sísmico.

El capítulo 3 discute la amplia gama de conexiones después del sismo de Northridge (*Post-Northridge*). En general, se incluyen conexiones con patines soldados y alma atornillada, pero también se anexan conexiones con remaches, cubre-placas y entre otras modificaciones.

El capítulo 4 discute información en general sobre la variedad de tipos de conexiones. Se muestran los efectos bajo cargas estáticas versus cargas dinámicas, geometría de la columna, presencia de losas de sección compuesta y contraventeos.

El capítulo 5 discute la variedad de conexiones. En general, la alternativa particular de conexiones restringidas a momento con principal énfasis en el uso de tornillos de alta resistencia.

El capítulo 6 discute conexiones complementarias. Estas conexiones en su mayoría nuevas y su posible uso para rehabilitar, reforzar o modificar estructuras existentes.

El capítulo 7 reporta y enfatiza en las más importantes conclusiones del texto. Se incluyen algunas expresiones que ayudan a estimar el rendimiento de las conexiones.

### 1.4.2. De Buen (1993)

En México, a raíz del sismo del año 1985, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (actualmente Ciudad de México) propuso nuevas recomendaciones y requisitos de diseño, donde se incorporaron las denominadas Normas Técnicas Complementarias. Este reglamento se publicó en la Gaceta de Gobierno del Distrito Federal en 1987.

En referencia al tema de estructuras de acero, el Ing. Óscar De Buen López De Heredia fue fundador del comité de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (NTC-DCEM, 1987). Comprometido con facilitar la interpretación e implementación de dicha norma técnica. El ingeniero De Buen desarrolló un compendio de “Comentarios, Ayudas de Diseño y Ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (1993)” dividido en dos volúmenes. Esta publicación forma parte de la Serie Especial (Salmón), No. ES-3, ISSN: 0188-5987, del Instituto de Ingeniería, UNAM.

El Volumen II de los Comentarios y Ayudas de Diseño de la NTC-DCEM contiene información destacada para el diseño de conexiones de marcos de acero resistentes a momento y que resultan relevantes para comprender la práctica mexicana. A continuación, se retoman y discuten algunos comentarios, requisitos y recomendaciones.

#### 1.4.2.1. Conexiones viga-columna en marcos rígidos de edificios

Las hipótesis relativas al comportamiento de las conexiones constituyen uno de los aspectos más importantes del análisis estructural.

Las conexiones transmiten los momentos flexionantes, fuerzas cortantes y normales entre vigas y columnas, logrando que todos los elementos de la estructura trabajen en conjunto.

El análisis estructural de los marcos de acero resistentes a momento se realiza considerando que hay continuidad completa en la unión viga-columna, es decir, transmisión íntegra de elementos mecánicos.

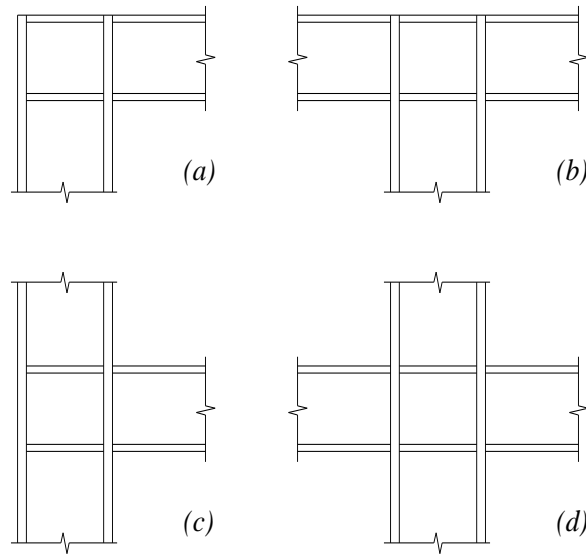
Analizar y diseñar con gran exactitud los miembros de una estructura no es suficiente sino se presta atención al diseño de las uniones. Si las conexiones no proporcionan la suficiente resistencia y rigidez puede provocar que en la estructura se formen mecanismos de falla poco deseables, ocasionando la disminución de resistencia de la estructura.

Las conexiones son elementos estructurales deformables de dimensiones finitas. Las deformaciones principalmente producidas por las fuerzas cortantes en el tablero limitado por los bordes interiores de los patines de la viga y columna, pueden influir de manera importante en la respuesta de la estructura. Por esta razón, es necesario proporcionar rigidez suficiente a la unión viga-columna para que las deformaciones no afecten el comportamiento de la estructura.

Las cuatro conexiones viga-columna que se usualmente se emplean en marcos de acero resistentes a momento se muestran en la figura 1.22. La figura 1.22a y 1.22b corresponden al nivel superior, mientras



que la figura 1.22c y 1.22d corresponden a niveles intermedios (para cada caso se ejemplifica una columna lateral e interior).



**Figura 1.22. Conexiones viga-columna de marcos resistentes a momento (De Buen, 1993)**

#### 1.4.2.2. Criterios de diseño de conexiones

El diseño de las conexiones consiste en:

1. Dimensionamiento de los medios de unión entre traveses y columna, necesarios para transmitir a esta los elementos mecánicos (placas, ángulos, soldadura, remaches, tornillos, etc.).
2. Revisión de la columna para determinar la rigidez y resistencia adecuada para soportar las solicitaciones de las vigas.
3. Diseño de los refuerzos necesarios (atiesadores entre los patines de la columna, placas adosadas o paralelas al alma, etc.).

#### 1.4.2.3. Características de las conexiones

Para que el comportamiento de una conexión sea adecuado, se deben de satisfacer los siguientes requisitos:

- **Resistencia:** las conexiones deben ser capaces de resistir las acciones que le transmiten los miembros de la estructura. La conexión debe resistir las solicitaciones de los miembros que la rodean hasta que se formen las articulaciones plásticas necesarias para que la estructura se convierta en un mecanismo.

- **Rigidez:** la conexión debe tener la rigidez suficiente para conservar las posiciones relativas de los elementos que conecta.
- **Capacidad de rotación:** la conexión debe admitir rotaciones importantes conservando resistencia y rigidez suficiente de manera que se formen articulaciones plásticas en los elementos que conecta y, por lo tanto, permitir la capacidad de deformación de la estructura.
- **Economía:** la resistencia, rigidez y capacidad de rotación de una conexión pueden incrementarse aumentando la cantidad de material empleado. Sin embargo, estas deben ser diseñadas de manera que tengan propiedades satisfactorias con el menor incremento posible de material y mano de obra.
- **Montaje sencillo y rápido.**

#### *1.4.2.4. Comportamiento esperado de las conexiones*

Las conexiones deben resistir los momentos plásticos de las vigas y las acciones de la columna, generando capacidad de rotación. Para determinar si el comportamiento de una conexión es satisfactorio se debe revisar los siguientes puntos:

1. Resistencia de la región de la columna adyacente a los patines en compresión de las vigas cuando no se colocan atiesadores horizontales. El alma de la columna puede fallar por flujo de plástico excesivo, por pandeo o por aplastamiento.
2. Resistencia de la región de la columna adyacente a los patines en tensión de las vigas cuando no se colocan atiesadores horizontales. El patín de la columna puede deformarse en exceso y el alma fallar por flujo plástico.
3. Aumento de la resistencia de la junta cuando se colocan atiesadores horizontales o placas adosadas al alma de la columna.
4. Posibilidad de falla de la columna por una combinación de esfuerzos normales y cortantes.
5. Efecto de la viga ligada al alma de la columna.
6. Resistencia y rigidez de la zona del alma de la columna.
7. Rotación requerida en la conexión y capacidad de giro de la columna.
8. Elementos de conexiones (soldaduras, tornillos, placas, etc.).

#### *1.4.2.5. Conexiones con vigas en el alma de la columna*

La mayor parte de los estudios efectuados se ha referido a conexiones en donde las vigas llegan a los patines de la columna. Sin embargo, también se han investigado con el alma de la columna, de manera

que el momento que transmite la viga hace que el alma de la columna se flexione alrededor de su eje de menor momento de inercia (Rentschler *et al.* 1982).

Los especímenes ensayados respecto al eje débil de la columna han sido del tipo mostrado en la figura 1.23, en la columna actúa una fuerza de compresión, aplicada en el extremo superior, que reproduce los efectos de los niveles del edificio situados encima de ella.

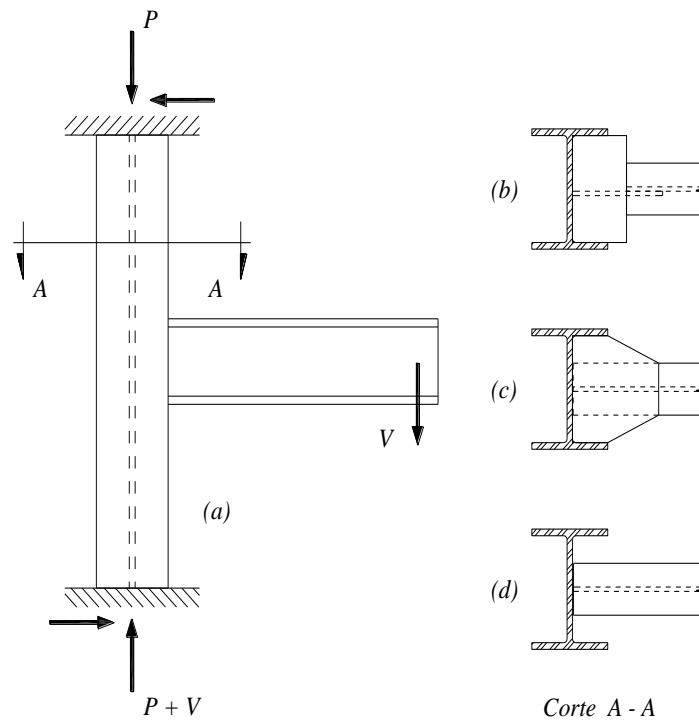
El análisis y diseño de estas conexiones es más difícil, en comparación con las que tienen las vigas unidas a los patines de la columna, por las razones siguientes (Chen y Lui, 1988):

1. La resistencia máxima de la conexión corresponde, en teoría, a la formación de articulaciones plásticas en la columna o en la viga. Sin embargo, hay otros factores que limitan esa resistencia; por ejemplo, si los patines de la viga son mucho más angostos que el alma de la columna, puede formarse en ésta un mecanismo con líneas de flujo antes de que aparezcan las articulaciones plásticas. Otros factores que pueden impedir que se alcance la resistencia máxima predicha por la teoría plástica simple con el pandeo local de los patines o el alma de la columna y la fractura de material del conjunto. La posible formación de un mecanismo con líneas de flujo o el pandeo local pueden obligar a rigidizar la columna.
2. El montaje en campo puede ser difícil, aunque la conexión se haya diseñado y detallado adecuadamente, a causa de las restricciones de espacio que crean los patines de la columna.

El objetivo de las investigaciones reportadas por Rentschler *et al.* 1982 es examinar las conexiones desde el punto de vista de resistencia, rigidez y ductilidad, así como considerar los efectos que producen los atiesadores (cuando son necesarios para alcanzar la resistencia o rigidez deseadas) y su objetivo final es formular recomendaciones de diseño.

El comportamiento de las conexiones es adecuado, en general, cuando se emplean atiesadores que evitan que el alma de la columna se deforme (figura 1.23b y 1.23c), pero no puede serlo si el ancho del patín de la viga es menor que el peralte del alma de la columna y la unión se hace en forma directa, sin atiesadores (figura 1.23d). Esto se debe a que puede formarse un mecanismo de falla con líneas de flujo en el alma de la columna, antes de que aparezca una articulación plástica en la viga. Además, aunque no se forme ese mecanismo, es posible que no se alcance la carga máxima predicha por la teoría plástica simple porque la unión mencionada ocasiona elevadas concentraciones de esfuerzos y pérdida de ductilidad que pueden producir la fractura del material (que dependen directamente del ancho del patín y del peralte de la viga, así como del peralte y grueso del alma de la columna).

La mayor parte de las conexiones ensayadas falló por fractura cuando la carga alcanzó la magnitud predicha por la teoría plástica simple o estaba cerca de él, sin que se desarrollaran deformaciones plásticas significativas. Las grietas que ocasionaron se iniciaron en la unión del patín en tensión de la viga y el alma de la columna en las conexiones como la mostrada en la figura 1.23d y en el punto en que se unen la placa de conexión y el patín de la columna en las del tipo de la figura 1.23b; estas últimas grietas se debieron, probablemente, al estado triaxial de esfuerzos que se crea en el punto mencionado (Chen y Lui, 1988).



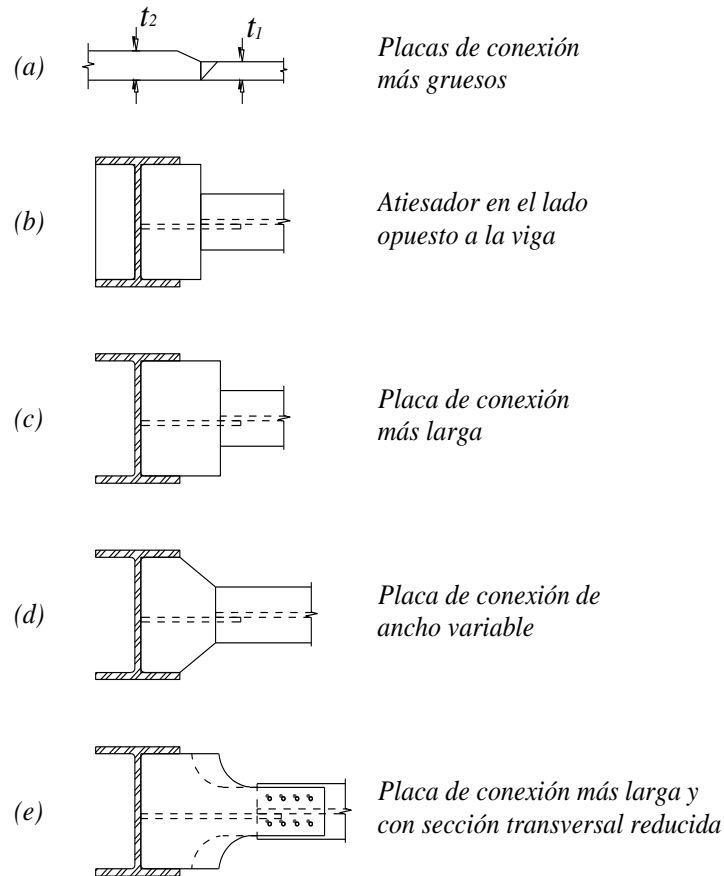
**Figura 1.23. Viga conectada al alma de la columna (Chen y Lui, 1988)**

Las juntas que no tienen capacidad de rotación bajo carga máxima no son satisfactorias, puesto que impiden la redistribución de momentos que es necesaria tanto en diseño plástico como en estructuras construidas en zonas de alta sismicidad.

Por otra parte, investigaciones previas realizadas por Driscoll y Beedle (1982) sugieren medidas para mejorar el comportamiento de las conexiones. Estas recomendaciones fueron consideradas en los programas de investigación de Rentschler G. P. *et al.* (1982), Patel K. V y Chen, W. F. (1984) y, Chen W. F. y Lui E. M (1988). Sobre todo, desde el punto de vista de su capacidad de rotación (figura 1.24):

1. Empleo de placas para transmitir el momento de grueso mayor que el del patín de la viga (figura 1.24a), con lo que se reducen las concentraciones de esfuerzos en las zonas de las placas adyacentes a los extremos de los patines de la columna.
2. Empleo de atiesadores en la columna del lado opuesto al que recibe la viga (figura 1.24b). Algunos análisis realizados con elemento finito han indicado que las concentraciones de esfuerzos en las zonas indicadas en el punto 1 se reducen cuando menos en un tercio al colocar atiesadores.
3. Alargamiento de las placas de conexión para separar las soldaduras entre ellas y, el patín de la viga y los de la columna, evitando la intersección de soldaduras y los elevados esfuerzos residuales asociados con ella (figura 1.24c).

4. Uso de placas de ancho variable para reducir la concentración de esfuerzos en la sección crítica (figura 1.24d).
5. Reducción de la placa de conexión entre su unión con los patines de la viga y los de la columna, a cierta distancia de ambas uniones (figura 1.24e).



**Figura 1.24. Medidas para mejorar el comportamiento de juntas con vigas unidas al alma de la columna (Driscoll y Beedle, 1982)**

## 1.5. CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO

En este capítulo se discute el estado del arte relativas a la investigación de conexiones rígidas en marcos de acero resistentes a momento. Se discuten algunas de las investigaciones más relevantes y se comentan los aspectos más significativos. Además, se discuten los criterios de los códigos de diseño que surgieron a partir del desarrollo de las investigaciones experimentales y analíticas.

Durante el estudio del estado del arte se identificaron investigaciones sobre mesa vibradora que engloba de forma general la investigación de marcos completos de acero resistentes a momento. Los estudios permitieron evaluar el comportamiento global y local de la estructura.

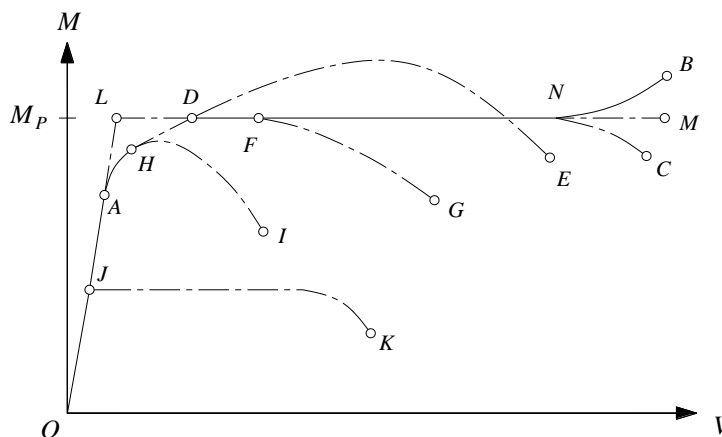
## CAPÍTULO 2. DISEÑO DE LOS PROTOTIPOS Y DETALLES DE FABRICACIÓN

### 2.1. COMPORTAMIENTO DEL ACERO ESTRUCTURAL

Una forma típica en la que se estudia el comportamiento de elementos de acero ha sido a través de pruebas experimentales, donde se han ensayado vigas sometidas a cargas transversales. Estas cargas son incrementadas hasta llegar a la falla del elemento.

Los resultados de estas pruebas experimentales se representan en curvas que relacionan las deflexiones en el plano de carga, y en planos normales a él, con la magnitud de las fuerzas aplicadas. El objetivo de estas curvas es comprender el comportamiento de los elementos de acero, así como, las características de los mismos.

Sin embargo, existe gran variedad de posibles comportamientos, en la figura 2.1 se muestran las curvas momento-deflexión de algunos de ellos (De Buen, 1980).



**Figura 2.1. Curvas momento-deflexión de vigas (De Buen, 1980)**

El comportamiento de las distintas curvas mostradas en la figura 2.1 se describen a continuación:

- La curva OAB corresponde al caso ideal que rara vez se presenta en vigas de estructuras reales, donde no hay pandeo local ni lateral. En esta curva se observa que después de una deformación considerable la viga entra en el intervalo de endurecimiento por deformación.
- La curva OAC corresponde al caso más común observado en diferentes pruebas experimentales.

- La curva OADE corresponde a una viga con momento flexionante variable a lo largo de su eje, donde se observa el endurecimiento por deformación en la zona de momento máximo hasta alcanzar el momento plástico,  $M_p$ , para finalmente descender cuando la viga desarrolla el pandeo local y lateral.
- 
- Las curvas OAFG, OAHY y OJK corresponden a fallas por pandeo lateral o local, o combinación de ambos. Las dos primeras dentro del rango inelástico y la tercera en el rango elástico.

El comportamiento ideal de las curvas OAB y OAC se debe a la presencia de la zona comprendida entre los puntos D y N, donde se presentan deformaciones crecientes que permiten al elemento tener suficiente ductilidad.

La representación ideal de la curva carga-deformación es mediante dos líneas rectas. La recta OL representa la etapa elástica, mientras que la línea horizontal, LM, indica el comportamiento plástico. Durante este último rango, las deformaciones crecen bajo momento constante. Esta curva nos permite evaluar la resistencia máxima de la viga.

La gráfica momento-curvatura de una sección sometida a cargas flexionantes toma relevancia debido a que se puede obtener diagramas de curvatura a lo largo del eje del elemento. Si se parte de la variación del momento se puede calcular las deformaciones en el plano de la flexión, ( $\Phi = M/EI$ ).

En la figura 2.2 se supone la curva idealizada esfuerzo-deformación unitaria del acero y se compone por tres zonas: elástica, plástica y de endurecimiento por deformación.

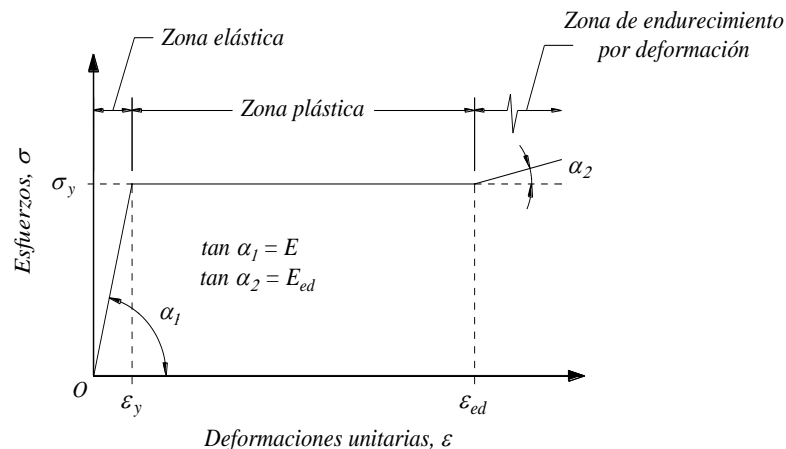


Figura 2.2. Gráfica idealizada esfuerzo-deformación (De Buen, 1980)

Durante el incremento del momento flexionante los esfuerzos normales en la sección transversal del elemento se distribuyen de acuerdo a las siguientes etapas: (1) cuando todo el material está dentro del rango elástico, (2) parte de la sección se ha plastificado y (3) cuando aparecen simultáneamente los tres estados posibles (elástico, plástico y endurecido por deformación).

## 2.2. REQUERIMIENTOS GENERALES

En la actualidad, los códigos de diseño recomiendan: el uso de sistemas estructurales eficientes, empleo de materiales adecuados y cumplimiento de requisitos de ductilidad.

Una estructura dúctil es aquella que es capaz de soportar grandes deformaciones inelásticas sin pérdida abrupta de resistencia, inestabilidad o colapso de la estructura. Los sistemas estructurales con más ductilidad están diseñados para fuerzas más bajas que los sistemas menos dúctiles, debido a que los sistemas dúctiles son capaces de resistir mayores demandas de deformación después de su límite de resistencia elástica.

En general, los actuales códigos de diseño establecen diferentes requisitos para lograr estructuras dúctiles. Algunos proponen metodologías para la revisión de requerimientos adecuados al tipo de sistema estructural. En el caso de los marcos de acero, esas especificaciones y recomendaciones de diseño están basadas en investigaciones experimentales y analíticas desarrolladas a partir del sismo de Northridge (1994).

Para la fabricación y diseño de los prototipos se consideraron los criterios y recomendaciones de algunos códigos y especificaciones para estructuras de acero. Por ejemplo, la Agencia Federal para la Administración de Emergencias (*FEMA*) ha publicado diferentes documentos relacionados con el diseño sismo-resistente de estructuras. Entre ellos, el *FEMA-350 – Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings* (*FEMA-350*, 2000a) que recomienda criterios para el diseño y construcción de estructuras con marcos de acero resistentes a momento, y propone métodos alternativos basados en desempeño. Por otra parte, en México, las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Acero (*NTC-DCEA*, 2020) de manera similar recomiendan criterios de diseño.

Este capítulo discute los criterios generales para el diseño sismo-resistente de marcos de acero resistentes a momento, y cuando sea el caso, se comenta y comparan las diferentes especificaciones.

### 2.2.1. Especificaciones del acero estructural

El acero estructural empleado debe cumplir las especificaciones y grados permitidos por el *AISC-341: Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* (2016) o su equivalente a las normas mexicanas vigentes correspondientes.

Como se pretende evaluar el comportamiento inelástico de los especímenes, el acero estructural empleado para su fabricación deberá cumplir con las especificaciones del *American Society for Testing and Materials (ASTM)*. La tabla 2.1 muestra las magnitudes del esfuerzo de fluencia,  $F_y$ , y de ruptura en tensión,  $F_u$ , que se deberá emplear en el diseño de los prototipos.



Tabla 2.1. Esfuerzos  $F_y$  y  $F_u$  de aceros estructurales (adaptada de la tabla 1.4.1, NTC-DCEA-2020)

Norma			Propiedades Mecánicas			
			$F_y$ <sup>(3)</sup>		$F_u$ <sup>(4)</sup>	
<b>Acero al Carbono</b>						
NMX <sup>(1)</sup>	ASTM <sup>(2)</sup>	Grado (Gr)	MPa	kg/cm <sup>2</sup>	MPa	kg/cm <sup>2</sup>
B-284	A572	50	345	3,515	450	4,570
	A992		345	3,515	450	4,570

Notas:

<sup>(1)</sup> Norma Mexicana<sup>(2)</sup> American Society for Testing and Materials (ASTM)<sup>(3)</sup> Valor mínimo garantizado del esfuerzo de fluencia.<sup>(4)</sup> Valor mínimo garantizado del esfuerzo de último.

De la tabla 2.1 se menciona que la norma mexicana B-284 (ASTM A572/A572M) hace referencia al acero estructural de alta resistencia y baja aleación al manganeso–vanadio, y la norma ASTM A992/A992M hace referencia al acero estructural para perfiles H laminados para uso en edificios.

Para la fabricación de los miembros de los especímenes de esta investigación se empleó acero estructural A992 de acuerdo a la tabla 2.1 con propiedades mecánicas,  $F_y = 3,515 \text{ kg/cm}^2$  y  $F_u = 4,570 \text{ kg/cm}^2$ .

### 2.2.2. Resistencia esperada.

Para el mayor de los casos, la gráfica esfuerzo-deformación del acero (figura 2.2) tiene una zona de cedencia (deformación creciente con esfuerzo prácticamente constante) correspondiente a un alargamiento máximo no menor de uno por ciento, seguida de una zona de endurecimiento por deformación.

La resistencia requerida de un elemento o conexión deberá determinarse a partir del esfuerzo de fluencia esperado,  $F_{ye} = R_y F_y$ , donde  $F_y$  es la magnitud mínima esperada del esfuerzo de fluencia del acero usado en el elemento y  $R_y$  es el cociente del esfuerzo de fluencia esperado entre el mínimo esperado,  $F_y$ .

El AISC-341 (2016) y la NTC-DCEA (2020) proporcionan tablas con las magnitudes de  $R_y$  y  $R_u$  recomendados para determinar el esfuerzo de fluencia esperado ( $F_{ye} = R_y F_y$ ) y el esfuerzo último esperado ( $F_{ue} = R_u F_u$ ), respectivamente. En la tabla 2.2 se muestran las magnitudes de  $R_y$  y  $R_u$  para el acero estructural empleado en la fabricación de los prototipos. Estas magnitudes varían de acuerdo al tipo de acero empleado y fueron determinados a partir de pruebas experimentales basadas en los requerimientos de la Sociedad Americana de Ensayes y Materiales (ASTM).

**Tabla 2.2. Magnitudes de  $R_y$  y  $R_u$  para determinar el esfuerzo de fluencia esperado,  $F_{ye}$  y el esfuerzo último esperado,  $F_{ue}$ . (adaptada de la tabla 12.1.1, NTC-DCEA-2020)**

Tipo de acero	$R_y$	$R_u$
NMX B-284 (ASTM A572 Gr. 50)	1.1	1.1
(ASTM A992)	1.1	1.1

### 2.3. CRITERIOS DE DISEÑO PARA ESTRUCTURAS DÚCTILES

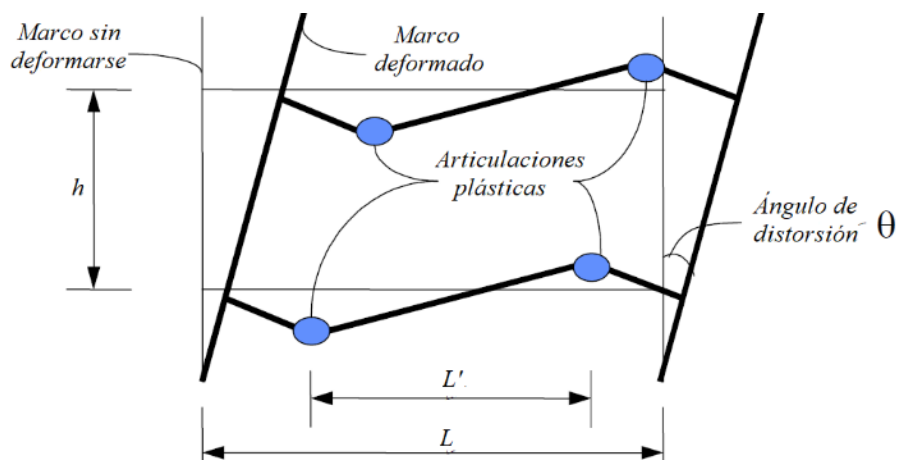
Actualmente, las estructuras se diseñan bajo la suposición de que son capaces de disipar energía durante sismos; a través de, deformaciones inelásticas locales en zonas específicas.

En esta sección se presentan los principales criterios de diseño recomendados por la NTC-DCEA (2020), mismas que, están basadas en los criterios de diseño expuestos en el AISC-341 (2016) y el FEMA-350 (2000a).

Los aspectos fundamentales que se discuten en esta sección son: el tipo de conexión apropiada, localización esperada de articulaciones plásticas, determinación del momento probable y cortante plástico, y resistencia de diseño. El objetivo de enunciar los siguientes criterios es proponer las dimensiones y características de los prototipos y asegurar el comportamiento dúctil de los mismos.

#### 2.3.1. Comportamiento esperado de marcos y conexiones.

Los marcos deben ser proporcionados y detallados de manera que el ángulo de distorsión pueda ser generado a través de la combinación de deformación elástica y del desarrollo de articulaciones plásticas. La figura 2.3 ejemplifica un marco con distorsiones inelásticas generado por la combinación de formación de articulaciones plásticas en las vigas y desplazamiento de las columnas.



**Figura 2.3. Comportamiento inelástico de marcos con articulaciones plásticas en las vigas (FEMA-350, 2000a)**

Ante grandes deformaciones inelásticas se forman articulaciones plásticas donde se presenta fluencia en las fibras a tensión y pandeo en las fibras a compresión. Al desarrollarse suficientes articulaciones en un marco se forma un mecanismo deformándose lateralmente. Este comportamiento, es el resultado de importante disipación de energía y daño considerable en sus elementos.

El comportamiento menos deseado en la estructura es la formación de articulaciones en las columnas antes que en las vigas. Si así fuera el caso, la filosofía de diseño “columna-fuerte/viga-débil” no se cumpliría y, en consecuencia, podría provocarse el colapso de la estructura debido a la poca capacidad de disipación de energía.

Las conexiones en la unión viga-columna deben configurarse para forzar la formación de las articulaciones plásticas lejos del patín de la columna; donde, el desempeño de la conexión no dependa de la mano de obra, materiales, tipo de soldadura, entre otros agentes externos.

Después de estudiar diferentes pruebas experimentales se detectó que la formación de articulaciones plásticas en vigas de acero se desarrolla aproximadamente a una distancia del orden de medio o un peralte de la viga.

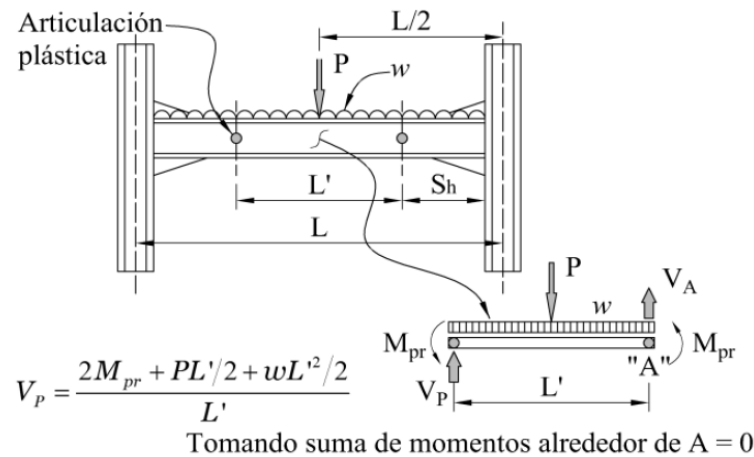
La correcta configuración de las conexiones es de gran importancia para evitar la formación de fallas frágiles que puedan provocar severos daños a la estructura. En forma particular, se puede decir que la severa degradación de resistencia en la conexión puede resultar en la baja capacidad de resistencia ante cargas gravitacionales, y con ello, el desarrollo potencial de colapso local. En perspectiva general, si la falla se presenta en varias conexiones puede resultar en la reducción de capacidad de resistencia a fuerzas laterales y rigidez de la estructura, en casos extremos puede resultar en la inestabilidad y colapso de la estructura.

Es importante mencionar que la formación de articulaciones plásticas dentro de la viga no es completamente seguro a causa de diferentes factores que intervienen en el comportamiento de las estructuras de acero (ej. calidad de materiales, mano de obra, tipo de soldadura, etc.). Las vigas que presentan grandes rotaciones plásticas en las articulaciones tienden a desarrollar pandeo y fluencia considerablemente.

### **2.3.2. Localización de articulaciones plásticas**

Como se mencionó anteriormente, el mecanismo de colapso que se pretende desarrollen las estructuras dúctiles es a través de la formación de articulaciones plásticas en las vigas de los marcos. Por ello, es importante revisar la resistencia a flexión de los elementos.

De manera que, la localización esperada para la formación de articulaciones es una distancia  $S_h$  cómo se indica en la figura 2.4. Se considera que las articulaciones plásticas en los extremos de las vigas tienen una longitud igual a un peralte, medido a partir del extremo.



**Figura 2.4. Localización de la formación de articulaciones plásticas y el equilibrio de la viga (NTC-DCEA, 2020)**

La Norma Técnica Complementaria para el Diseño y Construcción de Estructuras de Acero (NTC-DCEA, 2020) proporciona el criterio para identificar si un elemento trabaja predominantemente a flexión, si la fuerza axial actuante no excede de  $0.1 P_y$ , donde  $P_y = A F_y$ .

### 2.3.2.1. Recomendaciones geométricas

El FEMA-350 (2000a) y la NTC-DCEA (2020) recomiendan algunos criterios para asegurar e identificar la formación de articulaciones plásticas, algunas de ellas se mencionan a continuación:

- El claro libre de las vigas no será menor que cinco veces el peralte de su sección transversal en marcos de ductilidad media, ni siete veces en marcos de ductilidad alta.
- El ancho de los patines de la viga no excederá el patín o el peralte de la columna a la que se conecta la viga (filosofía de diseño de columna fuerte-viga débil).
- No se harán empalmes de ningún tipo, en la viga o en sus cubreplacas, en las zonas de formación de articulaciones plásticas.
- Se considera que las articulaciones plásticas en los extremos de las vigas tienen una longitud igual a un peralte, medido a partir del extremo, y en zonas intermedias de dos peraltes medidos a uno y otro lado de la sección teórica en la que aparecerá la articulación.

### 2.3.3. Determinación del momento plástico probable en las articulaciones plásticas

Para conexiones totalmente restringidas diseñadas para desarrollar articulaciones plásticas en la viga, el momento plástico probable puede determinarse como:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z \quad (\text{Ec. 12.1.1})$$

Donde:

$M_{pr}$  momento máximo probable en la articulación plástica.

$R_y$  cociente del esfuerzo de fluencia esperado entre el mínimo especificado,  $F_y$ . Tabla 2.2.

$Z$  módulo de sección plástico en la sección en que se forma la articulación plástica.

$C_{pr}$  coeficiente que tiene en cuenta incrementos en la resistencia por endurecimiento por deformación, restricciones locales y otros factores:

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2 F_y} \leq 1.2 \quad (\text{Ec. 12.1.2})$$

$F_u$  esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión

#### 2.3.4. Determinación del cortante plástico en las articulaciones

Los elementos que trabajan principalmente en flexión se dimensionan de manera que no presenten fallas por cortante antes de que se formen las articulaciones asociadas con el mecanismo de colapso. Para ello, la fuerza cortante en la articulación se determina por métodos estáticos, considerando las cargas gravitacionales actuantes en la viga (en las que se supone que actúan momentos del mismo sentido y de magnitudes iguales a sus momentos plásticos resistentes, como se muestra en la figura 2.4).

#### 2.3.5. Requisitos geométricos para miembros en flexocompresión

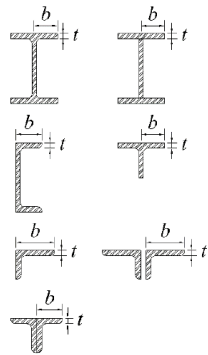
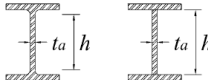
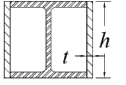
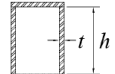
Si la sección transversal es tipo H, el ancho de los patines no deberá ser mayor que el peralte total, la relación peralte/ancho del patín no excederá de 1.5 y el ancho de los patines será de 200 mm o más. Sin embargo, se permite el uso de perfiles laminados que no cumplen rigurosamente estas condiciones.

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

#### 2.3.6. Relaciones ancho/grueso

Para miembros diseñados para ductilidad media y alta, las relaciones ancho/grueso de los elementos en compresión no deben exceder los límites de la tabla 2.3.

**Tabla 2.3. Valores mínimos de las relaciones ancho/grueso para elementos de ductilidad media y alta de miembros en compresión (adaptada de la tabla 12.1.2, NTC-DCEA-2020)**

Descripción del elemento	Relación ancho/grueso	Valores máximos de la relación ancho/grueso		Ejemplos
		$\lambda_{da}$ Miembros de ductilidad alta	$\lambda_{dm}$ Miembros de ductilidad media	
Patines de secciones I laminadas o armadas, canales y técs; alas de ángulos sencillos o de miembros de ángulos dobles con separadores; alas exteriores de pares de ángulos conectados continuamente.	$b/t$	$0.30 \sqrt{E/F_y}$	$0.38 \sqrt{E/F_y}$	
Almas de secciones I laminadas de vigas o columna <sup>(1)</sup>	$h/t_a$	Para $\frac{P_u}{F_R P_y} \leq 0.125$ $2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y} \left(1 - \frac{0.93 P_u}{F_R P_y}\right)}$	Para $\frac{P_u}{F_R P_y} \leq 0.125$ $3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y} \left(1 - \frac{2.75 P_u}{F_R P_y}\right)}$	
Placas laterales de secciones I en cajón de vigas o columnas.	$h/t$	Para $\frac{P_u}{F_R P_y} > 0.125$ $0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y} \left(2.93 - \frac{P_u}{F_R P_y}\right)}$	Para $\frac{P_u}{F_R P_y} > 0.125$ $1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y} \left(2.33 - \frac{P_u}{F_R P_y}\right)}$	
Almas de secciones en cajón armadas de vigas o columnas	$h/t$	$\geq 1.49 \sqrt{E/F_y}$	$\geq 1.49 \sqrt{E/F_y}$	

Notas:

<sup>(1)</sup> En vigas de sección I, en sistemas de marcos rígidos de ductilidad alta, para los cuales  $P_u/(F_R P_y)$  es menor o igual que 0.125, el valor máximo de la relación  $h/t_a$  no debe exceder de  $2.45 \sqrt{E/F_y}$ ; en sistemas de marcos rígidos de ductilidad media, donde  $2.45 \sqrt{E/F_y}$  es menor o igual que 0.125, el valor máximo de la relación  $h/t_a$  no debe exceder de  $3.76 \sqrt{E/F_y}$ .

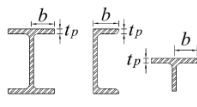
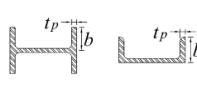
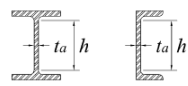
## 2.4. CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO

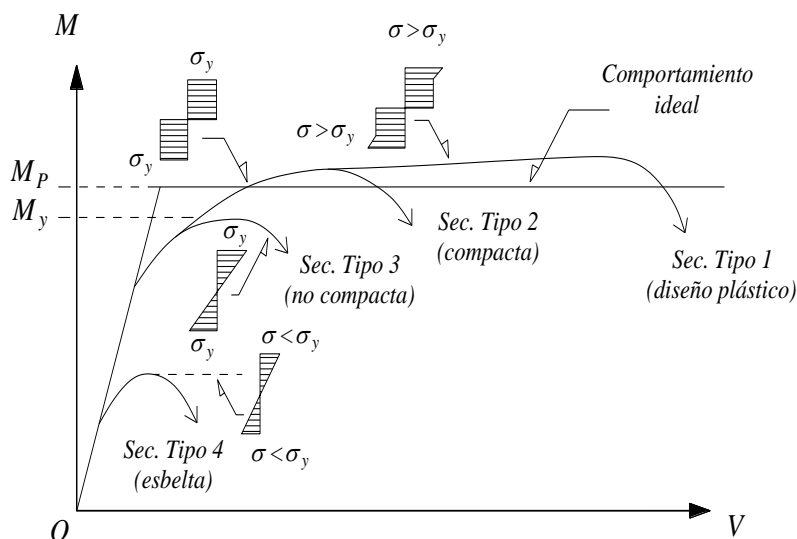
En esta sección se discute las disposiciones y criterios generales para el diseño de estructuras de acero aplicables a la construcción del prototipo, de acuerdo a la NTC-DCEA (2020).

### 2.4.1. Clasificación de las secciones

Los elementos estructurales se pueden clasificar en cuatro tipos en función de las relaciones ancho/grueso máximas de sus elementos que trabajan en compresión debida a flexión o en flexocompresión de acuerdo con los límites que se especifican en la tabla 2.4.

**Tabla 2.4. Valores máximos de las relaciones ancho/grueso. Elementos comprimidos que forman parte de miembros en flexión o flexocompresión (adaptada de la tabla 3.2.2, NTC-DCEA-2020)**

Descripción del elemento	$\lambda$	$\lambda_{pl}$ Sección tipo 1	$\lambda_p$ Sección tipo 2	$\lambda_r$ Sección tipo 3	Ejemplos
Patines de secciones laminadas I, H, canales y tés	$b/t_p$	$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Patines de todas las secciones I, H y canales flexionadas alrededor del eje de menor inercia	$b/t_p$		$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Almas de secciones I y H con dos ejes de simetría y de canales	$h/t_a$	$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	



**Figura 2.5. Relaciones momento-deflexión de elemento de acero (NTC-DCEA, 2020)**

Para el caso de los prototipos es necesario que las secciones de los miembros sean del tipo 1 o 2 (secciones compactas). Debido a que, las secciones tipo 1 tienen la característica de poder desarrollar el momento plástico y conservarlo cuando inician las deformaciones inelásticas que provocan la redistribución

de momentos en la estructura. Mientras que, las secciones tipo 2 también tienen la capacidad de desarrollar el momento plástico como las secciones tipo 1, sin embargo, tienen capacidad de rotación inelástica limitada. Ambas secciones son recomendadas para zonas con alta sismicidad y proveen la presencia de fallas del tipo frágil. En la figura 2.5 se presenta la curva momento-rotación del comportamiento de los cuatro tipos de secciones.

#### 2.4.2. Determinación aproximada de los efectos de segundo orden

Para evitar realizar análisis rigurosos para determinar los efectos de segundo orden, existen procedimientos que incluyen estos efectos; amplificando las acciones de diseño obtenidas con uno de primer orden (NTC-DCEA, 2020).

Los momentos producidos por las cargas verticales y las acciones horizontales se obtienen de la siguiente manera:

##### 2.4.2.1. Momentos de diseño en los extremos de las columnas

$$M_{uo} = M_{ti} + B_2 M_{tp} \quad (\text{Ec. 2.7.1})$$

##### 2.4.2.2. Momentos de diseño en la zona central de la columna

$$M_{uo}^* = B_1 (M_{ti} + B_2 M_{tp}) \quad (\text{Ec. 2.7.2})$$

Los momentos  $M_{ti}$  son producidos por cargas verticales y los  $M_{tp}$  por acciones horizontales, de viento o sismo. El factor  $B_1$  considera los efectos  $P\delta$  y el factor  $B_2$  considera los efectos  $P\Delta$ . Con la ecuación 2.7.1 se obtienen los momentos en los extremos, que incluyen el efecto  $P\Delta$ , y con la ecuación 2.7.2 se determinan los momentos en la zona central de la columna, amplificados por efecto  $P\delta$  cuando éste es significativo.

##### 2.4.2.3. Factores de amplificación de los momentos, $B_1$ y $B_2$

Los factores de amplificación de los momentos,  $B_1$  y  $B_2$ , se calculan con las siguientes expresiones:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - P_u / F_R P_{e1}} \quad (\text{Ec. 2.7.3})$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{1.2 Q \sum P_u}{\sum P_{e2}}} \quad (\text{Ec. 2.7.5})$$



Donde:

$\sum P_u$  fuerza vertical de diseño en el entrepiso de consideración

$Q$  factor de comportamiento sísmico

$F_R$  factor de resistencia igual a 0.9

$L$  altura del entrepiso

$P_u$  fuerza axial de diseño en la columna en consideración

$P_{e1}$  carga crítica de pandeo elástico de la columna, se puede determinar de la siguiente manera:

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 E A}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2 E I}{(KL)^2}$$

$\sum P_{e2}$  carga crítica de pandeo elástico con desplazamiento lateral del entrepiso del que forma parte la columna, se puede determinar de la siguiente manera:

$$\sum P_{e2} = \sum \frac{\pi^2 E A}{(KL/r)^2} = \sum \frac{\pi^2 E I}{(KL)^2}$$

$r$  radio de giro correspondiente

$K$  factor de longitud efectiva en el plano de la flexión

$A$  área de la sección transversal de la columna

$C_m$  coeficiente que depende de la ley de variación del momento flexionante, y se determina de acuerdo a la sección 2.7.3 (NTC-DCEA, 2020). Sin embargo, puede usarse los valores de  $C_m$  siguientes: si los extremos del miembro están restringidos angularmente  $C_m = 0.85$ , o si no lo están  $C_m = 1.0$ .

### 2.4.3. Resistencia a compresión

La resistencia en compresión se calcula conforme al Capítulo 5 (NTC-DCEA, 2020) mismo que establece la revisión de los estados límite correspondientes. Para estructuras dúctiles es necesario que las secciones de sus miembros sean tipo 1 o 2 (secciones compactas), por lo que, es necesario revisar el estado límite de pandeo por flexión.

*2.4.3.1. Para miembros de sección transversal H o I, se determina con las siguientes expresiones:*

$$R_c = F_R \chi F_y A = F_R F_n A \quad (\text{Ec. 5.2.1})$$

Donde:

$F_R$  factor de resistencia igual a 0.9

$A$  área total de la sección transversal de la columna

$F_n$  esfuerzo nominal en compresión,  $F_n = \chi F_y$

$\chi$  factor de reducción por esbeltez

$$\chi = [1 + \lambda_c^{2n}]^{-1/n} = \left[ 1 + \left( \frac{F_y}{F_e} \right)^n \right]^{-1/n} \quad (\text{Ec. 5.2.2})$$

$n$  coeficiente adimensional que se determina de acuerdo a la tabla 2.4.2.

$\lambda_c$  parámetro de esbeltez

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \quad (\text{Ec. 5.2.3})$$

$F_e$  esfuerzo crítico de Euler

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \quad (\text{Ec. 5.2.4})$$

**Tabla 2.5. Valores del coeficiente  $n$  (adaptada de la tabla 5.2.1, NTC-DCEA-2020)**

Características del perfil de acero		Eje	Esfuerzo de fluencia nominal, $F_y$ , MPa (kg/cm <sup>2</sup> )		
			≤ 248 MPa (≤ 2,530 kg/cm <sup>2</sup> )	248-344 MPa (2,535-3510 kg/cm <sup>2</sup> )	345 MPa (3,515 kg/cm <sup>2</sup> )
I o H laminadas	Perfiles estándar	Mayor	1.4	1.4	2.0
		Menor	1.4	1.4	1.4
	Pesados $t_p \geq 51$ mm	Mayor	1.0	1.4	1.4
		Menor	1.0	1.0	1.4

#### 2.4.4. Resistencia a flexión

La resistencia a flexión se calcula conforme al Capítulo 6 (NTC-DCEA, 2020). Se dice que un elemento trabaja principalmente a flexión cuando es sometido a cargas transversales o se aplican momentos en sus extremos.

Las resistencias de diseño,  $M_R$ , se determinan con la expresión  $F_R M_R$ , donde  $F_R$  es el factor de reducción igual a 0.9. Las resistencias nominales,  $M_n$ , de elementos con eje recto y sección transversal constante se evalúa de la siguiente manera.

##### 2.4.4.1. Para miembros de compactos (tipo 1 y 2) de sección I con dos ejes de simetría, flexionados alrededor del eje de mayor inercia.

La resistencia nominal,  $M_n$ , es el valor menor de los correspondientes a los estados límite de fluencia (momento plástico) y pandeo lateral por flexotorsión.

#### - Fluencia

La resistencia nominal ( $M_n$ ) de miembros en flexión cuyo patín comprimido está soportado lateralmente en forma continua, es igual a:

$$M_n = Z_x F_y = M_p \quad (\text{Ec. 6.3.1})$$

Donde:

$Z$  módulo de sección plástico respecto al eje X

$M_p$  momento plástico nominal de la sección

#### Pandeo lateral por flexotorsión

La revisión de este estado límite se calcula con las siguientes expresiones:

Cuando  $M_e > \frac{2}{3} M_p$

$$M_n = 1.15 M_p \left( 1 - \frac{0.28 M_p}{M_e} \right) \leq M_p \quad (\text{Ec. 6.3.2})$$

Cuando  $M_e \leq \frac{2}{3} M_p$

$$M_n = M_e \quad (\text{Ec. 6.3.3})$$

Donde:

$M_e$  momento de pandeo lateral elástico por flexotorsión, y se determina como:

$$M_e = \frac{C_b \pi E}{L} \sqrt{I_y \left[ \frac{J}{2.6} + \left( \frac{\pi}{L} \right)^2 C_a \right]} \quad (\text{Ec. 6.3.4})$$

Donde:

$L$  distancia entre secciones de la viga soportadas lateralmente de manera adecuada

$I_y$  momento de inercia respecto al eje de simetría situado en el plano del alma

$J$  constante de torsión de Saint Venant o de torsión pura

$C_a$  constante de torsión por alabeo

$C_b$  factor por pandeo lateral por flexotorsión, se puede determinar por el método de los cuatro momentos o métodos alternos. De manera conservadora se puede considerar  $C_b = 1.0$ .

#### 2.4.4.2. Para miembros de sección I, flexionados alrededor del eje de menor inercia.

La resistencia nominal,  $M_n$ , es el valor menor de los correspondientes a los estados límite de fluencia (momento plástico) y pandeo local de los patines.

#### - Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1.60 F_y S_y \quad (\text{Ec. 6.6.1})$$

#### - Pandeo local del patín comprimido

Para secciones con patines compactos (tipo 1 o 2), este estado límite no aplica. Sin embargo, en caso de secciones tipo 3 o 4 es necesario revisar el apartado 6.6.2 de la NTC-DCEA (2020).

#### 2.4.5. Resistencia en flexocompresión

En esta sección se proporciona los requisitos para el diseño de miembros de eje recto y sección transversal constante, con uno o dos ejes de simetría, sujetos a compresión y a flexión producida por momentos que obran alrededor de uno o de los dos ejes de la sección.

La resistencia en flexocompresión se determina conforme al inciso 8.1.3 (NTC-DCEA, 2020). Las dimensiones de las columnas se obtienen de manera que se cumplan las condiciones de resistencia de las secciones extremas y de la columna completa.

#### 2.4.5.1. Revisión de las secciones extremas

Para secciones I o H, en cada uno de los extremos de la columna debe satisfacerse la condición:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (\text{Ec. 8.1.1})$$

Donde:

$P_u$  fuerza axial de diseño que obra en la columna

$M_{uox}, M_{uoy}$  momento de diseño en el extremo considerado

$M_{px} = Z_x F_y$  momento plástico nominal de la sección, para flexión alrededor del eje X

$M_{py} = Z_y F_y$  momento plástico nominal de la sección, para flexión alrededor del eje Y

$P_y = A F_y$  fuerza axial nominal

Además, se verificará que cumpla la siguiente condición:

$$\frac{M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (\text{Ec. 8.1.3})$$

#### 2.4.5.2. Revisión de la columna completa

Para secciones I o H, la columna debe satisfacerse la condición:

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_{Rx}} + \frac{M_{uoy}^*}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (\text{Ec. 8.1.6})$$

Donde:

$P_u$  fuerza axial de diseño que obra en la columna

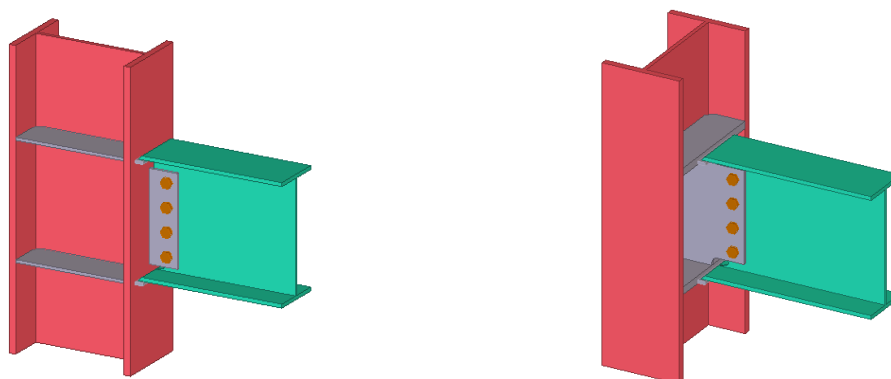
$M_{uox}^*, M_{uoy}^*$  momentos de diseño máximos alrededor del eje X o Y, respectivamente

$M_{Rx}, M_{Ry}$  momentos resistentes de diseño alrededor del eje X o Y, respectivamente

$R_c$  resistencia de diseño en compresión

## 2.5. DISEÑO DE PROTOTIPOS

La selección de las conexiones que se pretenden evaluar se enfoca en los dos principales tipos de conexiones rígidas empleadas en la construcción de estructuras de acero en México (figura 2.6). La configuración de la primera conexión (Prototipo 1) es la unión de viga-columna sobre el eje fuerte de la columna (ver figura 2.6a), y la segunda conexión (Prototipo 2) es la unión de viga-columna sobre el eje débil de la columna (ver figura 2.6b).



(a) Prototipo 1: la unión de viga-columna sobre eje fuerte de la columna

(b) Prototipo 2: unión de viga-columna sobre eje débil de la columna

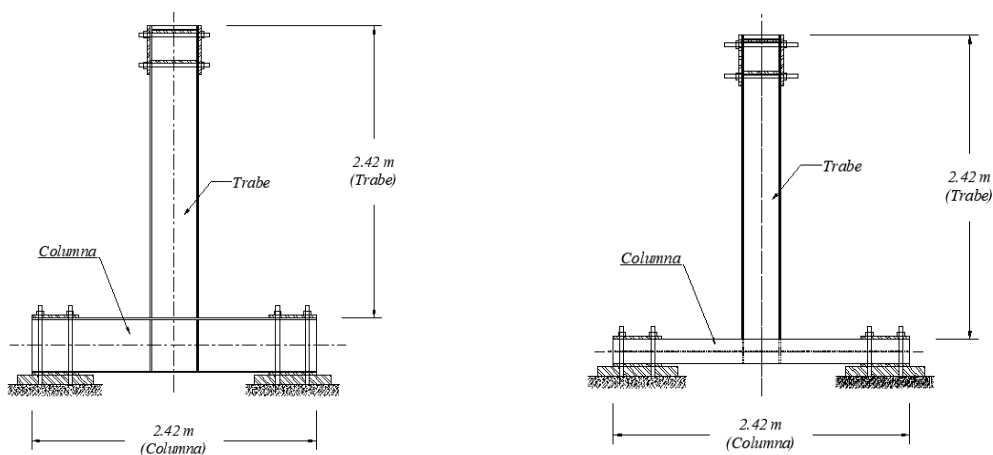
**Figura 2.6. Conexiones típicas resistentes a momento**

### 2.5.1. Dimensiones del prototipo

Los aspectos a considerarse para definir las dimensiones de los prototipos estuvieron en función de los criterios de ductilidad (sección 2.3), dimensiones del laboratorio, transporte y manejabilidad de las piezas.

Para facilitar la configuración de la prueba experimental, la fuerza axial en la columna no fue considerada. El tamaño de la viga para cada espécimen fue restringido por la capacidad del actuador conectado en el extremo libre de la viga (en la sección 2.6.1 se muestran las condiciones del laboratorio). La columna asociada se seleccionó de tal manera que no se esperaría deformación inelástica bajo la carga aplicada y reflejar de manera realista el tamaño utilizado en marcos resistentes a momento.

Considerando: (1) la longitud estándar de la fabricación de perfiles estructurales IR es de 12.10 m, (2) los espacios para poder manipular y transportar los prototipos; se propone que la longitud de la viga y columna sean de 2.42 m (figura 2.7) con el objetivo de obtener 5 piezas por viga para la elaboración de varios especímenes idénticos.



(a) Prototipo 1: la unión de viga-columna sobre el eje fuerte de la columna

(b) Prototipo 2: unión de viga en la columna sobre su eje débil

**Figura 2.7. Dimensiones de los prototipos**

Con las dimensiones propuestas se verificarán los requisitos para estructuras dúctiles recomendados por la NTC-DCEA (2020) y el FEMA-350 (2000a).

### 2.5.2. Selección de los perfiles

Para la selección de los perfiles que se emplearán para elaboración de los prototipos es necesario conocer las propiedades de los materiales con los que se fabricaran. En ambos prototipos se empleó acero estructural A922. En la tabla 2.6 se mencionan las características y propiedades de los materiales necesarios para la revisión de los prototipos.

**Tabla 2.6. Características y propiedades generales de los prototipos**

Propiedad/Característica	Descripción	Comentarios
Esfuerzo de fluencia	$F_y = 3,515 \text{ kg/cm}^2$	Tabla 2.1
Esfuerzo último	$F_u = 4,570 \text{ kg/cm}^2$	Tabla 2.1
Valor de $R_y$ para determinar el esfuerzo de fluencia esperado, $F_{ye}$	$R_y = 1.1$	Tabla 2.2
Valor de $R_u$ para determinar el esfuerzo de fluencia esperado, $F_{ue}$	$R_u = 1.1$	Tabla 2.2
Módulo de Elasticidad	$E = 2,039,000 \text{ kg/cm}^2$	----
Longitud de la trabe	$L = 242 \text{ cm}$	Figura 2.7
Altura de la columna	$H = 121 \text{ cm}$	Figura 2.7

Las traveses de los prototipos deben resistir la aplicación de una carga puntual de 20 ton en el extremo libre del espécimen. El momento generado por la carga será igual a la magnitud de la carga multiplicada por el brazo de palanca, es decir:

$$M = P d \quad (2.1)$$

Por lo tanto, el momento actuante es:

$$M = P L = 20(2.42) = 48.40 \text{ t-m}$$

Por otra parte, el momento último esperado se determina con la siguiente expresión:

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

Igualando el momento actuante con el momento último (Ec. 2.2) y despejando el módulo plástico de la sección se puede determinar de manera preliminar la sección más conveniente.

$$Z_{x \text{ req}} = \frac{M}{R_y F_y} = \frac{48.40 \times 10^5}{1.1(3,535)} = 1,251.78 \text{ cm}^3$$

Para obtener las secciones más adecuadas se realizaron varias combinaciones e iteraciones de perfiles para la trabe y columna en ambos prototipos. Además de satisfacer los requisitos de diseño, también se procuró seleccionar los perfiles laminados de uso común.

Para el prototipo 1, se selecciona para la trabe un perfil IR 406 x 46.20 kg/m (W16"x 31 lb/pie) con módulo de sección plástico,  $Z_x = 885.0 \text{ cm}^3$  (menor que el módulo de sección plástica requerido), lo cual, teóricamente asegura que la formación de la articulación plástica se presentará antes de que la carga aplicada alcance las 20 ton. Sin embargo, es necesario comprobar que la resistencia de la columna sea la suficiente para que la trabe desarrolle la ductilidad esperada. Bajo el criterio columna-fuerte/viga-débil, para la columna se selecciona un perfil IR 457 x 59.80 kg/m (W18"x 40 lb/pie).

De manera similar, para el prototipo 2 se seleccionan los perfiles IR 406 x 46.20 kg/m (W16"x 31 lb/pie) y IR 457 x 59.80 kg/m (W18"x 40 lb/pie) para la trabe y la columna, respectivamente.

Para cada perfil seleccionado se realizó el diseño y revisión de acuerdo a la NTC-DCEA (2020). En la siguiente sección se muestra detalladamente dicho procedimiento con sus correspondientes comentarios.

### 2.5.3. Diseño y revisión del prototipo 1 (Eje Fuerte)

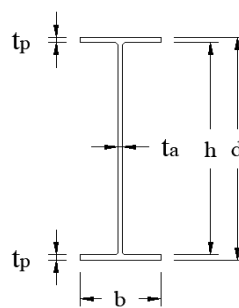
Para el prototipo 1 se pretende revisar las resistencias de la unión viga-columna respecto al eje fuerte de la sección (eje X) y que los extremos de las columnas estarán ancladas a la losa de reacción (figura 2.7), por lo que, no se consideran las reacciones y demandas respecto al eje débil de la sección (eje Y).



### 2.5.3.1. Propiedades geométricas de la trabe:

Se propone para la trabe (prototipo 1) un perfil IR 406 x 46.20 kg/m (W16"x 31 lb/pie). De acuerdo al Manual del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero (IMCA, 2014), las propiedades geométricas de la sección son:

$d_t =$	40.30	cm
$t_a =$	0.70	cm
$b_t =$	14.0	cm
$t_p =$	1.12	cm
$A_t =$	58.8	cm <sup>2</sup>
$r_{xt} =$	16.3	cm
$r_{yt} =$	3.0	cm
$I_{xt} =$	15,609.0	cm <sup>4</sup>
$Z_{xt} =$	885.0	cm <sup>3</sup>

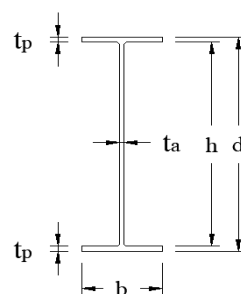


**Sección transversal**

### 2.5.3.2. Propiedades geométricas de la columna:

Para la columna (prototipo 1) se propone un perfil IR 457 x 59.80 kg/m (W18"x 40 lb/pie). De acuerdo al Manual del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero (IMCA, 2014), las propiedades geométricas de la sección son:

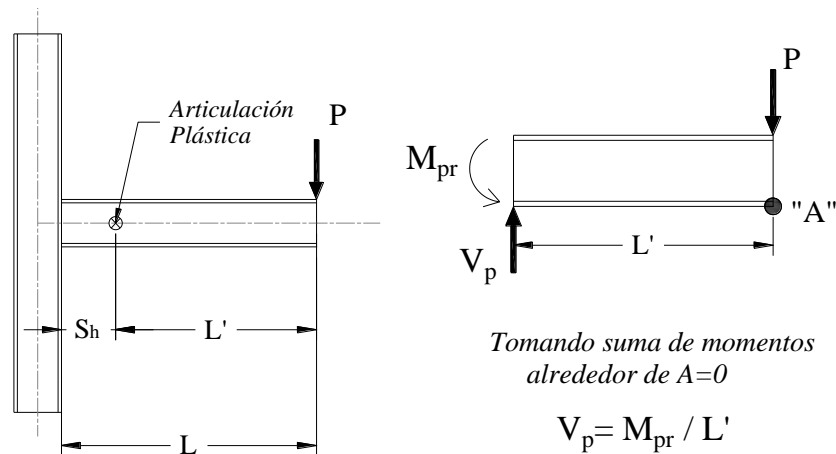
$d_c =$	45.50	cm	$I_{xc} =$	25,473.0	cm <sup>4</sup>
$t_a =$	0.80	cm	$Z_{xc} =$	1,285.0	cm <sup>3</sup>
$b_c =$	15.30	cm	$I_{yc} =$	795.0	cm <sup>4</sup>
$t_p =$	1.33	cm	$Z_{yc} =$	163.0	cm <sup>3</sup>
$A_c =$	76.10	cm <sup>2</sup>	$J_c =$	33.70	cm <sup>4</sup>
$r_{xc} =$	18.30	cm	$C_a =$	387,759.0	cm <sup>6</sup>
$r_{yc} =$	3.20	cm			



**Sección transversal**

### 2.5.3.3. Revisión de requisitos geométricos para estructuras dúctiles

Primeramente, se debe localizar la formación de articulaciones plásticas como se mostró en la figura 2.4, sin embargo, para el caso particular de la investigación la configuración de los prototipos se muestra en la figura 2.8.



**Figura 2.8. Localización de la formación de articulación plástica en los prototipos**

Los requisitos que recomienda el FEMA-350 (2000a) y la NTC-DCEA (2020) para identificar la formación de articulaciones plásticas se revisan a continuación:

- Miembros en flexión

Se plantea que la columna y trabe trabajan en flexión. De acuerdo a lo mencionado en secciones anteriores, para que cumpla este requisito, la carga axial no debe exceder de  $0.1 P_y$ . Es decir:

Para la columna:

$$P_{yc} = A_c F_y = 76.1(3,515) \times 10^{-3} = 267.50 \text{ t}$$

$$0.1 P_{yc} = 0.1(267.50) = 26.74 \text{ t} > P_u = 20.0 \text{ t}$$

Para la trabe:

$$P_{yt} = A_t F_y = 58.8(3,515) \times 10^{-3} = 206.68 \text{ t}$$

$$0.1 P_{yt} = 0.1(206.68) = 20.66 \text{ t} > P_u = 20.0 \text{ t}$$

- El claro libre de las vigas no será menor que cinco veces el peralte de su sección transversal en marcos de ductilidad media.

Para estructuras de ductilidad media:

$$L - \frac{d_c}{2} > 5 d_t$$

$$5 d_t = 5(40.3) = 201.5 \text{ cm}$$

$$L - \frac{d_c}{2} = 242 \text{ cm} > 5 d_t = 201.5 \text{ cm} \quad (\text{Cumple})$$

- El ancho de los patines de la viga no excederá el patín o el peralte de la columna a la que se conecta la viga (filosofía de diseño de columna-fuerte/viga-débil).

Revisión de patines:

$$b_t = 14 \text{ cm} < b_c = 15.3 \text{ cm} \quad (\text{Cumple})$$

Revisión de peraltes:

$$d_t = 40.3 \text{ cm} < d_c = 45.5 \text{ cm} \quad (\text{Cumple})$$

#### 2.5.3.4. Relaciones ancho/grueso para elementos de ductilidad media y alta

Para miembros de ductilidad media y alta se puede clasificar la sección en función de los patines y el alma de acuerdo a la tabla 2.3

**Para la trabe:**

- a) Clasificación de los patines:

$$\frac{b}{2 t_p} = \frac{14.0}{2(1.12)} = 6.25$$

$$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.30 \sqrt{\frac{2,039,000}{3,515}} = 7.23$$

Por lo tanto, los patines cumplen con los requisitos para miembros de ductilidad alta.

- b) Clasificación del alma:

$$\frac{h}{t_a} = \frac{40.3 - 2(1.12)}{0.70} = 54.37$$

Para:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} = \frac{20.0}{0.9(206.68)} = 0.11 \leq 0.125$$

$$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left( 1 - \frac{2.75 P_u}{F_R P_y} \right) = 3.76 \sqrt{\frac{2,039,000}{3,515}} \left( 1 - \frac{2.75 (20)}{0.9(206.68)} \right) = 63.78$$

Por lo tanto, el alma cumple con los requisitos para miembros de ductilidad media.

**Para la columna:**

a) Clasificación de los patines:

$$\frac{b}{2 t_p} = \frac{15.2}{2(1.33)} = 5.71$$

$$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.30 \sqrt{\frac{2,039,000}{3,515}} = 7.23$$

Por lo tanto, los patines cumplen con los requisitos para miembros de ductilidad alta.

b) Clasificación del alma:

$$\frac{h}{t_a} = \frac{45.5 - 2(1.33)}{0.80} = 53.55$$

Para:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} = \frac{20.0}{0.9(267.5)} = 0.08 \leq 0.125$$

$$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(1 - \frac{0.93 P_u}{F_R P_y}\right) = 2.45 \sqrt{\frac{2,039,000}{3,515}} \left(1 - \frac{0.93 (20)}{0.9(267.5)}\right) = 54.45$$

Por lo tanto, el alma cumple con los requisitos para miembros de ductilidad alta.

#### 2.5.3.5. Momento y cortante en la articulación plástica

Se considera que la articulación plástica en el extremo de la trabe tiene una longitud,  $S_h$ , igual a un peralte (figura 2.8), por lo que:

$$S_h = d_t = 40.30 \text{ cm}$$

De la figura 2.8 se puede determinar la longitud  $L'$ :

$$L' = L - S_h = 242.0 - 40.3 = 201.7 \text{ cm}$$

De acuerdo al tipo de acero estructural empleado de la tabla 2.2 se elige el valor de  $R_y$  correspondiente,  $R_y = 1.1$ . Igualmente, el momento máximo probable en la articulación plástica se determina con la Ec. 12.1.1 (NTC-DCEA, 2020).

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z$$

Donde el coeficiente  $C_{pr}$  que tiene en cuenta incrementos en la resistencia por endurecimiento por deformación, restricciones locales y otros factores se determina con la Ec. 12.1.2 (NTC-DCEA, 2020).

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2 F_y} = \frac{3,515 + 4,570}{2(3,515)} = 1.15 \leq 1.2$$

Por lo tanto:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_{xt} = 1.15(1.1)(3,515)(885.0) \times 10^{-5} = 39.35 \text{ t-m}$$

La fuerza cortante probable en la articulación plástica se determina a través del equilibrio en la articulación, como se muestra en la figura 2.8.

$$V_p = \frac{M_{pr}}{L'} = \frac{39.35}{2.01} = 19.51 \text{ t}$$

Sin embargo, se considera que parte del momento máximo probable generado es tomado por la columna inferior y la parte restante por la columna superior; por lo tanto, el momento actuante en la columna es:

$$M_u = \frac{M_{pr}}{2} = \frac{39.35}{2} = 19.68 \text{ t-m}$$

#### 2.5.3.6. Relaciones ancho/grueso para elementos comprimidos que forman parte de miembros en flexión o flexocompresión

Como se muestra en la figura 2.5 las secciones transversales de los miembros estructurales se pueden clasificar en secciones tipo 1 o 2 (compactas), tipo 3 (no compactas), o bien en, tipo 4 (esbeltas). Esta clasificación se hace en función de su relación ancho/grueso. Los elementos del prototipo (trabe y columna) se supone que trabajan en flexión o flexocompresión; por lo tanto, de la tabla 2.4 se clasifican los patines y el alma de cada miembro.

#### Para la trabe:

a) Clasificación de los patines:

$$\frac{b}{2 t_p} = \frac{14.0}{2(1.12)} = 6.25$$

$$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.30 \sqrt{\frac{2,039,000}{3,515}} = 7.23$$

Por lo tanto, los patines son sección tipo 1 (compacta).

b) Clasificación del alma:

$$\frac{h}{t_a} = \frac{40.3 - 2(1.12)}{0.70} = 54.37$$

$$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.45 \sqrt{\frac{2,039,000}{3,515}} = 59.01$$

Por lo tanto, el alma es sección tipo 1 (compacta).

**Para la columna:**

a) Clasificación de los patines:

$$\frac{b}{2 t_p} = \frac{15.3}{2(1.33)} = 5.75$$

$$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.30 \sqrt{\frac{2,039,000}{3,515}} = 7.23$$

Por lo tanto, los patines son sección tipo 1 (compacta).

b) Clasificación del alma:

$$\frac{h}{t_a} = \frac{45.5 - 2(1.33)}{0.80} = 53.55$$

$$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.45 \sqrt{\frac{2,039,000}{3,515}} = 59.01$$

Por lo tanto, el alma es sección tipo 1 (compacta).

#### 2.5.3.7. Carga crítica de pandeo elástico de la columna

Para determinar la carga crítica de pandeo elástico se requiere considerar el factor de longitud efectiva,  $K$ . De manera conservadora se toma como factor de longitud efectiva  $K_x = 1.0$  (debido a que los especímenes estarán bajo condiciones ideales).

$$P_{e1x} = \frac{\pi^2 E A}{(KL/r)_x^2} = \frac{\pi^2 E A}{(KH/r)_x^2} = \frac{\pi^2 (2,039,000)(76.10) \times 10^{-3}}{\left(\frac{1.0(121)}{18.30}\right)^2} = 35,029.43 \text{ t}$$

### 2.5.3.8. Factor de amplificación, $B_1$

El factor de amplificación  $B_1$  considera los efectos  $P\delta$  y se determina con la ec. 2.7.3.

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - P_u/F_R P_{e1}}$$

Donde:

$C_m$  es el coeficiente que depende de la ley de variación del momento flexionante. De manera conservadora se puede considerar como  $C_m = 1.00$ .

$F_R$  factor de resistencia igual a 0.9

$P_u$  fuerza axial de diseño en la columna, para el caso de los prototipos la carga axial de diseño es igual al cortante probable,  $V_p = 19.51$  t.

Por lo tanto, el factor  $B_1$  es igual a:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - P_u/F_R P_{e1}} = \frac{1.00}{1 - \frac{19.51}{0.9(35,029.43)}} = 1.00$$

### 2.5.3.9. Determinación de las demandas

El capítulo 2 (NTC-DCEA, 2020) indica que los momentos producidos por las cargas verticales y las acciones horizontales se obtienen en los extremos y al centro de la columna.

Los momentos de diseño en los extremos de las columnas se determinan con la ec. 2.7.1:

$$M_{uo} = M_{ti} + B_2 M_{tp}$$

Los momentos de diseño en la zona central de la columna se determinan con la ec. 2.7.2:

$$M_{uo}^* = B_1 (M_{ti} + B_2 M_{tp})$$

Sin embargo, los momentos de interés para el caso específico de los prototipos son los producidos por cargas verticales (momentos de traslación impedida,  $M_{ti}$ ), mientras que, los momentos de traslación permitida,  $M_{tp}$ , que son producidos por acciones horizontales, de viento o sismo no son aplicables,  $M_{tp} = 0.0$ .

Se considera como el momento de traslación impedida,  $M_{ti}$ , igual al momento actuante en la columna.

$$M_{tix} = M_{ux} = 19.68 \text{ t-m}$$

De manera que las acciones de diseño son:

$$M_{uox} = M_{tix} + B_2 M_{tpx} = 19.68 + 0.0 = 19.68 \text{ t-m}$$

$$M_{uox}^* = B_1 (M_{tix} + B_2 M_{tpx}) = 1.00(19.68) = 19.68 \text{ t-m}$$

### 2.5.3.10. Resistencia a compresión de la columna

La resistencia en compresión se calcula conforme al capítulo 5 (NTC-DCEA, 2020), siendo necesario revisar el estado límite de pandeo por flexión.

Esfuerzo crítico de Euler alrededor de eje X se determina con la ec. 5.2.4:

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(KH/r)_x^2} = \frac{\pi^2 (2,039,000)}{\left(\frac{1.0(121)}{18.30}\right)^2} = 460,307.88 \text{ kg/cm}^2$$

Los parámetros de esbeltez  $\lambda_c$  y  $\chi$  se determinan de acuerdo a las ec. 5.2.3 y ec. 5.2.2, respectivamente.

$$\lambda_{cx} = \sqrt{\frac{F_y}{F_{ex}}} = \sqrt{\frac{3,515}{460,307.88}} = 0.09$$

$$\chi = [1 + \lambda_{cx}^{2n}]^{-1/n} = [1 + (0.09)^{2(2.0)}]^{-1/2.0} = 1.00$$

Se considera  $n = 2.0$  de acuerdo a la tabla 2.5 por tratarse de una sección I de tipo estándar respecto a su eje mayor.

Para la resistencia a compresión (ec. 5.2.1) se considera el factor de resistencia igual a 0.9.

$$R_c = F_R \chi F_y A = 0.9(1.0)(3,515)(76.10) \times 10^{-3} = 240.74 \text{ t}$$

Por lo que,

$$R_c = 240.74 \text{ t} > P_u = V_p = 19.51 \text{ t (cumple)}$$

### 2.5.3.11. Resistencia a flexión de la columna

#### Flexión alrededor del eje X:

Para el cálculo de la resistencia nominal en flexión se revisan dos estados límite conforme a la sección 6.3 (NTC-DCEA, 2020) para miembros compactos de sección I son dos ejes de simetría, flexionados alrededor del eje de mayor inercia.



a) Fluencia:

La resistencia nominal ( $M_n$ ) de miembros en flexión cuyo patín comprimido está soportado lateralmente en forma continua se determina con la ec. 6.3.1:

$$M_{nx} = M_{px} = Z_x F_y = 1,285(3,515) \times 10^{-5} = 45.17 \text{ t-m}$$

b) Pandeo lateral por flexotorsión:

La resistencia nominal en flexión depende del momento del pandeo lateral elástico por flexotorsión,  $M_e$ , que se puede calcular con la ec. 6.3.4. La revisión de este estado límite se calcula a continuación:

$$M_e = \frac{C_b \pi E}{L} \sqrt{I_y \left[ \frac{J}{2.6} + \left( \frac{\pi}{L} \right)^2 C_a \right]}$$

Donde de manera conservadora consideraremos  $C_b = 1.0$ .

$$M_e = \frac{C_b \pi E}{H} \sqrt{I_{yc} \left[ \frac{J_c}{2.6} + \left( \frac{\pi}{L} \right)^2 C_a \right]} = \frac{1.0(\pi)(2,039,000)}{121} \sqrt{795 \left[ \frac{33.70}{2.6} + \left( \frac{\pi}{121} \right)^2 (387,759.0) \right]} \times 10^{-5}$$

$$M_e = 247.24 \text{ t-m}$$

$$\frac{2}{3} M_{px} = \frac{2}{3} (45.17) = 30.11 \text{ t-m}$$

Debido a que  $M_e > \frac{2}{3} M_p$  se debe realizar la corrección por inelasticidad con la ec. 6.3.2:

$$M_n = 1.15 M_p \left( 1 - \frac{0.28 M_p}{M_e} \right) \leq M_p$$

$$M_{nx} = 1.15 M_{px} \left( 1 - \frac{0.28 M_{px}}{M_e} \right) = 1.15(45.17) \left( 1 - \frac{0.28(45.17)}{247.24} \right) = 49.29 \text{ t-m}$$

Por lo tanto, el momento resistente se determinan con la expresión  $F_R M_R$ , donde  $F_R$  es el factor de reducción igual a 0.9.

$$M_{Rx} = F_R \text{ mín}(M_{nx}) = 0.9(45.17) = 40.65 \text{ t-m}$$

Por lo que,

$$M_{Rx} = 40.65 \text{ t-m} > M_{uox} = 19.68 \text{ t-m (cumple)}$$

### 2.5.3.12. Resistencia a flexocompresión de la columna

La resistencia en flexocompresión se determina conforme al inciso 8.1.3 (NTC-DCEA, 2020). Las dimensiones de las columnas se obtienen de manera que se cumplan las condiciones de resistencia de las secciones extremas y de la columna completa.

#### a) Revisión de las secciones extremas

Para secciones I o H, en cada uno de los extremos de la columna debe satisfacerse la expresión ec. 8.1.1:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

Donde:

$F_R$  factor de resistencia igual a 0.9

$P_y = A F_y$  fuerza axial nominal

Nota: dado que se está revisando la resistencia del prototipo respecto a su eje fuerte (Eje X) y que los extremos de las columnas estarán ancladas a la losa de reacción, el tercer término de la ec. 8.1.1 no aplica para estas condiciones.

Por lo tanto:

$$P_y = A F_y = 76.10(3,515) \times 10^{-3} = 267.49 \text{ t}$$

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{uoy}}{F_R M_{py}} = \frac{19.51}{0.9(267.49)} + \frac{0.85(19.68)}{0.9(45.17)} + 0.0 = 0.49 < 1.0 \text{ (Cumple)}$$

Además, se verificará que cumpla la siguiente condición:

$$\frac{M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} = \frac{19.68}{0.9(45.17)} + 0.0 = 0.48 < 1.0 \text{ (Cumple)}$$

#### b) Revisión de la columna completa

Para secciones I o H, la columna debe satisfacerse la expresión ec. 8.1.6:

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_{Rx}} + \frac{M_{uoy}^*}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_{Rx}} + \frac{M_{uoy}^*}{F_R M_{py}} = \frac{19.51}{240.74} + \frac{19.68}{40.65} + 0.0 = 0.57 < 1.0 \text{ (Cumple)}$$

Por lo tanto, la sección IR 406 x 46.20 kg/m (W16"x 31 lb/pie) propuesta para la trabe es adecuada. Mientras que, para la columna se propone una sección IR 457 x 59.80 kg/m (W18"x 40 lb/pie) que cumple con los requisitos de diseño y resistencia de acuerdo a la NTC-DCEA (2020). La figura 2.9 muestra la configuración del prototipo 1.

Teóricamente, al cumplir con los requisitos mínimos de diseño, la articulación plástica se desarrollará en la viga; permitiendo estudiar el comportamiento de la unión viga-columna antes de la falla.

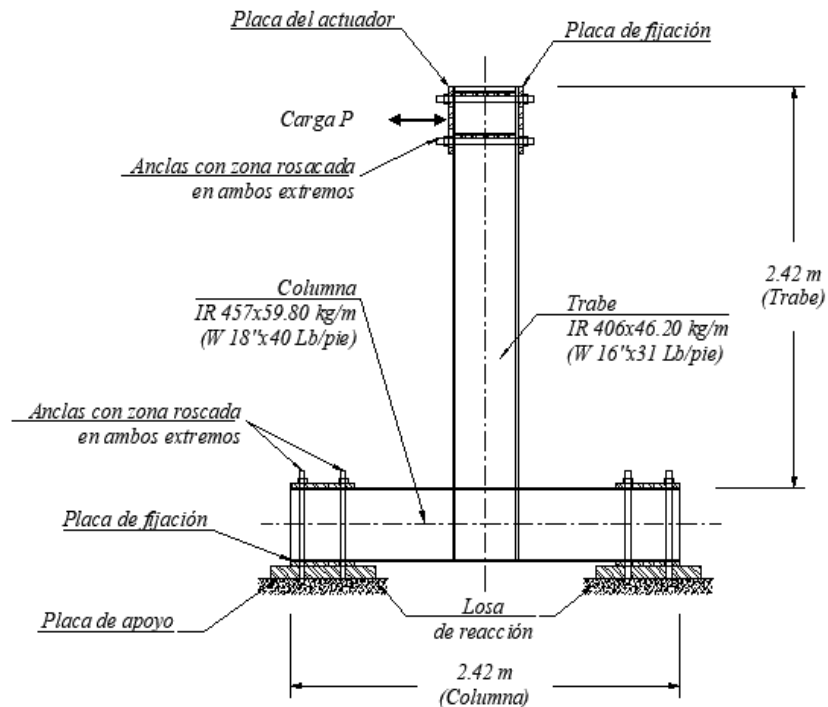


Figura 2.9. Secciones finales para el prototipo 1

#### 2.5.4. Diseño y revisión del prototipo 2 (Eje Débil)

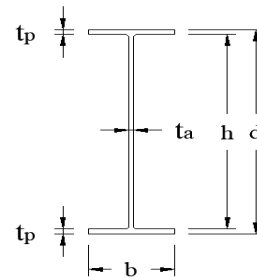
De manera similar al procedimiento realizado en la sección 2.5.3 (prototipo 1), se pretende revisar las resistencias respecto al eje débil de la sección (eje Y) del prototipo 2. Como los extremos de las columnas están ancladas a la losa de reacción, no se consideran las recciones y demandas respecto al eje fuerte de la sección (eje X).

Para el prototipo 2 se proponen un perfil IR 457x 52.2 kg/m (W16"x 31 lb/pie) para la trabe y un perfil IR 356 x 110.40 kg/m (W14"x 74 lb/pie) para la columna.

### 2.5.4.1. Propiedades geométricas de la trabe:

La sección propuesta para la trabe es un perfil IR 406 x 46.20 kg/m (W16"x 31 lb/pie). De acuerdo al Manual del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero (IMCA, 2014), las propiedades geométricas de la sección son:

$d_t =$	40.30	cm
$t_a =$	0.70	cm
$b_t =$	14.0	cm
$t_p =$	1.12	cm
$A_t =$	58.8	cm <sup>2</sup>
$r_{xt} =$	16.3	cm
$r_{yt} =$	3.0	cm
$I_{xt} =$	15,609.0	cm <sup>4</sup>
$Z_{xt} =$	885.0	cm <sup>3</sup>

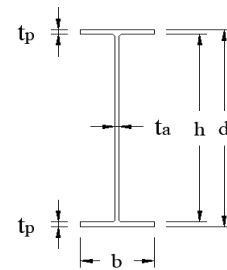


**Sección transversal**

### 2.5.4.2. Propiedades geométricas de la columna:

La sección propuesta para la columna es un perfil IR 356 x 110.40 kg/m (W14" x 74 lb/pie). De acuerdo al Manual del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero (IMCA, 2014), las propiedades geométricas de la sección son:

$d_c =$	36.0	cm	$I_{xc} =$	33,132.0	cm <sup>4</sup>
$t_a =$	1.14	cm	$Z_{xc} =$	2,065.0	cm <sup>3</sup>
$b_c =$	25.6	cm	$I_{yc} =$	5,577.0	cm <sup>4</sup>
$t_p =$	1.99	cm	$Z_{yc} =$	665.0	cm <sup>3</sup>
$A_c =$	140.7	cm <sup>2</sup>	$J_c =$	161.5	cm <sup>4</sup>
$r_{xc} =$	15.3	cm	$C_a =$	1,612,701.2	cm <sup>6</sup>
$r_{yc} =$	6.3	cm			



**Sección transversal**

### 2.5.4.3. Revisión de requisitos geométricos para estructuras dúctiles

La localización de la formación de articulaciones plásticas para los prototipos se muestra en la figura 2.8. Los requisitos que recomiendan el FEMA-350 (2000a) y las NTC-DCEA (2020) para asegurar e identificar la formación de articulaciones plásticas se revisan a continuación:

#### - Miembros en flexión

Se plantea que la columna y trabe trabajan bajo flexión, de acuerdo a lo mencionado anteriormente para que cumpla este requisito, la carga axial no debe exceder de  $0.1 P_y$ . Es decir:

Para la columna:

$$P_{yc} = A_c F_y = 140.7(3,515) \times 10^{-3} = 494.56 \text{ t}$$

$$0.1 P_{yc} = 0.1(494.56) = 49.45 \text{ t} > P_u = 20.0 \text{ t}$$

Para la trabe:

$$P_{yt} = A_t F_y = 58.8(3,515) \times 10^{-3} = 206.68 \text{ t}$$

$$0.1 P_{yc} = 0.1(206.68) = 20.66 \text{ t} > P_u = 20.0 \text{ t}$$

Por lo tanto, se puede decir que la columna trabaja a flexión, mientras que, la trabe no cumple con dicho requisito de manera que es necesario revisar la resistencia a cortante.

- El claro libre de las vigas no será menor que cinco veces el peralte de su sección transversal en marcos de ductilidad media.

Para estructuras de ductilidad media:

$$L - \frac{d_c}{2} > 5 d_t$$

$$5 d_t = 5(40.3) = 201.5 \text{ cm}$$

$$L - \frac{d_c}{2} = 242 \text{ cm} > 5 d_t = 201.5 \text{ cm} \quad (\text{Cumple})$$

- El ancho de los patines de la viga no excederá el patín o el peralte de la columna a la que se conecta la viga (filosofía de diseño de columna fuerte-viga débil).

Revisión de patín y peralte:

$$b_t = 14.0 \text{ cm} < d_c = 36.0 \text{ cm} \quad (\text{Cumple})$$

Geoméricamente, el peralte de la columna es menor que el peralte de la trabe. Sin embargo, como la conexión será en el eje débil de columna (alma). El patín de la trabe es menor que el peralte de la columna, por lo tanto, cumple con el criterio.

#### 2.5.4.4. Relaciones ancho/grueso para elementos de ductilidad media y alta

Para miembros de ductilidad media y alta podemos clasificar la sección en función de los patines y el alma de acuerdo a la tabla 2.3.

**Para la trabe:**

a) Clasificación de los patines:

$$\frac{b}{2 t_p} = \frac{14.0}{2(1.12)} = 6.25$$

$$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.30 \sqrt{\frac{2,039,000}{3,515}} = 7.23$$

Por lo tanto, los patines cumplen con los requisitos para miembros de ductilidad alta.

b) Clasificación del alma:

$$\frac{h}{t_a} = \frac{40.3 - 2(1.12)}{0.70} = 54.37$$

Para:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} = \frac{20.0}{0.9(206.68)} = 0.107 \leq 0.125$$

$$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(1 - \frac{2.75 P_u}{F_R P_y}\right) = 3.76 \sqrt{\frac{2,039,000}{3,515}} \left(1 - \frac{2.75 (20)}{0.9(206.68)}\right) = 63.78$$

Por lo tanto, el alma cumple con los requisitos para miembros de ductilidad media.

**Para la columna:**

a) Clasificación de los patines:

$$\frac{b}{2 t_p} = \frac{25.6}{2(1.99)} = 6.43$$

$$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.30 \sqrt{\frac{2,039,000}{3,515}} = 7.23$$

Por lo tanto, los patines cumplen con los requisitos para miembros de ductilidad alta.

b) Clasificación del alma:

$$\frac{h}{t_a} = \frac{36 - 2(1.99)}{1.14} = 28.08$$

Para:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} = \frac{20.0}{0.9(494.56)} = 0.045 \leq 0.125$$

$$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y} \left(1 - \frac{0.93 P_u}{F_R P_y}\right)} = 2.45 \sqrt{\frac{2,039,000}{3,515} \left(1 - \frac{0.93 (20)}{0.9(494.56)}\right)} = 56.54$$

Por lo tanto, el alma cumple con los requisitos para miembros de ductilidad alta.

#### 2.5.4.5. Momento y cortante en la articulación plástica

Se considera que las articulaciones plásticas en el extremo de la trabe tienen una longitud,  $S_h$ , igual a un peralte (figura 2.8), por lo que:

$$S_h = d_t = 40.3 \text{ cm}$$

De la figura 2.8 se puede determinar la longitud  $L'$ :

$$L' = L - S_h = 242.0 - 40.3 = 201.7 \text{ cm}$$

El momento máximo probable en la articulación plástica se determina con la ec. 12.1.1 (NTC-DCEA, 2020).

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z$$

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2 F_y} = \frac{3,515 + 4,570}{2(3,515)} = 1.15 \leq 1.2$$

Por lo tanto:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_{xt} = 1.15(1.1)(3,515)(885.0) \times 10^{-5} = 39.35 \text{ t-m}$$

La fuerza cortante probable en la articulación plástica se determina a través del equilibrio en la articulación, como se muestra en la figura 2.8.

$$V_p = \frac{M_{pr}}{L'} = \frac{39.35}{2.01} = 19.51 \text{ t}$$

Sin embargo, se considera que parte del momento máximo probable generado es tomado por la columna inferior y la parte restante por la columna superior; por lo tanto, el momento actuante en la columna es:

$$M_u = \frac{M_{pr}}{2} = \frac{39.35}{2} = 19.68 \text{ t-m}$$

#### 2.5.4.6. Relaciones ancho/grueso para elementos comprimidos que forman parte de miembros en flexión o flexocompresión

De la tabla 2.4 se puede clasificar los patines y el alma de cada miembro del prototipo.

**Para la trabe:**

a) Clasificación de los patines:

$$\frac{b}{2 t_p} = \frac{14.00}{2(1.12)} = 6.25$$

$$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.30 \sqrt{\frac{2,039,000}{3,515}} = 7.23$$

Por lo tanto, los patines son sección tipo 1 (compacta).

b) Clasificación del alma:

$$\frac{h}{t_a} = \frac{40.30 - 2(1.12)}{0.70} = 54.37$$

$$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.45 \sqrt{\frac{2,039,000}{3,515}} = 59.01$$

Por lo tanto, el alma es sección tipo 1 (compacta).

**Para la columna:**

a) Clasificación de los patines:

$$\frac{b}{2 t_p} = \frac{25.60}{2(1.99)} = 6.43$$

$$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.30 \sqrt{\frac{2,039,000}{3,515}} = 7.23$$

Por lo tanto, los patines son sección tipo 1 (compacta).

b) Clasificación del alma:

$$\frac{h}{t_a} = \frac{36.00 - 2(1.99)}{1.14} = 28.09$$

$$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.45 \sqrt{\frac{2,039,000}{3,515}} = 59.01$$

Por lo tanto, el alma es sección tipo 1 (compacta).



#### 2.5.4.7. Carga crítica de pandeo elástico de la columna

Se tomará como factor de longitud efectiva  $K_x = 1.0$  de manera conservadora, debido a que los prototipos estarán bajo condiciones ideales.

$$P_{e1y} = \frac{\pi^2 E A}{(KL/r)_y^2} = \frac{\pi^2 E A}{(KH/r)_y^2} = \frac{\pi^2 (2,039,000)(140.70) \times 10^{-3}}{\left(\frac{1.0(121)}{6.30}\right)^2} = 7,675.76 \text{ t}$$

#### 2.5.4.8. Factor de amplificación, $B_1$

El factor de amplificación  $B_1$  considera los efectos  $P\delta$  y se determina con la ec. 2.7.3.

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - P_u / F_R P_{e1}}$$

Donde:

$C_m$  es el coeficiente que depende de la ley de variación del momento flexionante. Se puede considerar de manera conservadora como  $C_m = 1.00$ .

Por lo tanto, el factor  $B_1$  es igual a:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - P_u / F_R P_{e1}} = \frac{1.00}{1 - \frac{12.86}{0.9(7,675.76)}} = 1.00$$

#### 2.5.4.9. Determinación de las demandas

El capítulo 2 (NTC-DCEA, 2020) indica que los momentos producidos por las cargas verticales y las acciones horizontales se obtienen en los extremos y al centro de la columna.

Los momentos de interés para el caso específico de los prototipos son los producidos por cargas verticales (momentos de traslación impedida,  $M_{ti}$ ), mientras que, los momentos de traslación permitida,  $M_{tp}$ , que son producidos por acciones horizontales, de viento o sismo no son aplicables,  $M_{tp} = 0.0$ .

Se considera como el momento de traslación impedida,  $M_{ti}$ , igual al momento actuante en la columna.

$$M_{tiy} = M_{uy} = 19.68 \text{ t-m}$$

De manera que las acciones de diseño son:

$$M_{uoy} = M_{tiy} + B_2 M_{tpy} = 19.68 + 0.0 = 19.68 \text{ t-m}$$

$$M_{uoy}^* = B_1 (M_{tiy} + B_2 M_{tpy}) = 1.00(19.68) = 19.68 \text{ t-m}$$

#### 2.5.4.10. Resistencia a compresión de la columna

La resistencia en compresión se calcula conforme al capítulo 5 (NTC-DCEA, 2020), siendo necesario revisar el estado límite de pandeo por flexión.

Esfuerzo crítico de Euler alrededor de eje Y se determina con la ec. 5.2.4:

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{(KH/r)_y^2} = \frac{\pi^2(2,039,000)}{\left(\frac{1.0(121)}{6.30}\right)^2} = 54,554.09 \text{ kg/cm}^2$$

Los parámetros de esbeltez  $\lambda_c$  y  $\chi$  se determinan de acuerdo a las ec. 5.2.3 y ec. 5.2.2, respectivamente.

$$\lambda_{cy} = \sqrt{\frac{F_y}{F_{ey}}} = \sqrt{\frac{3,515}{54,554.09}} = 0.25$$

$$\chi = [1 + \lambda_{cx}^{2n}]^{-1/n} = [1 + (0.25)^{2(1.4)}]^{-1/1.4} = 1.00$$

Se considera  $n = 1.4$  de acuerdo a la tabla 2.5 por tratarse de una sección I de tipo estándar respecto a su eje menor.

Para la resistencia a compresión (ec. 5.2.1) se considera el factor de resistencia igual a 0.9.

$$R_c = F_R \chi F_y A = 0.9(1.0)(3,515)(140.70) \times 10^{-3} = 444.18 \text{ t}$$

Por lo que:

$$R_c = 444.18 \text{ t} > P_u = V_p = 19.51 \text{ t (cumple)}$$

#### 2.5.4.11. Resistencia a flexión de la columna

##### Flexión alrededor del eje Y:

Para el cálculo de la resistencia nominal en flexión se revisan dos estados límite, conforme a la sección 6.6 para miembros compactos de sección I son dos ejes de simetría, flexionados alrededor del eje de menor inercia (NTC-DCEA, 2020).

a) Fluencia:

La resistencia nominal ( $M_n$ ) se determina con la ec. 6.6.1:

$$M_{ny} = M_{py} = F_y Z_y \leq 1.60 F_y S_y$$

$$F_y Z_y = 3,515(436) \times 10^{-5} = 24.52 \text{ t-m}$$

$$1.60 F_y S_y = 1.60(3,515)(665) 10^{-5} = 23.37 \text{ t-m}$$

$$M_{ny} = M_{py} = 23.37 \text{ t-m}$$

b) Pandeo local del patín comprimido

Para secciones con patines compactos (tipo 1 o 2), este estado límite no aplica de acuerdo a las NTC-DCEA (2020), sección 6.6.

Por lo tanto, el momento resistente se determinan con la expresión  $F_R M_R$ , donde  $F_R$  es el factor de reducción igual a 0.9.

$$M_{Ry} = F_R \text{mín}(M_{ny}) = 0.9(23.37) = 21.04 \text{ t-m}$$

Por lo que,

$$M_{Ry} = 21.04 \text{ t-m} < M_{uox} = 19.68 \text{ t-m (no cumple)}$$

Nota: Como se puede observar la revisión por fluencia alrededor de eje débil (eje Y) no es suficiente (por muy poca diferencia), sin embargo, si se considera que dentro del cálculo se emplearon factores de resistencia y que no se considera la resistencia última del material, la sección se puede considerar adecuada para fines de este trabajo.

#### 2.5.4.12. Resistencia a flexocompresión de la columna

La resistencia en flexocompresión se determina conforme al inciso 8.1.3 (NTC-DCEA, 2020). Las dimensiones de las columnas se obtienen de manera que se cumplan las condiciones de resistencia de las secciones extremas y de la columna completa.

a) Revisión de las secciones extremas

Para secciones I o H, en cada uno de los extremos de la columna debe satisfacerse la expresión ec. 8.1.1:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

Donde:

$F_R$  factor de resistencia igual a 0.9

$P_y = A F_y$  fuerza axial nominal

Nota: dado que se está revisando la resistencia del prototipo respecto a su eje débil (Eje Y) y que los extremos de las columnas estarán ancladas a la losa de reacción, el segundo término de la ec. 8.1.1 no aplica para estas condiciones.

Por lo tanto:

$$P_y = A F_y = 140.70(3,515) \times 10^{-3} = 494.56 \text{ t}$$

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{uoy}}{F_R M_{py}} = \frac{19.51}{0.9(494.56)} + 0.0 + \frac{0.60(19.68)}{0.9(23.37)} = 0.61 < 1.0 \text{ (Cumple)}$$

Además, se verificará que cumpla la siguiente condición:

$$\frac{M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} = 0.0 + \frac{19.68}{0.9(23.37)} = 0.94 < 1.0 \text{ (Cumple)}$$

b) Revisión de la columna completa

Para secciones I o H, la columna debe satisfacerse la expresión ec. 8.1.6:

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_{Rx}} + \frac{M_{uoy}^*}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_{Rx}} + \frac{M_{uoy}^*}{F_R M_{py}} = \frac{19.51}{444.18} + 0.0 + \frac{19.68}{0.9(23.37)} = 0.98 < 1.0 \text{ (Cumple)}$$

Por lo tanto, la sección IR 406 x 46.20 kg/m (W16" x 31 lb/pie) propuesta para la trabe es adecuada. Mientras que, para la columna se propone una sección IR 356 x 110.40 kg/m (W14" x 74 lb/pie) que cumple con los requisitos de diseño y resistencia de acuerdo a la NTC-DCEA (2020), ver figura 2.10.

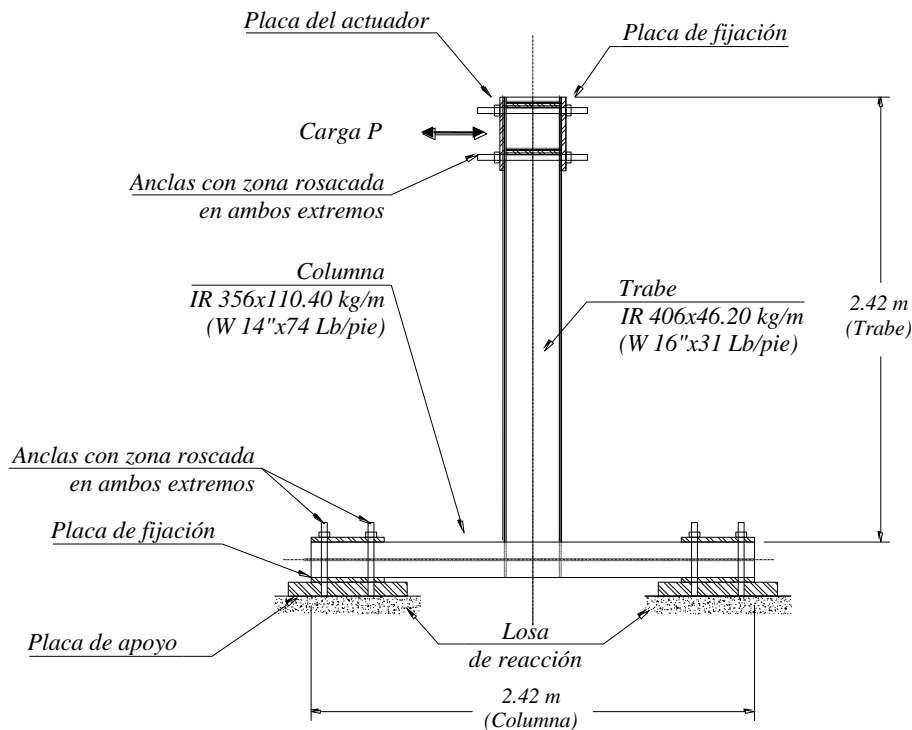


Figura 2.10. Secciones finales para el prototipo 2

## 2.6. FABRICACIÓN DE LOS PROTOTIPOS

Después de definidas las secciones para cada prototipo se realizaron los planos de fabricación para posteriormente fabricar los especímenes. Las pruebas de laboratorio se realizaron dentro de las instalaciones del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (II-UNAM). De manera que, los planos de fabricación se adaptaron a las condiciones del laboratorio, mismas que se describen a continuación.

### 2.6.1. Condiciones del laboratorio

Las pruebas experimentales se efectuaron en el Laboratorio de Estructuras y Materiales del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (II-UNAM). En la figura 2.11 se muestra el espacio asignado para la realización de los ensayos.

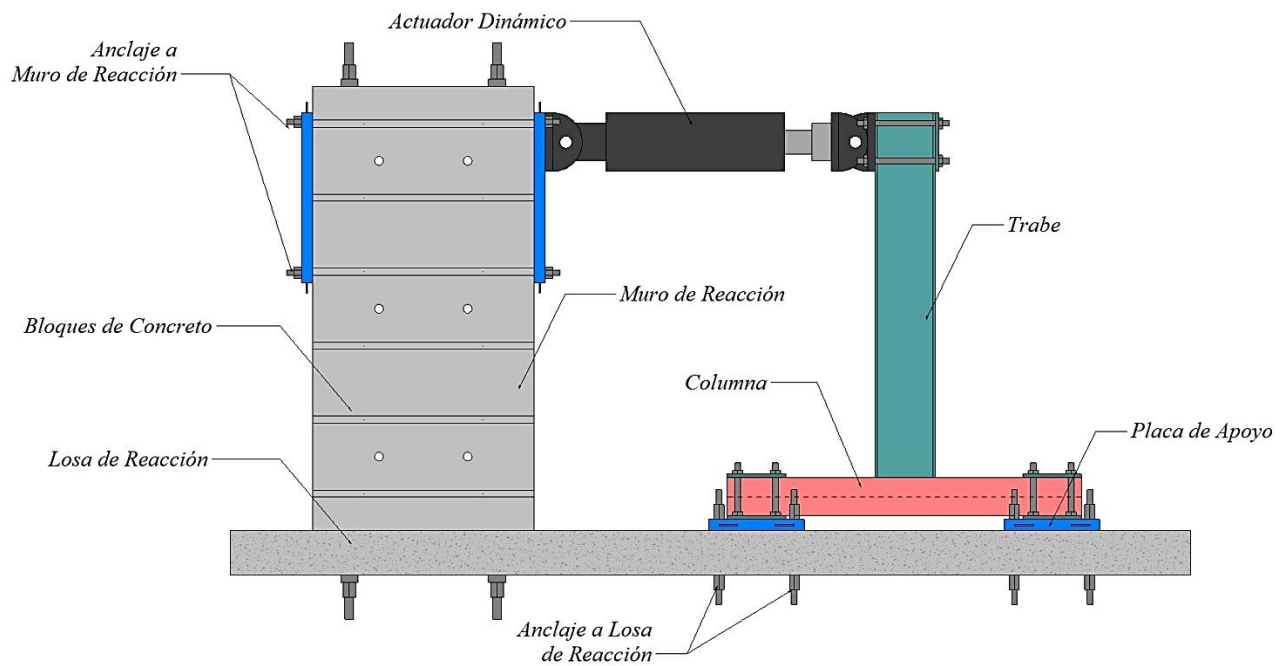
Las pruebas se desarrollaron sobre la losa de reacción de planta rectangular de 6.0 x 11.0 m con perforaciones a cada 50 cm en ambas direcciones para anclar los especímenes (figura 2.12). En complemento, se instaló un muro de reacción modular compuesto de bloques de concreto reforzado de 1.5 x 1.5 x 1.0 m, para sujetar un actuador dinámico con capacidad de 50 ton.

La configuración de los especímenes se definió en forma de "T" invertida (figura 2.12), donde la columna se colocó de manera horizontal anclada en sus extremos a la losa de reacción a través de barras roscadas de alta resistencia que impiden el desplazamiento del espécimen. La viga se conectó al centro de

la columna; de manera que, en el extremo libre de la viga se sujetó el actuador. Las dimensiones de los especímenes consideran las condiciones del laboratorio, la facilidad en la fabricación, las condiciones del transporte y espacios del laboratorio para las maniobras y preparación. El programa incluyó el ensaye de dos especímenes idénticos para cada configuración de conexión.

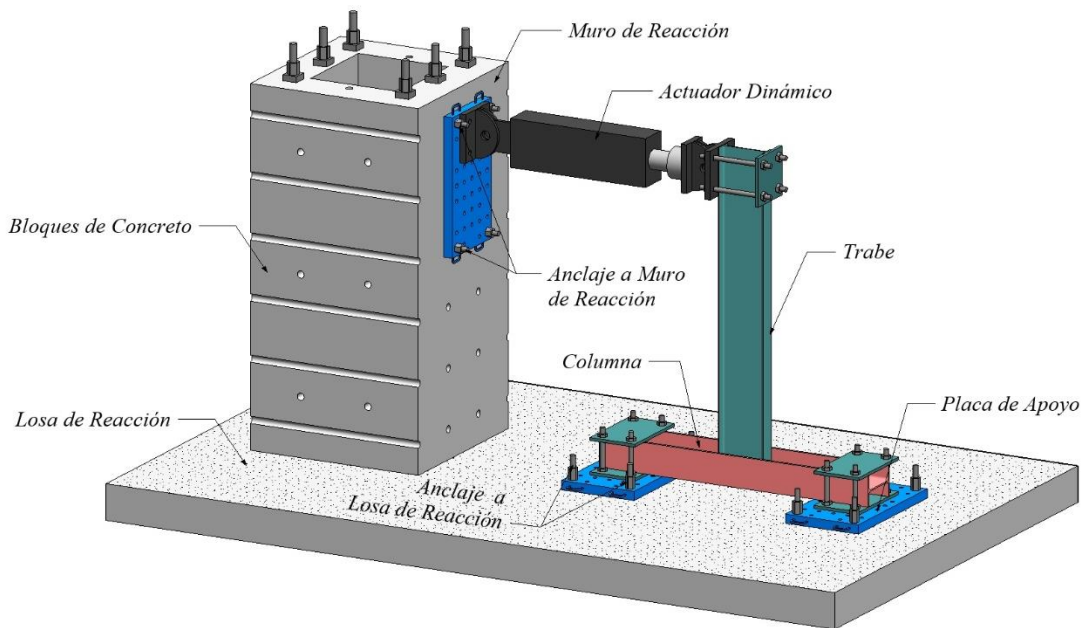


**Figura 2.11.** Espacio en el Laboratorio de Estructuras y Materiales del Instituto de Ingeniería (II-UNAM) donde se realizaron los ensayes

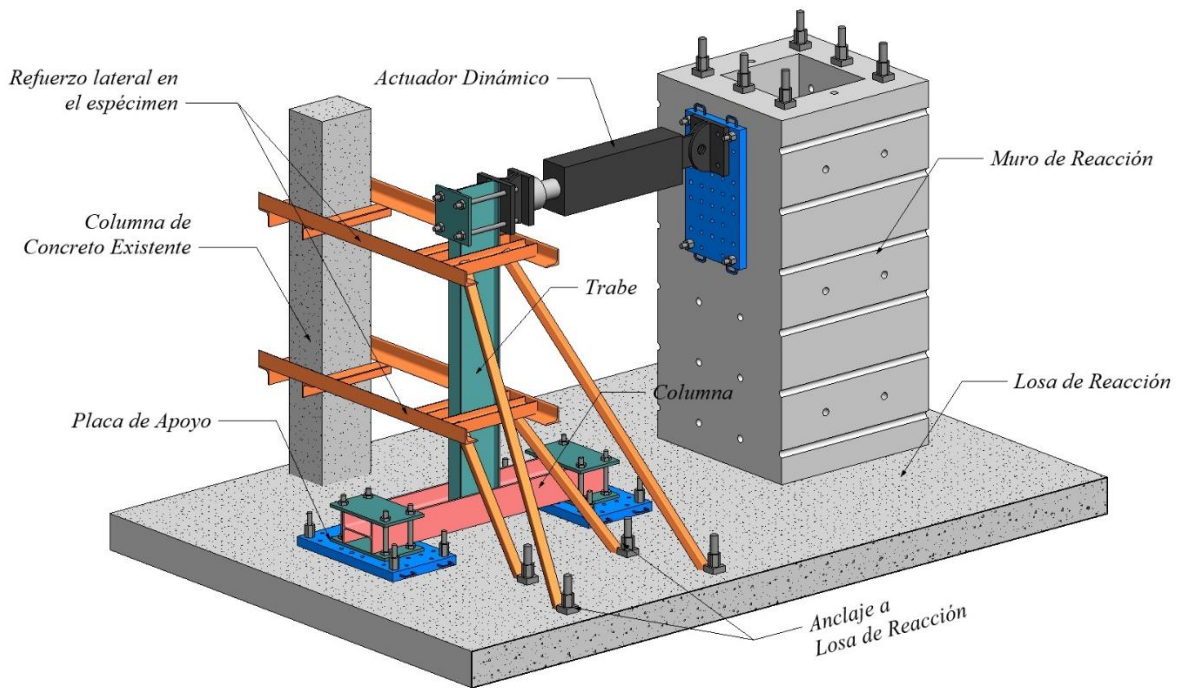


(a) Detalle general de la configuración de prueba

**Figura 2.12.** Configuración de los prototipos para la prueba experimental



(b) Vista en isométrico de la configuración general



(c) Vista isométrico de la configuración con refuerzo lateral

**Figura 2.12. Configuración de los prototipos para la prueba experimental (Continuación).**

Para la fijación correcta de las columnas se requirió confinar los patines con placas sujetas a través de anclas con roscas en sus extremos, permitiendo el ajuste y anclaje correcto (figura 2.12b).

La figura 2.12c muestra una vista en isométrico con refuerzo lateral en el espécimen, esta configuración se definió con el propósito de evitar desplazamientos excesivos que afectarán la prueba, en el Capítulo 4 se discute con mayor profundidad esta configuración.

**2.6.2. Características generales del prototipo 1 (Eje Fuerte)**

Con las características mencionadas anteriormente se realizaron los planos de fabricación, en la figura 2.13 se muestra el detalle general del prototipo 1. Por otra parte, en las figuras 2.14, 2.15 y 2.16 se presentan los detalles del anclaje de la columna con la losa de reacción. En apéndice B se anexan los planos de fabricación.

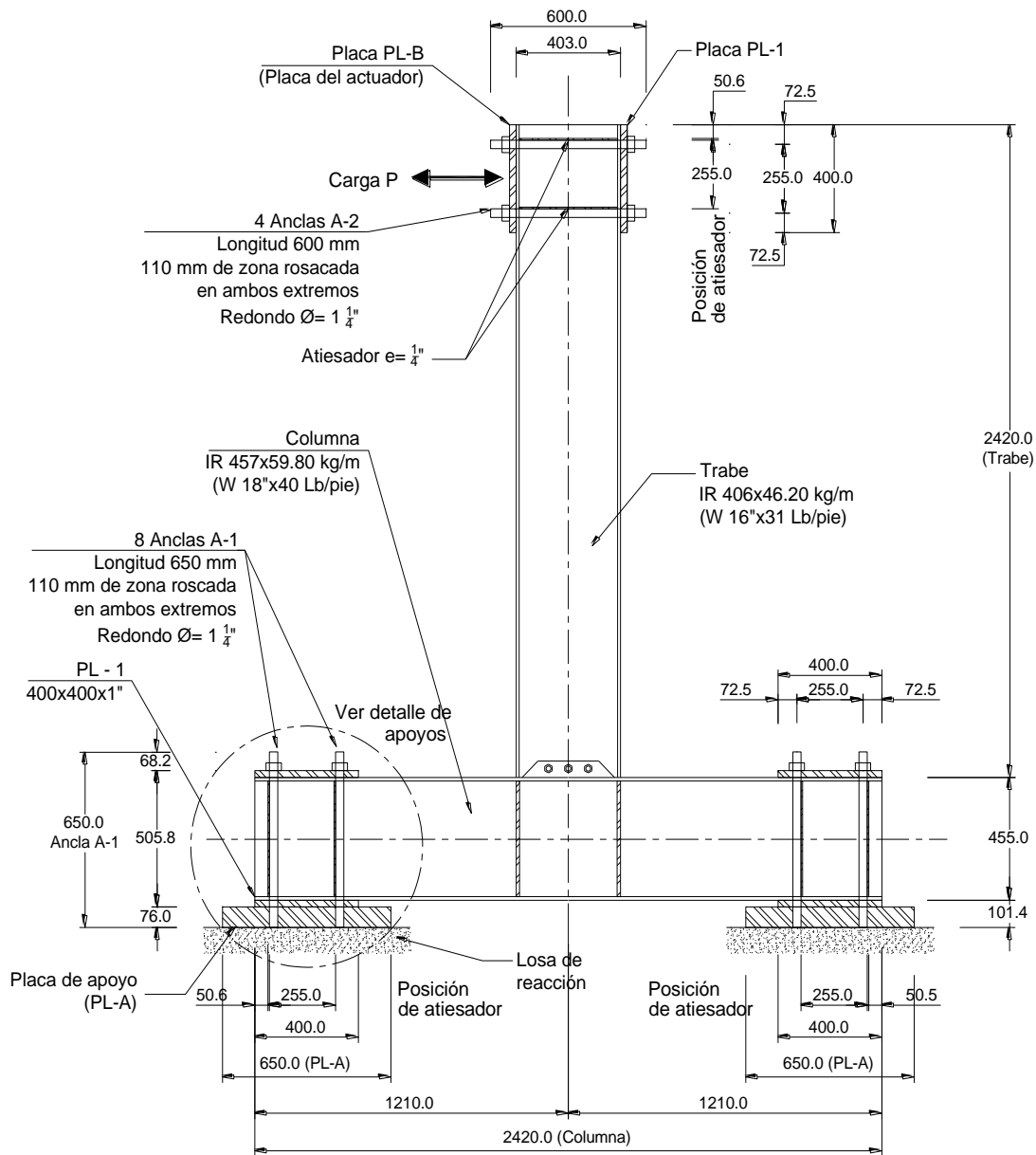


Figura 2.13. Detalle general del prototipo 1. Cotas en milímetros



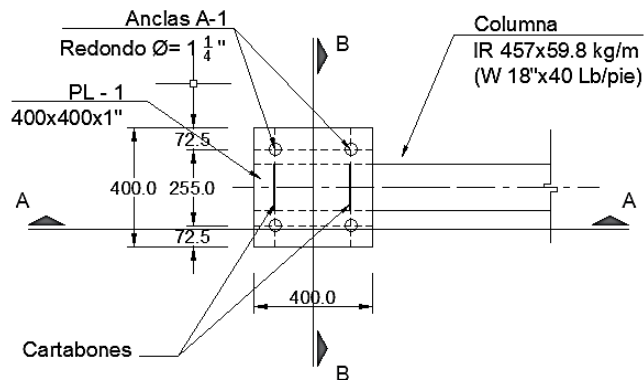


Figura 2.14. Detalle de los apoyos, vista en planta. Cotas en milímetros

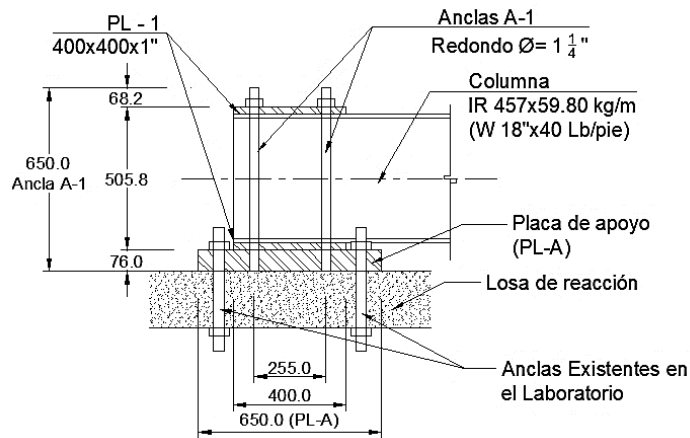


Figura 2.15. Detalle de los apoyos, vista lateral (Corte A-A). Cotas en milímetros

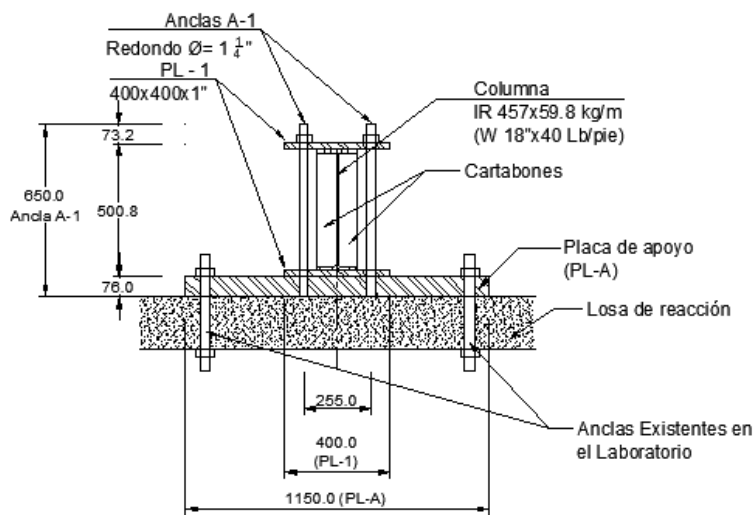


Figura 2.16. Detalle de los apoyos, vista frontal (Corte B-B). Cotas en milímetros

En la figura 2.17a se muestran las placas que se emplearon para la fijación y anclaje de las columnas con la losa de reacción (placa PL-1). En la figura 2.17b se muestra la placa del actuador (PL-B) que se colocará en el extremo libre de la trabe y cuya función será aplicar la carga al prototipo. La placa PL-B y la placa de apoyo PL-A (figura 2.18) fueron proporcionadas por el laboratorio del Instituto de Ingeniería (II-UNAM).

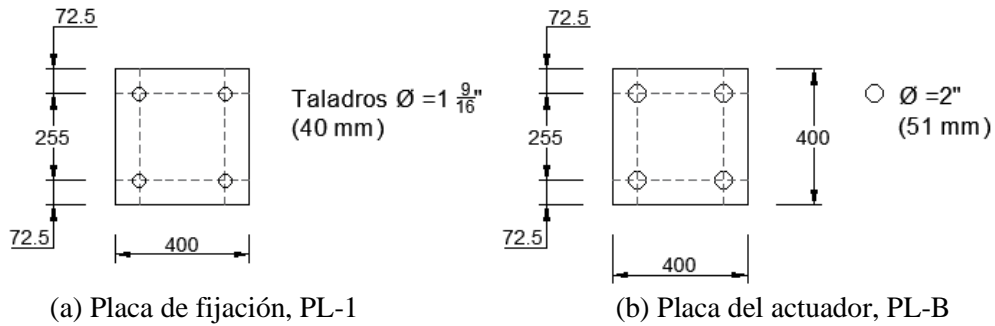
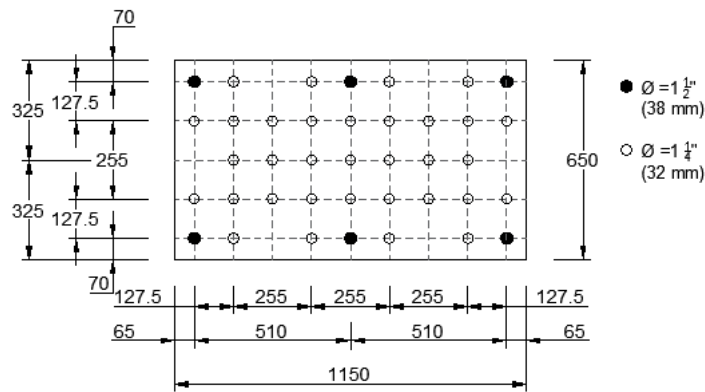


Figura 2.17. Detalle de placas empleadas para la fijación de los prototipos. Cotas en milímetros



(a) Dimensiones de la placa de apoyo (cotas en milímetros)



(b) Fotografía de la placa de apoyo existente en el laboratorio.

Figura 2.18. Detalle de la placa de apoyo, PL-A

### 2.6.3. Características generales del prototipo 2 (Eje Débil)

De manera similar al prototipo 1 se realizaron los planos de fabricación, en la figura 2.19 se muestra los detalles generales del prototipo 2. En las figuras 2.20, 2.21 y 2.22 se muestran los detalles del anclaje de la columna con la losa de reacción.

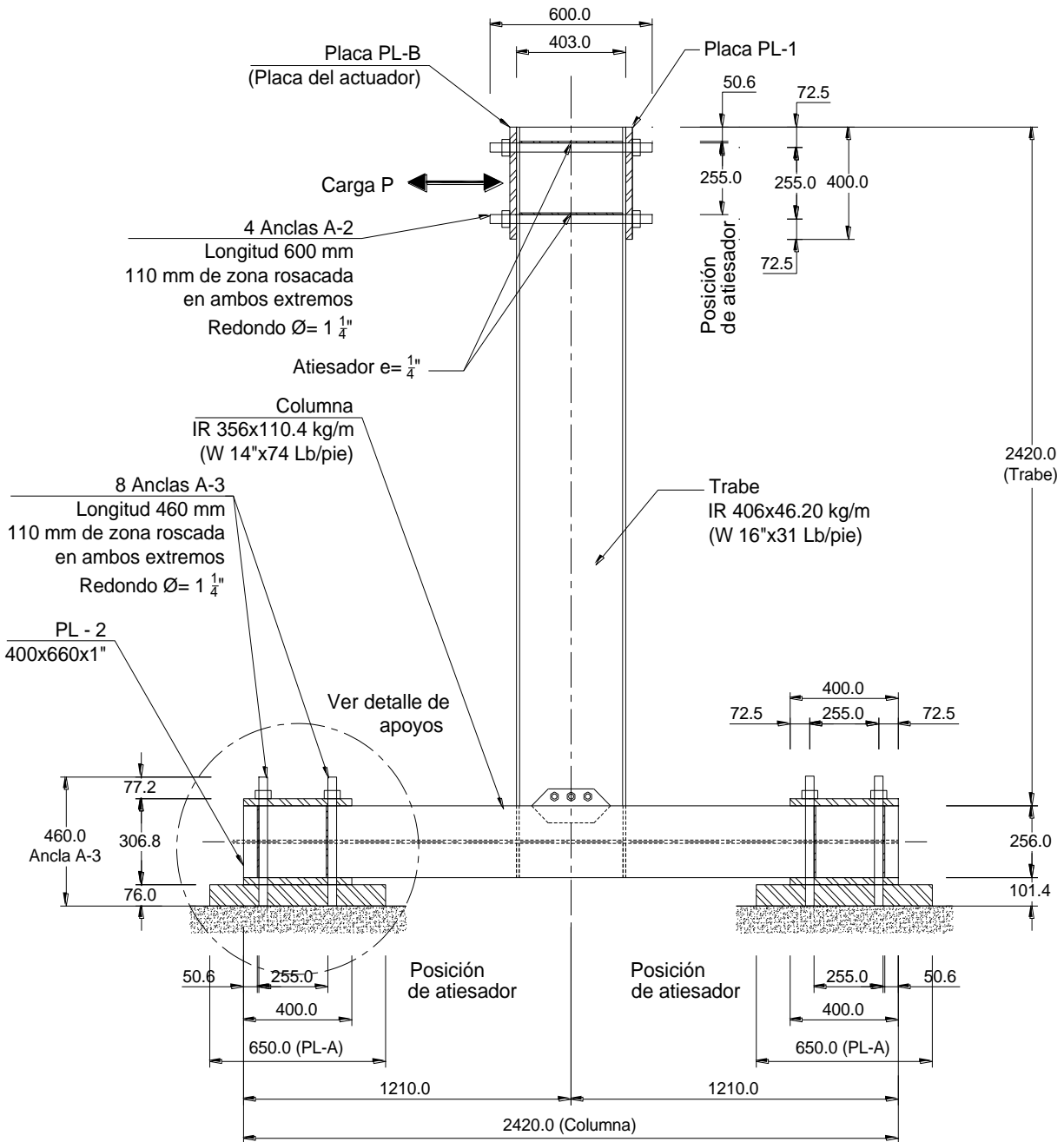


Figura 2.19. Detalle general del prototipo 2. Cotas en milímetros

En la figura 2.23a y 2.23b se muestran las placas que se emplearán para la fijación y anclaje de las columnas con la losa de reacción (placas PL-1 y PL-2). En la figura 2.23c se muestra la placa del actuador (PL-B) que se colocará en el extremo libre de la trabe y cuya función será aplicar la carga al prototipo. La placa PL-B y la placa de apoyo PL-A (figura 2.17b y 2.18) fueron proporcionadas por el laboratorio del II-UNAM.

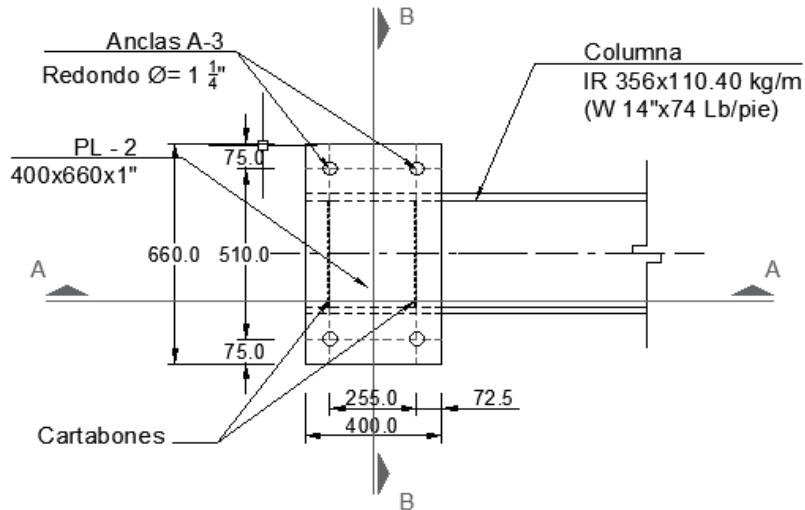


Figura 2.20. Detalle de los apoyos, vista en planta. Cotas en milímetros

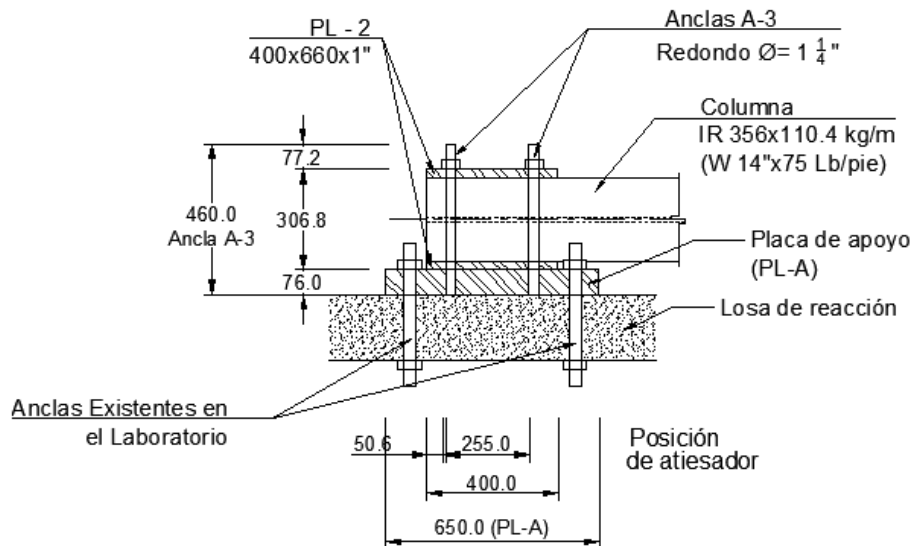


Figura 2.21. Detalle de los apoyos, vista lateral (Corte A-A). Cotas en milímetros

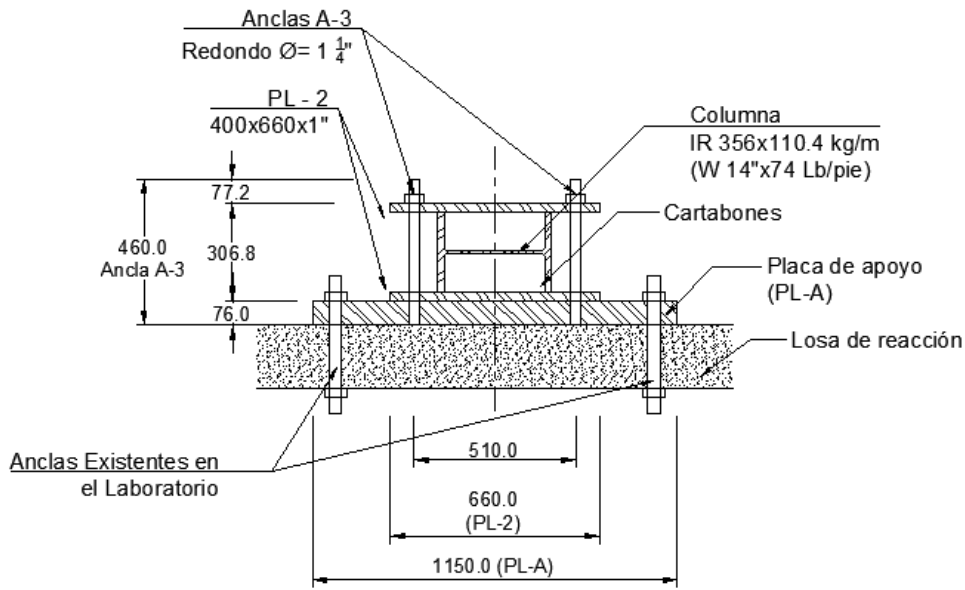
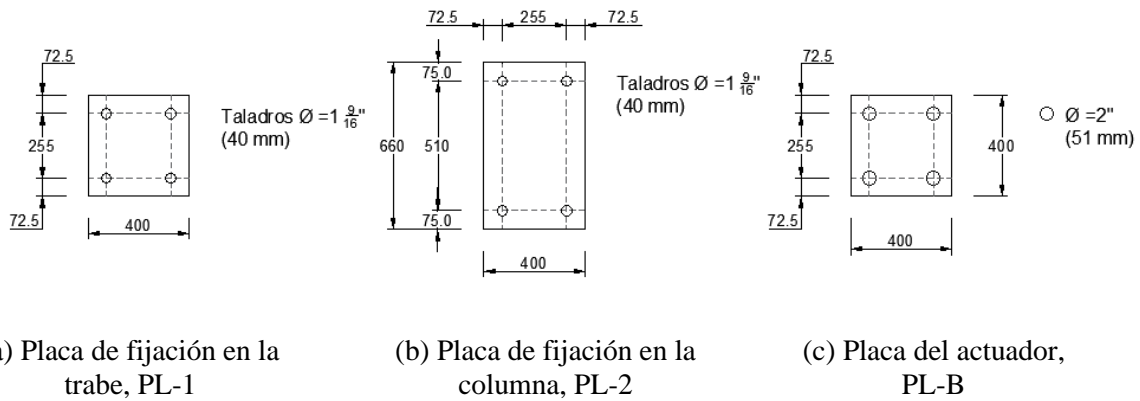


Figura 2.22. Detalle de los apoyos, vista frontal (Corte B-B). Cotas en milímetros



(a) Placa de fijación en la trabe, PL-1 (b) Placa de fijación en la columna, PL-2 (c) Placa del actuador, PL-B

Figura 2.23. Detalle de placas empleadas para la fijación de los prototipos. Cotas en milímetros

#### 2.6.4. Selección del tipo de conexión empleada en los prototipos

Después de definidas las secciones para los prototipos y conocer las condiciones del laboratorio, se proponen los tipos de conexiones comúnmente empleadas en la construcción de estructuras de acero en México. En esta etapa, el fabricante evaluó y tomó las decisiones pertinentes para la selección de los tipos de conexión para las cuales se pretende conocer su comportamiento. En la tabla 2.7 se definen los tipos de conexión a evaluar.

**Tabla 2.7. Definición e identificación de prototipos**

No.	Clave	Descripción	Tipo de Conexión	Observaciones
1	CTP	Conexión atornillada en el alma y soldada en los patines (precalificada)	Eje mayor	Conexión precalificada AISC 358-16 <sup>(1)</sup> Figura 2.24
2	CTA*	Conexión atornillada en el alma y soldada en los patines, unida al alma de la columna	Eje menor	Propuesta nueva. Figura 2.25
3	CPA	Conexión atornillada en el alma y soldada en los patines, unida al alma de la columna con placa hexagonal	Eje menor	Propuesta nueva. Figura 2.26

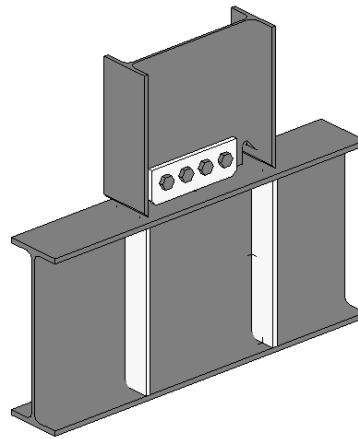
Notas:

<sup>(1)</sup> *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frame for Seismic Applications (ANSI/AISC 358-16)*.

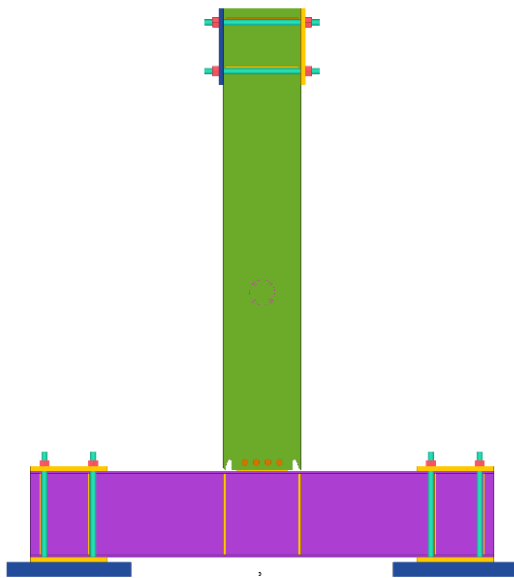
\* El fabricante adaptó la conexión precalificada viga-columna propuesta en el AISC 358-16.

El prototipo CTP (figura 2.24) se aproxima a la conexión precalificada “Conexión a momento soldada a patín y soldada al alma”, que se discute en el capítulo 8 del AISC 358-16 (conocida como WUF-W por sus siglas en inglés). En esta solución, la trabe I se une al eje mayor de la columna I, donde los patines de la trabe se unen a los patines de la columna con soldadura de penetración completa. Con este propósito, se realiza una muesca en el alma de trabe, que debe atender las recomendaciones del suplemento del AWS D1.8 (2016).

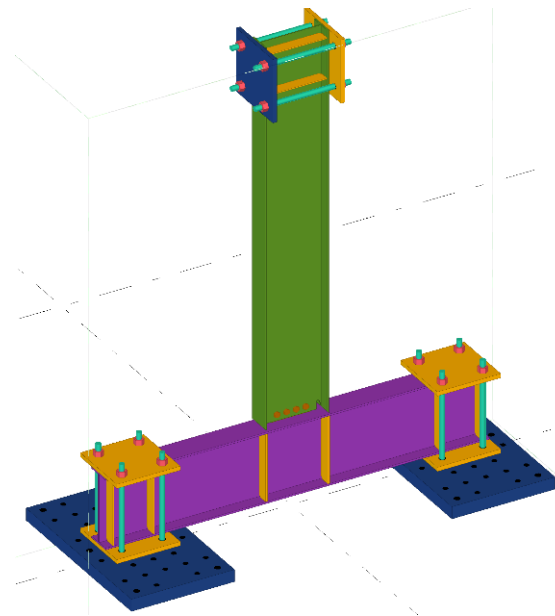
También, el alma de la trabe se une con cordones de soldadura al patín de columna y, en el caso de la conexión ensayada, se incluye una placa adicional que sirve para el montaje mediante cuatro tornillos. Una vez que la trabe se suelda a la columna, los tornillos ya no trabajan y podrían retirarse, pero en la práctica se acostumbra mantenerlos. En la solución, el alma de la columna tiene unos cartabones justo en la posición de los patines de la trabe como refuerzo y continuidad en la columna, que están unidos con soldadura de penetración completa en taller.



(a) Detalle conexión



(b) Vista frontal



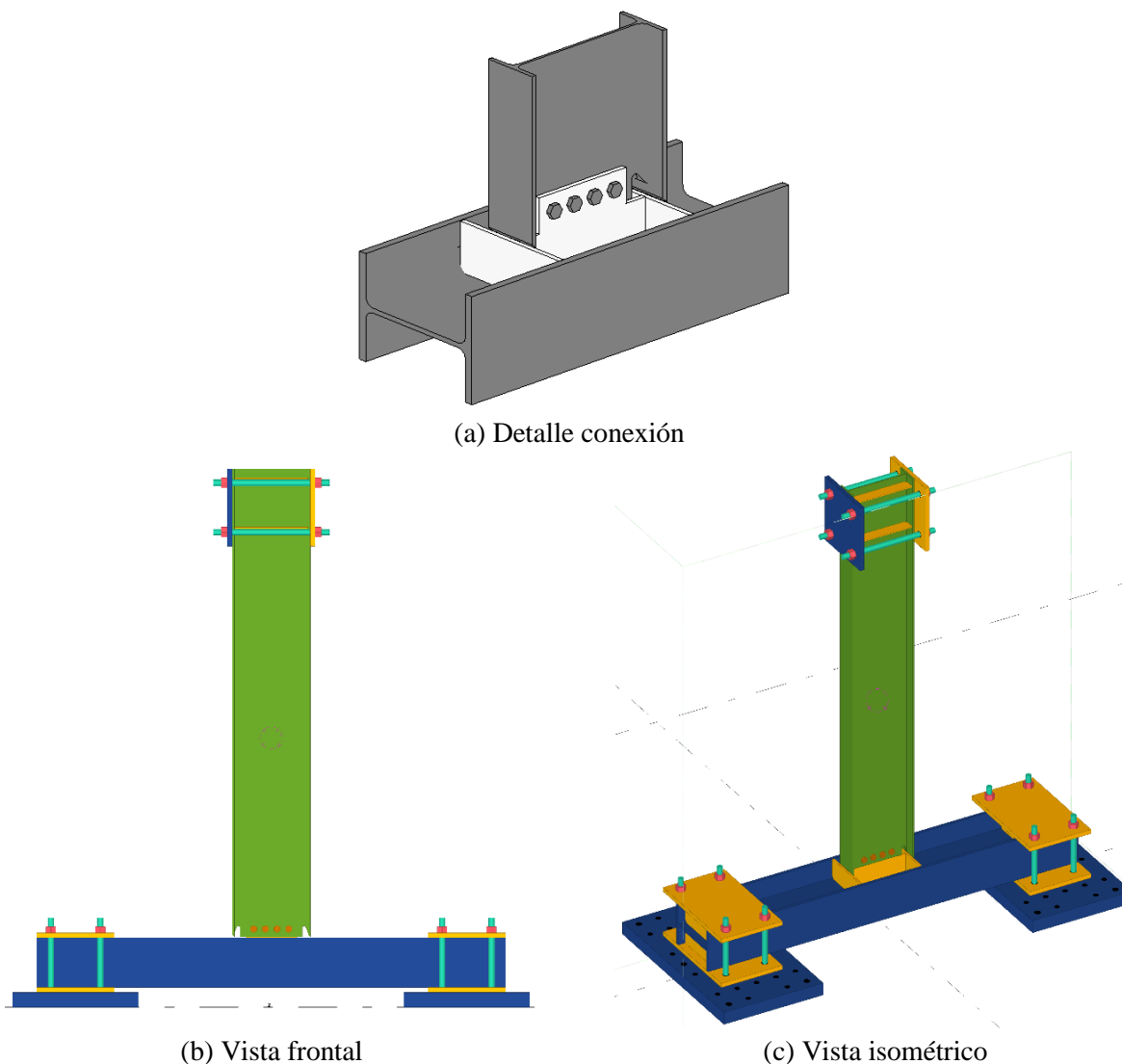
(c) Vista isométrico

**Figura 2.24. Prototipos unión viga-columna sobre eje mayor de la columna. Prototipo CTP**

El prototipo CPA es una conexión a momento (figura 2.25), donde la trabe se une al eje menor de columna. En la configuración, los fabricantes y diseñadores intentan adaptar las recomendaciones de la conexión WUF-W (AISC 358-16) a las condiciones locales, por lo que se conoce como una conexión semi-precalificada, aunque no existe referencia experimental que lo compruebe.

Los patines de la trabe se unen mediante soldadura de penetración completa corrida a una placa en forma de T que sirve también como atiesador al alma de la columna. Con el propósito de que la soldadura sea corrida, es necesario hacer una muesca en el alma de trabe. Los patines de la trabe se unen al cartabón del alma de columna mediante cordones corridos de soldadura.

La configuración incluye cartabones en el lado contrario de la conexión para atiesar el alma de la columna en ambos ejes. La conexión tiene igualmente cuatro tornillos que ayudan en el montaje y que después de la aplicación de la soldadura se podrían retirar.

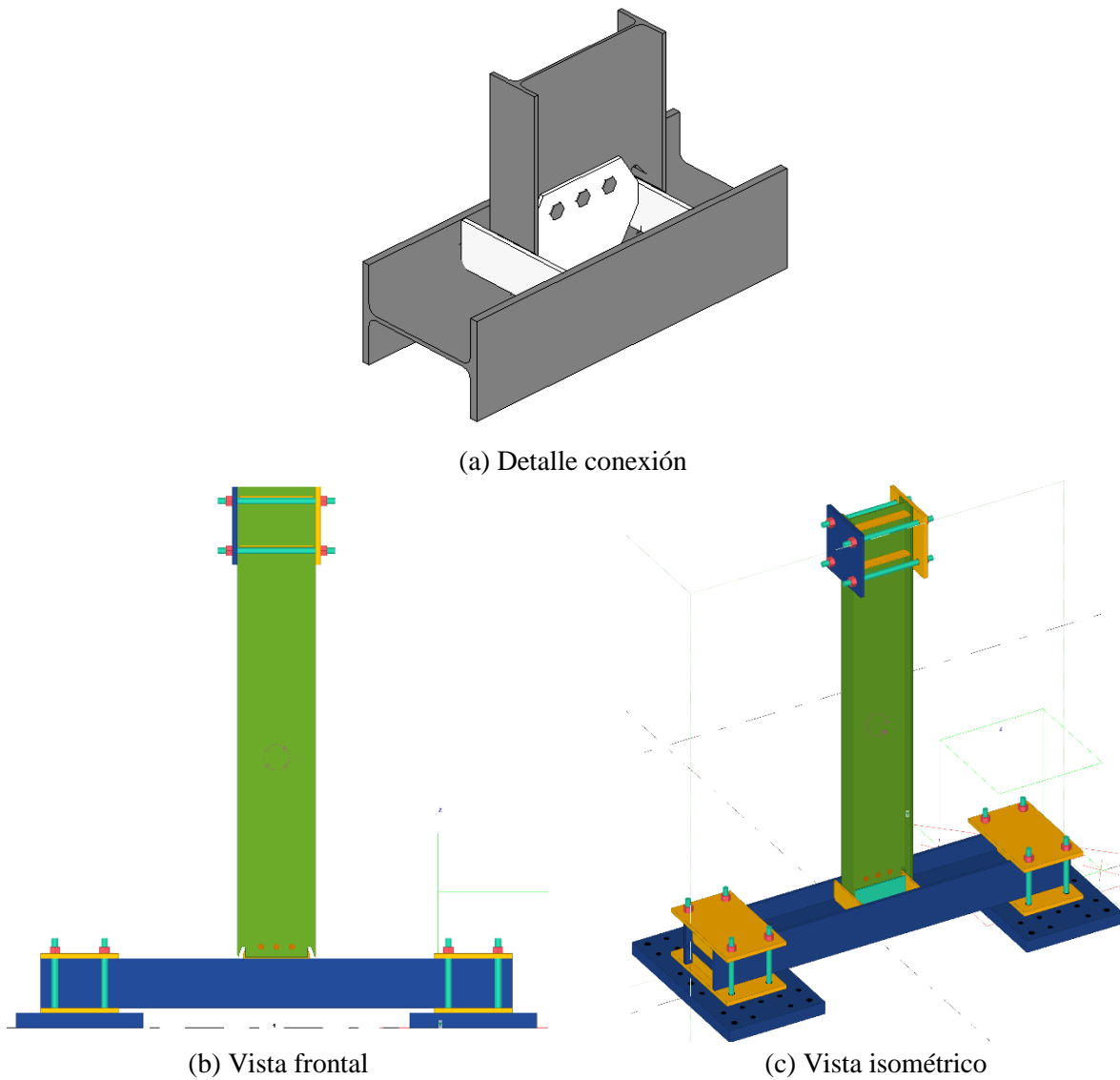


**Figura 2.25. Prototipos unión viga-columna sobre eje menor de la columna. Prototipo CTA**

Finalmente, se consideró una configuración de conexión a momento nombrada CPA (figura 2.26), donde la unión se realiza mediante una placa adicional sin aristas que une el alma de la trabe a los cartabones que atiesan el alma de la columna.

Los patines de la trabe se unen con soldadura de penetración completa a los cartabones del alma de la columna, por lo que el alma de la trabe debe tener muescas para que el cordón de la soldadura sea corrido entre los patines de la columna. En esta solución, el montaje se efectúa mediante tres tornillos que después de la aplicación de la soldadura se podrían retirar.





**Figura 2.26. Isométricos de los prototipos unión viga-columna sobre eje menor de la columna. Prototipo CPA**

Para cada tipo de prototipo se fabricaron dos especímenes lo más similar posible, a fin de, obtener resultados certeros y comparar comportamientos.

### 2.6.5. Planos de fabricación

Con la información anteriormente presentada; el fabricante diseñó y elaboró los planos de fabricación para cada prototipo. En el Anexo B, se puede observar con mayor detalle los planos de taller que empleó el fabricante para la construcción de los especímenes.

### 2.6.6. Fabricación de prototipos

Los prototipos se fabricaron con base en la experiencia del fabricante en configuraciones de conexiones típicas usadas en la práctica mexicana y se trasladaron al Instituto de Ingeniería (II-UNAM) para la realización de las pruebas experimentales. Para realizar los ensayos fue necesario realizar trabajos previos a la instalación de los especímenes como se describió previamente.

En la figura 2.27 se muestra el proceso de fabricación de los prototipos. La figura 2.27 muestra el proceso de corte de los miembros y placas. La figura 2.28a muestra los trabajos previos para la construcción de los prototipos. La figura 2.28b muestra el detallado de los especímenes. Finalmente, en la figura 2.28c se muestra el traslado y montaje de los especímenes en el Instituto de Ingeniería (II-UNAM).



(a) Corte de placas



(b) Despiece de placas



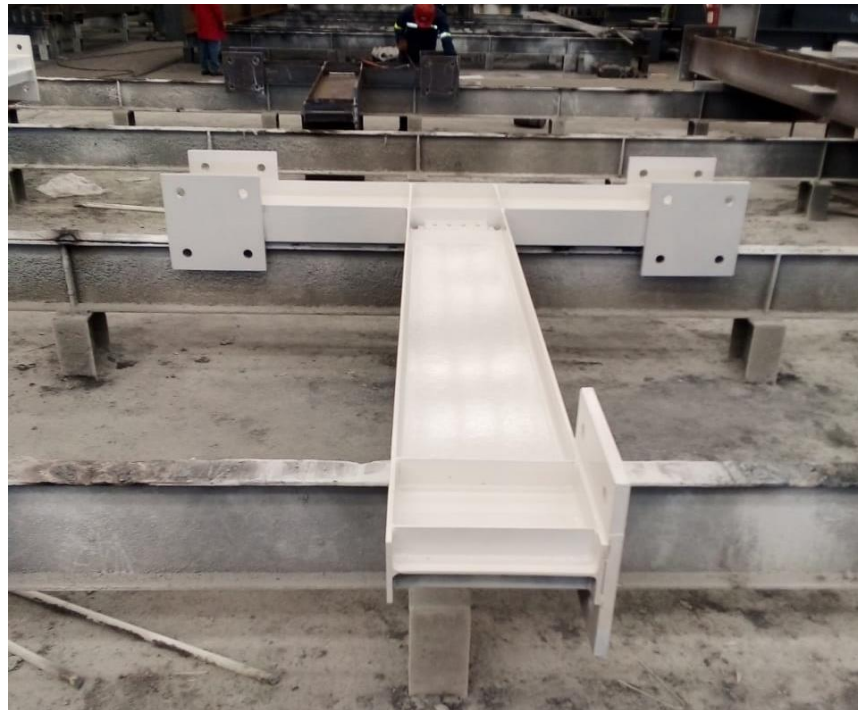
(c) Corte de miembros

**Figura 2.27. Proceso de fabricación de los prototipos**



(a) Armado de miembros.

**Figura 2.28. Proceso de fabricación de los prototipos**



(b) Detallado de los especímenes.

**Figura 2.28. Proceso de fabricación de los prototipos (Continuación).**



(c) Traslado y montaje de los especímenes.

**Figura 2.28. Proceso de fabricación de los prototipos (Continuación).**

## 2.7. CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO

En este capítulo se discute los requerimientos generales para estructuras dúctiles con base en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Acero (NTC-DCEA, 2020), las recomendaciones del FEMA-350 (2000a) y las Provisiones Sísmicas del Instituto Americano para la Construcción en Acero (AISC-341, 2016).

Se centra la atención en discutir el proceso de diseño de acuerdo a las especificaciones y criterios de la normativa vigente. Con base en lo anterior, en el capítulo se explica el diseño por capacidad de los elementos trabe – columna de los prototipos de conexiones de esta investigación siguiendo la tendencia constructiva de la práctica mexicana. En el Apéndice A se puede encontrar una discusión más amplia de las configuraciones más utilizadas en México conforme a la opinión de los principales fabricantes, productores y despachos de cálculo del país.

Una vez diseñadas las secciones transversales, en el capítulo se muestra el desarrollo de la elaboración del despiece y proceso de fabricación de los especímenes. Y se hace énfasis en explicar la configuración de las conexiones ensayadas mediante planos, croquis, cortes e isométricos.

## CAPÍTULO 3. PROTOCOLO DE CARGA E INSTALACIÓN DE PROTOTIPOS

Actualmente, en México no se cuenta con especificaciones para el ensaye de conexiones no precalificadas. Por lo tanto, para evaluar el comportamiento de los prototipos se tomó como referencia las Provisiones Sísmicas para Construcciones de Estructuras de Acero del AISC 341-16 (*Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*), debido a que las Especificaciones para Construcciones de Estructuras de Acero del AISC 360-16 (*Specification for Structural Steel Buildings*) solo estipula los criterios de diseño generales y más comunes; por lo tanto, la evaluación de conexiones queda fuera de su alcance.

El AISC 341-16 pretende establecer la mayor parte de los problemas especiales y únicos que puedan encontrarse dentro de la práctica para el diseño y construcción de estructuras de acero. El Capítulo K: Provisiones para Evaluación de Pruebas Experimentales del AISC 341-16 (*Chapter K: Prequalification and Cyclic Qualification Testing Provisions*) proporciona los requerimientos para evaluar conexiones no precalificadas.

Es de interés abordar los temas relacionados con los criterios y requerimientos necesarios para evaluar conexiones viga-columna.

Esta sección discute los requerimientos para evaluar/calificar conexiones rígidas viga-columna en marcos de acero resistentes a momento a través de pruebas cíclicas de carga de acuerdo al AISC 341-16. El objetivo de realizar este tipo de ensaye es proporcionar evidencia suficiente de que las conexiones viga-columna propuestas para los prototipos satisfacen los requerimientos mínimos de resistencia y de distorsión angular.

### 3.1. REQUERIMIENTOS GENERALES PARA EL ENSAYE DE LOS PROTOTIPOS

La instalación de los especímenes fue lo más similar uno de otro, se pretendió replicar las condiciones que asemejarán el posible comportamiento de la conexión cuando es sometida a fuerzas sísmicas.

Además, los proyectos para evaluación de conexiones no precalificadas deberán incluir la prueba experimental de prototipos complementada por un adecuado modelo analítico que permita predecir el comportamiento del espécimen durante la prueba experimental.

De igual manera, para el ensaye de los especímenes se consideran las recomendaciones del AISC 341-16:

- a) Los especímenes deben consistir con al menos una columna con viga unidos a uno o ambos lados de la columna.

- b) Los puntos de inflexión en el ensaye de los especímenes deben coincidir con los puntos de inflexión anticipados en el prototipo bajo carga sísmica.
- c) El arriostramiento lateral en los especímenes se permite cerca de la aplicación de carga o puntos de reacción según sea necesario para proporcionar estabilidad lateral durante la prueba. No se permite arriostramientos laterales adicionales durante el ensaye de los especímenes, a menos que, se replique los arriostramientos laterales empleados en todos los especímenes.

El ensaye de los especímenes es usado para demostrar que el comportamiento de la conexión es previsible y que el arreglo de la conexión es capaz de desarrollar un rendimiento adecuado. La prueba experimental se acompaña de un procedimiento analítico que permite que el diseño de la conexión se aplique a tamaños de estructura que no son idénticos a los utilizados en las pruebas, conservando la confianza de que la conexión continuará comportándose como lo demuestran las pruebas.

### 3.2. PROTOCOLO DE CARGA

#### 3.2.1. Requerimientos generales

Los especímenes serán sometidos a cargas cíclicas de acuerdo a los requerimientos mencionados en la sección 3.2.2 para conexiones viga-columna en marcos de acero resistentes a momento. Para la configuración de la viga que represente la combinación más desfavorable.

El programa de prueba debe seguir los requisitos del Capítulo K del AISC-341 (2016) con las excepciones y modificaciones que se analizan a continuación. El programa debe incluir pruebas de al menos dos muestras para una combinación dada de tamaño de viga y columna.

Los resultados de las pruebas deben ser capaces de predecir el valor medio de la capacidad del ángulo de distorsión para los estados de rendimiento descritos en la tabla 3.1. El ángulo de distorsión  $\theta$  se obtendrá de acuerdo a la figura 3.1. Los criterios de aceptación serán los indicados en la sección 3.5 de esta Capítulo.

**Tabla 3.1. Límites de ángulo de distorsión para varios niveles de rendimiento (adaptada de la tabla 3-13, FEMA-350, 2000a)**

Nivel de Rendimiento	Símbolo	Capacidad del ángulo de distorsión
Degradación de resistencia	$\theta_{SD}$	Tomado el valor de $\theta$ , de la figura 3.1, en el cual ocurre la falla de la conexión o la degradación de la resistencia a menos de la capacidad plástica nominal, lo que sea menor.
Última	$\theta_U$	Tomado el valor de $\theta$ , de la figura 3.1, en el que el daño de conexión es tan grave que la capacidad de permanecer estable bajo la carga de gravedad es incierta.



La columna del prototipo debe proporcionar resistencia a la flexión consistente con los requisitos de viga-débil/columna-fuerte y los requisitos de resistencia de la zona del panel. El cálculo de  $\theta$ , ilustrado en la figura 3.1 supone que la parte superior e inferior de la columna están restringidas contra la traslación lateral.

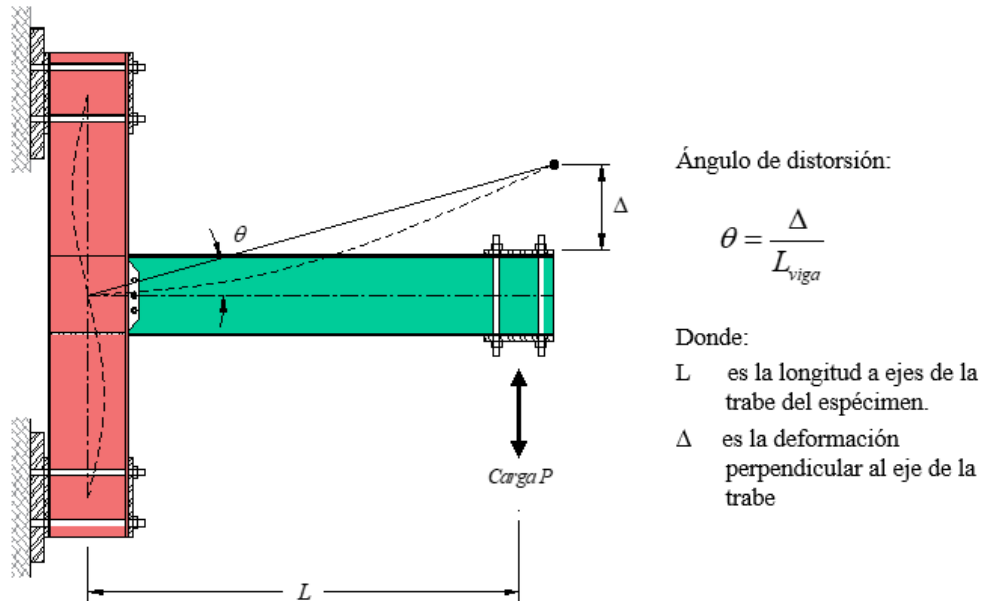


Figura 3.1. Rotación angular del espécimen

### 3.2.2. Ciclos de carga para conexiones viga-columna

La carga cíclica para evaluar las conexiones viga-columna en marcos de acero resistentes a momento se realizó controlando el ángulo de distorsión,  $\theta$ , impuesto sobre el espécimen, como lo especifica el AISC-341 (2016):

- a) Grupo 1. 6 ciclos de  $\theta = 0.00375$  rad
- b) Grupo 2. 6 ciclos de  $\theta = 0.005$  rad
- c) Grupo 3. 6 ciclos de  $\theta = 0.0075$  rad
- d) Grupo 4. 4 ciclos de  $\theta = 0.01$  rad
- e) Grupo 5. 2 ciclos de  $\theta = 0.015$  rad
- f) Grupo 6. 2 ciclos de  $\theta = 0.02$  rad
- g) Grupo 7. 2 ciclos de  $\theta = 0.03$  rad
- h) Grupo 8. 2 ciclos de  $\theta = 0.04$  rad

La carga continua en incrementos de  $\theta = 0.01$  rad, con dos ciclos de carga en cada paso y termina cuando; (1) se alcanza la falla de la soldadura, (2) se observa severo pandeo local en la viga o (3) cuando la carga lateral decae más del 65% de la resistencia del espécimen.

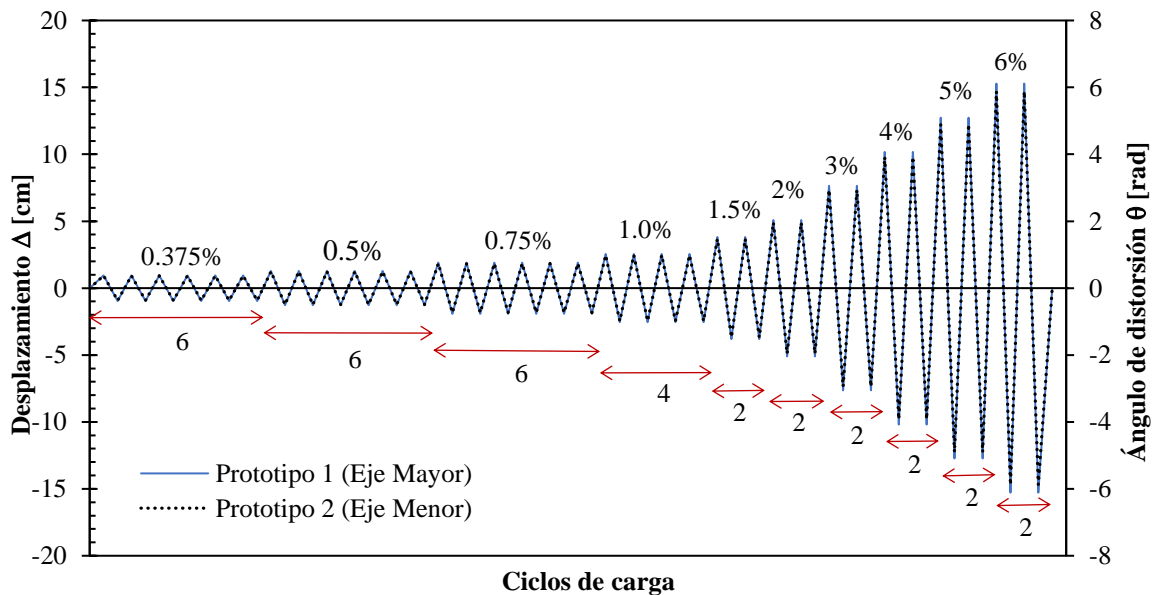
Con el ángulo de distorsión para cada ciclo y con ayuda de la figura 3.1 se obtiene los protocolos de carga correspondiente a cada prototipo en función de las características geométricas del espécimen.

### 3.2.2.1. Protocolo de carga para los especímenes CTP y CTPC (Prototipo tipo 1)

Los especímenes CTP y CTPC corresponden a la conexión a eje mayor de la columna. La sección de la trabe es IR 406 x 46.2 kg/m (W 16" x 31 lb/pie) y la sección de la columna es IR 457 x 59.8 kg/m (W 18" x 40 lb/pie). Es posible consultar más información de los prototipos CTP y CTPC en el capítulo anterior de ese documento.

- Longitud de la trabe:  $L = 242 \text{ cm}$
- Peralte de la columna:  $d = 45.5 \text{ cm}$
- Longitud a ejes (figura 3.1):  $L_t = 242 - 20 + \frac{45.5}{2} = 244.75 \text{ cm}$

La tabla 3.2 muestra los desplazamientos que se aplicaran a los especímenes CTP y CTPC (curva continua de color azul). En la figura 3.2 se muestra la historia de desplazamientos correspondiente a cada ciclo.



**Figura 3.2. Historia de desplazamientos para los prototipos (a) Prototipo 1 (CTP y CTPC). (b) Prototipo 2 (CPA, CPAC, CTA y CTAC)**

### 3.2.2.2. Protocolo de carga para los especímenes CPA, CPAC, CTA y CTAC (Prototipo tipo 2)

Los especímenes CPA, CPAC, CTA y CTAC corresponden a la conexión a eje menor de la columna. La sección de la trabe es IR 406 x 46.2 kg/m (W 16" x 31 lb/pie) y la sección de la columna es IR 356 x 110.4 kg/m (W 14" x 74 lb/pie).

- Longitud de la trabe:  $L = 242 \text{ cm}$
- Patín de la columna:  $b = 36 \text{ cm}$
- Longitud a ejes (figura 3.1):  $L_t = 242 - 20 + \frac{36}{2} = 234.8 \text{ cm}$

La tabla 3.3 muestra los desplazamientos que se aplicarán a los especímenes CPA, CPAC, CTA y CTAC (curva punteada de color negro). En la figura 3.2 se muestra la historia de desplazamientos correspondiente a cada ciclo.

Las curvas mostradas en la figura 3.2 son similares; sin embargo, no son iguales. En la tabla 3.2 y 3.3 se observa la ligera variación en los desplazamientos para cada prototipo.

**Tabla 3.2. Desplazamientos correspondientes al ciclo de carga para los prototipos CTP y CTPC (prototipo tipo 1)**

Paso	Ciclos	Deformación $\theta$ (rad)	Desplaz. $\Delta$ (cm)	Paso	Ciclos	Deformación $\theta$ (rad)	Desplaz. $\Delta$ (cm)	
1	1	0.00375	0.918	4	1	0.01	2.448	
		-0.00375	-0.918			-0.01	-2.448	
	2	0.00375	0.918		2	0.01	2.448	
		-0.00375	-0.918			-0.01	-2.448	
	3	0.00375	0.918		3	0.01	2.448	
		-0.00375	-0.918			-0.01	-2.448	
	4	0.00375	0.918		4	0.01	2.448	
		-0.00375	-0.918			-0.01	-2.448	
	5	0.00375	0.918		5	1	0.015	3.671
		-0.00375	-0.918			-0.015	-3.671	
	6	0.00375	0.918		2	0.015	3.671	
		-0.00375	-0.918			-0.015	-3.671	
2	1	0.005	1.224	6	1	0.02	4.895	
		-0.005	-1.224			-0.02	-4.895	
	2	0.005	1.224	2	0.02	4.895		
		-0.005	-1.224		-0.02	-4.895		
	3	0.005	1.224	7	1	0.03	7.343	
		-0.005	-1.224			-0.03	-7.343	
	4	0.005	1.224	2	0.03	7.343		
		-0.005	-1.224		-0.03	-7.343		
	5	0.005	1.224	8	1	0.04	9.790	
		-0.005	-1.224			-0.04	-9.790	
	6	0.005	1.224	2	0.04	9.790		
		-0.005	-1.224		-0.04	-9.790		
3	1	0.0075	1.836	9	1	0.05	12.238	
		-0.0075	-1.836			-0.05	-12.238	
	2	0.0075	1.836	2	0.05	12.238		
		-0.0075	-1.836		-0.05	-12.238		
	3	0.0075	1.836	10	1	0.06	14.685	
		-0.0075	-1.836			-0.06	-14.685	
	4	0.0075	1.836	2	0.06	14.685		
		-0.0075	-1.836		-0.06	-14.685		
	5	0.0075	1.836					
		-0.0075	-1.836					
	6	0.0075	1.836					
		-0.0075	-1.836					

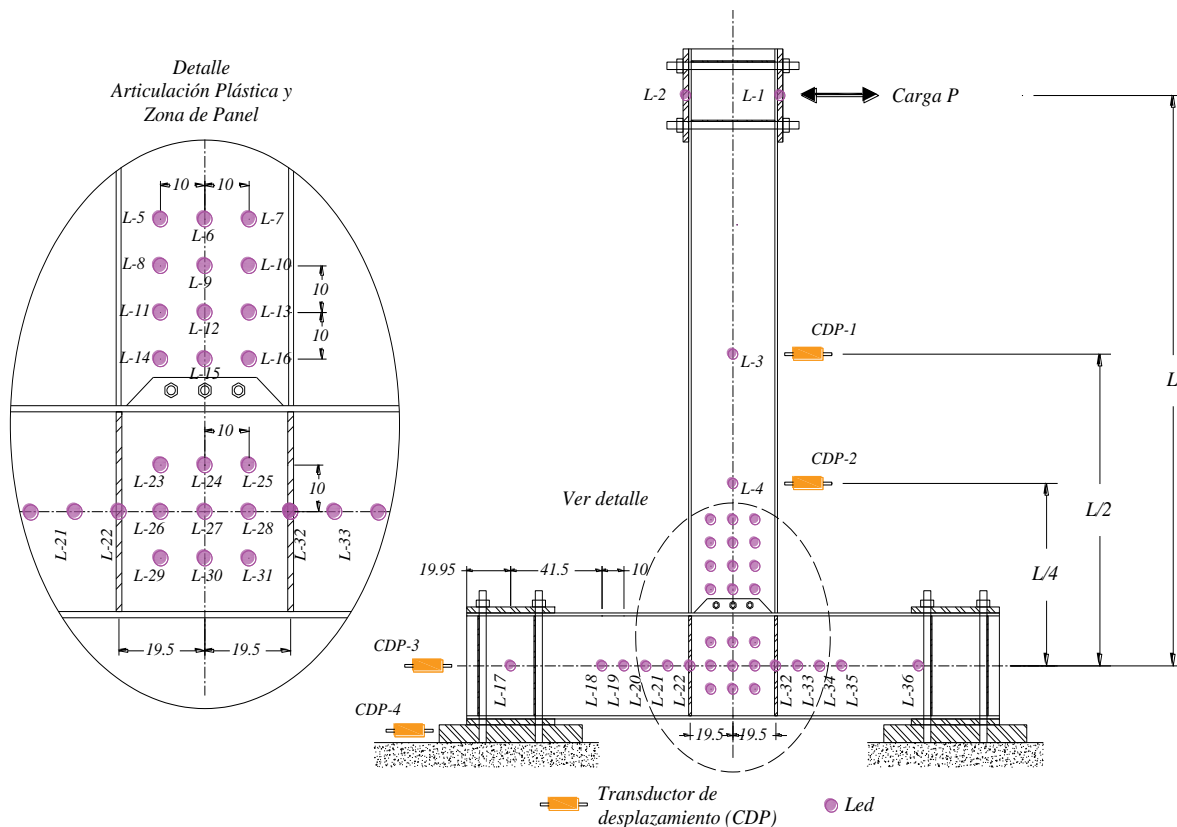
**Tabla 3.3. Desplazamientos correspondientes al ciclo de carga para los prototipos CPA, CPAC, CTA y CTAC (prototipo tipo 2)**

Paso	Ciclos	Deformación $\theta$ (rad)	Desplaz. $\Delta$ (cm)	Paso	Ciclos	Deformación $\theta$ (rad)	Desplaz. $\Delta$ (cm)
1	1	0.00375	0.8805	4	1	0.01	2.348
		-0.00375	-0.8805			-0.01	-2.348
	2	0.00375	0.8805		2	0.01	2.348
		-0.00375	-0.8805			-0.01	-2.348
	3	0.00375	0.8805		3	0.01	2.348
		-0.00375	-0.8805			-0.01	-2.348
	4	0.00375	0.8805		4	0.01	2.348
		-0.00375	-0.8805			-0.01	-2.348
	5	0.00375	0.8805		5	0.015	3.522
		-0.00375	-0.8805			-0.015	-3.522
	6	0.00375	0.8805		2	0.015	3.522
		-0.00375	-0.8805			-0.015	-3.522
2	1	0.005	1.174	6	1	0.02	4.696
		-0.005	-1.174			-0.02	-4.696
	2	0.005	1.174		2	0.02	4.696
		-0.005	-1.174			-0.02	-4.696
	3	0.005	1.174		7	0.03	7.044
		-0.005	-1.174			-0.03	-7.044
	4	0.005	1.174		2	0.03	7.044
		-0.005	-1.174			-0.03	-7.044
	5	0.005	1.174		8	0.04	9.392
		-0.005	-1.174			-0.04	-9.392
	6	0.005	1.174		2	0.04	9.392
		-0.005	-1.174			-0.04	-9.392
3	1	0.0075	1.761	9	1	0.05	11.74
		-0.0075	-1.761			-0.05	-11.74
	2	0.0075	1.761		2	0.05	11.74
		-0.0075	-1.761			-0.05	-11.74
	3	0.0075	1.761		10	0.06	14.088
		-0.0075	-1.761			-0.06	-14.088
	4	0.0075	1.761		2	0.06	14.088
		-0.0075	-1.761			-0.06	-14.088
	5	0.0075	1.761				
		-0.0075	-1.761				
	6	0.0075	1.761				
		-0.0075	-1.761				

### 3.3. INSTRUMENTACIÓN

Se proporcionó instrumentación suficiente en los especímenes para permitir la medición y cálculo de los aspectos mencionados en la sección 3.4 (referente a la presentación de resultados de acuerdo al AISC 341-16).

Para conocer los desplazamientos del espécimen durante la prueba experimental se instalaron previamente leds y transductores de desplazamiento (CDP) en diferentes ubicaciones. En la figura 3.3 y 3.4 se muestra el arreglo general de estos dispositivos para el prototipo tipo 1 y tipo 2, respectivamente. Para todos los especímenes se colocaron los mismos dispositivos.



**Figura 3.3. Configuración general para la instrumentación del prototipo tipo 1. Cotas en cm**

El transductor de desplazamiento CDP-1 fue colocado a la mitad de la distancia entre el eje de la columna y el eje del actuador sobre el patín de la columna (figura 3.3 y 3.4); con el objetivo de monitorear el desplazamiento de la viga. El CDP-2 se colocó a una cuarta parte de la distancia entre los ejes de la columna y el actuador. El CDP-3 se usó para medir el desplazamiento horizontal del extremo de la columna (figura 3.3 y 3.4). Finalmente, el CDP-4 se colocó únicamente para monitorear el desplazamiento horizontal de las placas de apoyo ancladas a la losa de reacción.

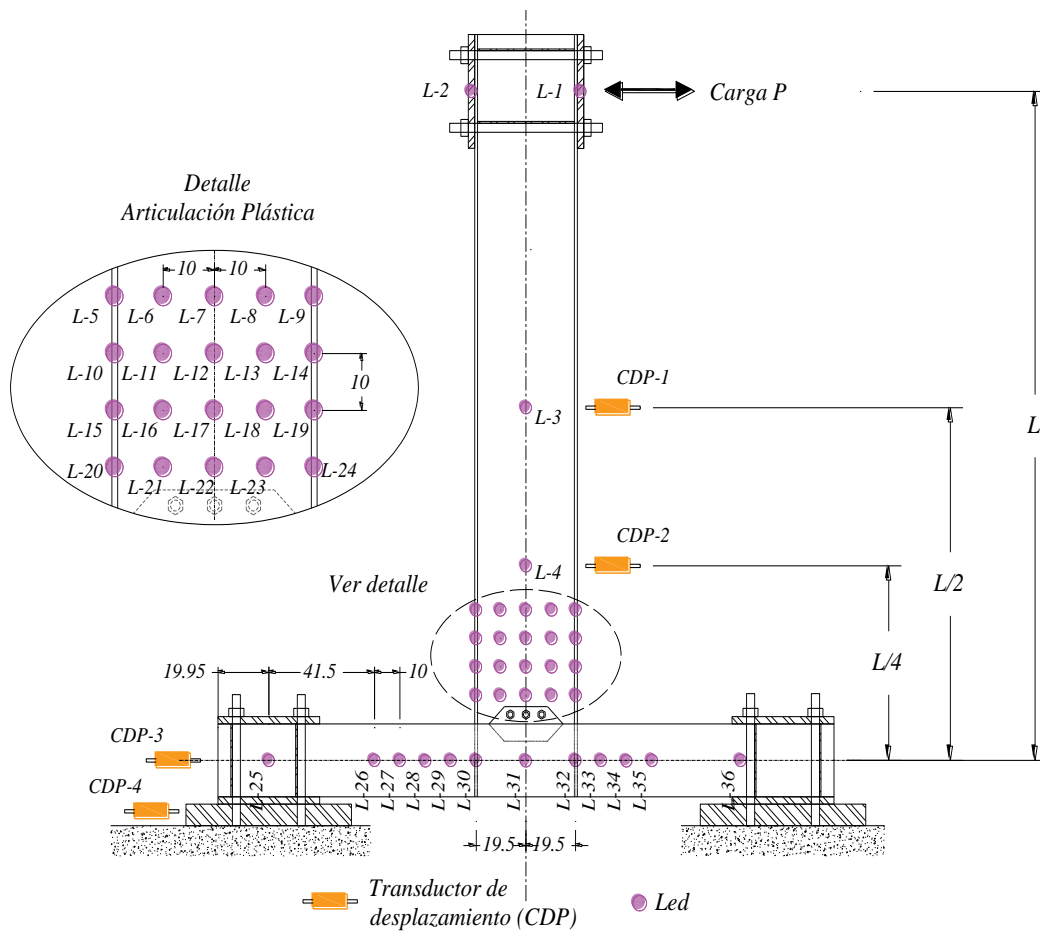


Figura 3.4. Configuración general para la instrumentación del prototipo tipo 2. Cotas en cm

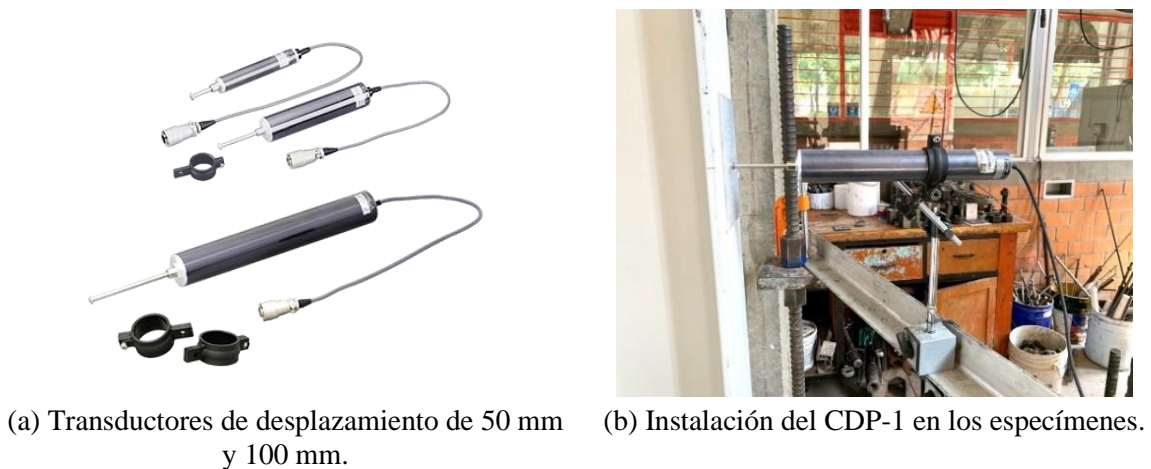


Figura 3.5. Transductores de desplazamiento (CDP) empleados en la instrumentación

Los transductores de desplazamiento empleados en el programa experimental son marca Tokyo Sokki, referencia CDP (figura 3.5). Los transductores se colocan en contacto con el espécimen y se encargan

de registrar el cambio de la posición vertical del espécimen. De acuerdo al fabricante, es importante indicar que el tipo, sensibilidad y precisión del transductor de desplazamiento empleado debe ser seleccionado por el usuario, en función de las características físicas y mecánicas del espécimen, y de los requisitos particulares de precisión del proyecto de investigación

De manera similar a los transductores de desplazamiento se colocaron 36 leds en las secciones que se consideraron más importantes para su monitoreo (figura 3.3 y 3.4). Los LED-1 y LED-2 se colocaron en la parte superior del espécimen para verificar que los desplazamientos del actuador correspondan con el protocolo de carga. Los LED-3 y LED-4 se colocaron de manera paralela a los CDP-1 y CDP-2, respectivamente.

La figura 3.6 muestra la instrumentación del prototipo tipo 1 con leds (LED-5 al LED-16) en la zona donde se pretende se forme la articulación plástica, cerca de unión con viga-columna. Los LED-23 al LED-32 se instalaron en la zona del panel con el objetivo de monitorear el comportamiento de la unión viga-columna. Los LED-17 al LED-22 y LED-33 al LED-36 se instalaron sobre el eje de la columna.



(a) Instalación de los leds.



(b) Colocación de leds en la articulación plástica y en la zona del panel.

***Figura 3 6. Instalación de leds en el prototipo tipo 1***

La figura 3.7 muestra la instrumentación del prototipo tipo 2 con leds (LED-5 al LED-24) en la zona donde se pretende se forme la articulación plástica, cerca de unión con viga-columna. Los LED-25 al LED-36 se instalaron al centro del patín de la columna.

La figura 3.8 muestra la vista de la instalación completa de los diferentes dispositivos que permitieron monitorear los desplazamientos del espécimen durante la prueba experimental.

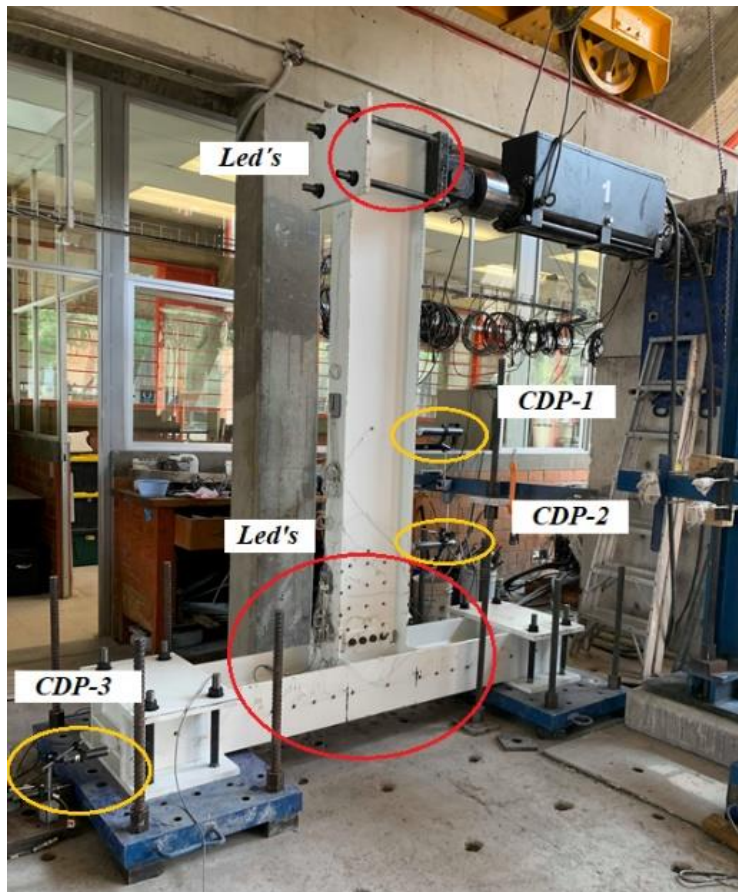




(a) Suministro e instalación de los leds.

(b) Colocación de leds en la zona de la articulación plástica.

*Figura 3.7. Instalación de leds en el prototipo tipo 2*



*Figura 3.8. Instrumentación de los especímenes. (Especimen CTA-1)*

### 3.4. INFORME DE RESULTADOS

Para cada espécimen, se preparó un informe escrito de la prueba con los requisitos mencionados en el AISC-341 (2016). El informe documentó todas las características y resultados clave de la prueba, mismo que se discute en el Capítulo 4. El informe incluye la siguiente información:

- a) Croquis con descripción clara del espécimen de prueba, incluye: dimensiones y condiciones de contorno en los puntos de carga y reacción.
- b) Croquis del detalle de la conexión que muestre los tamaños de los miembros, grados de acero, tamaños de todos los elementos de la conexión, detalles de soldadura, tamaño y ubicación de barrenos, tamaño y grado de los pernos, resistencia a compresión especificada y otros detalles pertinentes de la conexión.
- c) Descripción y gráfico que muestre el protocolo de carga aplicada y/o el historial de desplazamiento del espécimen de prueba.
- d) Lista de todas las soldaduras de demanda crítica.
- e) Definición e identificación de zonas protegidas en la conexión y miembros.
- f) Curva de la carga aplicada contra el desplazamiento del espécimen. El desplazamiento reportado en esta curva se medirá en el punto de aplicación de la carga. Las ubicaciones donde se midieron las cargas y los desplazamientos se deben indicar claramente.
- g) Curva del momento en la viga contra el ángulo de distorsión de la historia de carga para las conexiones viga-columna. El momento y el ángulo de distorsión se calcularán con respecto a la línea central de la columna.
- h) Ángulo de distorsión y rotación inelástica total desarrollada por el espécimen. Se identificarán los componentes del espécimen de prueba que contribuyen a la rotación inelástica total. Se reportará la parte de la rotación inelástica total aportada por cada componente del espécimen de prueba. El método utilizado para calcular las rotaciones inelásticas se mostrará claramente.
- i) Lista cronológica de las observaciones durante la prueba. Esto incluye las observaciones de fluencia, deslizamiento, inestabilidad, grietas y ruptura de elementos de acero y otros daños de cualquier parte de la muestra de prueba, según corresponda.
- j) Modo de falla de control para el espécimen. Si la prueba se termina antes de la falla, la razón para terminar la prueba deberá estar claramente indicada.
- k) Las especificaciones del procedimiento de soldadura (*WPS por sus siglas en inglés*) y los informes de inspección de soldadura.

Además, se puede incluir en el informe los dibujos adicionales, datos, discusión y resultados de la prueba.

### 3.5. CRITERIOS DE ACEPTACIÓN

El espécimen ensayado debe satisfacer los requisitos de ángulo de distorsión e historia especificados por el AISC-341 (2016), el FEMA-350 (2000a) y la NTC-DCEA (2020). Además, debe mantener el ángulo de distorsión de la historia requerido al menos un ciclo de carga completo.

El Capítulo 3 del FEMA-350 (2000a) discute algunos de los criterios mínimos de aceptación, mismos que se abordan en la siguiente sección.

La magnitud media de la capacidad del ángulo de distorsión en la degradación de resistencia,  $\theta_{SD}$  y la falla de la conexión  $\theta_u$ , obtenida de las pruebas experimentales no será menor que el indicado en la tabla 3.4. El coeficiente de variación para estos dos parámetros no deberá exceder del 10% del menor valor, menos una desviación estándar y tampoco menor que la magnitud indicada en la tabla 3.4.

**Tabla 3.4. Capacidades mínimas de ángulo de distorsión total para los valores de  $\theta_{SD}$  y  $\theta_u$  para estructuras dúctiles (adaptada de la tabla 3-15, FEMA-350, 2000a)**

Sistema Estructural	Capacidad de ángulo de distorsión – degradación de resistencia, $\theta_{SD}$ (radianes)	Capacidad de ángulo de distorsión – Última, $\theta_u$ (radianes)
OMF	0.02	0.03
SMF	0.04	0.06

Cuando la relación claro-peralte de las vigas en marcos de acero resistentes a momento es menor que 8, las capacidades del ángulo de distorsión total de la tabla 3.4 se incrementarán  $\theta'_{SD}$  y  $\theta'_u$ , con las expresiones 3-1 y 3-2, respectivamente:

$$\theta'_{SD} = \frac{8d}{L} \left( 1 + \frac{L-L'}{L} \right) \theta_{SD} \quad (\text{Ec. 3-1})$$

$$\theta'_u = \left( 1 + \frac{L-L'}{L} \right) \theta_{SD} \quad (\text{Ec. 3-2})$$

Donde:

$\theta'_{SD}$  es la capacidad de ángulo de distorsión de degradación de resistencia aceptable para claros con relación  $L/d < 8$ .

$\theta_{SD}$  es la capacidad de ángulo de distorsión de degradación de resistencia básico de acuerdo con la tabla 3.4.

$\theta'_u$  es la capacidad de ángulo de distorsión último aceptable para claros con relación  $L/d < 8$

$\theta_u$  es la capacidad de ángulo de distorsión último básico de acuerdo con la tabla 3.4.

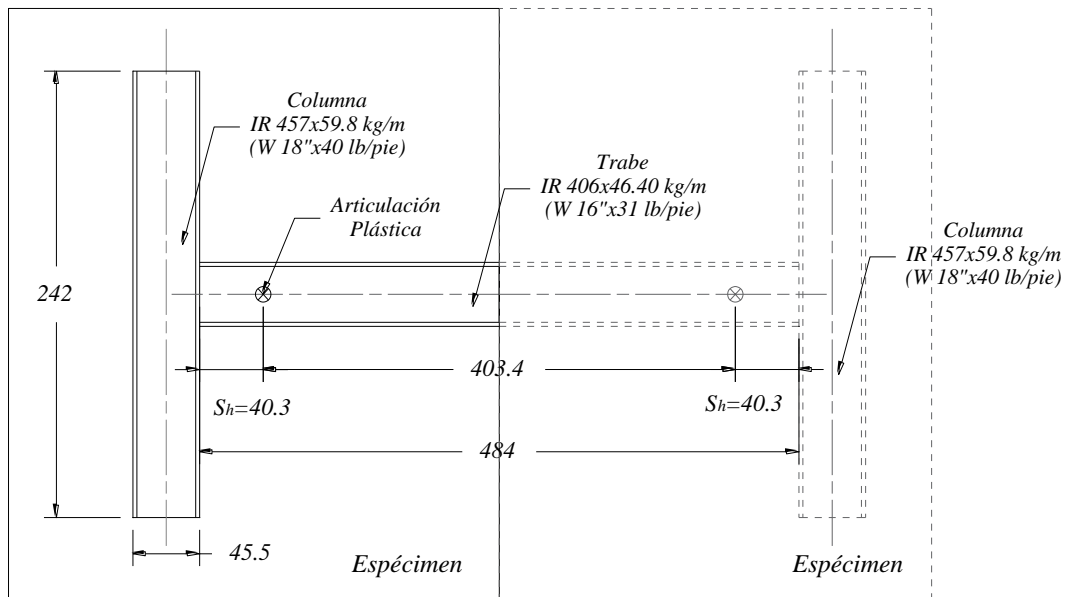
$L$  es la distancia entre columnas medida entre ejes.

$L'$  es la distancia entre los puntos de formación de las articulaciones plásticas.

$d$  es el peralte de la viga.

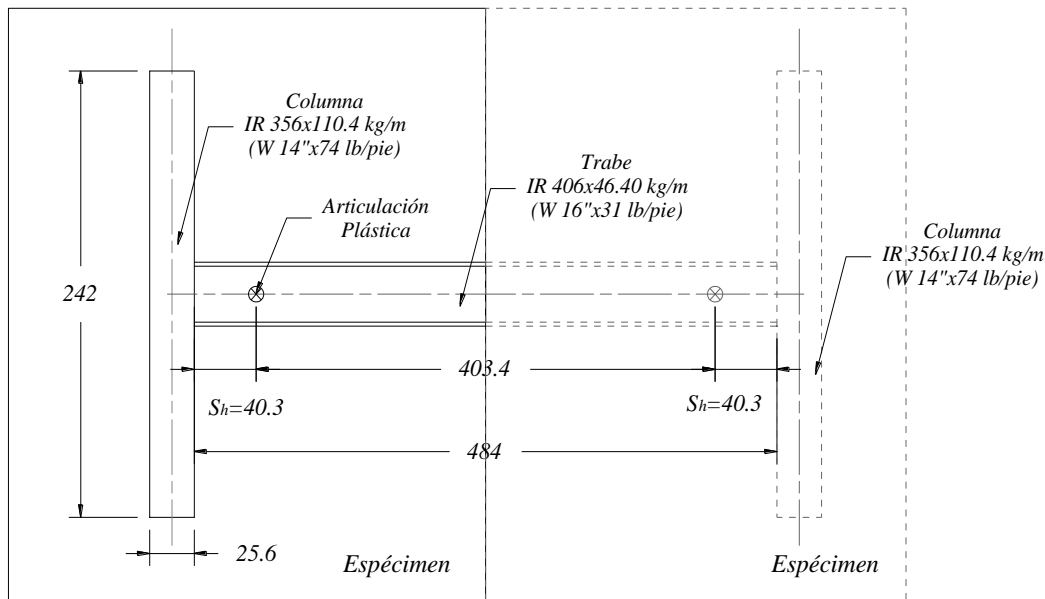
Siguiendo las recomendaciones del FEMA-350 (2000a) es necesario determinar la relación claro/peralte. Se acepta la referencia mostrada en las figuras 2.3 y 2.8 que suponen la formación de la articulación plástica a distancia de un peralte de la viga, a partir del paño de la columna.

En la figura 3.9 se muestra la porción del marco formado por los especímenes que permitirá determinar las capacidades máximas de ángulo de distorsión (tabla 3.4) que necesita desarrollar cada espécimen para ser considerado como conexión empleada en sistemas con marcos resistentes a momento de ductilidad alta.



(a) Marco formado por los prototipos tipo 1 (eje mayor)

**Figura 3.9. Porción de marco formado por los especímenes para el cálculo de distorsiones**



(b) Marco formado por los prototipos tipo 2 (eje menor)

**Figura 3.9. Porción de marco formado por los especímenes para el cálculo de distorsiones. Continuación**

Por lo tanto, se calcula de relación claro-peralte para determinar las distorsiones máximas que deben desarrollar los especímenes de acuerdo a las recomendaciones del FEMA-350 (2000a).

**Prototipo Tipo 1, eje mayor (figura 3.9a):**

- Peralte viga:  $d_t = 40.3 \text{ cm}$
- Peralte columna:  $d_c = 45.5 \text{ cm}$
- Distancia entre columnas:  $L = 2(242) + 45.5 = 529.5 \text{ cm}$
- Relación claro-peralte:  $L/d_t = 13.1 > 8$

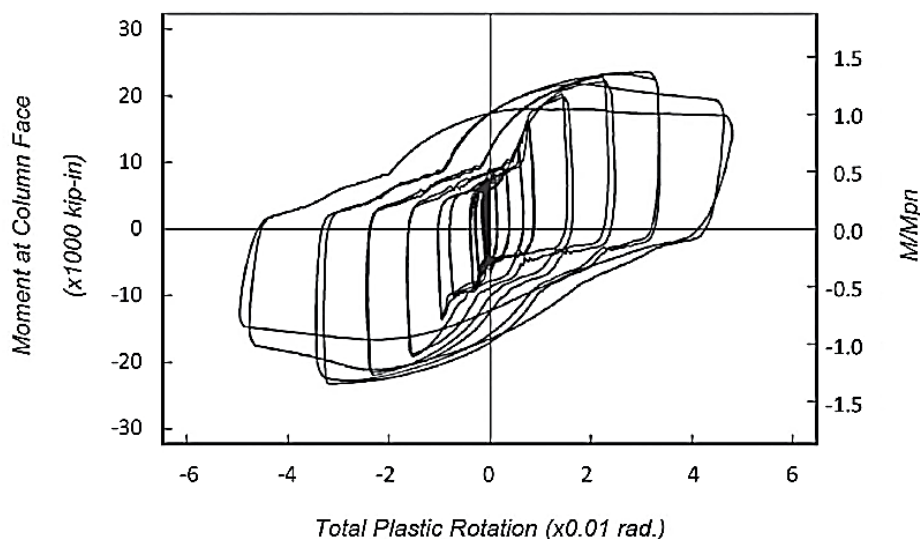
**Prototipo Tipo 2, eje menor (figura 3.9b):**

- Peralte viga:  $d_t = 40.3 \text{ cm}$
- Patín columna:  $b_c = 25.6 \text{ cm}$
- Distancia entre columnas:  $L = 2(242) + 25.6 = 509.6 \text{ cm}$
- Relación claro-peralte:  $L/d_t = 12.6 > 8$

En ambos casos la relación claro-peralte es mayor que 8. Se pretende que las conexiones ensayadas sean empleadas en marcos resistentes a momento con ductilidad alta, por lo tanto, de la tabla 3.4 la capacidad de ángulo de distorsión máxima de degradación de resistencia ( $\theta_{SD}$ ) deberá ser 0.04 rad, mientras que, la capacidad de ángulo de distorsión máxima última ( $\theta_u$ ) deberá ser 0.06 rad.

Adicionalmente, el AISC-341 (2016) y la NTC-DCEA (2020) especifica que las conexiones de viga-columna empleadas en sistemas con marcos resistentes a momento de ductilidad alta deben cumplir los siguientes requisitos:

- 1) La conexión será capaz de admitir una distorsión igual a 0.04 rad.
- 2) La resistencia en flexión de la conexión, determinada en la cara de la columna, debe ser igual o mayor que el 80 por ciento del momento plástico de la viga conectada, cuando la distorsión es igual a 0.04 rad.



**Figura 3.10. Curva momento de la columna contra rotación total para la conexión precalificada BFP (Bolted Flange Plate), AISC-358 (2016)**

Dentro de los comentarios del AISC 358-16, *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications* se muestran algunas curvas de histéresis de las pruebas experimentales realizadas dentro del programa de investigación para precalificar las diferentes conexiones. La figura 3.10 muestra la curva momento contra rotación total de una conexión precalificada BFP (*Bolted Flange Plate*) con sección de la viga W 30"x 108 lb/pie (IR 762 x 160.50 kg/m) y columna W 14"x 233 lb/pie (IR 356 x 346.90 kg/m). Esta curva muestra el comportamiento esperado para los especímenes.

### 3.6. RECOMENDACIONES PARA SOLDADURA EN ZONAS SÍSMICAS

El ensamble de elementos estructurales en edificios para resistir fuerzas sísmicas incluye las columnas, vigas, secciones armadas y contravientos, y la conexión entre esos elementos. Por esto, se debe garantizar que la unión resista igualmente las cargas sísmicas por sí mismos y la combinación con otras cargas.

La Asociación de Soldadura de Estados Unidos (AWS por sus siglas en inglés) publica un suplemento AWS D1.8/D1.8M (2016) para zonas sísmicas que aplica para el diseño, fabricación, control de

calidad y aseguramiento de la calidad en uniones soldadas diseñadas conforme a las Provisiones Sísmicas para estructuras de acero (AISC-341, 2016).

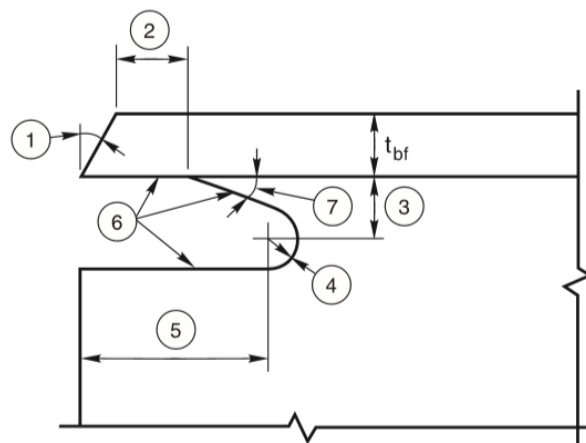
Entre otros aspectos, el AWS D1.8 (2016) establece los detalles de soldadura recomendados a lo largo del alma y del patín en secciones armadas, criterios para la zona protegida, secuencia recomendada de los procesos de soldadura de demanda crítica, cambios de espesores y anchos, así como recomendaciones para la zona  $k$  y regiones curvadas.

En particular, las soldaduras alrededor de la zona de la muesca se identifican como soldaduras de demanda crítica y deberían considerar los criterios, geometría y tolerancias que se muestran en la figura 3.11.

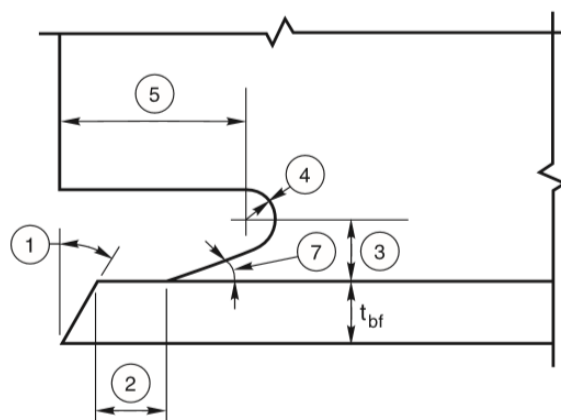
La nomenclatura de las indicaciones de la figura 3.11 se define como sigue:

1. Usar bisel según sea necesario para la colocación de soldadura según el procedimiento especificado.
2. La separación debe ser el espesor del patín o 12 mm (0.5 pulgadas), la dimensión que sea más grande (más medio espesor de patín o menos un cuarto del espesor del patín).
3. La distancia mínima debe ser 0.75 del espesor del patín o 20 mm (3/4 pulgada) la dimensión mayor. La dimensión máxima debe ser el espesor del patín (+6 mm).
4. El radio mínimo debe ser 10 mm (3/8 pulgadas).
5. La distancia debe ser tres veces el espesor del patín ( $\pm 12$  mm).
6. La rugosidad debe ser menor a 13 micras.
7. Las tolerancias en las dimensiones no deben ocasionar que el ángulo entre el agujero y la superficie del patín superen los 25 grados de inclinación

Estos criterios pretenden evitar concentraciones de daño que propaguen la grieta en la ranura y disminuyan la capacidad de la conexión.



(a) Unión en patín superior



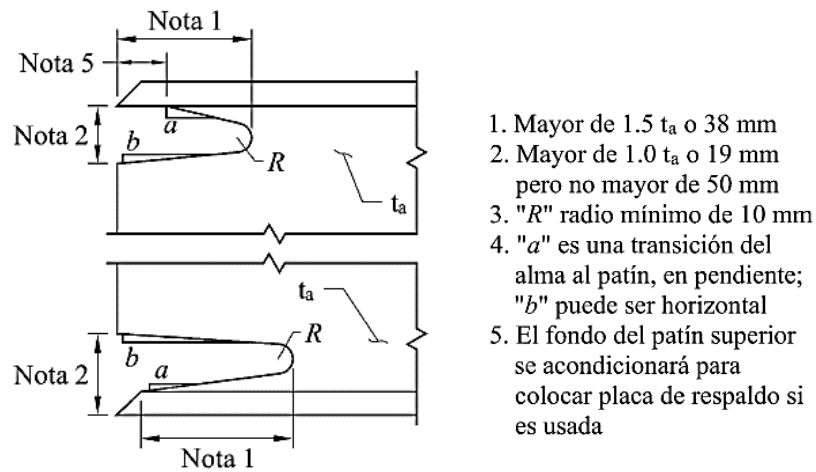
(b) Unión en patín inferior

**Figura 3.11. Detalles de soldadura en la ranura conforme al Suplemento AWS D1.8 (2016)**

Adicionalmente, la Norma Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero (NTC-DCEA, 2020) proporciona algunas recomendaciones para el dimensionamiento de agujeros de acceso para las soldaduras. Estos criterios son muy similares a los especificados por el AWS D1.8/D1.8M (2016).

Todos los agujeros de acceso que se requieran para facilitar las operaciones de soldadura deben ser detallados para proporcionar espacio suficiente. El agujero de acceso tendrá una longitud, medida desde la punta del bisel o preparación de la soldadura, no menor de 1.5 veces el espesor del material donde se hace el agujero, ni menor que 38 mm. La altura del agujero será igual o mayor que el grueso del material perforado, pero no menor de 19 mm ni mayor que 50 mm (figura 3.12).





**Figura 3.12. Detalle de agujeros de acceso (NTC-DCEA, 2020)**

En secciones laminadas, o soldadas antes de hacer el agujero, al borde del alma se le dará una pendiente o curvatura, desde la superficie del patín hasta la superficie reentrante del agujero.

Como complemento, la NTC-DCEA (2020) especifica que para perfiles pesados se recomienda que las superficies de los agujeros de acceso cortadas térmicamente deben pulirse hasta la condición de metal brillante, e inspeccionarse con partículas magnéticas o líquidos penetrantes, antes de depositar la soldadura. Cuando la curva de transición de los agujeros se ha hecho con taladro o sierra, no es necesario pulir esa zona.

### 3.7. CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO

Este capítulo discute los requerimientos generales para el ensaye de conexiones no precalificadas de acuerdo al AISC-341 (2016). En particular, se desarrolla una discusión sobre el protocolo de carga con base en desplazamientos que se considerará en las pruebas experimentales de esta investigación.

Además, se dedican esfuerzos para explicar la instrumentación considerada para el monitoreo de los especímenes durante la prueba experimental. Finalmente, se muestran los requerimientos y criterios de aceptación de acuerdo al AISC-341 (2016) y el FEMA-355 (2000a) y criterios para la fabricación de los especímenes con base en el suplemento para zonas sísmicas del AWS D1.8 (2016) y la NTC-DCEA (2020).

## CAPÍTULO 4. RESULTADOS EXPERIMENTALES

Los especímenes se ensamblaron en una de las fábricas más importantes del país siguiendo sus procesos de fabricación, transporte y calidad. Las pruebas experimentales se efectuaron en el Laboratorio de Materiales y Estructuras del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (II-UNAM).

Para cada espécimen fue necesario realizar trabajos previos a la prueba experimental, que van desde la preparación de la losa de reacción hasta la instrumentación. Estos trabajos se discuten a continuación.

### 4.1. TRABAJOS PRELIMINARES E INSTALACIÓN DE LOS ESPECÍMENES

Antes de realizar las pruebas experimentales se preparó el espacio donde se desarrollarían los ensayos, habilitando bloques de concreto reforzado que servirían como muro de reacción dentro del Laboratorio de Materiales y Estructuras del Instituto de Ingeniería (II-UNAM).

Primero, se preparó el muro de reacción (figura 4.1a), donde se coló y niveló un firme de mortero para recibir los bloques de concreto que apoyarían el actuador. Después de unos días, se instalaron las placas de apoyo y se verificó el sistema de anclaje a la losa de reacción como se muestra en la figura 4.1b. Es posible encontrar más información sobre las dimensiones de las placas en el capítulo 2 de esta investigación.



(a) Preparación del muro de reacción.



(b) Anclaje de placas de apoyo.

**Figura 4.1. Preparación del espacio de trabajo dentro del Laboratorio de Materiales y Estructuras del Instituto de Ingeniería**

Con el objetivo de configurar correctamente la instalación de los prototipos se trasladó un espécimen a la losa de reacción con ayuda de una grúa viajera y se presentó de manera preliminar como se muestra en la figura 4.2 para evaluar su posición óptima.



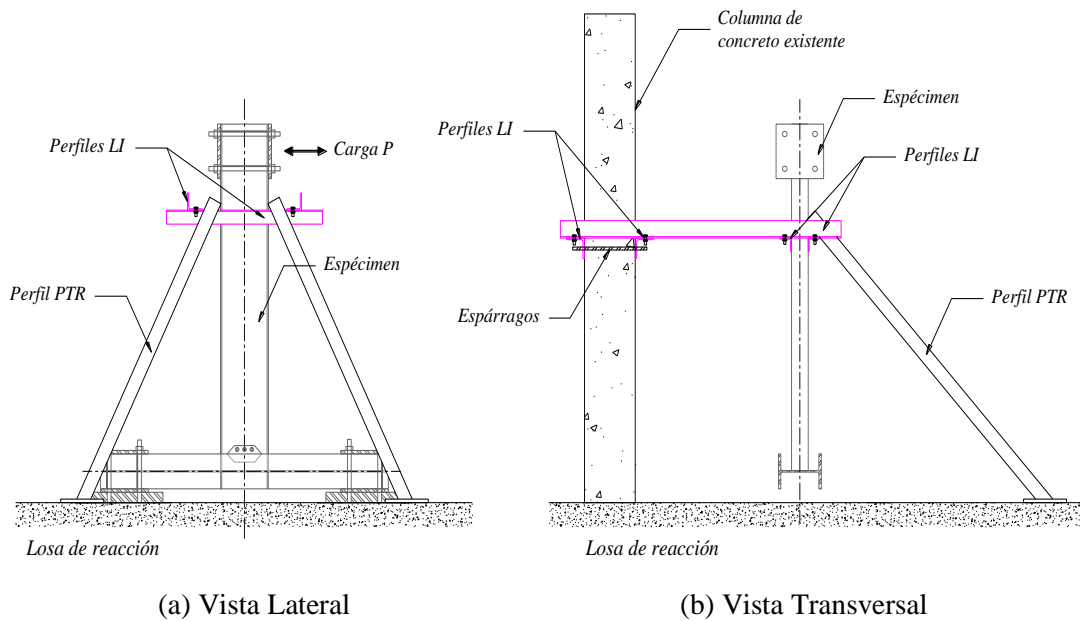
(a) Traslado y montaje del espécimen.



(b) Presentación del espécimen en la zona donde se realizarán las pruebas experimentales.

**Figura 4.2. Instalación previa de los especímenes**

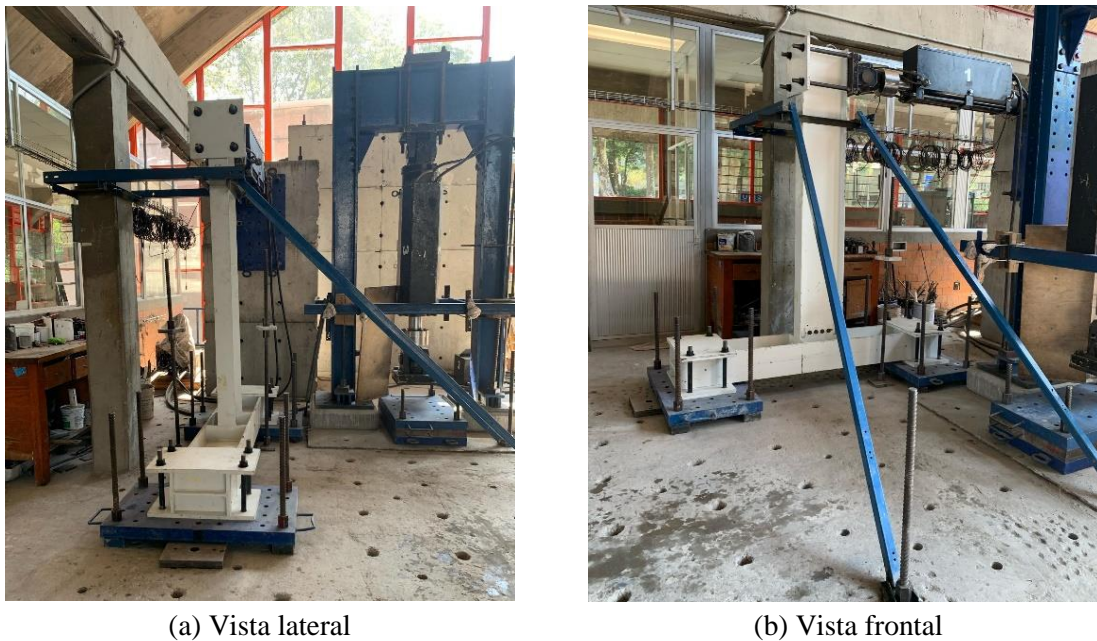
Para evitar que durante la prueba experimental la viga reportara desplazamientos excesivos perpendiculares a la aplicación de la carga debido a imperfecciones que pudieran impedir la correcta ejecución de la prueba, se reforzó la parte superior de la viga (cerca del actuador) como se muestra en la figura 4.3.



**Figura 4.3. Primera configuración del reforzamiento en los especímenes**

Esta configuración permitió el desplazamiento libre en el plano del espécimen de acuerdo al protocolo de carga y restringe el desplazamiento perpendicular.

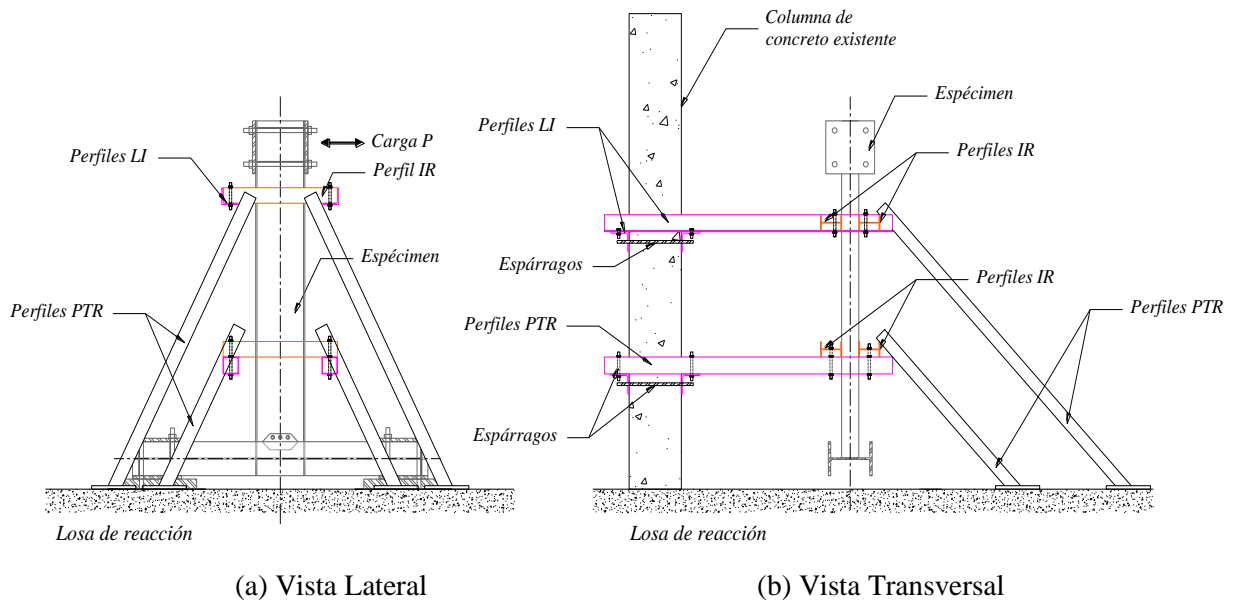
Como primer configuración (figura 4.3), se realizó el arreglo con perfiles tipo ángulo alrededor de la viga y se sujetaron a una columna de concreto que se encontraba cerca. Asimismo, se rigidizó el lado opuesto con dos postes de perfil tipo PTR. La figura 4.4 muestra el reforzamiento en el espécimen en el primer ensaye.



(a) Vista lateral

(b) Vista frontal

**Figura 4.4. Reforzamiento en la conexión con el actuador**



(a) Vista Lateral

(b) Vista Transversal

**Figura 4.5. Configuración final del reforzamiento en los especímenes**

Después de las dos primeras pruebas experimentales se colocó un segundo reforzamiento en los especímenes a 90 cm del eje de la columna, con el objetivo de restringir el desplazamiento perpendicular y evitar la torsión en la trabe (figura 4.5). Asimismo, se reemplazaron los perfiles tipo ángulo (L) alrededor de la trabe por perfiles tipo I. La figura 4.6 muestra el reforzamiento final en los especímenes.



(a) Vista frontal



(b) Vista lateral

**Figura 4.6. Reforzamiento a 90 cm del eje de la columna y en la conexión con el actuador**

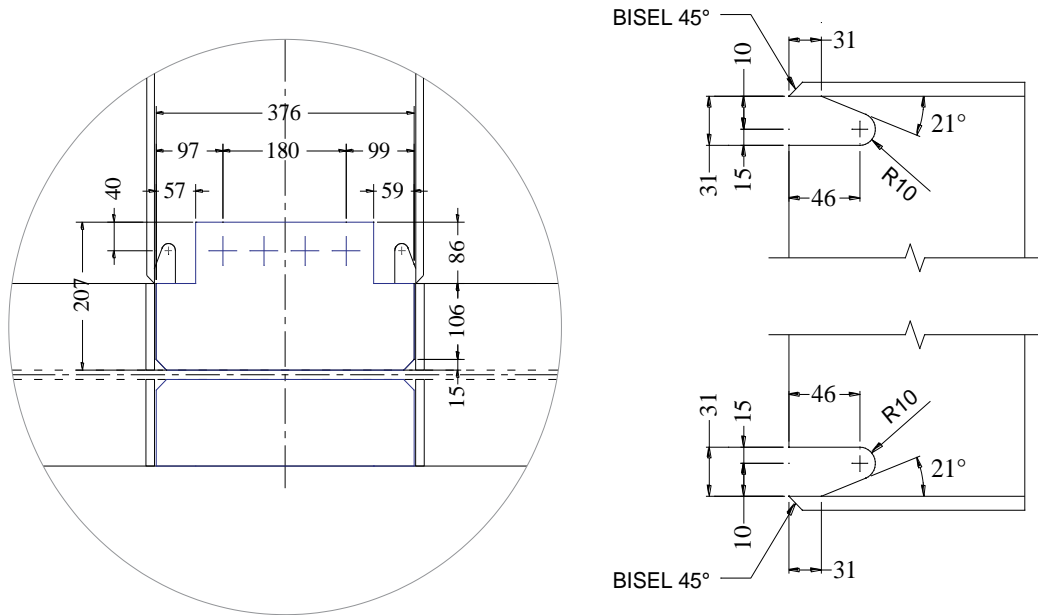
#### **4.2. ENSAYE 1. ESPÉCIMEN CTA-01**

El espécimen CTA-01 tiene una conexión a eje débil de la columna mediante placas y una configuración que es equivalente a la conexión precalificada del AISC-358 (2016), ver figura 4.7. La conexión tiene soldadura por penetración completa y tornillos de montaje en el alma de la trabe (se recomienda ver los planos de fabricación incluidos en el Anexo B). En el caso de la columna, la conexión tiene cartabones en ambos lados del perfil I.

Para el espécimen CTA-01 se aplicó el protocolo de carga mostrado en el capítulo 3, basado en las especificaciones del AISC-341 (2016). Antes de iniciar la prueba experimental se verificó que el desplazamiento y carga en el espécimen fuera cero. Además, se revisó que los transductores de desplazamiento (CDP) y leds estuvieran activados. El estado inicial del espécimen se muestra en la figura 4.8 en el laboratorio previo al inicio de ensaye.

De acuerdo, a lo especificado por las Provisiones Sísmicas (AISC-341, 2016) se inició el protocolo de carga con la aplicación de 6 ciclos del grupo 1 de  $\theta = 0.00375$  rad. Durante este paso de carga se observó comportamiento elástico en la viga y se verificó la medición en los transductores de desplazamiento.

Durante los ciclos de carga de los grupos 2 y 3 que equivalen a 6 ciclos de  $\theta = 0.005$  rad y 6 ciclos de  $\theta = 0.0075$  rad, se observó comportamiento adecuado del espécimen. En esta etapa se registró un desplazamiento en la placa base de 0.3 mm, que se asoció a la holgura de los agujeros de las anclas.



(a) Detalle de la placa de conexión

(b) Detalle de la muesca

**Figura 4.7. Detalle de la conexión del espécimen CTA-01**



**Figura 4.8. Especimen CTA-1 antes del inicio de la prueba experimental**

#### 4.2.1 Evolución del ensayo del espécimen CTA-01

La respuesta inelástica inició en el último de los seis ciclos de  $\theta = 0.0075$  rad (17.6 mm) justo antes del inicio del grupo 4. El daño inició con el pandeo local en los patines adyacentes a la muesca como se muestra en la figura 4.9.



**Figura 4.9.** Inicio del pandeo en los patines adyacentes a la muesca al finalizar los 6 ciclos de  $\theta=0.0075$  rad (17.6 mm)

La prueba experimental continuo, al finalizar el grupo 6 correspondiente  $\theta = 0.02$  rad (47 mm) se formó la articulación plástica en la trabe caracterizada por el pandeo en los patines y alma continua. Al término del primer ciclo del grupo 8 ( $\theta = 0.04$  rad, 93.9 mm) se observó pandeo en los patines de la viga. La prueba se detuvo en el grupo 10, correspondiente a la aplicación de 2 ciclos de  $\theta = 0.06$  rad (140.8 mm) debido al pérdida de resistencia en la viga y el severo daño observado en los patines.



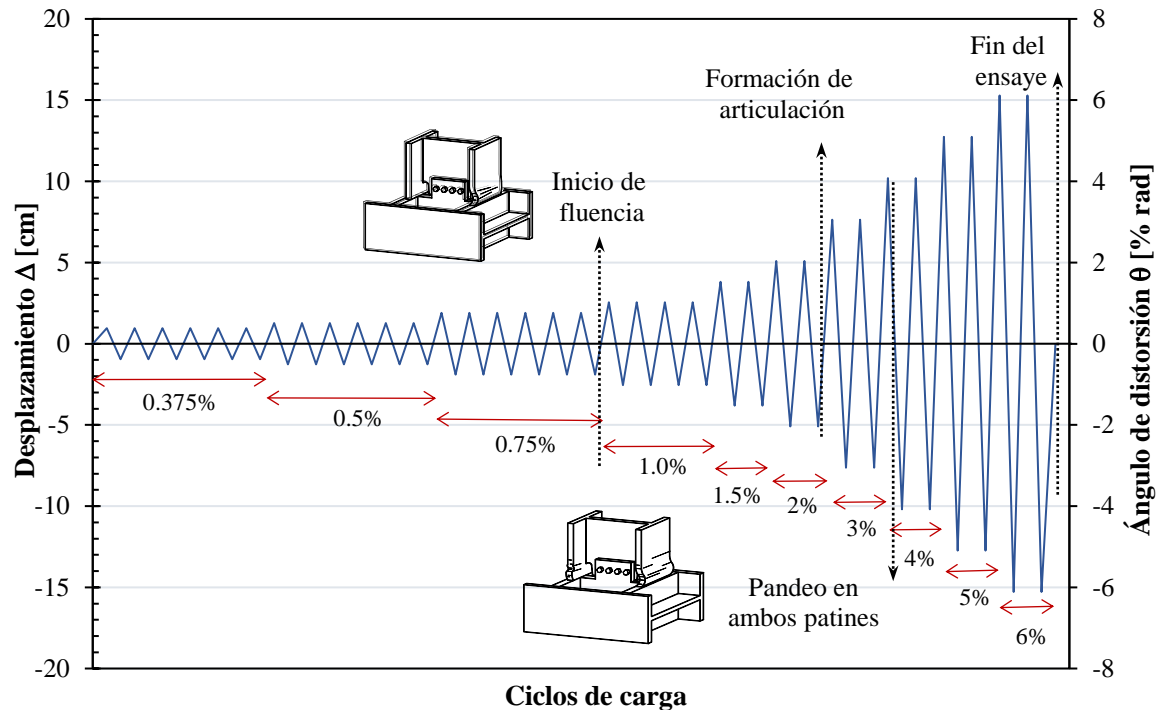
(a) Especimen CTA-01 antes de la prueba experimental.



(b) Especimen CTA-01 después de la prueba experimental.

**Figura 4.10.** Comparación del estado inicial y final del espécimen CTA-01

En la figura 4.10 se compara el espécimen antes y después de la prueba experimental; mientras que la figura 4.11 muestra la evolución de los ciclos en la historia de desplazamiento para identificar el ciclo relacionado con el inicio de la fluencia, formación de la articulación, pandeo en patines y término de la prueba al final del grupo 10.



**Figura 4.11. Evolución de daño del espécimen CTA-01**

La longitud total de la zona de la articulación plástica medida desde el paño de la columna superaba un peralte de la sección de la trabe igual a 40.64 cm. En la figura 4.12 se muestra como referencia el peralte de la trabe medida desde el paño de los patines de la columna para hacer notar que la articulación plástica tiene una longitud de 48 cm. Esto implica que la zona protegida debía ser 1.25 el peralte de la trabe.



**Figura 4.12. Longitud de la articulación plástica en el espécimen CTA-01**



Una inspección más cuidadosa detectó una alta concentración de demandas de deformación en la zona de la conexión (figura 4.13). De hecho, esa concentración ocasionó fracturas en la zona de la muesca en la conexión de la trabe (figura 4.14). Se reporta una fractura de hasta 5 centímetros con un espesor de hasta 0.8 cm. Este daño local debió liderar la pérdida de rigidez que obligó a detener el ensaye en el grupo 10 (ver figura 4.11). La fractura del alma es una concentración de daño que no es deseable, que se hubiera evitado en el seguimiento de las recomendaciones del suplemento para diseño sísmico del AWS D1.8 que se discutió en el capítulo 3.



**Figura 4.13. Concentración de demandas en el espécimen CTA-01**



(a) Vista general



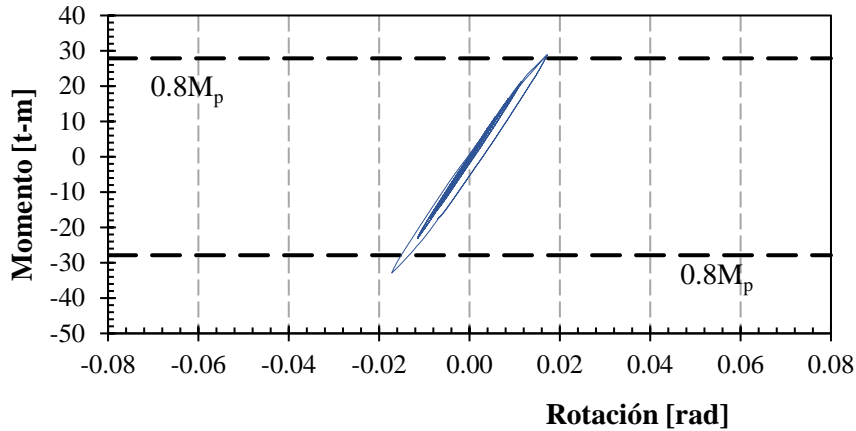
(b) Acercamiento en la fractura

**Figura 4.14. Concentración del daño en la muesca**

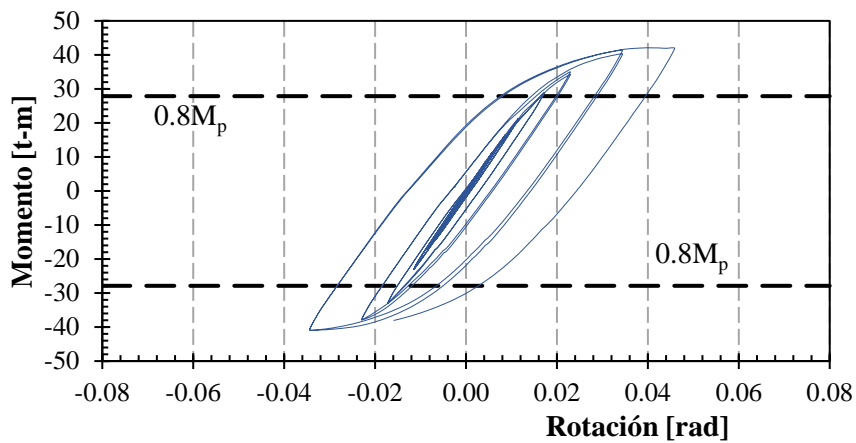
#### **4.2.2 Evaluación de los resultados del ensaye del espécimen CTA-01**

En la figura 4.15 se discute la evolución de la curva momento contra rotación del espécimen CTA-01. La figura 4.15a muestra la curva en el inicio de la fluencia, en la figura 4.15b se muestra la evolución

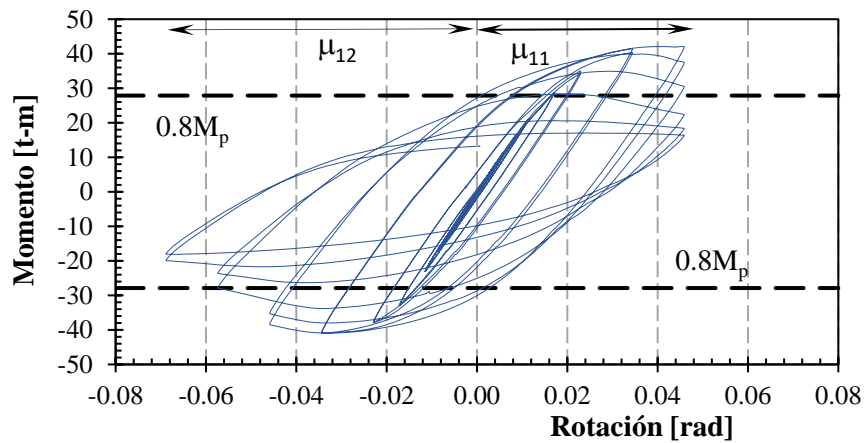
del ensaye en al final del grupo 7 y, finalmente, en la figura 4.15c se muestra la curva global al final de los 10 grupos del ensaye.



(a) Inicio de la fluencia (grupo 3, deformación 17.6 mm)



(b) Secuencia de la curva al final del grupo 7 (deformación 70.4 mm)



(c) Curva al final del experimento en el grupo 10 (deformación 140.8 mm)

**Figura 4.15. Curva momento contra rotación del espécimen CTA-01**

De acuerdo a los criterios de aceptación del AISC 341-16 (Secc. E3. J.6a) debido a que: i) la conexión fue capaz de soportar una rotación mayor a 0.04 radianes y ii) la conexión fue capaz de soportar un momento de al menos 0.8 veces el momento plástico  $M_p$  para una rotación de 0.04 radianes; entonces, la conexión ensayada cumple los criterios para formar parte de un marco con alta ductilidad.

Con este propósito, se calculó la capacidad dúctil de la conexión considerando la rotación al inicio de la fluencia y la rotación al final del ensaye (en conocimiento de que la rotación pudo ser más grande al inicio del colapso). Así, las ductilidades resultaron ser iguales a  $\mu_{11}= 2.67$  y  $\mu_{21}= 3.99$ . Los pormenores de las rotaciones consideradas pueden ser consultadas en la sección “Conclusiones” de este capítulo, donde se comparan los resultados de los especímenes ensayados. El promedio de la ductilidad representa  $\mu= 3.33$ , lo que implicaría que no alcanza a desarrollar las demandas de ductilidad necesarias  $Q= 4.0$  para marcos dúctiles.

La figura 4.16 muestra la curva momento-rotación del espécimen CTA-01 y se resalta la curva envolvente (*backbone curve*). La parte final de la curva envolvente en el extremo positivo correspondiente al grupo de desplazamientos 9 ( $\theta = 0.05$  rad, 117.4 mm) y 10 ( $\theta = 0.06$  rad, 140.8 mm) del protocolo de carga, no muestra incremento en la rotación debido a que se alcanzó la capacidad máxima de desplazamiento del cabezal del actuador. Adicionalmente, en la figura 4.16 se identifica el inicio de fluencia, formación de articulación y el pandeo en ambos patines en los patines de la viga descritos en la historia de desplazamientos de la figura 4.11.

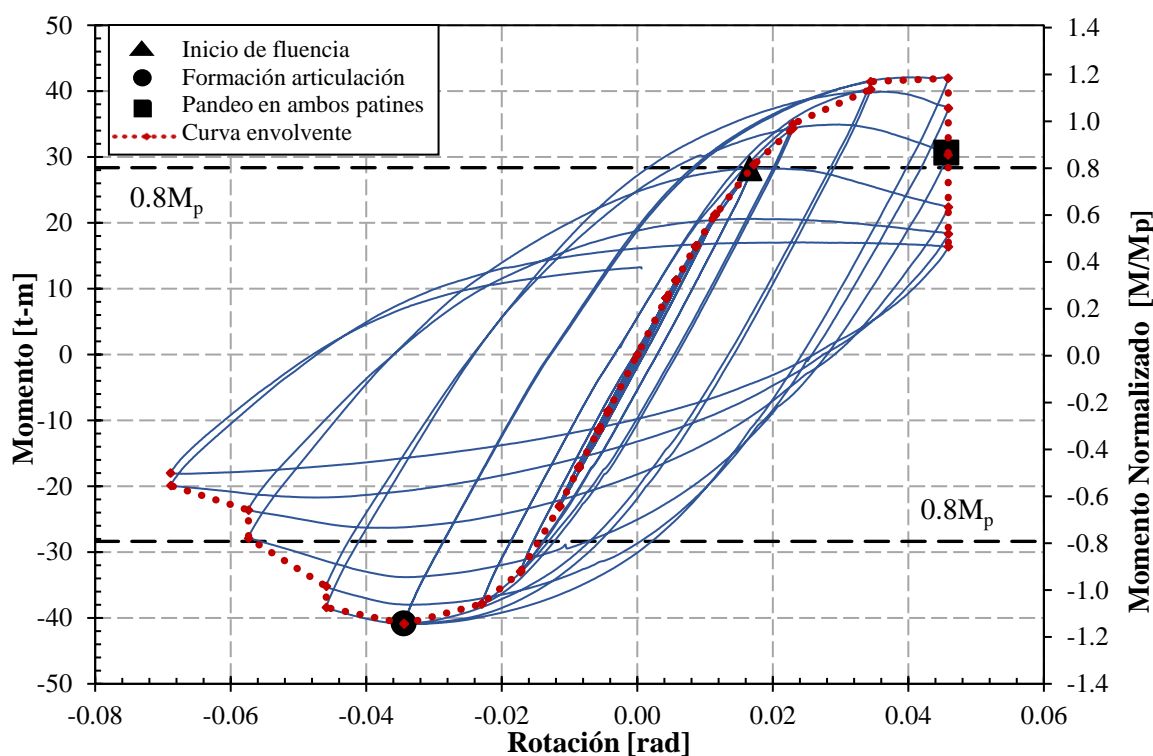
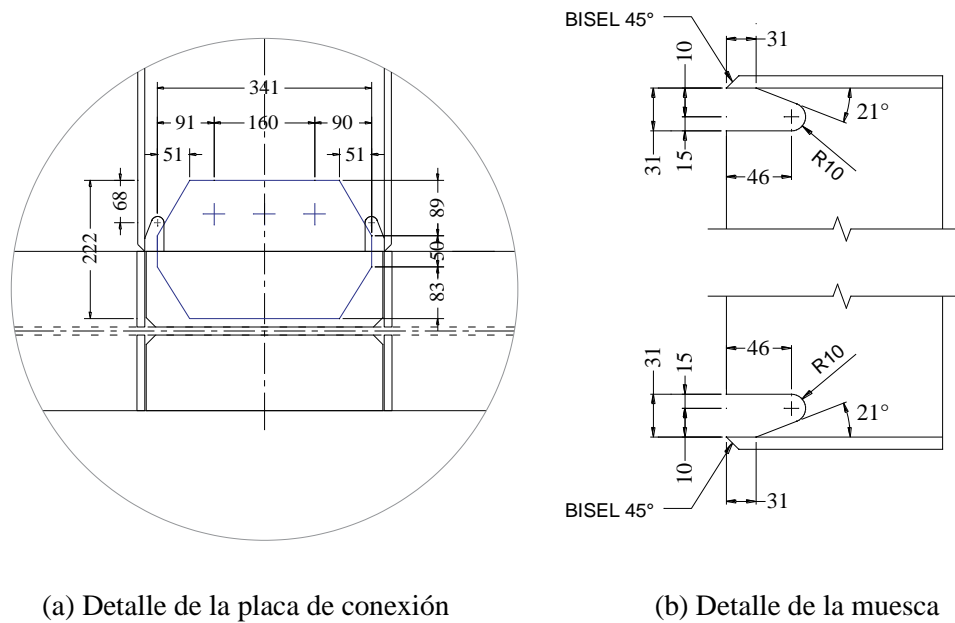


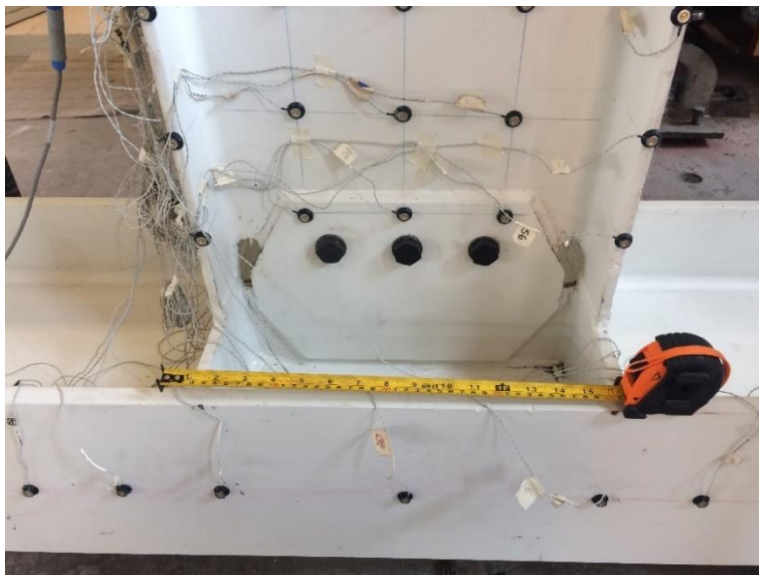
Figura 4.16. Reporte de daño en la curva momento contra rotación del espécimen CTA-01

### 4.3. ENSAYE 2. ESPÉCIMEN CPA-01

La configuración del espécimen CPA-01 es una conexión trabe a eje menor de la columna mediante una placa trapezoidal que usa tres tornillos para montaje como se muestra en la figura 4.17. La trabe se une en el alma a una placa; mientras que los patines se unen a los cartabones de las columnas. En todos los casos, se usaron soldaduras de penetración completa. En la figura 4.18 es posible notar la posición de los leds para medir las deformaciones de la conexión en la trabe y la columna.



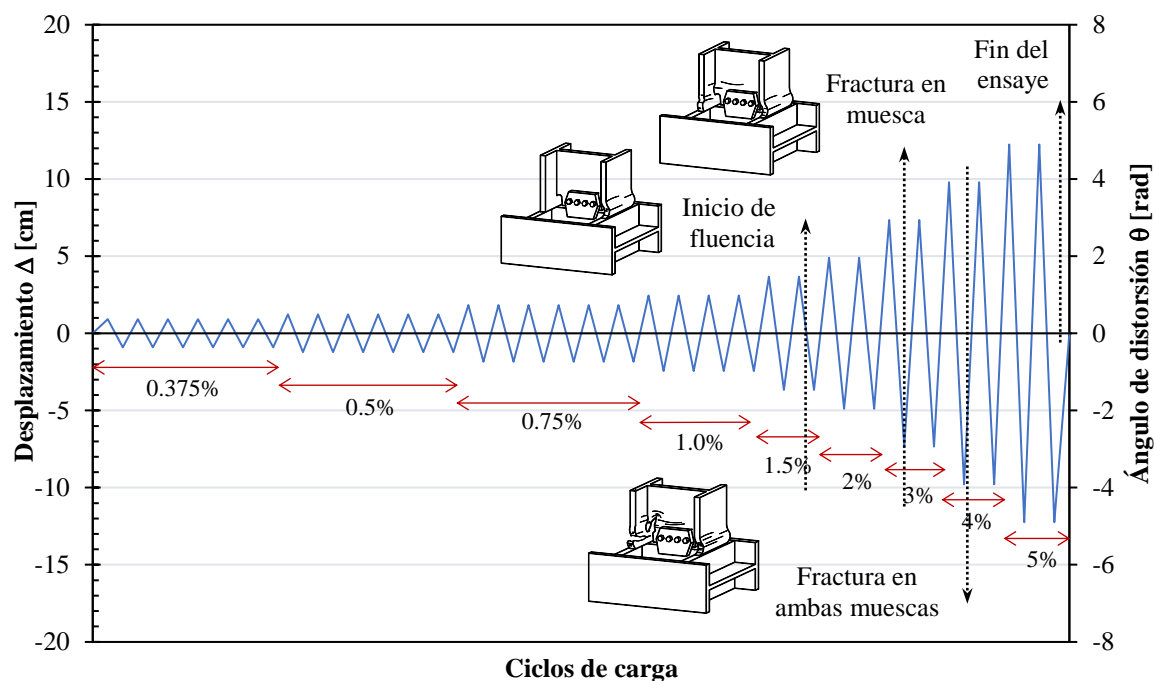
**Figura 4.17. Detalle de la conexión del espécimen CPA-01**



**Figura 4.18. Especimen CPA-1 antes del inicio de la prueba experimental**

### 4.3.1 Evolución del ensaye del espécimen CPA-01

La figura 4.16 muestra la evolución de los desplazamientos impuestos al espécimen siguiendo la recomendación del AISC 341-16. Durante la aplicación de la carga, el espécimen CPA-01 comenzó a desarrollar efectos de torsión debido a imperfecciones en la aplicación de la carga y/o detalles en el prototipo. Por esta razón, el ensaye se detuvo después de que se completaron los ciclos del grupo 9 ( $\theta = 0.05$  rad, 117.4 mm) como se nota en la figura 4.19, con el propósito de salvaguardar la integridad del equipo de medición. En la figura 4.20 se muestran los efectos de torsión desarrollados durante el ensaye.



**Figura 4.19. Evolución de daño del espécimen CPA-01**

La respuesta inelástica inició en el último de dos ciclos del grupo 5, correspondiente a  $\theta = 0.015$  rad (35.2 mm). La prueba continuó y se observó fractura en una muesca adyacente al patín de la viga al finalizar el primer ciclo del grupo 7 ( $\theta = 0.03$  rad, 70.4 mm). El agrietamiento de ambas muescas se notó a la mitad del grupo 8 ( $\theta = 0.04$  rad, 117.4 mm) y se concluyó el ensaye con grupo 9 debido a la pérdida abrupta de resistencia de la viga.

Debido a los efectos de torsión observados durante la prueba experimental (figura 4.20) se decidió colocar una segunda configuración de reforzamiento a 90 cm de la unión como se mostró en la figura 4.5 y 4.6 para las pruebas experimentales posteriores.

La figura 4.21 muestra vistas de la conexión ensayada, donde se nota la articulación plástica formada a un poco más de un peralte, aproximadamente 55 cm medidos a partir del paño de los patines de la columna. Sin embargo, en la formación del mecanismo, se notaron grietas en el alma alrededor de la muesca como se muestra en la figura 4.22.

La figura 4.22 muestra el daño alrededor de la placa de conexión en el espécimen CPA-01. Se nota pandeo en los patines relacionado con la disminución del área por los cortes de las muescas. Además, se desarrollaron grietas de hasta 2 centímetros a partir de la muesca en ambos casos. No se notó daño en los cordones de soldadura o alguna fractura de placas.



(a) Vista lateral



(b) Vista en isométrico

**Figura 4.20. Efecto de torsión reportado durante el ensaye**

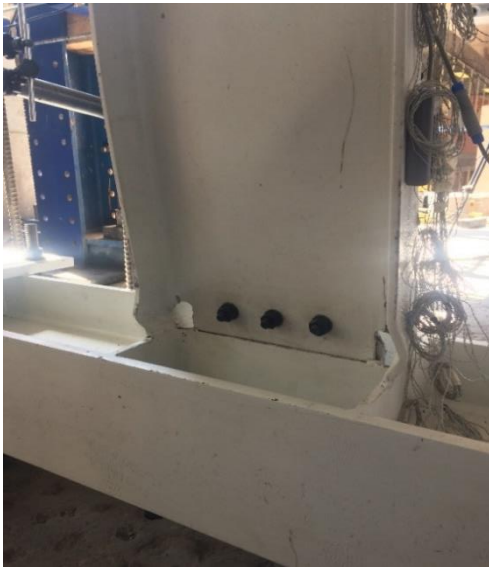


(a) Vista de la conexión ensayada



(b) Acercamiento a la articulación en la trabe

**Figura 4.21. Vistas de la conexión CPA-01 después del ensaye**



(a) Daño alrededor de las muescas



(b) Fractura en la muesca

*Figura 4.22. Daño en el espécimen CPA-01 después del ensaye*

#### 4.3.2 Evaluación de los resultados del ensaye del espécimen CPA-01

La evolución de la prueba fue afectada por los efectos de torsión que desarrolló el espécimen durante el ensaye. Sin embargo, los resultados hacen notar que además de la articulación plástica en la trabe se desarrolló una concentración de daño alrededor de la muesca que incluye el pandeo de los patines y una grieta de 2 centímetros en la zona de la muesca como se muestra en la figura 4.23.



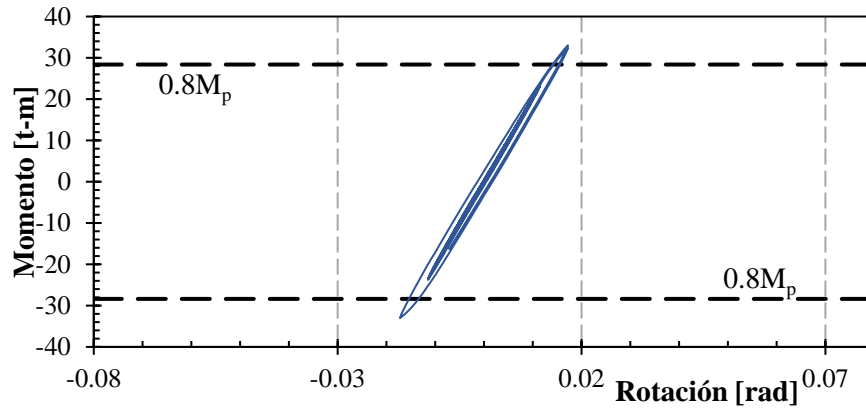
(a) Vista general



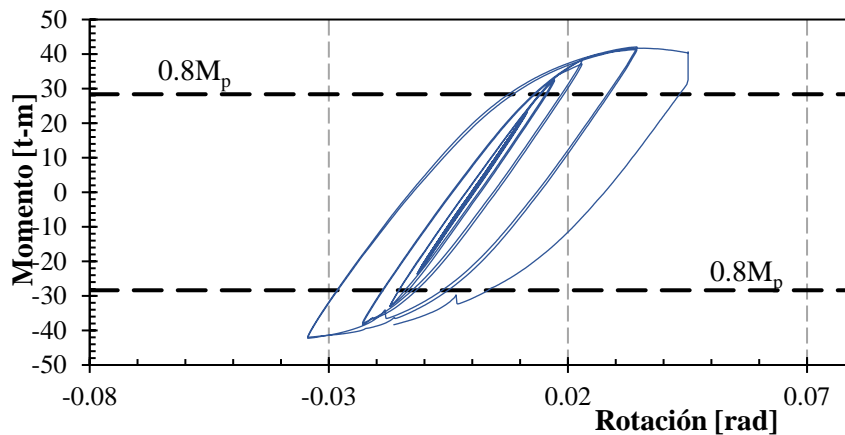
(b) Fractura en la muesca

*Figura 4.23. Acercamiento a la zona de la muesca*

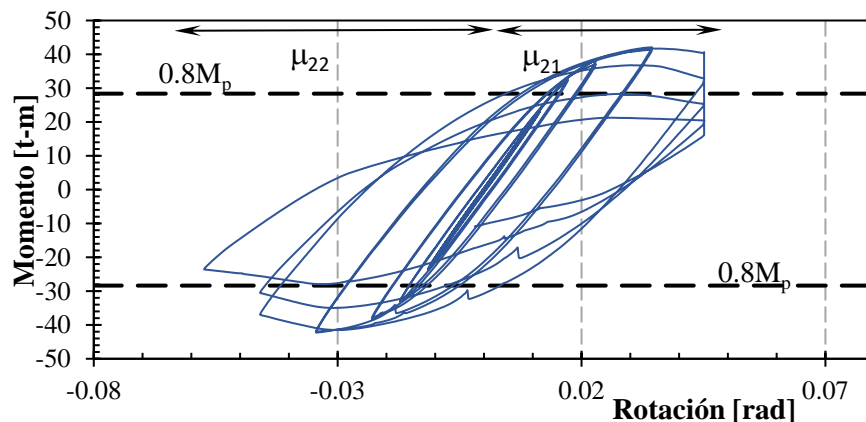
Con base en lo anterior, el mecanismo está dominado por dos fuentes de no linealidad. Por una parte, la trabe desarrolla una articulación plástica moderada, puesto que el pandeo de los patines y fluencia del alma por tensión diagonal es poco visible. Por otra parte, la zona de las muescas representa una segunda fuente de disipación de energía mediante el pandeo de los patines y el agrietamiento del alma que se muestra en la figura 4.23.



(a) Inicio de la fluencia (grupo 5, deformación 35.2 mm)



(b) Secuencia de la curva al final del grupo 7 (deformación 70.4 mm)



(c) Curva al final del experimento por la fractura del patín en el grupo 9 (deformación 117.4 mm)

**Figura 4.24. Curva momento contra rotación del espécimen CPA-01**



La figura 4.24 muestra la evolución de la curva momento-rotación en tres etapas del experimento. Hacia el final del ensaye se notan caídas súbitas de la resistencia relacionadas con los efectos de torsión que se discutieron anteriormente. Con base en los resultados, se determinó la ductilidad que desarrolló la conexión y que resultó igual a  $\mu_{21}= 2.62$  y  $\mu_{22}= 3.33$ . El promedio de la ductilidad representa  $\mu= 2.98$ , lo que implicaría que es menor a la ductilidad propuesta igual a  $Q= 4.0$  para marcos dúctiles. Los pormenores de los cálculos se muestran en la sección Conclusiones de este capítulo.

Adicionalmente, en la curva momento-rotación del espécimen CPA-01 mostrada en la figura 4.25 se resalta la curva envolvente (*backbone curve*). La parte final de la curva envolvente en el extremo positivo correspondiente al grupo de desplazamientos 8 ( $\theta = 0.04$  rad, 93.9 mm) y 9 ( $\theta = 0.05$  rad, 117.4 mm) del protocolo de carga, no muestra incremento en la rotación debido a que se alcanzó la capacidad máxima de desplazamiento del cabezal del actuador. Adicionalmente, en la figura 4.25 se identifica el inicio de fluencia, fractura en la muesca y fractura en ambas muescas descritos en la historia de desplazamientos de la figura 4.19.

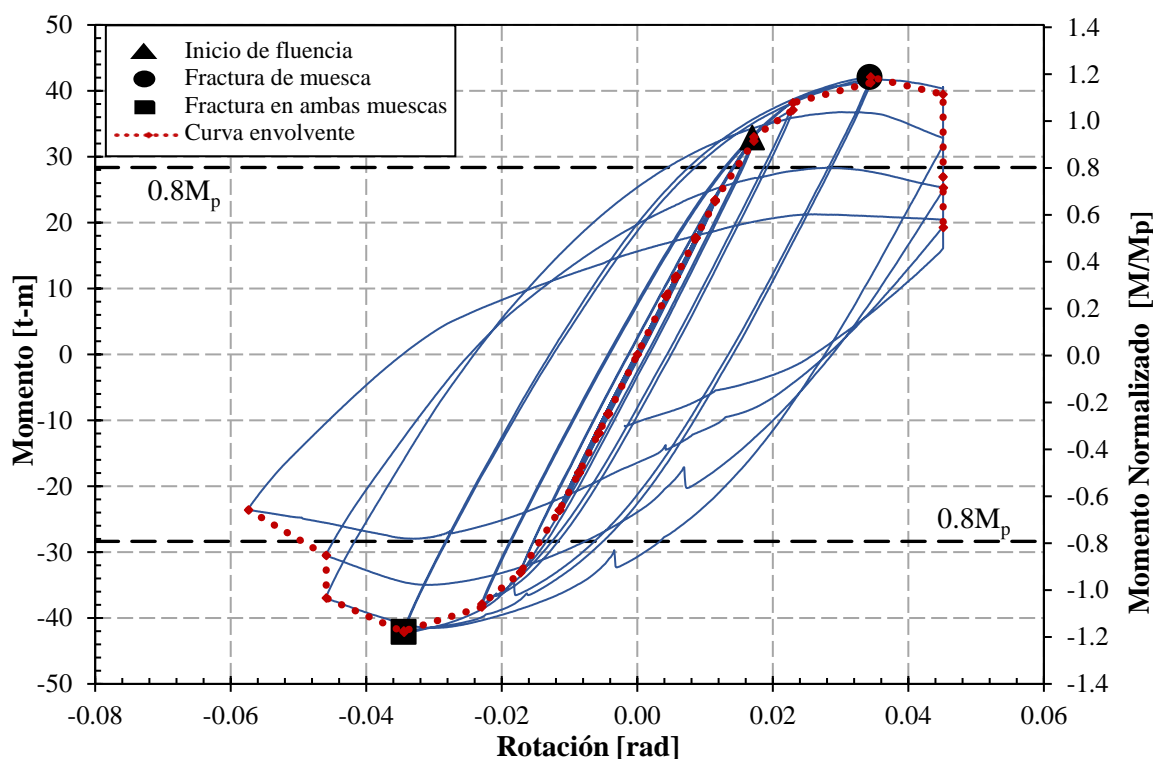


Figura 4.25. Reporte de daño en la curva momento contra rotación del espécimen CPA-01

#### 4.4. ENSAYE 3. ESPÉCIMEN CTA-02

El espécimen 3 es una conexión de trabe a eje menor de columna I. Esta conexión tiene una configuración donde la trabe se une mediante placas a la columna siguiendo las recomendaciones del AISC 385-16 (figura 4.7); de manera que representa una adaptación de la conexión precalificada a eje mayor de la columna como se muestra en la figura 4.26.



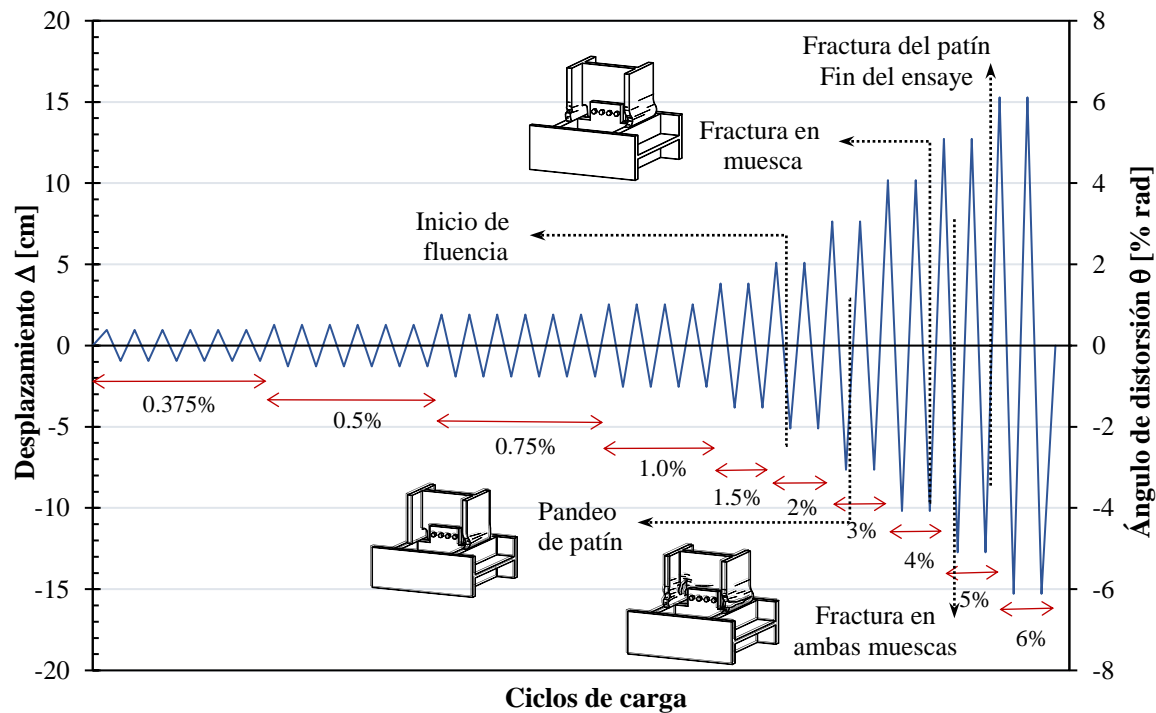
(a) Detalle de la conexión

(b) Vista de la trabe

**Figura 4.26. Configuración de la conexión CTA-02**

**4.4.1 Evolución del ensayo del espécimen CTA-02**

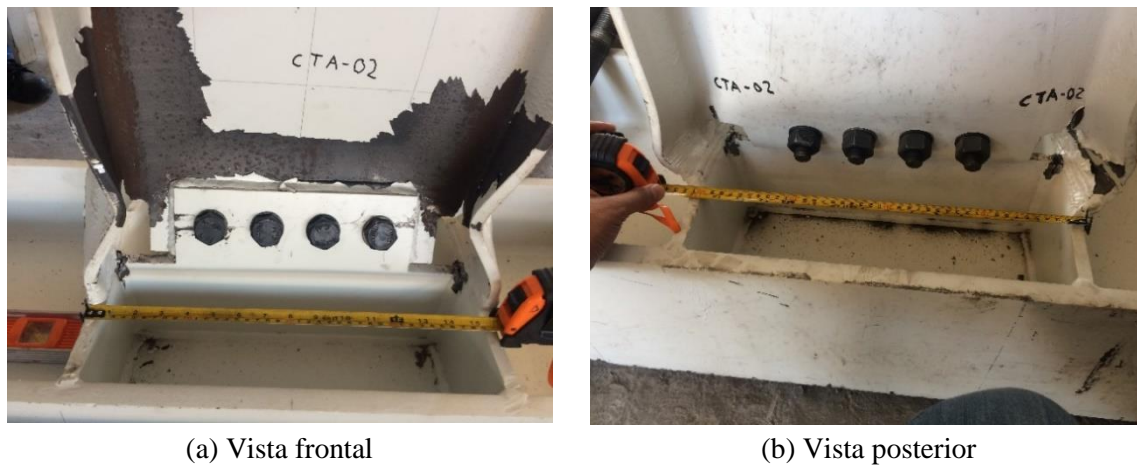
El inicio de la fluencia ocurrió en el primer ciclo del grupo 6 correspondiente a una deformación de 46.9 mm ( $\theta = 0.02$  rad) con velocidad de aplicación de 1 mm/seg, mientras se estaba aplicando una carga de 16.370 toneladas, como se muestra en la figura 4.27. Físicamente, no se notó daño en la trabe ni en la conexión, pese a que los aparatos registraban una degradación de la rigidez.



**Figura 4.27. Evolución de daño del espécimen CTA-02**

El pandeo local en los patines de la trabe a la altura de la muesca ocurrió en forma visible en el segundo ciclo del grupo 7 correspondiente a una deformación de 70.4 mm ( $\theta = 0.03$  rad). El primer agrietamiento en la muesca ocurrió en el último ciclo del grupo 8 con deformación de 93.9 mm ( $\theta = 0.04$  rad) con velocidad de aplicación de 2.5 mm/seg. La fractura en el alma a partir de la muesca en el lado contrario ocurrió en el primer ciclo del grupo 9 con una deformación de 117.4 mm ( $\theta = 0.05$  rad); de manera que en ambos lados del alma se notaban grietas en la zona de la muesca.

La falla de la conexión ocurrió al inicio del primer ciclo del grupo 10 correspondiente a una deformación de 140.8 mm ( $\theta = 0.06$  rad), caracterizada por la fractura del patín, a 2 cm de la soldadura corrida que unía la placa del patín con el cartabón transversal de la columna. Esta concentración de daño obligó a detener el ensaye en ese ciclo, por lo que no fue posible concluir el grupo 10.



**Figura 4.28. Espécimen CTA-02 después del ensaye**



**Figura 4.29. Falla en la muesca y patín del espécimen CTA-02**

En la figura 4.28 se muestra la conexión CTA-02 después del ensaye. Es valioso hacer notar que no fue posible completar los ciclos propuestos debido a la fractura completa del patín de la trabe, lo que ocasionó una reducción súbita de su capacidad resistente. De manera que la prueba se detuvo para garantizar la estabilidad del espécimen y salvaguardar la integridad del equipo de medición.

En ambos extremos, se nota el pandeo del patín a la altura de la muesca y se notan grietas de hasta 3 centímetros en el alma de la trabe a partir de las muescas (figura 4.29). Hacia la otra dirección se identificó una grieta de menos de 1 centímetro en el cordón de la soldadura que une la trabe al cartabón de la columna.

#### 4.4.2 Evaluación de los resultados del ensaye del espécimen CTA-02

Un estudio más detallado de la evolución del daño, hace notar grietas en el alma de la trabe que se desarrollaron después del pandeo de los patines en la zona de las muescas. Ese daño no se relaciona con la fluencia de la trabe, sino con una concentración de daño en la zona de la conexión como se muestra en la figura 4.30.



(a) Muesca del lado izquierdo

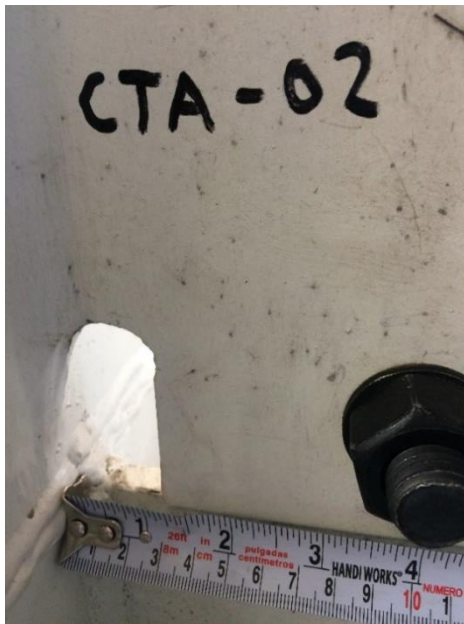


(b) Muesca del lado derecho

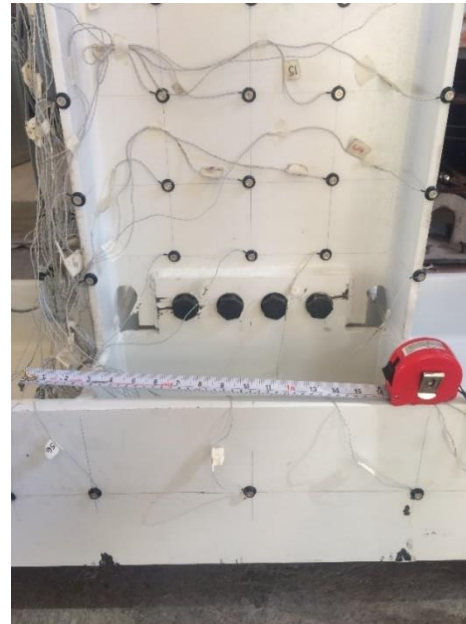
**Figura 4.30. Acercamiento al daño alrededor de las muescas**

En la figura 4.30a se nota la fractura completa del patín relacionado con la grieta en el alma en la muesca de hasta 4 centímetros y la grieta de 2 centímetros en el cordón de soldadura que une la placa de conexión del alma al cartabón de la columna.

La figura 4.31 muestra la configuración inicial de las muescas para hacer notar que, aunque se nota una intención de seguir los requisitos de la AWS D1.8 para soldaduras en zonas sísmicas, la forma de la muesca tiene inexactitudes del proceso de fabricación. Por ejemplo, la ranura de la muesca debería tener una porción de la placa del alma a 25 grados como se discute al final del capítulo 3.



(a) Muesca del lado izquierdo



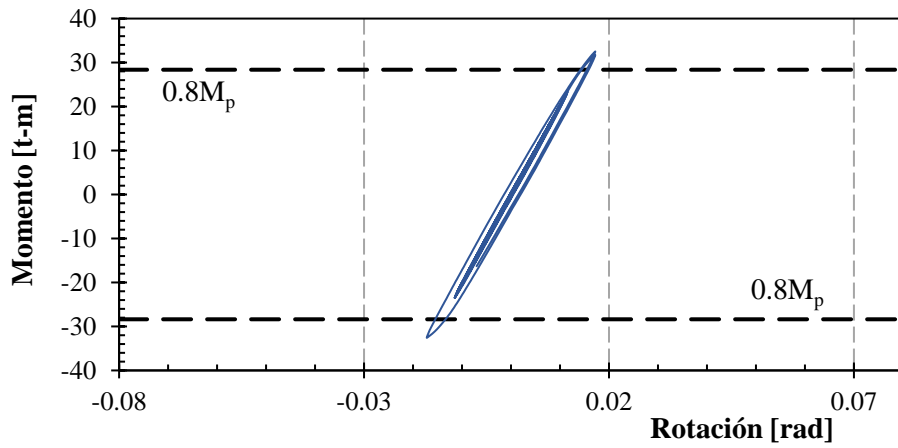
(b) Muesca del lado derecho

**Figura 4.31. Configuración inicial de las muescas**

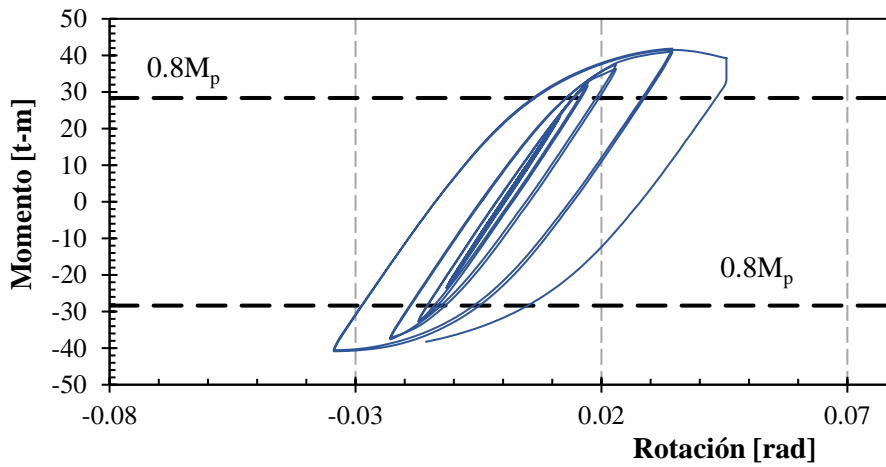
La figura 4.32 muestra la evolución de la curva momento – rotación en tres distintas etapas: i) al inicio de la fluencia, ii) en un punto intermedio y iii) al final del ensaye (debido a la fractura del patín). Con base en los resultados, se calculó la capacidad dúctil de la configuración ensayada que resultó ser igual a  $\mu_{31} = 2.62$  y  $\mu_{32} = 3.34$ . El promedio de la ductilidad representa  $\mu = 2.98$  es menor a la ductilidad propuesta igual a  $Q = 4.0$  para marcos dúctiles. Los pormenores de las rotaciones pueden consultarse en la sección conclusiones de este capítulo.

Como se observa en la curva momento – rotación (figura 4.32c), debido a que la conexión resiste más de 0.80 veces el momento plástico y a que la rotación máxima supera las 0.04 radianes, la conexión puede considerarse para conexiones de marcos dúctiles; de acuerdo con el manual del AISC-341 (2016).

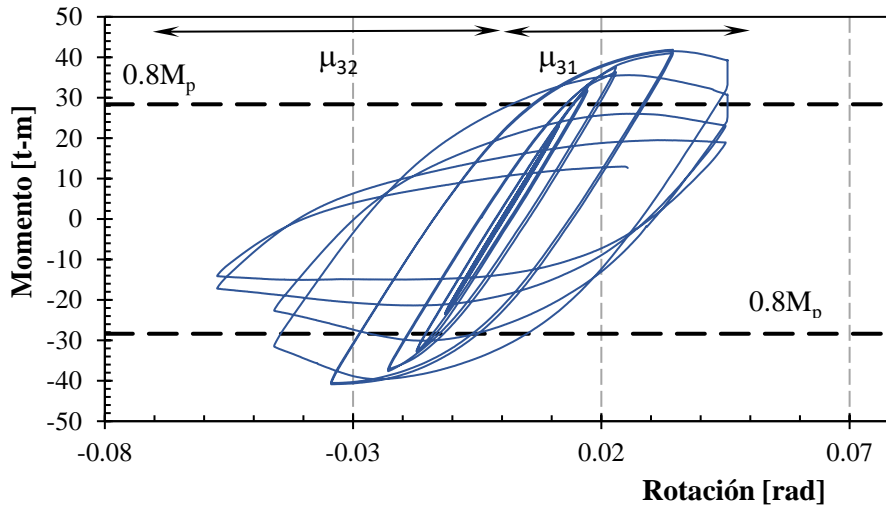
Adicionalmente, en la curva momento-rotación del espécimen CTA-02 mostrada en la figura 4.33 se resalta la curva envolvente (*backbone curve*). La parte final de la curva envolvente en el extremo positivo correspondiente al grupo de desplazamientos 9 ( $\theta = 0.05$  rad, 117.4 mm) y 10 ( $\theta = 0.06$  rad, 140.8 mm) del protocolo de carga, no muestra incremento en la rotación debido a que se alcanzó la capacidad máxima de desplazamiento del cabezal del actuador. Adicionalmente, en la figura 4.33 se identifica el inicio de fluencia, fractura en la muesca y fractura en ambas muescas descritos en la historia de desplazamientos de la figura 4.27.



(a) Inicio de la fluencia (grupo 6, deformación 46.9 mm)



(b) Secuencia de la curva al final del grupo 7 (deformación 70.4 mm)



(c) Curva al final del experimento por la fractura del patín en el grupo 10 (deformación 140.8 mm)

**Figura 4.32. Curva momento contra rotación del espécimen CTA-02**

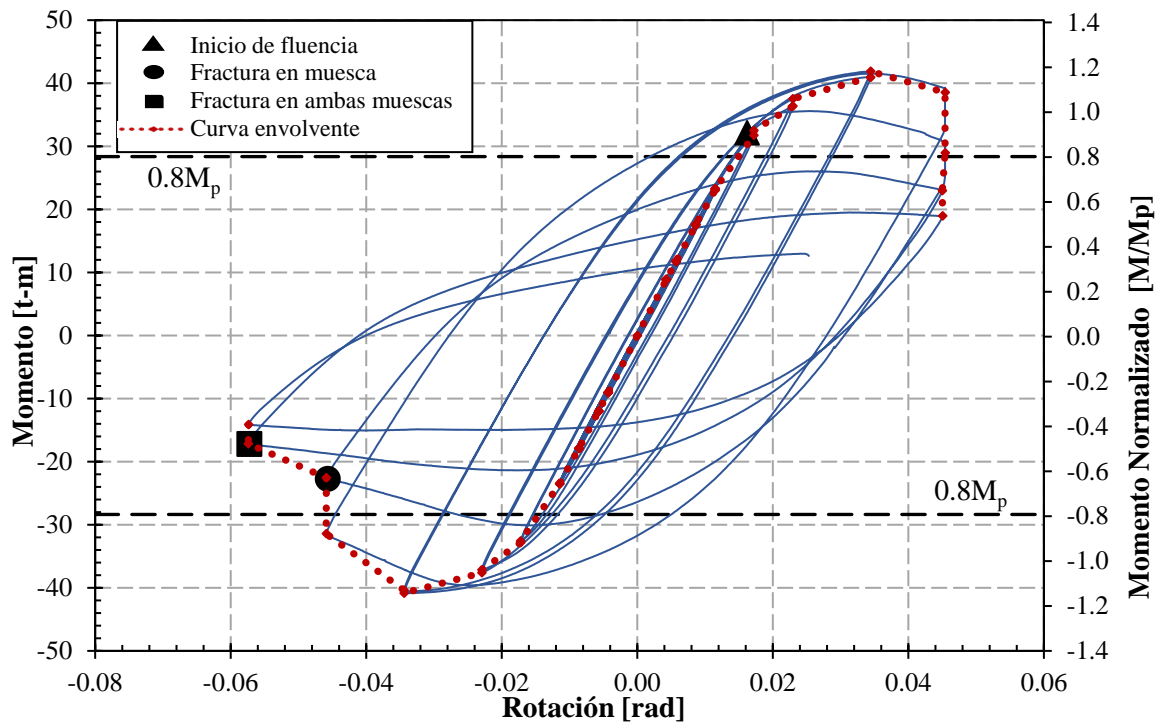


Figura 4.33. Reporte de daño en la curva momento contra rotación del espécimen CTA-02

#### 4.5. ENSAYE 4. ESPÉCIMEN CPA-02

El cuarto ensaye corresponde a un espécimen de conexión de la trabe al eje débil de una columna IR. La configuración de la conexión considera una placa trapezoidal soldada con penetración completa todo alrededor como se muestra en la figura 4.17 y 4.34. Se trata de una adaptación de la conexión precalificada del AISC-358 (2016) con tornillos de montaje.



(a) Acercamiento a la conexión



(b) Identificación de la posición de los leds

Figura 4.34. Especimen CTA-02 previo al ensaye

#### 4.5.1 Evolución del ensaye del espécimen CPA-02

El ensaye inició con el protocolo de carga que se describió en los capítulos previos de esta investigación. Los primeros cinco grupos de ciclos permanecieron elásticos; de manera que la respuesta inelástica se registró en aparatos hasta el primer ciclo del grupo 6 de  $\theta = 0.0075$  rad (46.9 mm) con carga de 16.732 toneladas, pese a que físicamente el espécimen se notaba sin daño.

Como se muestra en la figura 4.35 en el primer ciclo del grupo 7 con deformación de 70.4 mm ( $\theta = 0.03$  rad) se identificó físicamente el pandeo del patín en la zona de la muesca con carga de 18.661 toneladas en el actuador. Físicamente, el pandeo de ambos patines se identificó hasta el primer ciclo del grupo 8 con deformación de 93.9 mm ( $\theta = 0.04$  rad) con carga de 19.392 toneladas.

Durante el ensaye, se notó poco daño en el alma de la trabe por tensión diagonal, sino que la evolución del mecanismo fue liderada por la fractura en la zona de la muesca en uno de los extremos de la trabe en el segundo ciclo del grupo 8 con carga de 19.392 toneladas. La fractura en ambas muescas ocurrió en el primer ciclo del grupo 9 correspondiente a deformación de 117.4 mm ( $\theta = 0.05$  rad) con carga de 12.994 toneladas en el actuador.

En esta instancia, la fluencia en ambos patines era notable hasta que un patín se fracturó parcialmente a 2 centímetros del cordón de soldadura en el segundo ciclo del grupo 10 correspondiente a la deformación de 140.8 mm ( $\theta = 0.06$  rad). Pese a la concentración de daño, sí fue posible terminar los ciclos del grupo para concluir el ensaye.

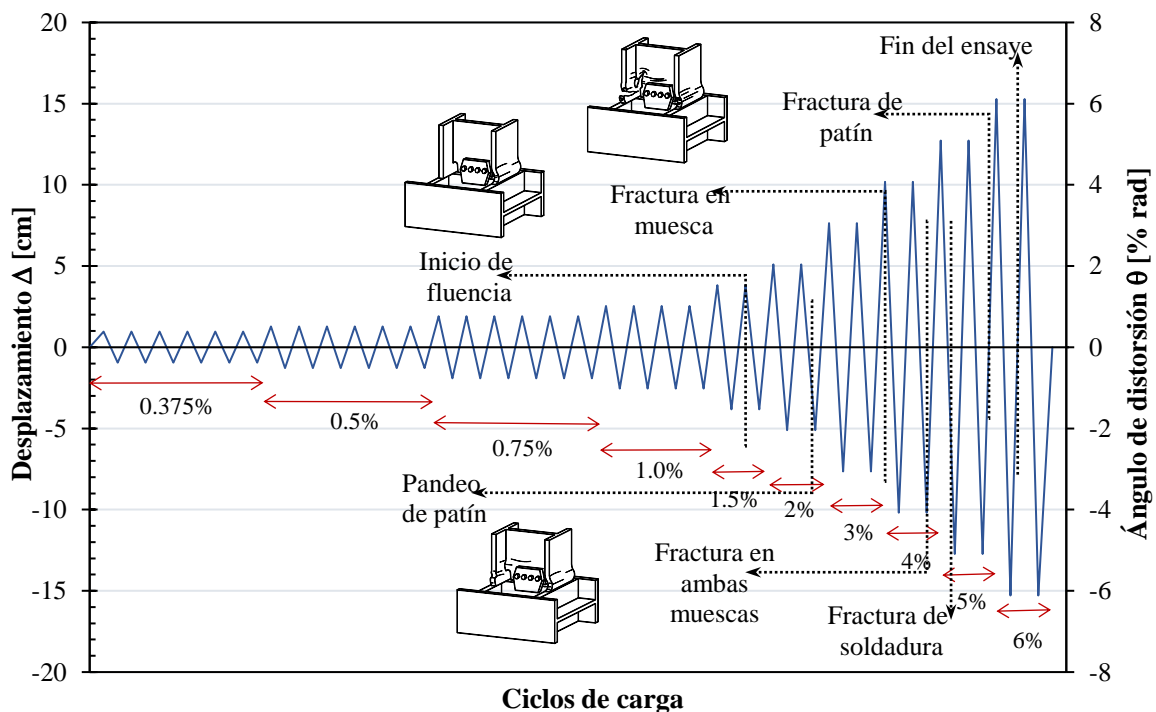


Figura 4.35. Evolución de daño del espécimen CPA-02



La figura 4.36 y 4.37 muestra el estado final del espécimen después del ensaye en una vista frontal y posterior, respectivamente. El daño es caracterizado por fracturas en el alma a partir de las muescas, el pandeo de los patines y agrietamientos en el cordón de soldadura a los cartabones de las columnas.



*Figura 4.36. Estado final del espécimen CPA-02 (vista frontal)*



*Figura 4.37. Estado final del espécimen CPA-02 (vista posterior)*

El espécimen no reportó daño en el extremo de la trabe como se supondría en un diseño por capacidad como se muestra en la figura 4.38. La trabe tuvo un comportamiento elástico; de manera que el daño se reportó propiamente en la conexión en la zona de las muescas.



*Figura 4.38. Vista de la zona dañada del espécimen CPA-02*

#### 4.5.2 Evaluación de los resultados del ensaye del espécimen CPA-02

El inicio del daño ocurrió con una concentración de esfuerzos en la zona de las muescas como muestra la figura 4.39. En ambos lados se notan grietas hacia el alma de la trabe de 3 centímetros y también grietas de 1 cm desde el cordón de soldadura hacia el cartabón de la columna. De hecho, los ciclos de carga ocasionaron la fractura parcial del patín de la viga como se nota en la figura 4.39a; sin embargo, ese daño permitió terminar los ciclos del grupo 10.



(a) Fractura parcial del patín



(b) Acercamiento de la grieta

**Figura 4.39. Grietas en la zona de la muesca hacia el alma y hacia la soldadura**

El mecanismo desarrollado está relacionado con una concentración de daño, que según la literatura especializada sería evitable siguiendo en forma estricta las recomendaciones del AWS D1.8 (2016) en el acabado de la muesca. En particular, en el espécimen CPA-02 eran notorio una rugosidad inadecuada que sirvió como punto para la propagación de la grieta. La figura 4.40 muestra ambas muescas para hacer notar las imperfecciones.



(a) Muesca del lado izquierdo



(b) Muesca del lado derecho

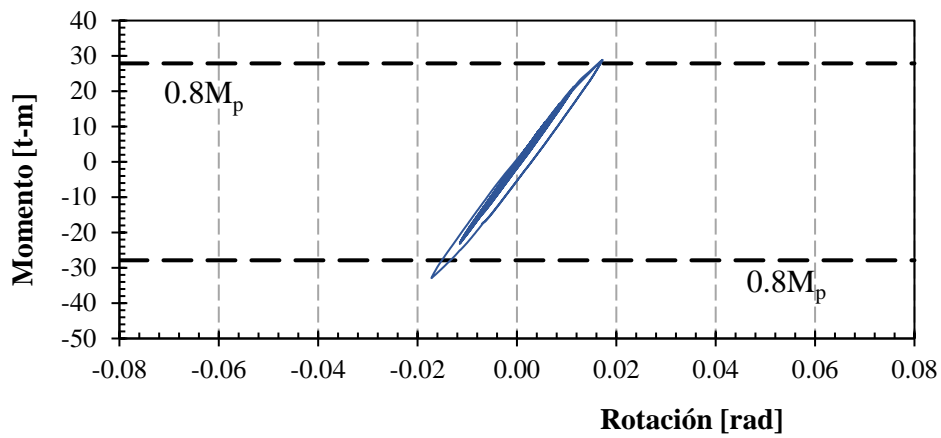
**Figura 4.40. Acercamiento a las muescas previo al ensaye**

De acuerdo a los planos de fabricación, se nota una intención por seguir las recomendaciones del AWS D1.8 (2016); sin embargo, como se aprecia en la figura 4.40 existen varias imperfecciones atribuidas al proceso de fabricación. Esta deficiencia podría explicar parcialmente el comportamiento reportado en la prueba experimental.

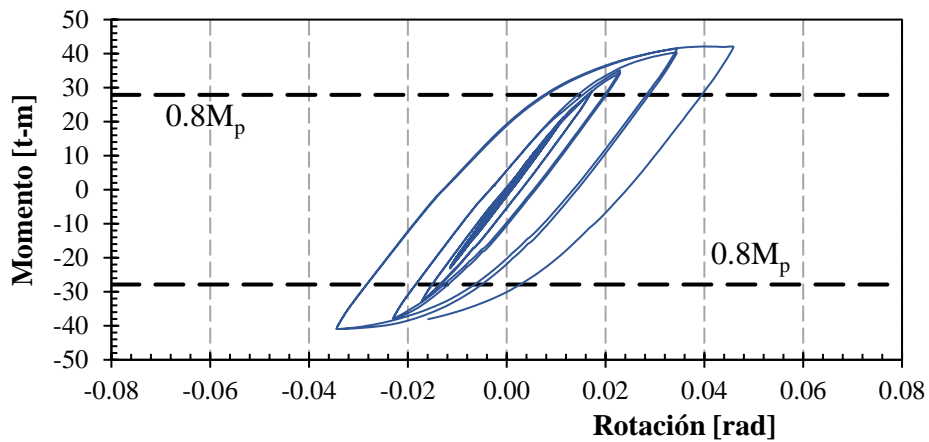
Finalmente, la figura 4.41 muestra la evolución de la curva momento-rotación obtenida en el experimento. Con base en los resultados, la fluencia se reportó analíticamente en el primer ciclo del grupo 6 cuando se estaban aplicando ciclos de 46.9 mm ( $\theta = 0.02$  rad). Con la magnitud de la rotación en ese paso y la rotación máxima reportada, se calcularon las ductilidades desarrolladas hacia ambos lados de la curva momento – rotación como se muestra en la figura 4.41c. De acuerdo a los cálculos, las ductilidades desarrolladas resultaron igual a  $\mu_{41} = 2.66$  y  $\mu_{42} = 3.33$ . Los pormenores de estos cálculos se reportan en la sección conclusiones de este capítulo.

Debido a que la curva es estable en momentos mayores de 0.80 veces el momento plástico y a que las rotaciones desarrolladas son mayores al 0.04 radianes, la conexiones podría usarse para marcos dúctiles de acero. Sin embargo, la ductilidad promedio desarrollada por la conexión igual a  $\mu_{Prom} = 2.99$  es menor a la ductilidad propuesta igual a  $Q = 4.0$  para marcos dúctiles conforme a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-DS, 2020).

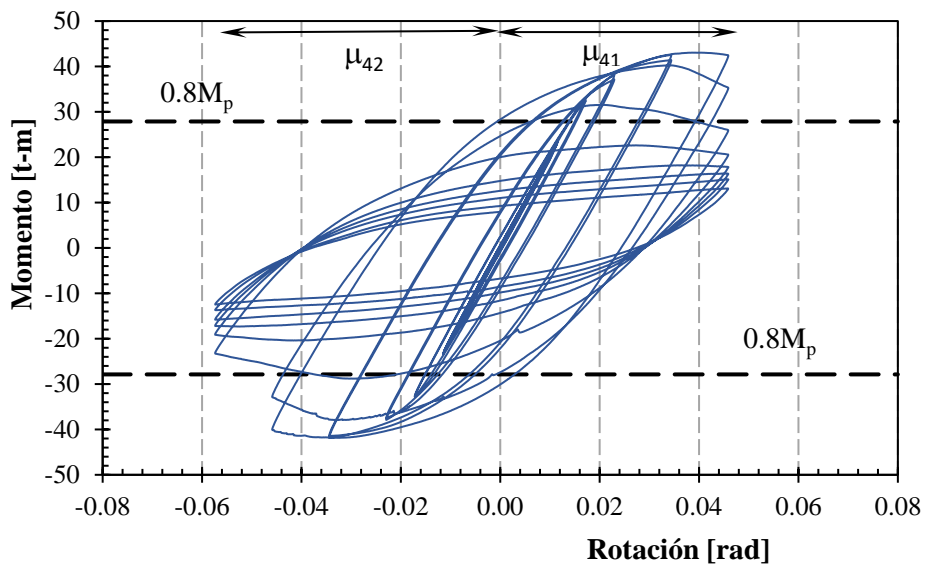
Adicionalmente, en la curva momento-rotación del espécimen CPA-02 mostrada en la figura 4.42 se resalta la curva envolvente (*backbone curve*). La parte final de la curva envolvente en el extremo positivo correspondiente al grupo de desplazamientos 9 ( $\theta = 0.05$  rad, 117.4 mm) y 10 ( $\theta = 0.06$  rad, 140.8 mm) del protocolo de carga, no muestra incremento en la rotación debido a que se alcanzó la capacidad máxima de desplazamiento del cabezal del actuador. Adicionalmente, en la figura 4.42 se identifica el inicio de fluencia, fractura en muesca y fractura en ambas muescas descritos en la historia de desplazamientos de la figura 4.35.



(a) Inicio de la fluencia (grupo 6, deformación 46.9 mm)

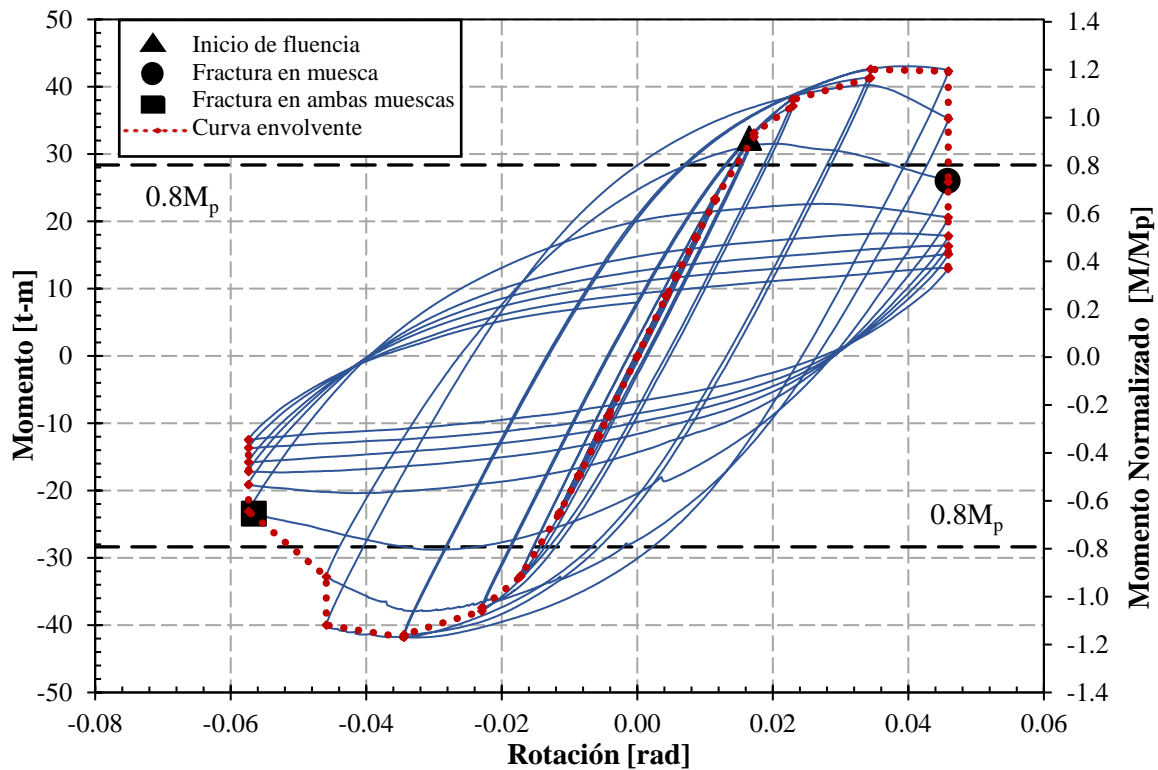


(b) Secuencia de la curva al final del grupo 7 (deformación 70.4 mm)



(c) Curva al final del experimento en el grupo 10 (deformación 140.8 mm)

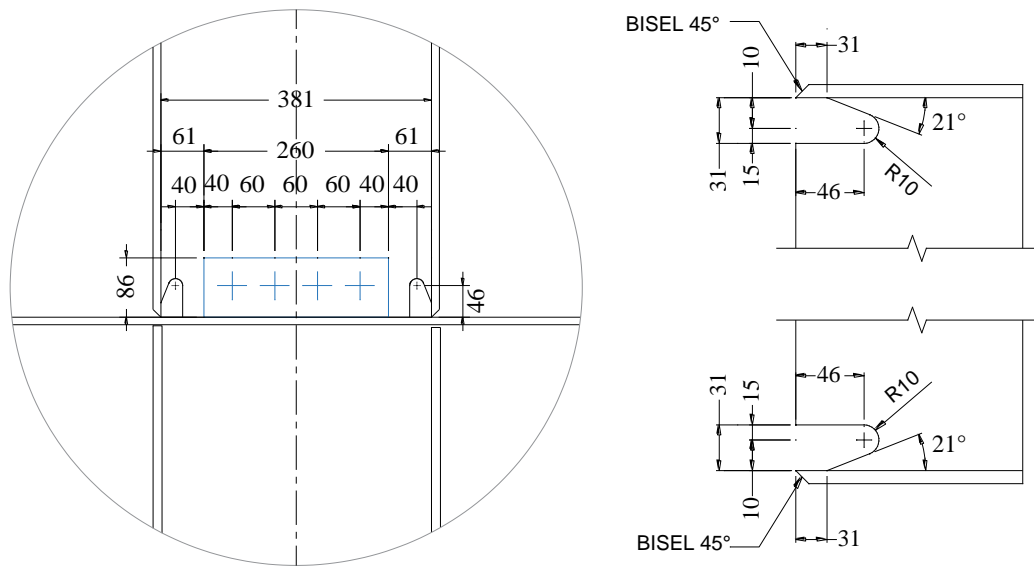
**Figura 4.41. Curva momento contra rotación del espécimen CPA-02**



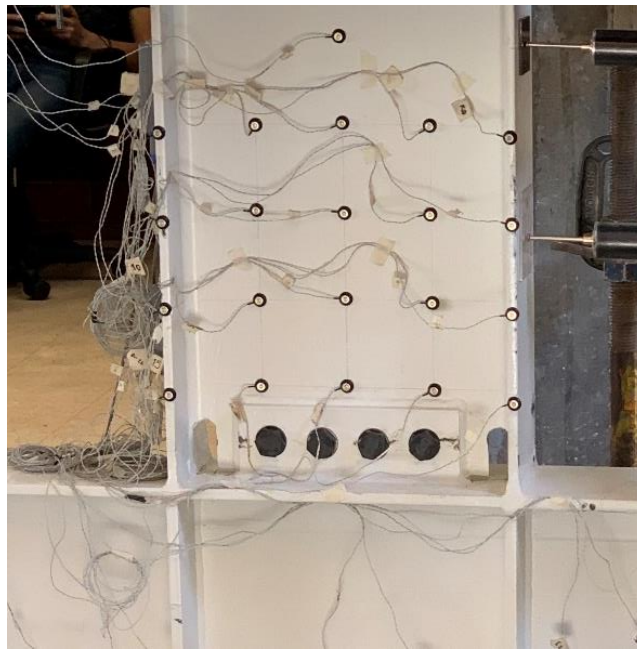
*Figura 4.42. Reporte de daño en la curva momento contra rotación del espécimen CPA-02*

#### 4.6. ENSAYE 5. ESPÉCIMEN CTP1-01

La configuración de este ensaye corresponde a una adaptación de la conexión precalificada que se discute en el manual AISC-358 (2016) del Instituto para la Construcción en Acero de Estados Unidos. Es una conexión trabe a eje mayor de la columna mediante una placa rectangular que usa cuatro tornillos para montaje como se muestra en la figura 4.43. En todos los casos, se usaron soldaduras de penetración completa. En la figura 4.44 es posible notar la posición de los leds para medir las deformaciones de la conexión en la trabe, la columna y la zona del panel.



**Figura 4.43. Detalle de la conexión del espécimen CTP1-01**



**Figura 4.44. Especimen CTP1-01 antes del inicio de la prueba experimental**

La figura 4.45 muestra las maniobras para preparar el espécimen previo a la prueba. Que consistió en el traslado y montaje del espécimen con ayuda de una grúa viajera (figura 4.45a). Después de colocar el espécimen en el espacio indicado se ancló a las placas de apoyo y finalmente se montaron los elementos rigidizantes (figura 4.45b) que evitaron que la trabe sufriera torsión.



(a) Traslado del espécimen



(b) Posición final

**Figura 4.45. Preparación del espécimen CTP1-01**

#### 4.6.1 Evolución del ensayo del espécimen CTP1-01

La figura 4.46 muestra la descripción de la evolución del ensayo del espécimen CTP1-01. El inicio de la fluencia se registró en aparatos en el ciclo 1 del grupo 6 correspondiente a la deformación de 48.9 mm ( $\theta = 0.02$  rad) cuando se estaba aplicando 18.393 toneladas; sin embargo, en esta etapa el espécimen no mostraba daño físico.

En el ciclo 1 del grupo 8 con deformación de 97.9 mm ( $\theta = 0.04$  rad) fue visible en el espécimen deformaciones en la zona de panel ante una carga de 21.653 toneladas. A su vez, en el ciclo 1 del grupo 8 se presentó pandeo local en la zona de la muesca y en el ciclo 2 del mismo grupo se reportó el pandeo en ambos patines.

Finalmente, cuando iniciaba el grupo 9 en el ciclo 1 (deformación de 122.3 mm,  $\theta = 0.05$  rad) se fracturó la soldadura que unía el alma de la trabe al patín de la columna. Este daño ocasionó, casi en el mismo instante, la fractura de uno de los patines. Sin embargo, al concluir la aplicación del ciclo 2 del grupo 9 donde observó pérdida abrupta de resistencia en la trabe y fractura completa del patín, por lo que se concluyó el ensayo.

En contraste con los experimentos anteriores, el espécimen CTP1-01 registró una fractura grave en la placa de unión que obligó a terminar la prueba. En la figura 4.47 se muestra el estado final del espécimen CTP1-01 después del ensayo.



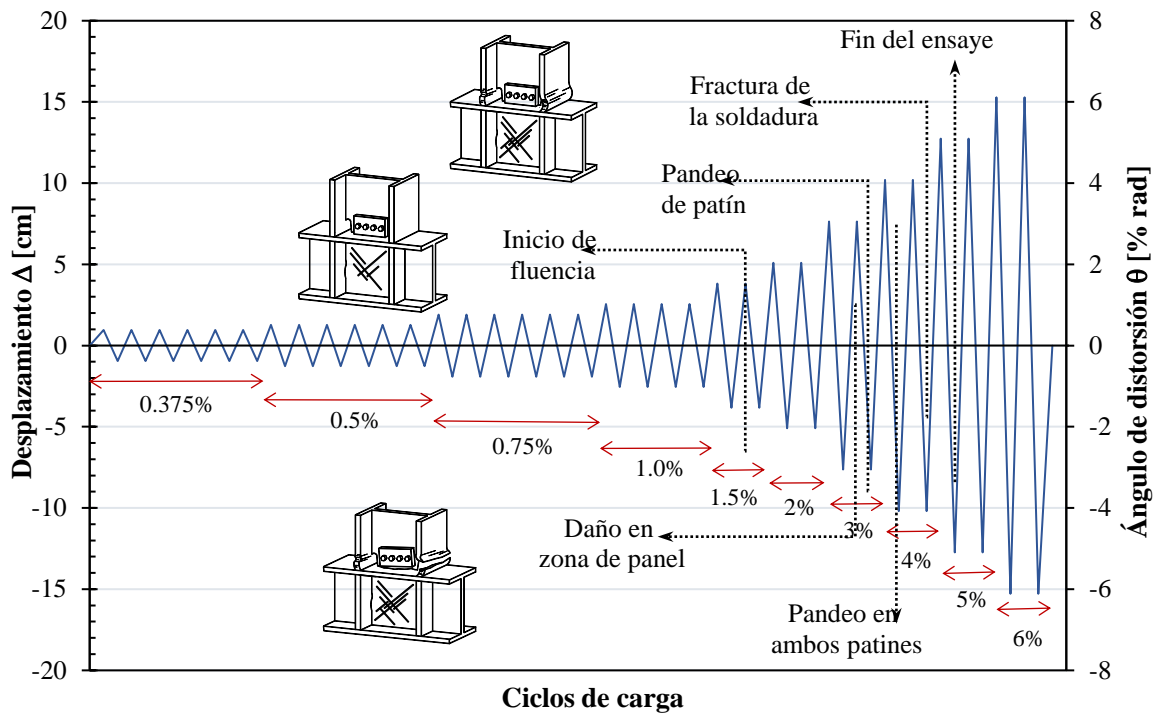


Figura 4.46. Evolución de daño del espécimen CTP1-01



(a) Vista posterior



(b) Vista frontal

Figura 4.47. Especimen CTP1-01 después del ensaye

#### 4.6.2 Evaluación de los resultados del ensayo del espécimen CTP-01

La figura 4.48 muestra la fractura de la soldadura corrida que unía el alma de la trabe con el patín de trabe. Tan pronto se fracturó la soldadura, se debió formar un mecanismo que ocasionó la fractura del patín en tensión que tuvo como inicio de la fractura la zona de la muesca.



*Figura 4.48. Vista lateral de la fractura de la soldadura*

En esta instancia, es valioso hacer notar que la muesca no se ajustaba perfectamente a la recomendación del AWS 1.8D, sino que tenía imperfecciones geométricas e incluso una rugosidad inadecuada. La figura 4.49 muestra el daño por la fractura del patín.



*Figura 4.49. Vista de la fractura del patín*

Adicionalmente, se hace notar que desde el grupo 9 se identificaron deformaciones en la zona del panel, lo que implica daño en la columna como se muestra en la figura 4.50. El daño se caracterizó por líneas en diagonal señaladas por el desprendimiento de la pintura por la formación de paneles de tensión diagonal.



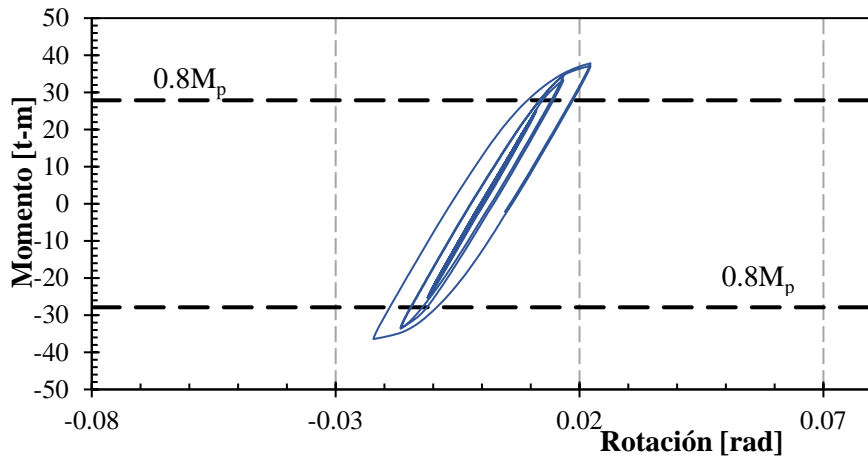
**Figura 4.50. Vista de la deformación en la zona del panel**

La figura 4.51 muestra la evolución de las curvas momento-rotación del espécimen. El ensayo se detuvo después de la fractura de la soldadura en el alma de la trabe al patín de la columna y la consiguiente fractura del patín de la trabe en la zona de la muesca.

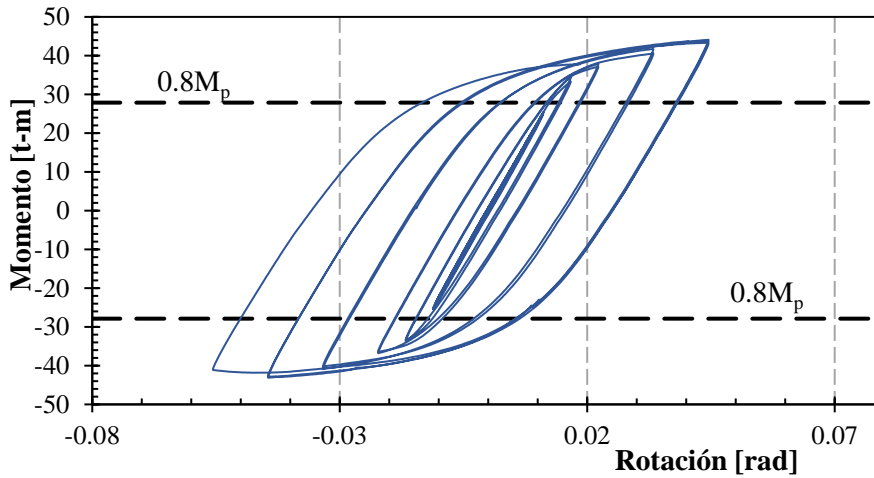
En la figura 4.51c se nota la degradación de la rigidez y resistencia por la fractura de la soldadura hacia el final de la prueba. Pese al escenario de falla frágil, la conexión soporta ciclos con magnitudes mayores a 0.80 veces el momento plástico asociado a rotaciones mayores a 0.04 radianes, por lo que podría ser usada para conexiones de marcos de ductilidad alta conforme a la recomendación del AISC-341 (2016). Se calculó la ductilidad que desarrolló la conexión, que resultó ser igual a  $\mu_{51}= 2.74$  y  $\mu_{52}= 3.31$ . Sin embargo, la ductilidad promedio desarrollada por la conexión igual a  $\mu_{Prom}= 3.05$  es menor a la ductilidad propuesta igual a  $Q= 4.0$  para marcos dúctiles conforme a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-DS, 2020).

Adicionalmente, en la curva momento-rotación del espécimen CTP1-01 mostrada en la figura 4.52 se resalta la curva envolvente (*backbone curve*). La parte final de la curva envolvente en ambos extremos correspondiente al grupo de desplazamientos 8 ( $\theta = 0.04$  rad, 97.9 mm) y 9 ( $\theta = 0.05$  rad, 122.3 mm) del protocolo de carga, no muestra incremento en la rotación debido a que se alcanzó la capacidad máxima de desplazamiento del cabezal del actuador. Adicionalmente, en la figura 4.52 se identifica el inicio de fluencia,

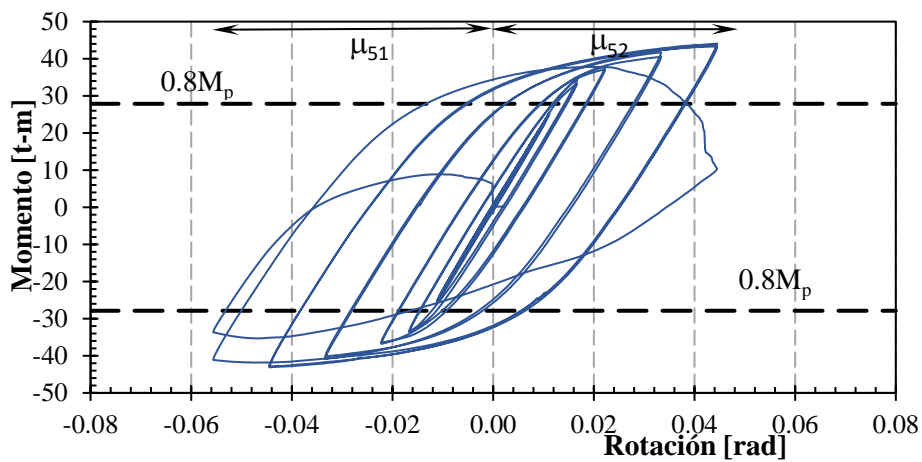
fractura en muesca y fractura en ambas muescas descritos en la historia de desplazamientos de la figura 4.46.



(a) Inicio de la fluencia (grupo 6, deformación 48.9 mm)



(b) Secuencia de la curva al final del grupo 7 (deformación 73.4 mm)



(c) Curva al final del experimento en el grupo 9 (deformación 122.3 mm)

**Figura 4.51. Curva momento contra rotación del espécimen CTP-01**

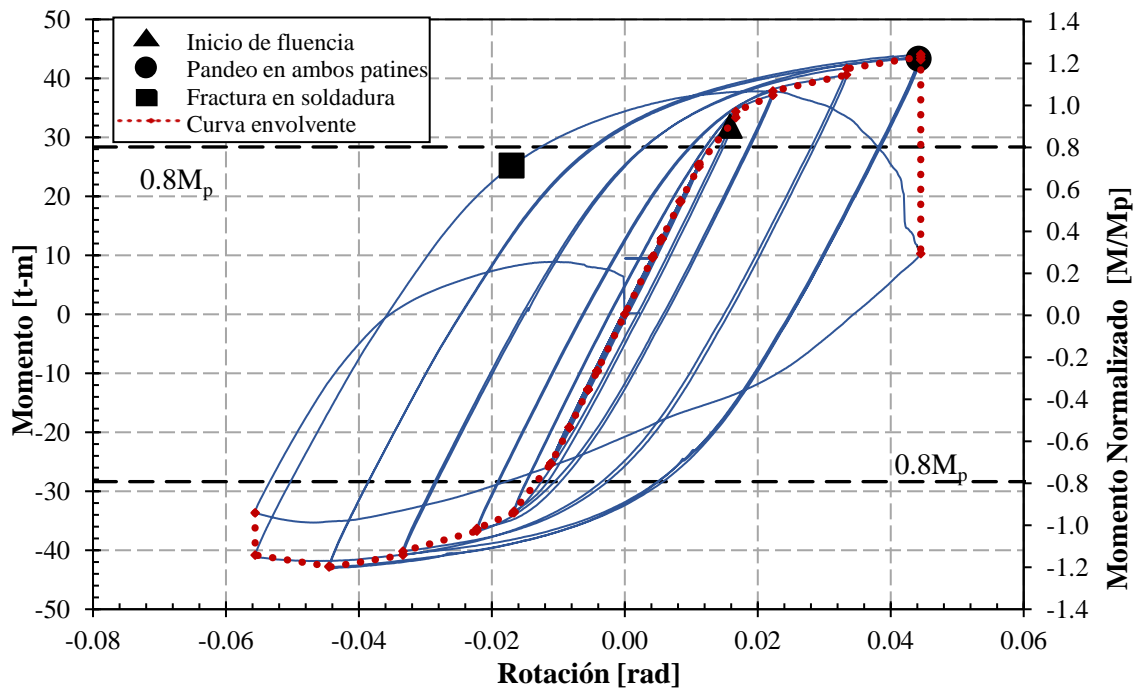


Figura 4.52. Reporte de daño en la curva momento contra rotación del espécimen CTP1-01

#### 4.7. ENSAYE 6. ESPÉCIMEN CTP1-02

El espécimen 6 es una conexión de trabe a eje mayor de columna I. Esta conexión tiene una configuración idéntica a la empleada en el espécimen 5 (figura 4.43). La configuración del espécimen CTP1-02 se muestra en la figura 4.53.



(a) Vista general del espécimen



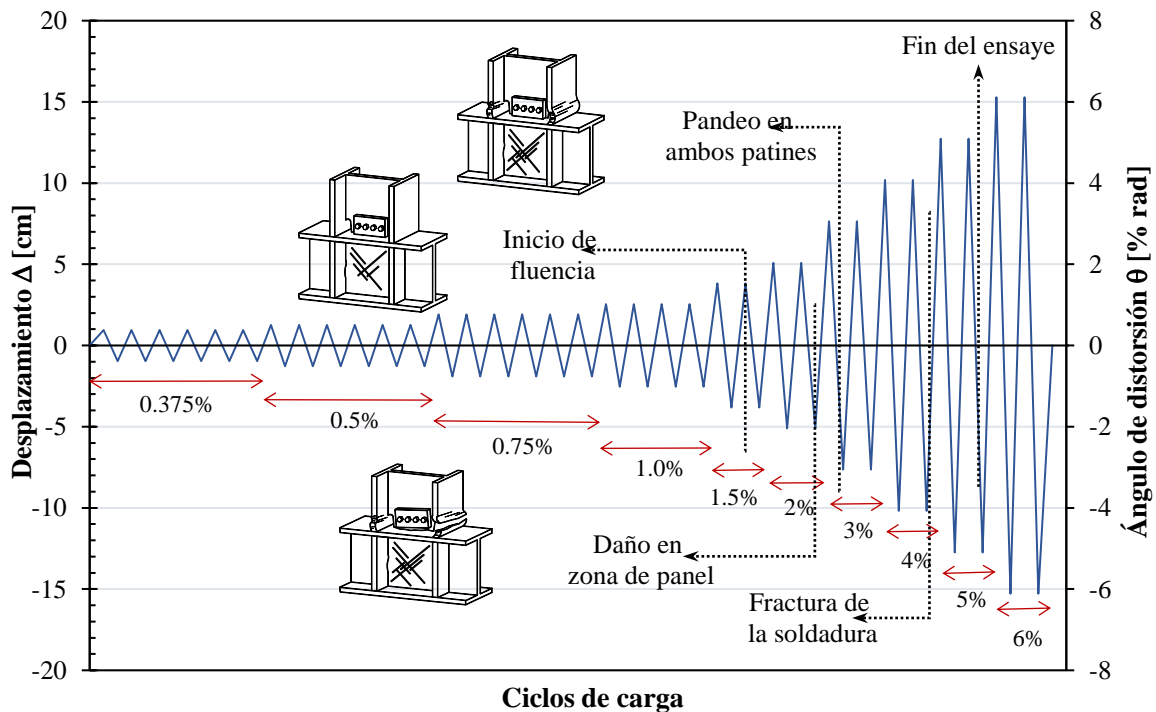
(b) Detalle de la conexión

Figura 4.53. Configuración de la conexión CTP1-02

#### 4.7.1. Evolución del ensaye del espécimen CTP1-02

En la figura 4.54 se muestra el protocolo de carga aplicado y la evolución del ensaye. El inicio de la fluencia se registró en aparatos en el ciclo 1 del grupo 6 correspondiente al desplazamiento de 48.9 mm ( $\theta = 0.02$  rad) cuando se aplicaba carga de 18.194 toneladas; sin embargo, en esta etapa el espécimen no mostraba daño físico.

En el ciclo 1 del grupo 7 con deformación de 73.4 mm ( $\theta = 0.03$  rad) fue visible en el espécimen deformaciones en la zona de panel ante una carga de 20.143 toneladas. En el ciclo 2 del grupo 7 se presentó pandeo local en la zona de la muesca y se reportó el pandeo en ambos patines. Cuando iniciaba el grupo 9 en el ciclo 1 se fracturó la soldadura que unía el alma de la trabe con el patín de la columna (figura 4.55). Este daño ocasionó, casi en el mismo instante, la fractura de uno de los patines. Sin embargo, se pudo continuar la prueba hasta el ciclo 2 del grupo 10 donde se observó la fractura completa del patín y pérdida abrupta de resistencia en la viga, por lo que se suspendió el ensaye.



**Figura 4.54. Evolución de daño del espécimen CTP1-02**

En contraste con los experimentos anteriores, el espécimen CTP1-02 no alcanzó a completar los ciclos del grupo 10, sino que registró una fractura grave que obligó a terminar la prueba. En la figura 4.55 se muestra el estado final del espécimen CTP1-02 después del ensaye. La conexión mostró un comportamiento dúctil con incursiones inelásticas estables. Sin embargo, se notó una concentración de daño en la zona de las muescas dominada por el pandeo de los patines. En este ensaye fue posible aplicar todos los ciclos de carga propuesto en el manual AISC-341 (2016).



(a) Vista posterior

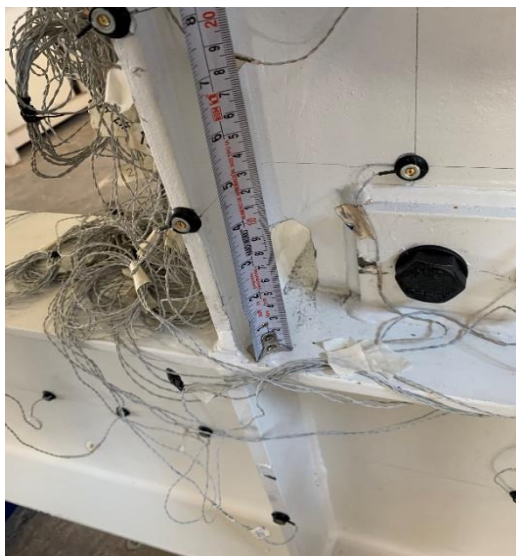


(b) Vista frontal

**Figura 4.55. Especimen CTP1-02 después del ensaye**

#### 4.7.2. Evaluación de los resultados del ensaye del espécimen CTP-02

La figura 4.56 muestra el daño que desarrolló la conexión en la zona de la muesca debido a imperfecciones en la rugosidad y a imprecisiones entre los croquis de fabricación que se ajustaban a la recomendación de la AWS D1.8 (2016) sobre soldaduras en zonas sísmicas y la fabricación final.



(a) Detalles de la conexión

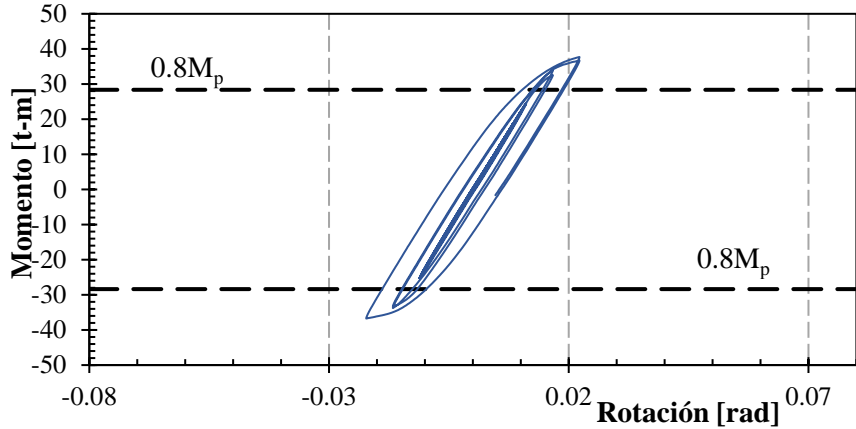


(b) Concentración de daño

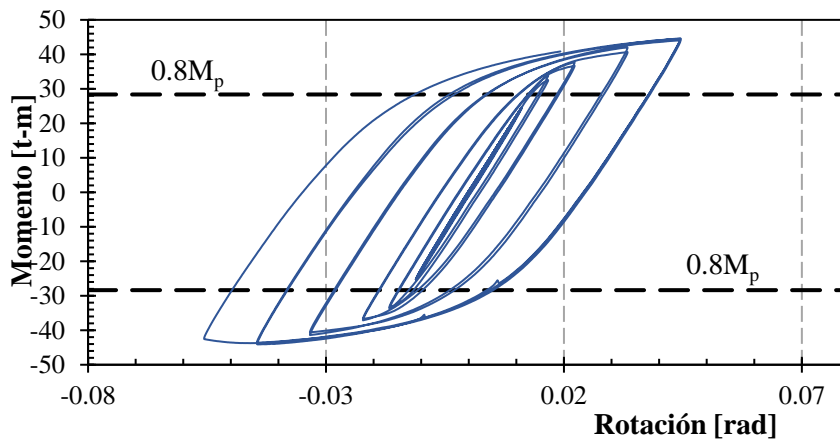
**Figura 4.56. Vista de la conexión después del experimento**

La figura 4.57 muestra el diagrama momento-rotación que se obtuvo en la prueba experimental para hacer notar que la conexión pudo sostener un momento que resultó ser mayor a 0.80 veces el momento plástico y una rotación mayor a 0.04 radianes por lo que podría ser usada para conexiones de marcos de

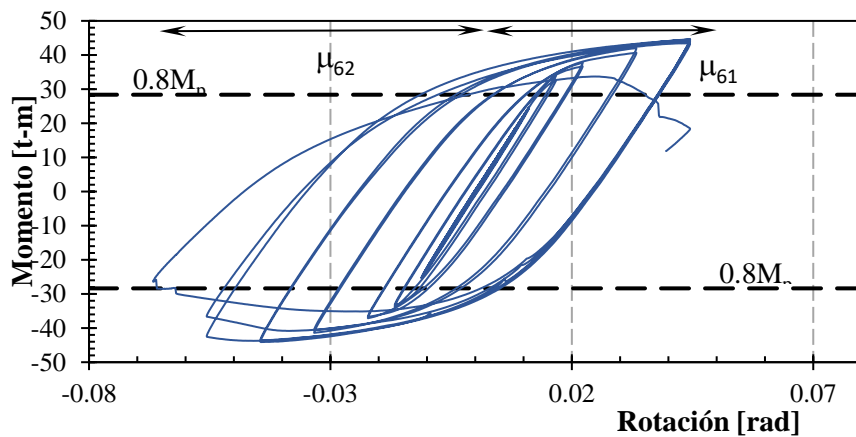
ductilidad alta conforme a la recomendación del AISC-341 (2016). Se calculó la ductilidad que desarrolló la conexión, que resultó ser igual a  $\mu_{61}= 2.74$  y  $\mu_{62}= 3.31$ . Sin embargo, la ductilidad promedio desarrollada por la conexión igual a  $\mu_{Prom}= 3.03$  es menor a la ductilidad propuesta igual a  $Q= 4.0$  para marcos dúctiles conforme a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-DS, 2020).



(a) Inicio de la fluencia (grupo 6, deformación 48.9 mm)



(b) Secuencia de la curva al final del grupo 7 (deformación 76.44 mm)

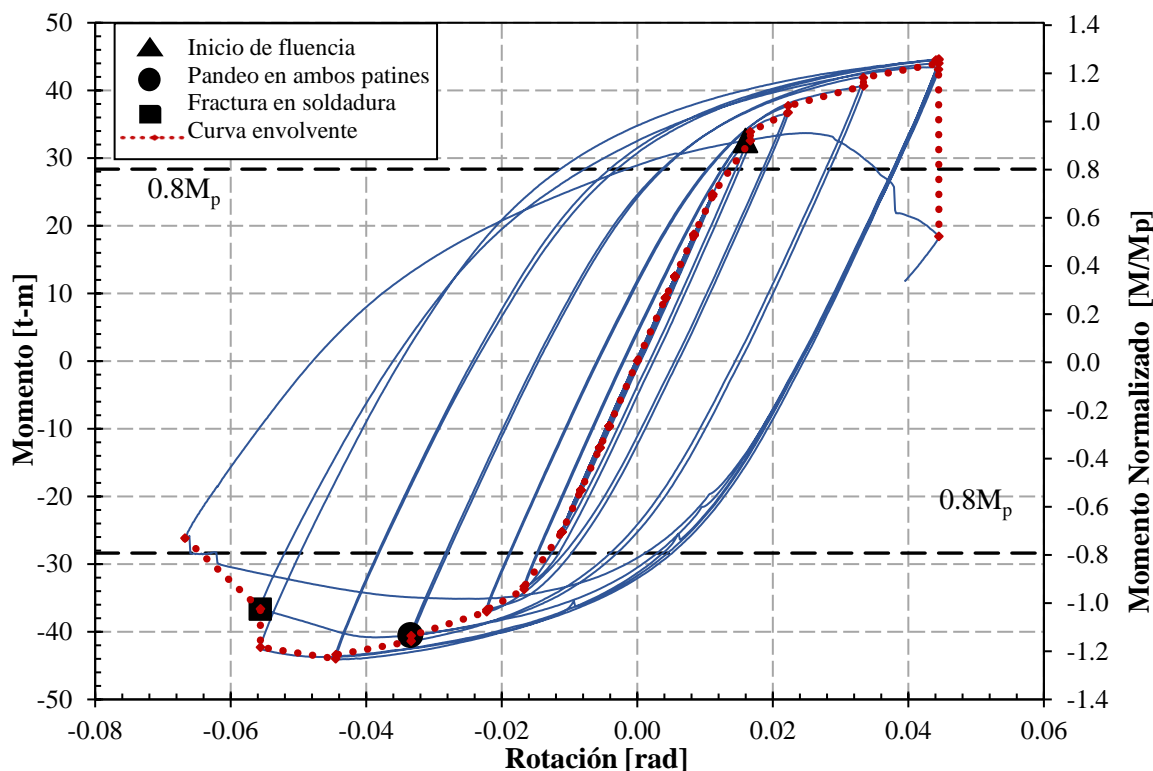


(c) Curva al final del experimento en el grupo 10 (deformación 146.8 mm)

**Figura 4.57. Curva momento contra rotación del espécimen CTP-02**



Adicionalmente, en la curva momento-rotación del espécimen CTP1-02 mostrada en la figura 4.58 se resalta la curva envolvente (*backbone curve*). La parte final de la curva envolvente en ambos extremos correspondiente al grupo de desplazamientos 9 ( $\theta = 0.05$  rad, 122.3 mm) y 10 ( $\theta = 0.06$  rad, 146.8 mm) del protocolo de carga, no muestra incremento en la rotación debido a que se alcanzó la capacidad máxima de desplazamiento del cabezal del actuador. Adicionalmente, en la figura 4.58 se identifica el inicio de fluencia, fractura en muesca y fractura en ambas muescas descritos en la historia de desplazamientos de la figura 4.54.

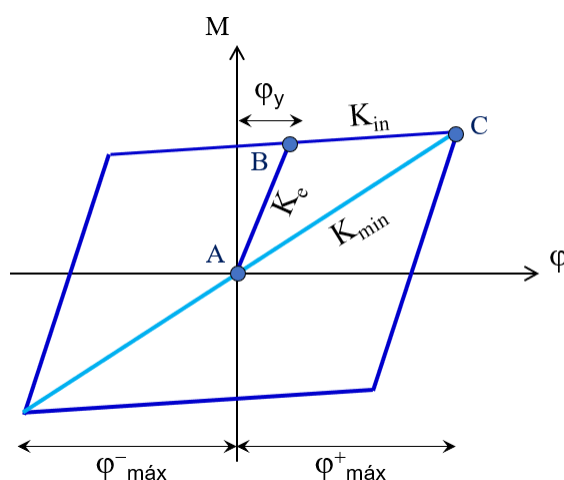


**Figura 4.58. Reporte de daño en la curva momento contra rotación del espécimen CTP1-02**

#### 4.8. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Después de concluidas las pruebas experimentales se procesó la información obtenida de la instrumentación descrita en el Capítulo 3. Se obtuvieron las características convenientes de cada espécimen que se discuten a continuación.

En ese sentido, se determinó la capacidad dúctil en ambas direcciones para estimar la conveniencia de las conexiones con marcos dúctiles de acero. La figura 4.59 muestra la definición de los parámetros que se discuten en esta sección. Donde,  $\varphi_y$  es la rotación asociada a la fluencia reportada en la prueba experimental;  $\varphi_{m\acute{a}x}$  es la rotación máxima (positiva o negativa) asociada a medio ciclo de histéresis de la carga máxima;  $K_e$  es la rigidez elástica (pendiente A-B);  $K_{in}$  es la rigidez inelástica (pendiente B-C) y  $K_{min}$  es la rigidez secante mínima inelástica (pendiente A-C) reportada en el último medio ciclo estable de la prueba experimental.



**Figura 4.59. Definición de parámetros**

Conforme a la tabla 4.2.2 de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo (NTC-DS, 2020), los marcos dúctiles pueden ser diseñados para un factor de comportamiento sísmico de hasta  $Q=4$ ; por lo que se esperaría que las conexiones tuvieran una capacidad igual o mayor. Los cálculos para la determinación de la ductilidad de cada espécimen se muestran en la tabla 4.1.

**Tabla 4.1. Determinación de la ductilidad desarrollada en los ensayos**

Espécimen	$\theta_{y1}$	$\theta_{u1}$	$\mu_1$	$\theta_{y2}$	$\theta_{u2}$	$\mu_2$	$\mu_{prom}$
CTA-01	0.01721	0.04591	2.667	0.01721	0.06878	3.996	3.332
CTA-02	0.01718	0.04504	2.621	0.01717	0.05734	3.340	2.981
CPA-01	0.01720	0.04513	2.624	0.01721	0.05737	3.335	2.979
CPA-02	0.01721	0.04584	2.664	0.01721	0.05736	3.334	2.999
CTP1-01	0.01622	0.04441	2.739	0.01656	0.05563	3.359	3.049
CTP1-02	0.01621	0.04450	2.745	0.01670	0.05526	3.309	3.027

Adicionalmente, en la tabla 4.2 se muestra el cálculo de la rigidez elástica ( $K_e$ ), rigidez inelástica ( $K_{in}$ ) y rigidez secante mínima inelástica ( $K_{min}$ ) para cada espécimen conforme a la figura 4.48.

**Tabla 4. 2. Respuesta inelástica de los especímenes ensayados**

Espécimen	$K_{e1}$	$K_{min1}$	$K_{min1}/K_{e1}$	$K_{in1}$	$K_{in1}/K_{e1}$
CTA-01	1,676.51	908.96	0.54217	447.12	0.26670
CTA-02	1,885.44	1,204.38	0.63878	526.60	0.27930
CPA-01	1,919.13	1,201.23	0.62592	496.27	0.25859
CPA-02	1,921.68	1,238.97	0.64473	557.65	0.29019
CTP1-01	2,030.72	992.96	0.48897	395.96	0.19499
CTP1-02	1,999.86	1,002.07	0.50107	428.35	0.21419

**Tabla 4.2. Respuesta inelástica de los especímenes ensayados (continuación)**

Espécimen	$K_{e2}$	$K_{min2}$	$K_{min2}/K_{e2}$	$K_{in2}$	$K_{in2}/K_{e2}$
CTA-01	1,916.75	1,206.00	0.62919	473.78	0.24718
CTA-02	1,908.44	1,187.62	0.62230	457.92	0.23994
CPA-01	1,924.50	1,232.79	0.64058	535.53	0.27827
CPA-02	1,900.08	1,222.49	0.64339	535.92	0.28205
CTP1-01	2,001.00	970.72	0.48512	352.38	0.17610
CTP1-02	2,021.49	985.03	0.48728	359.51	0.17784

La degradación de la rigidez elástica en el medio ciclo previo a la falla de las conexiones en todos los casos resultó ser cercano al 60 por ciento ( $K_{min}/K_e \approx 0.60$ ). Esto se debe relacionar con la estabilidad de la incursión inelástica, pese a la inesperada concentración de daño en los patines. En cuanto a la pendiente inelástica, en modelos de articulaciones concentradas en vigas y columnas se permite modificar la pendiente B-C en un 3 por ciento de la pendiente elástica conforme a las NTC-DCEA 2020 (Apéndice F) para considerar los efectos del endurecimiento por deformación. Con base en los resultados, la rigidez  $K_{in}$  reportada en los experimentos podría ser incluso superior al 20 por ciento de la rigidez elástica  $K_e$ , lo que subraya la estabilidad de la incursión inelástica.

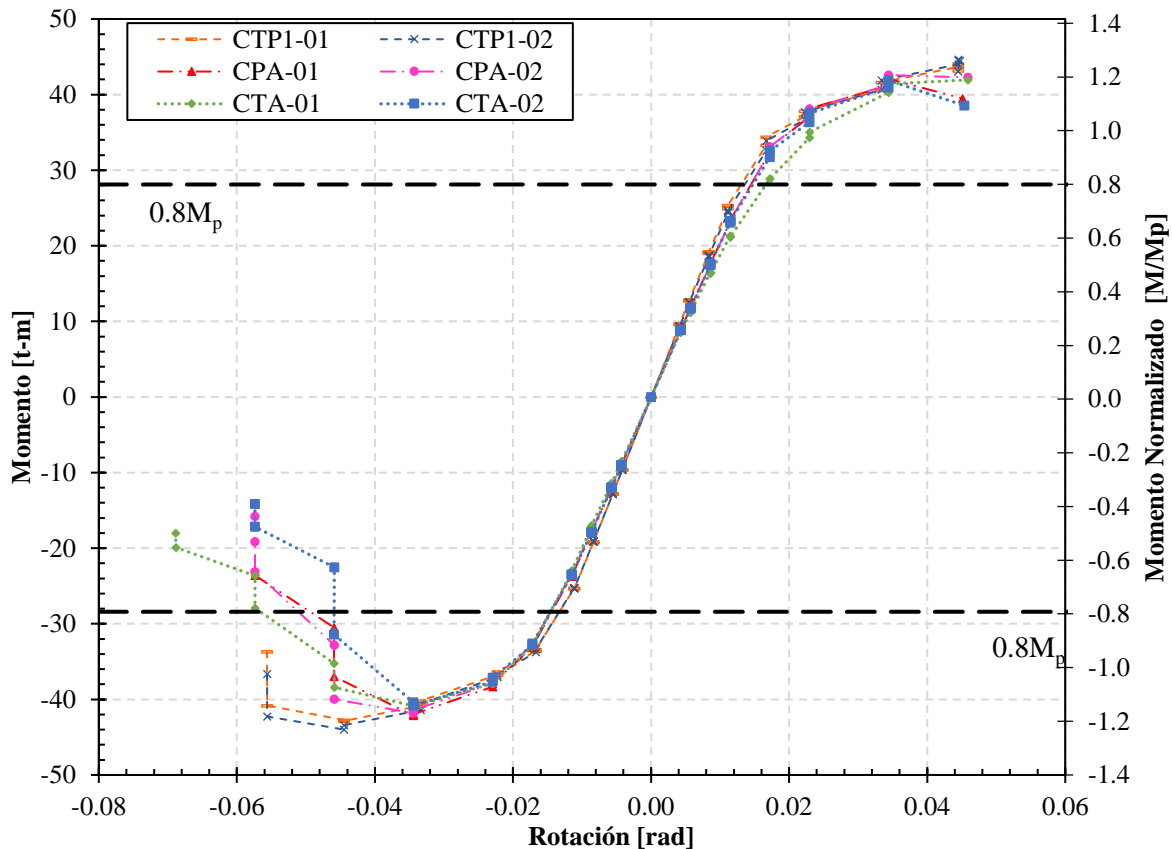
Como se puede observar en la tabla 4.1, el mecanismo asociado a la demanda de ductilidad está asociado a la formación de articulación plástica en las trabes; de manera que, siguiendo un diseño por capacidad, las columnas y las conexiones deberían diseñarse con la máxima capacidad que puede desarrollar la trabe en ese mecanismo. Sin embargo, los resultados asocian la evolución de la falla con una concentración de esfuerzos en la conexión que limita las ductilidades a las que se muestran en la tabla 4.1. Esto es, pese a que en el proceso de diseño se siga estrictamente la filosofía del diseño por capacidad en el diseño de los marcos de acero (Sec. 12.2.1, NTC-DCEA-17), la respuesta de las conexiones ensayadas limitaría la capacidad dúctil a magnitudes menores a  $\phi_{max}/\phi_y = \mu < 4.0$ .

En los ensayos se notó una concentración de daño que no favorece la respuesta dúctil de las conexiones de estas pruebas experimentales. El daño se centró en la zona de la muesca predominada por pandeo de los patines y grietas en el alma propagadas a partir de las imperfecciones de los cortes para hacer la muesca. En todos los casos y conforme a los planos de fabricación, se nota una intención por seguir la recomendación del AWS D1.8 (2016) sobre procesos de soldadura para zonas sísmicas. Sin embargo, el proceso de fabricación alejaba el producto final, por lo que las imprecisiones afectaban el desempeño de la conexión.

Pese a lo anterior, la respuesta de las configuraciones ensayadas siguió siendo dúctil y conforme a la recomendación del AISC-341 (2016), FEMA-350 (2000a) y NTC-DCEA (2020), las conexiones consideradas en esta investigación pueden considerarse para marcos dúctiles. Esto se recomienda dado que soportan en forma estable momentos mayores a 0.80 veces el momento plástico y a que la rotación supera 0.04 radianes.

Adicionalmente, se obtuvo la curva envolvente (*backbone curve*) de cada espécimen, la figura 4.60 muestra dichas curvas con relación momento-curvatura.

Como se observa en la figura 4.60 todos los especímenes no presentan segmento descendente abrupto correspondiente a los grupos 6, 7 y 8 (distorsión 0.03, 0.04 y 0.05 rad, respectivamente) del protocolo de desplazamientos aplicado, lo que indica la buena capacidad de carga a pesar de presentar pandeo local en sus elementos. Sin embargo, en el mayor de los casos al aplicarse el grupo 9 (distorsión 0.06 rad) los especímenes presentan segmento descendente brusco en la curva esquelética debido a la pérdida abrupta de resistencia, interpretada como la disminución repentina de la capacidad de carga por parte de la conexión después de alcanzar su punto máximo. Los especímenes CTA y CPA sufrieron fractura en ambas muescas provocando falla frágil en los patines de la viga, mientras que, los especímenes CTP presentaron fractura en la soldadura de la placa de conexión entre el alma de la trabe y el patín de la columna que ocasionó la falla frágil en los patines de la viga.



**Figura 4.60. Curvas envolventes (*backbone curve*) de los especímenes**

La resistencia y ductilidad de los marcos resistentes a momento depende principalmente de la adecuación de la unión viga-columna y de su conexión. Investigaciones experimentales previas (Popov y Tsai 1989) detectaron algunos deslizamientos con relación entre el alma de la viga y la placa de cortante durante la aplicación de carga cíclica severa. Este deslizamiento es causado por el momento en la viga combinado con la fuerza cortante transmitida a través del alma y puede contribuir a la falla del patín de la conexión.

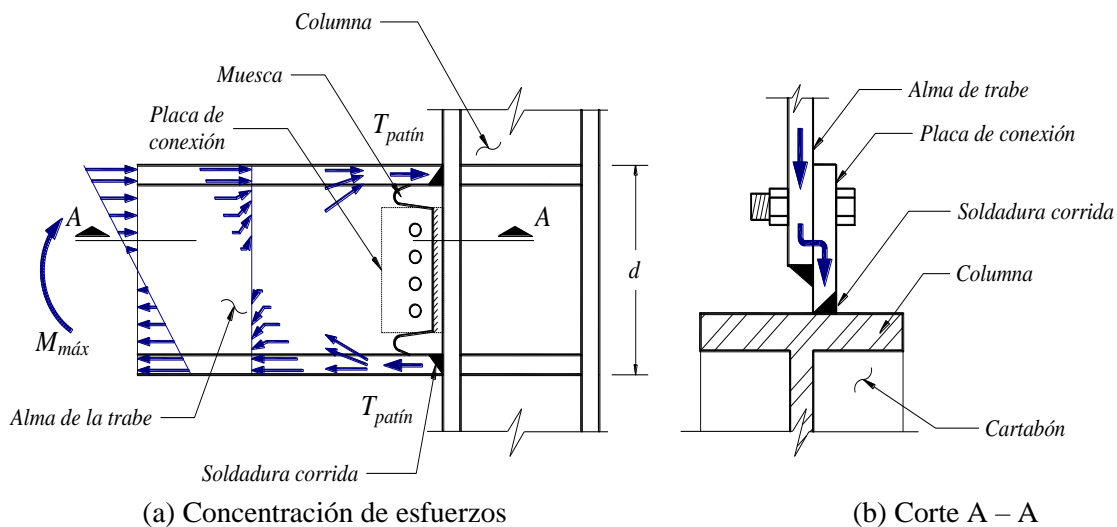
En una conexión típica, la falla es controlada por los requisitos de detallado de la soldadura en la unión de los patines de la trabe a la columna, la soldadura de la unión del alma de la trabe a la columna y, la forma y acabado de las muescas. Pruebas experimentales demostraron que el momento en la viga cerca de la conexión es transmitido principalmente a través de los patines de la viga. Con base en los resultados, independientemente de que la conexión de la trabe se analizará al eje mayor o al eje menor de la columna, la concentración del daño estuvo liderada por los esfuerzos en el patín de la trabe a compresión.

Los actuales códigos de diseño (NTC-DCEA, 2020 y AISC-360, 2016) proporcionan criterios para obtener la fuerza máxima que puede resistir el patín de una sección por efectos del momento aplicado en la trabe, se toma como  $T_{patin} = 1.8A_f F_y$ ; donde  $A_f$  es el área transversal del patín y  $F_y$  el esfuerzo de fluencia del material. En esa determinación se considera que:

- i) El endurecimiento por deformación incrementará la resistencia nominal del momento plástico en un 30 por ciento.
- ii) La placa que une el alma de la trabe es inefectiva en transferir el momento flexionante a la columna.
- iii) El módulo de sección plástico de los patines  $Z_p$  es aproximadamente el 70 por ciento del módulo de la sección plástico  $Z$  de la sección completa.

Entonces, si sólo los patines son efectivos para transferir el momento flexionante de la trabe a la columna (figura 4.61a), el máximo momento que podrían desarrollar los patines de la viga,  $M_{patin}$ , se determina con la carga de los patines y el peralte de trabe,  $d$ , como se discute en la ecuación 4.1.

$$T_{patin} = \frac{M_{patin}}{d} = \frac{1.30(Z_p/0.70)F_y}{d} = \frac{1.80 A_p d F_y}{d} = 1.8 A_p F_y \quad (4.1)$$



**Figura 4.61. Distribución de esfuerzos típica en la conexión**

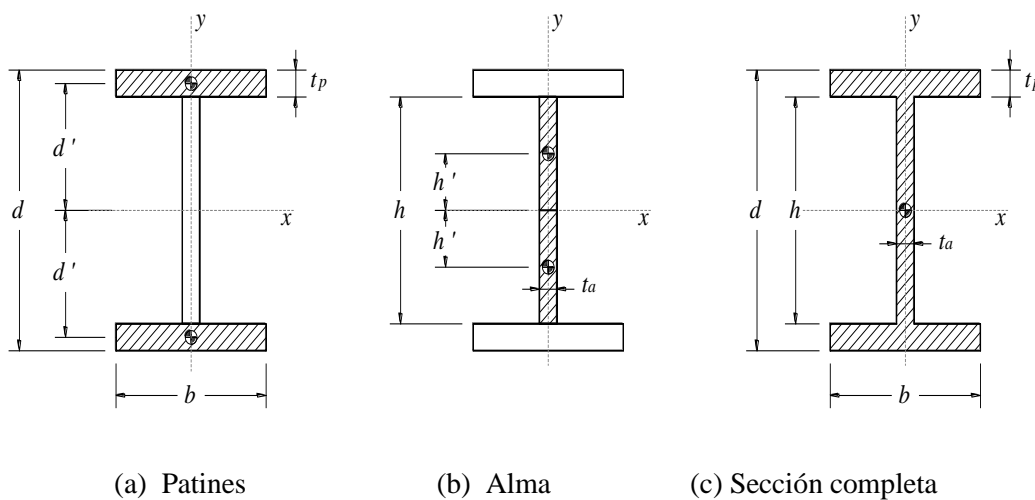
Esa evolución del daño se debe a que la conexión del alma de la trabe al patín (o cartabón) de la columna mediante una placa no es una transferencia directa de los esfuerzos por flexión soportados en el alma de la trabe. Los esfuerzos en el alma de la trabe se deben redireccionar hacia el patín para conseguir una transferencia hacia la columna (figura 4.61a), puesto que el alma de la trabe no es efectiva para transferir los esfuerzos. De hecho, la placa de conexión vista en corte obligaría a un cambio de eje de los esfuerzos como se muestra en la figura 4.61b.

Por lo anterior, la capacidad a momento de las conexiones ensayadas es sólo una proporción del momento plástico esperado  $M_{pe}$  (ecuación 4.2). Esto justifica el hecho de que la falla en los experimentos ocurra sin el desarrollo de una articulación plástica en la trabe, puesto que el momento plástico esperado  $M_{pe}$  que ocasiona la articulación plástica en la trabe es mayor que el momento que logra desarrollar el patín plástico esperado  $M_{patin} = T_{patin} d$  (figura 4.61a).

$$\frac{T_{pe}}{T_{patin}} = \frac{M_{pe}/d}{M_{patin}/d} = \frac{1.30 Z F_y}{1.30 (Z_p/0.70) F_y} = \frac{Z}{Z_p/0.70} \quad (4.2)$$

Para secciones de trabe que tienen módulos de sección plásticos relativamente grandes, el deslizamiento es más vulnerable en la conexión y puede causar falla prematura en el patín de la trabe. Para trabes que tienen una capacidad de momento en los patines menor al 70% de la capacidad total de momento plástico de la trabe se recomienda colocar soldadura entre el alma de trabe y la placa de cortante para desarrollar el 20% de la capacidad de momento plástico en el alma. La soldadura adicional colocada en el alma funciona para prevenir el deslizamiento de los tornillos y de este modo desarrollar la capacidad completa del momento en el alma.

Es conveniente determinar si la conexión es vulnerable, a través de la relación de módulos de sección plástico del patín de la trabe y la trabe completa. Para calcular los módulos de sección plásticos de un perfil I se puede auxiliar de la figura 4.62.



**Figura 4.62. Cálculo del módulo de sección plástico de una sección I**

El módulo de sección plástico de los patines se puede determinar con la figura 4.62a, por lo tanto:

$$Z_p = 2(A_p d') = 2(b t_p d') \quad (4.3)$$

Donde,  $b$  es el ancho del patín,  $t_p$  el espesor del patín y  $d'$  es la distancia del centroide de la trabe al centroide de uno de los patines. Es decir,

$$d' = \frac{d}{2} - \frac{t_p}{2} = \frac{1}{2}(d - t_p)$$

Por lo tanto, simplificando la ecua. 4.3 el módulo de sección plástico de los patines es:

$$\begin{aligned} Z_p &= 2(b t_p d') = 2 b t_p \left[ \frac{1}{2}(d - t_p) \right] = b t_p (d - t_p) \\ Z_p &= b t_p (d - t_p) \end{aligned} \quad (4.4)$$

Para el módulo de sección plástico de la sección completa, generalmente, el fabricante proporciona tablas con las propiedades geométricas de cada sección de manera más precisa. Sin embargo, en caso de no contar esa información se puede determinar de manera aproximada el módulo de sección plástico, para ello, es necesario calcular el módulo de sección plástico del alma (figura 4.62b). El alma de la viga se visualiza como dos rectángulos divididos por el eje  $x$ .

$$Z_a = 2 A'_a h' = 2(t_a) \left( \frac{h}{2} \right) h' \quad (4.5)$$

Donde,  $A'_a$  es la mitad del área del alma,  $t_a$  el espesor del alma y  $h'$  es la distancia del centroide de la trabe al centroide de uno de los rectángulos del alma. Es decir,

$$h' = \frac{h}{4}$$

Por lo tanto, simplificando la ecua. 4.5, el módulo de sección plástica del alma se obtiene con la expresión:

$$\begin{aligned} Z_a &= 2(t_a) \left( \frac{h}{2} \right) h' = t_a h \left( \frac{h}{4} \right) \\ Z_a &= \frac{1}{4} t_a h^2 \end{aligned} \quad (4.6)$$

El módulo de sección plástico de la trabe (figura 4.62c),  $Z_x$ , se puede determinar sumando las expresiones 4.4 y 4.6.

$$Z_x = Z_p + Z_a$$

Es decir,

$$Z_x = b t_p (d - t_p) + \frac{1}{4} t_a h^2 \quad (4.7)$$

La relación,  $r_p$ , de la capacidad de momento plástico en el patín de la trabe a la capacidad de momento plástico de la trabe se puede calcular de la siguiente manera:

$$r_p = \frac{Z_p}{Z} = \frac{b t_p (d - t_p)}{Z} \quad (4.8)$$

Valores de  $r_p$  relativamente pequeños implican que las almas en relación con los patines son grandes y que se requiere soldadura adicional en la placa de cortante del alma. Pruebas experimentales realizadas por Popov y Tsai (1989) recomienda que se coloque soldadura complementaria, entre el alma de la trabe y la placa de cortante para secciones que tienen relaciones de módulos de sección plástica,  $Z_p/Z$ , menor que 0.7.

Para el caso particular de la investigación, la sección transversal de la trabe en todos los especímenes es IR 406 x 46.20 kg/m (W16"x 31 lb/pie). De acuerdo al Manual del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero (IMCA, 2014), las propiedades geométricas de la sección son las siguientes:

$d =$	40.30	cm	(Peralte)
$t_a =$	0.70	cm	(Espesor del alma)
$b =$	14.0	cm	(Ancho del patín)
$t_p =$	1.12	cm	(Espesor del patín)
$A =$	58.8	cm <sup>2</sup>	(Área transversal)
$Z_x =$	885.0	cm <sup>3</sup>	(Módulo de sección plástico)

El módulo de sección plástico de los patines (ecu. 4.4):

$$Z_p = b t_p (d - t_p) = 14(1.12)(40.3 - 1.12) = 614.34 \text{ cm}^3$$

El módulo de sección plástico del alma (ecu. 4.6):

$$Z_a = \frac{1}{4} t_a h^2 = \frac{1}{4} (0.70)(40.3 - 2(1.12))^2 = 253.50 \text{ cm}^3$$

El módulo de sección plástico de la toda la sección (ecu. 4.7):

$$Z_x = Z_p + Z_a = 614.34 + 253.50 = 867.84 \text{ cm}^3$$

Si comparamos el módulo de sección plástico proporcionado por el Manual del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero (IMCA, 2014),  $Z_x=885.0 \text{ cm}^3$ , es mayor debido a que dentro del cálculo se consideran los vórtices con curvatura entre la unión del alma con los patines. Sin embargo, el cálculo presentado determina valores aceptables.

Sustituyendo en la ecua. 4.8 la relación,  $r_p$ , de la capacidad de momento plástico en el patín de la trabe a la capacidad de momento plástico de la sección completa es:



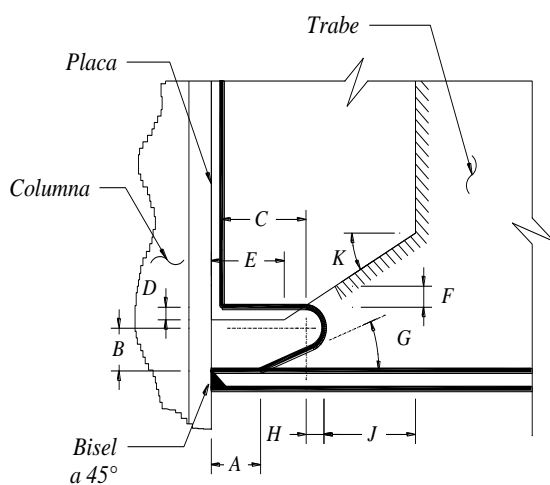
$$r_p = \frac{Z_p}{Z} = \frac{14.0(1.12)(40.30 - 1.12)}{885.0} = 0.694$$

Por lo tanto, la relación de módulos de sección plástica,  $Z_p/Z$ , es 0.69. Teóricamente la relación  $Z_p/Z$  de los especímenes es menor que 0.70, recomendado por Popov y Tsai (1989). Lo que sugiere que por esta razón la falla abrupta presentada en los especímenes CTA-01, CTA-02, CPA-01 y CPA-02 ocurrió en los patines, sumado con los defectos observados en la muesca que se discuten más adelante. Entonces, para evitar la evolución de la falla es necesario incrementar la aportación de los patines al módulo de sección plástica hasta proporciones  $Z_p/Z > 0.70$ , agregando soldadura, cartabones perpendiculares a los patines y/o cubreplacas.

Adicionalmente, con el propósito de privilegiar el desarrollo de la articulación en la trabe, los requisitos del suplemento AWS D1.8 (2016) y el manual AISC-358 (2016) establecen condiciones geométricas que se complementan entre sí para la colocación de soldadura en conexiones como las ensayadas en esta investigación. Los requisitos geométricos pretenden evitar una concentración de daño ocasionado por la muesca en la zona de los patines.

La figura 4.63a muestra los requisitos de ambas publicaciones (AWS D1.8, 2016 y AISC-358, 2016) en un acercamiento de la conexión del patín inferior y se complementan con la descripción de variables de la tabla 4.3. En la figura 4.63b se muestra un acercamiento típico de la misma zona de las configuraciones previas a los ensayos para contrastar las diferencias.

Como lo recomiendan los diferentes códigos de diseño en los orificios de acceso a la soldadura como muescas o ranuras es recomendable que se eliminen al mínimo las imperfecciones ocasionadas por los cortes o perforaciones, vigilando que las dimensiones, tolerancias y los perfiles cumplan los requisitos de la tabla 4.3.



(a) Recomendaciones geométricas



(b) Detalle típico previo al ensayo

**Figura 4.63. Imperfecciones en la muesca**

**Tabla 4.3. Recomendaciones del AWS D1.8 (2016) y AISC-358 (2016) para la colocación de soldadura**

<b>Dimensión</b>	<b>Recomendación</b>
A	La distancia al paño del patín debe ser la mayor distancia entre $0.5t_p$ más el espesor del patín $t_p$ ó $0.5t_p$ más 12 mm (1/2")
B	La dimensión mínima debe ser la mayor entre $0.75t_p$ ó 20 mm (3/4") y la dimensión máxima debe ser $t_p + 6$ mm (1/4")
C	La longitud de la muesca debe ser $3t_p \pm 12$ mm (1/2")
D	El traslape de la placa y la muesca debe ser al menos 6 mm (1/4") y máximo 12 mm (1/2")
E	Tamaño de la placa 25 mm (1") mínimo
F	La distancia mínima del paño a la muesca al cordón de soldadura de filete es 12 mm (1/2") y la máxima es 25 mm (1")
G	El ángulo de la muesca y el patín no debe exceder de $25^\circ$
H	El radio mínimo de la muesca debe ser 10 mm (3/8")
K	El ángulo de la placa de conexión debe ser $30^\circ \pm 10^\circ$
J	La distancia mínima del paño de la muesca al final de la placa de conexión es 50 mm (2")

#### 4.9. CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO

En este capítulo se discuten los resultados de las pruebas experimentales a conexiones de acero viga-columna en escala natural. Los ensayos se desarrollaron en el Laboratorio de Materiales y Estructuras del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (II-UNAM).

En cada ensayo se discute la evolución de la prueba, los resultados físicos de los perfiles y las curvas momento – rotación para evaluar la conveniencia de la conexión en relación a la clasificación del AISC-341 (2016) para considerarse como una conexión para un marco de alta ductilidad.

Los especímenes CTA-01, CTA-02, CPA-01 y CPA-02 presentaron pandeo en los patines de la viga a causa de la geometría de la muesca que provocó la falla abrupta en uno o ambos patines de la viga. En los especímenes CTP1-01 y CTP1-02 la falla se presentó en la soldadura entre la placa de cortante en el alma de la viga y el patín de la columna. Desafortunadamente, la configuración empleada en las conexiones no permitió la formación de la articulación plástica como los actuales códigos de diseño recomiendan. Sin embargo, los especímenes desarrollaron buena ductilidad.

En términos de deformación plástica, el espécimen CTA-01 desarrolló la mejor capacidad de rotación (0.068 rad) y el espécimen CTP1-02 desarrolló la más desfavorable (0.044 rad). En términos de resistencia, todos los especímenes desarrollaron la capacidad de momento plástico de la viga calculada a partir del límite elástico medido. En términos de ductilidad, el espécimen CTA-01 desarrolló la mayor ductilidad ( $\mu=3.33$ ) y el espécimen CPA-01 desarrolló la peor ( $\mu=2.97$ ). Toda la información se muestra detallada en la sección correspondiente de cada espécimen y se resume en la tabla 4.1.

---

---

## CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN CON LOS MODELOS ANALÍTICOS

La ingeniería sísmica moderna utiliza modelado y simulación para comprender el comportamiento y el rendimiento de los sistemas durante sismos. Actualmente, existen diferentes programas que permiten hacer estos análisis. El programa: *Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees)*, es un programa para la investigación y simulación de sistemas estructurales y geotécnicos. *OpenSees* fue desarrollado por la Fundación Nacional de Ciencias y el Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica del Pacífico de Estados Unidos.

El programa *OpenSees* utiliza metodologías orientadas a objetos para maximizar los módulos y la extensibilidad para implementar modelos de comportamiento, métodos de solución y procesamiento de datos. Asimismo, es un conjunto de clases interrelacionadas, como dominios (estructuras de datos), modelos, elementos, algoritmos de solución, integradores, solucionadores de ecuaciones y bases de datos. Las clases son lo más independientes posible, lo que permite una gran flexibilidad en la combinación de módulos para resolver problemas de simulación de edificios. El programa de código abierto se administra y se pone a disposición de los usuarios y desarrolladores a través del sitio web de *OpenSees* en <http://opensees.berkeley.edu>.

Ante este panorama, resulta de interés predecir el comportamiento de los especímenes previo a las pruebas experimentales; por ejemplo, conocer la carga y desplazamiento máximo probable. Por esta razón, se realizaron modelos analíticos en el programa *OpenSees* mismos que se discuten a continuación.

Adicionalmente, algunos códigos de diseño presentan recomendaciones para la realización de análisis no lineal de estructuras que pueden incluir información de pruebas experimentales previas, o bien, en caso de no tener resultados experimentales proporcionan magnitudes que pretenden simular el comportamiento no lineal de los elementos. Tal como, el Apéndice F de la Norma Técnica Complementaria para el Diseño y Construcción de Estructuras de Acero (NTC-DCEA, 2020) que se basa en las recomendaciones de la norma americana de Evaluación y Reforzamiento Sísmico de Edificios Existentes (ASCE-41, 2017).

Considerando los resultados de las pruebas experimentales, el modelo analítico en el programa *OpenSees* y, las recomendaciones de la NTC-DCEA (2020) y el ASCE-41 (2017) se pueden discutir y comparar los resultados que identifican la importancia del detallado de las conexiones en marcos de acero resistentes a momento.

## 5.1. MODELO ANALÍTICO EN EL PROGRAMA *OPENSEES*

### 5.1.1. Ambiente del programa *OpenSees*

Para crear un código dentro de *OpenSees* que permita modelar y analizar una estructura, el usuario debe definir tres conjuntos de elementos. Estos conjuntos son: *ModelBuilder*, *Analysis* y *Recorder*, siendo comunicados por el *Domain*. En la figura 5.1 se muestra la relación simplificada de estos elementos.

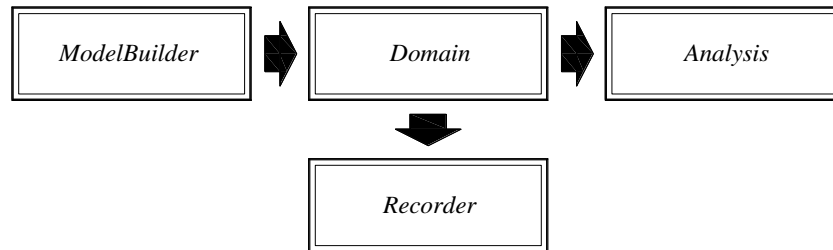


Figura 5.1. Ambiente simplificado del programa *OpenSees*

Algunas características de los conjuntos mostrados en la figura 5.1 se definen como:

- ***ModelBuilder***: es la parte del programa donde se definen los elementos para construir el modelo, es decir, define nodos, restricciones, masas, materiales, secciones, elementos, patrones de carga, etc. Después de definir la configuración general del modelo esta información se almacena en el objeto *Domain* y este, a su vez, lo comparte a los objetos *Analysis* y *Recorder* (figura 5.1).
- ***Analysis***: Determina el estado del modelo para cada instante de tiempo. Dentro de esta etapa se definen el tipo de análisis que realizará el programa a través de diferentes componentes.
- ***Recorder***: Este objeto crea y guarda el registro de los diferentes estados del modelo durante su análisis.

### 5.1.2. Ayudas disponibles en línea

La página oficial del programa *OpenSees* facilita material de apoyo para orientar a los usuarios en el uso del programa. Por ejemplo, se pueden encontrar las siguientes extensiones:

- **Manual de Inicio de *OpenSees* (*Getting Started Manual*)**, describe el proceso de descarga e instalación del programa *OpenSees* y conceptos generales del programa.
- **Manual de Comandos de *OpenSees* (*Command Language Manual*)**, describe cada comando que se puede emplear en el programa *OpenSees*. Indica como usar los comandos para crear un modelo, las características de los objetos que pueden conformar el análisis y cómo obtener resultados.
- **Lista de Ejemplos (*Examples*)**, en esta sección se encuentra gran variedad de ejemplos de estructuras analizadas bajo diferentes tipos de solicitaciones.

### 5.1.3. Análisis Estático No Lineal (*Pushover*)

#### 5.1.3.1. Descripción del modelo

Para poder predecir el comportamiento de los especímenes, se elaboró un modelo analítico con las características propias del prototipo. Se realizó un análisis estático no lineal (*pushover*).

Como se describió en capítulos previos, los especímenes están compuestos por perfiles laminados tipo I (en viga y columna). Para el modelo se consideran efectos no lineales del material.

Las unidades del modelo son t y cm (toneladas fuerza y centímetros). La configuración del modelo consiste en una porción de columna de 242 cm de largo y un tramo de viga de 242 cm, que se une en el centro de la columna. Para el prototipo 1 con conexión viga a eje fuerte de la columna, la sección de la viga es IR 406 x 46.20 kg/m (W 16" x 31 lb/pie) y para la columna es IR 457 x 59.80 kg/m (W 18" x 40 lb/pie). Por otra parte, para el prototipo 2 con conexión viga a eje débil de la columna, la sección de la viga es IR 406 x 46.20 kg/m (W 16" x 31 lb/pie) y para la columna es IR 356 x 110.4 kg/m (W 14" x 74 lb/pie).

La configuración general del modelo se muestra en la figura 5.2. Los elementos 111 y 112 son las columnas, mientras que, el elemento 211 es la trabe. Se restringieron los nodos 11 y 31 para simular el empotramiento de la columna. Al tratarse de un análisis ante carga monótona creciente (*pushover*) es necesario definir el nodo donde se aplica el incremento constante de carga; en este caso el nodo 24. Adicionalmente, se definieron como zonas rígidas  $\frac{1}{4}$  del peralte de cada elemento (nodos 12, 13, 23, 24, 32 y 33). El modelo está compuesto por los perfiles IR correspondientes.

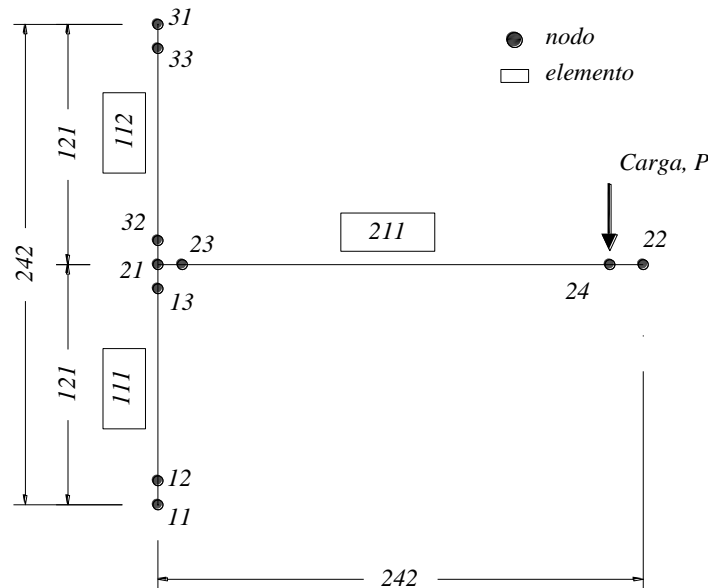


Figura 5.2. Esquema del modelo en OpenSees. Cotas en cm

### 5.1.3.2. Descripción del código

Al tratarse de un modelo en 2D, es necesario definir el comando *model BasicBuilder*. Este comando indica las dimensiones y grados de libertad del modelo. Se definen tres grados de libertad para cada nodo del modelo, desplazamientos en las direcciones X y Y, y un giro en el nodo.

**model BasicBuilder -ndm \$ndm <-ndf \$ndf>**

Donde:

\$ndm            dimensiones del modelo (1, 2 o 3).

\$ndf            grados de libertad por nodo (ej. ndm=2→ndf=3)

Se definen los nodos del modelo como se muestra en la figura 5.2 a través del comando *node*, seguido por la etiqueta o nombre del nodo, la coordenada del nodo X y la coordenada del nodo Y.

**node \$nodeTag (ndm \$coords)**

Donde:

\$nodeTag        etiqueta del nodo

\$coords         coordenadas del nodo [Coor X] [Coor Y]

Los nodos 11 y 31 simulan el empotramiento de la columna en sus extremos empleando el comando *fix*. Dentro de este comando se indica la etiqueta del nodo que tendrá la restricción seguida por los grados de libertad restringidos (X, Y, giro).

**fix \$nodeTag (ndf \$constrValues)**

Donde:

\$nodeTag        etiqueta del nodo restringido

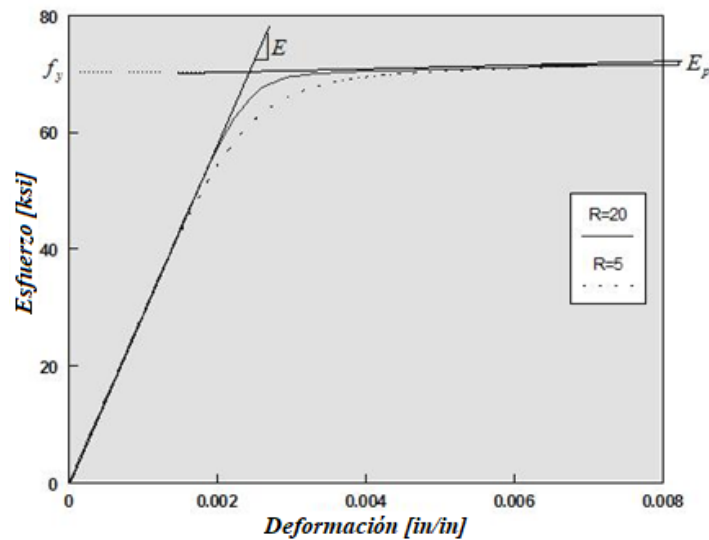
\$constrValues   ndf son los valores (0, 1) correspondiente a los grados de libertad del nodo.

0 no restringido (o libre)

1 restringido (o empotrado)

Como se pretende conocer el comportamiento no lineal de los elementos fue necesario definir los materiales con comportamientos histeréticos. Se empleó el comando *uniaxialMaterial Steel02* para definir el material que conformará los perfiles del modelo. Este comando se utiliza para construir un objeto de material de acero isotrópico uniaxial propuesto por los autores *Giaffre-Menegotto-Pinto* que considera el

endurecimiento por deformación. La curva esfuerzo-deformación del material propuesta por *Giaffre-Menegotto-Pinto* se muestra en la figura 5.3.



**Figura 5.3. Curva esfuerzo-deformación del material Giaffre-Menegotto-Pinto para el comando *Material Steel 02***

Para el comando *uniaxialMaterial Steel02* se requiere definir la etiqueta que tendrá el material, seguido del esfuerzo de fluencia, módulo de elasticidad y la relación entre la tangente post fluencia y la tangente inicial elástica de la curva esfuerzo-deformación del material. Adicionalmente, se definen siete valores ( $R_0$ ,  $CR_1$ ,  $CR_2$ ,  $a_1$ ,  $a_2$ ,  $a_3$  y  $a_4$ ) que definen el comportamiento de la curva esfuerzo-deformación una vez que ha sobrepasado el esfuerzo de fluencia.

***uniaxialMaterial Steel02* \$matTag \$Fy \$E \$b \$R0 \$cR1 \$cR2 < \$a1 \$a2 \$a3 \$a4 \$sigInit >**

Donde:

\$matTag	etiqueta del material
\$Fy	esfuerzo de fluencia
\$E0	modulo tangente elástico inicial
\$b	relación esfuerzo-endurecimiento (relación entre la tangente post fluencia y la tangente inicial elástica)
\$R0 \$cR1 \$cR2	parámetros de control de transición desde el rango elástico hasta el plástico. Valores recomendados: \$R0= entre 10 y 20, \$cR1=0.925, \$cR2=0.15
\$a1	parámetro de endurecimiento isotrópico, aumento de la envolvente del esfuerzo de compresión como proporción del límite elástico después de una deformación plástica de \$a2*(\$Fy/E0). (opcional).

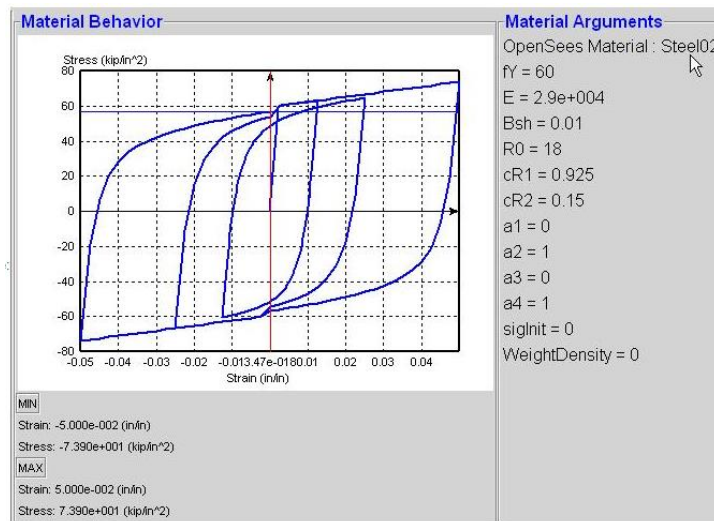


\$a2	parámetro de endurecimiento isotrópico (ver explicación para \$a1). (valor opcional= 1.0).
\$a3	parámetro de endurecimiento isotrópico, aumento de la envolvente del esfuerzo a tensión como proporción del límite elástico después de una deformación plástica de \$a4*(\$Fy/E0). (valor opcional = 0.0)
\$a4	parámetro de endurecimiento isotrópico (ver explicación para \$a3). (valor opcional= 1.0).
\$sigInit	Valor inicial del esfuerzo (valor opcional = 0.0) la deformación es calculada como $\text{epsP}=\$sigInit/\$E$

```
if (sigInit!= 0.0) { double epsInit = sigInit/E; eps = trialStrain+epsInit; } else eps = trialStrain;
```

La figura 5.4 muestra la curva histerética estándar del material para el argumento *Steel 02*. En el sitio oficial del programa *OpenSees* muestra diferentes curvas variando los parámetros antes mencionados que son sustentados por pruebas experimentales previas ([https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/OpenSees\\_uniaxialMaterial\\_Arguments\\_--\\_Steel02](https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/OpenSees_uniaxialMaterial_Arguments_--_Steel02)).

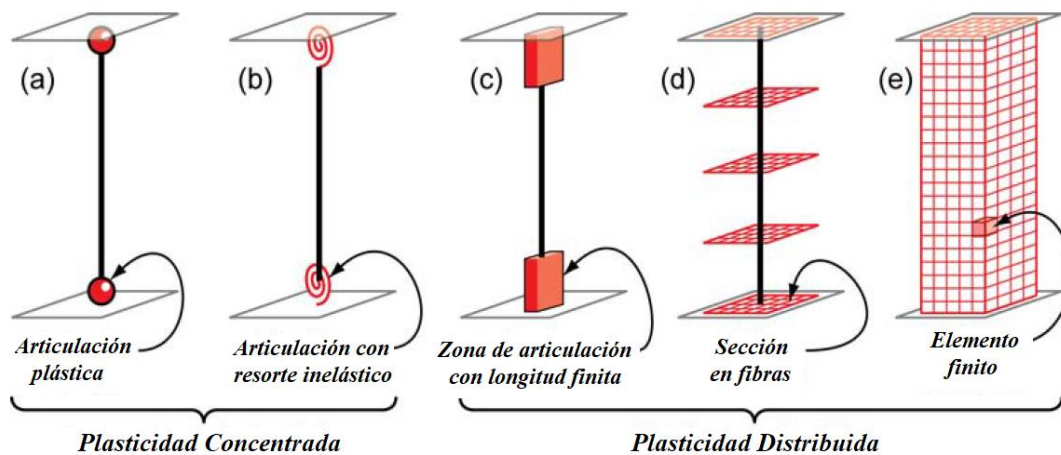
Sin embargo, para el modelo de la investigación se definieron las magnitudes de los parámetros mostrados en la figura 5.4.



**Figura 5.4. Curva de histéresis empleada para el comando Steel 02 del programa OpenSees**

Después de definir los materiales es necesario construir las secciones de los elementos del modelo. Los modelos de componentes estructurales inelásticos pueden diferenciarse por la forma en que la plasticidad se distribuye a través de las secciones transversales de los miembros y a lo largo de su longitud. En la figura 5.5 se muestra una comparación de cinco tipos de modelos idealizados para simular la respuesta inelástica de columnas de vigas.

Los modelos más simples concentran las deformaciones inelásticas en los extremos del elemento, a través de una articulación plástica (figura 5.5a) o un resorte inelástico con propiedades histeréticas (figura 5.5b).



**Figura 5.5. Modelos de idealización de elementos viga-columna (Deierlein G. et al., 2010)**

El modelo de articulación de longitud finita (figura 5.5c) es una formulación de plasticidad distribuida eficiente en zonas articuladas en los extremos del miembro. Las secciones transversales en las zonas de articulación inelástica se caracterizan por relaciones no lineales de momento-curvatura o integraciones explícitas de secciones de fibras que imponen el supuesto de que las secciones planas permanecen planas. La longitud de la articulación inelástica puede ser fija o variable, según lo determinado por las características de la relación momento-curvatura de la sección junto con el gradiente de momento concurrente y la fuerza axial.

Los modelos de formulación de fibras (figura 5.5d) distribuyen la plasticidad mediante integraciones numéricas a través de las secciones transversales del miembro y a lo largo del elemento. Los modelos de material uniaxial se definen para capturar las características de tensión-deformación axial histeréticas no lineales en las secciones transversales. Se aplica el supuesto de secciones planas que permanecen en el plano, donde las "fibras" de material uniaxial se integran numéricamente sobre la sección transversal para obtener los esfuerzos resultantes (fuerza axial y momentos) y relaciones de incremento de momento-curvatura y fuerza axial-deformación. Los parámetros de la sección transversal se integran numéricamente en secciones discretas a lo largo de la longitud del miembro, utilizando funciones de desplazamiento o interpolación de fuerza.

Los modelos más complejos (figura 5.5e) discretizan el miembro en toda su longitud a través de secciones transversales en elementos pequeños (finitos) con propiedades constitutivas histeréticas no lineales que tienen numerosos parámetros de entrada. Este nivel fundamental de modelado ofrece la mayor versatilidad, pero también está relacionado con el mayor desafío en términos de calibración de parámetros del modelo y recursos computacionales.

Se definió la construcción de las secciones de los elementos del modelo a través de fibras (figura 5.5d). El programa *OpenSees* recomienda el comando *section Fiber* para crear secciones por medio de fibras, las cuales son elementos finitos del material previamente definido. En la figura 5.6 se muestra un esquema para la creación de secciones a través de fibras de acuerdo a las recomendaciones del Manual de Comandos de *OpenSees* (2007).

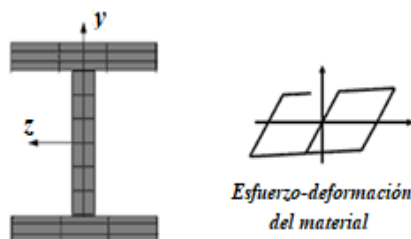


Figura 5.6. Esquema para construcción de secciones con fibras, *Fiber Section* (*OpenSees*)

Para construir la sección mostrada en la figura 5.6 se puede utilizar el comando *patch quad*, *patch circ* o *patch rect*, que permiten crear regiones de elementos fibra de acuerdo a la geometría de la sección transversal del elemento (ej. secciones I, cajón, etc.). Para el caso particular de los especímenes, se emplea el comando *patch quad* debido a que están formados por perfiles laminados tipo I. Este comando requiere que se especifique el material que compondrá las fibras y el número de estas, en la región que se está construyendo. Adicionalmente, el comando *patch quad* permite definir un área poligonal especificando las coordenadas de cada uno de los vértices (definidos como I, J, K y L) como se muestra en la figura 5.7.

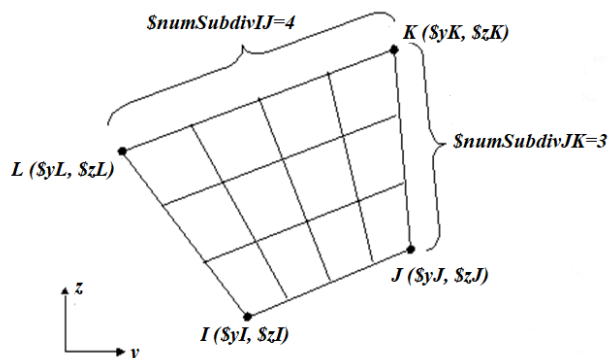


Figura 5.7. Polígono definido por el comando *patch quad*, *OpenSees*

***patch quad* \$matTag \$numSubdivIJ \$numSubdivJK \$yI \$zI \$yJ \$zJ \$yK \$zK \$yL \$zL**

Donde:

- \$matTag                    etiqueta del material previamente definido
- \$numSubdivIJ            número de subdivisiones (fibras) en la dirección IJ.
- \$numSubdivJK            número de subdivisiones (fibras) en la dirección JK.

$y_I$ $z_I$	y & z-coordenadas del vértice I (coordenadas del sistema local)
$y_J$ $z_J$	y & z-coordenadas del vértice J (coordenadas del sistema local)
$y_K$ $z_K$	y & z-coordenadas del vértice K (coordenadas del sistema local)
$y_L$ $z_L$	y & z-coordenadas del vértice L (coordenadas del sistema local)

Adicionalmente, para la construcción de las secciones es necesario definir una transformación geométrica que permitirá relacionar el sistema de coordenadas locales del elemento con el sistema de coordenadas globales del modelo. La figura 5.8 muestra como difieren las coordenadas locales de diferentes elementos con respecto al sistema de coordenadas globales.

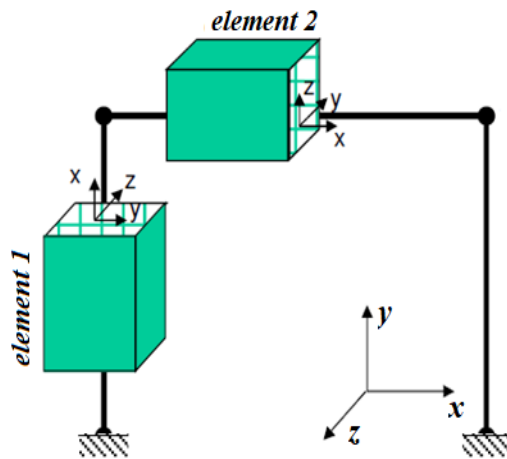


Figura 5.8. Coordenadas locales y globales en el programa OpenSees

El comando de transformación geométrica (*geomTransf*) se usa para construir un objeto de transformación de coordenadas (*CrdTransf*), que transforma la rigidez y resistencia del elemento del sistema de coordenadas locales al sistema de coordenadas globales. El comando tiene al menos un argumento, el tipo de transformación. Se pueden definir tres tipos de transformación geométrica:

- Transformación Lineal (*LinearCrdTransf*):

Este comando se utiliza para construir un objeto de transformación de coordenadas lineales (*LinearCrdTransf*), que realiza una transformación geométrica lineal de la rigidez y resistencia del elemento del sistema local al sistema de coordenadas global.

- Transformación P-Delta (*PDeltaCrdTransf*):

Este comando se usa para construir un objeto de transformación de coordenadas P-Delta (*PDeltaCrdTransf*), que realiza una transformación geométrica lineal de la rigidez y resistencia del elemento del sistema básico al sistema de coordenadas global, considerando los efectos P-Delta de segundo orden.

- Transformación Corotacional (*CorotCrdTransf*):

Este comando se utiliza para construir un objeto de transformación de coordenadas corotacional (*CorotCrdTransf*). La transformación de la corotación se puede usar en problemas de gran desplazamiento y tensión pequeña. NOTA: Actualmente, la transformación no trata con cargas de elementos e ignorará las que se apliquen al elemento.

Para el modelo se definió la transformación geometría denominada *Corotational* que toma en cuenta efectos no lineales debidos a deformaciones grandes. Al tratarse de un modelo en dos dimensiones se emplea el comando:

```
geomTransf Corotational $transfTag <-jntOffset $dXi $dYi $dXj $dYj>
```

Donde:

\$transfTag	etiqueta de la transformación geométrica
\$dXi \$dYi	valores de desplazamiento del nodo -- respecto al sistema de coordenadas global para el nodo i del elemento (opcional)
\$dXj \$dYj	valores de desplazamiento del nodo -- respecto al sistema de coordenadas global para el nodo j del elemento (opcional)

Después de construir las secciones se definen los elementos estructurales que integran el modelo. El programa *OpenSees* permite definir elementos viga-columna con propiedades no lineales. Básicamente, hay dos tipos de elementos de viga-columna no lineales:

- Elementos basados en fuerzas

- a) Plasticidad distribuida (comando: *nonlinearBeamColumn*)
- b) Plasticidad concentrada con interior elástico (comando: *beamWithHinges*)

- Elemento basado en desplazamientos

- a) Plasticidad distribuida con distribución de curvatura lineal (comando: *dispBeamColumn*)

El modelo se construyó con elementos basados en fuerzas que permitirán la plastificación de forma distribuida en el elemento. Por lo que, se empleó el comando *element nonlinearBeamColumn* que se basa en la formulación de fuerza no-iterativa (o iterativa) y considera la propagación de la plasticidad a lo largo del elemento.

```
element nonlinearBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $numIntgrPts $secTag $transfTag <-mass $massDens> <-iter $maxIters $tol>
```

Donde:

\$eleTag	etiqueta del elemento
----------	-----------------------

---



---

$\$iNode$ $\$jNode$	coordenadas del nodo final
$\$numIntgrPts$	número de puntos de integración a lo largo del elemento
$\$secTag$	etiqueta de la sección del elemento previamente definida
$\$transfTag$	etiqueta de la transformación geométrica del elemento previamente definida ( <i>CrdTransf</i> )
$\$massDens$	densidad de masa del elemento (por unidad de longitud), a partir del cual se forma una matriz de masa concentrada (valor opcional = 0.0).
$\$maxIters$	número máximo de iteraciones a realizar para satisfacer la compatibilidad de los elementos (valor opcional = 1.0).
$\$tol$	tolerancia para satisfacer la compatibilidad del elemento (valor opcional = $10^{-16}$ ).

La integración a lo largo del elemento se basa en la regla de cuadratura de *Gauss-Lobatto* (dos puntos de integración en los extremos del elemento).

Para el análisis estático no lineal es necesario crear un patrón de cargas laterales. Los valores de las cargas laterales se pueden definir a partir de una distribución triangular, distribución relativa a las masas, o proporcional al modo fundamental de vibrar.

El análisis estático no lineal puede ser realizado por medio de dos diferentes métodos. El primero emplea el comando *integrator DisplacementControl* que consiste en crear un desplazamiento determinado en un nodo de control definido por el usuario a través de la aplicación sucesiva de cargas laterales. El segundo empleo el comando *integrator LoadControl* que consiste en la aplicación de cargas laterales un número  $N$  de veces, siendo  $N$  un valor definido por el usuario. Para este caso particular se realizó el análisis controlando la carga (*integrator LoadControl*).

***integrator LoadControl*  $\$lambda$   $\langle$  $\$numIter$   $\$minLambda$   $\$maxLambda$  $\rangle$**

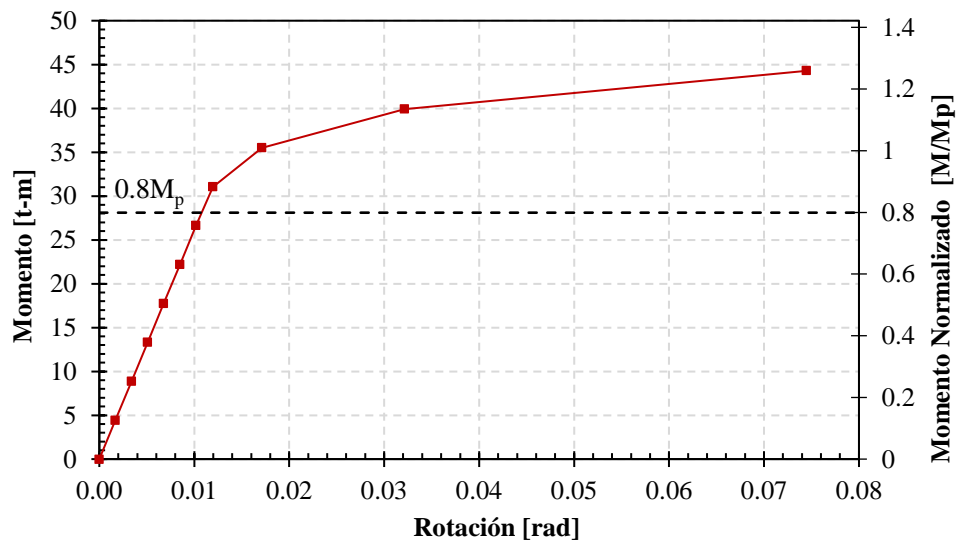
Donde:

$\$lambda$	factor de incremento
$\$numIter$	número de interacciones. Valor opcional = 1.0.
$\$minLambda$	mínimo factor de incremento
$\$maxLambda$	máximo factor de incremento

Los parámetros del análisis estático no lineal son:

- **system** UMfPack
- **numberer** RCM
- **constraints** Plain
- **test** NormDisplncr [Tolerancia] [Máximo número de iteraciones]
- **integrator** LoadControl [Factor de incremento] [Iteraciones] [Mínimo factor de incremento] [Máximo factor de incremento]
- **algorithm** Newton
- **análisis** Static
- **analyze** [Número de veces que se aplicarán las cargas laterales]

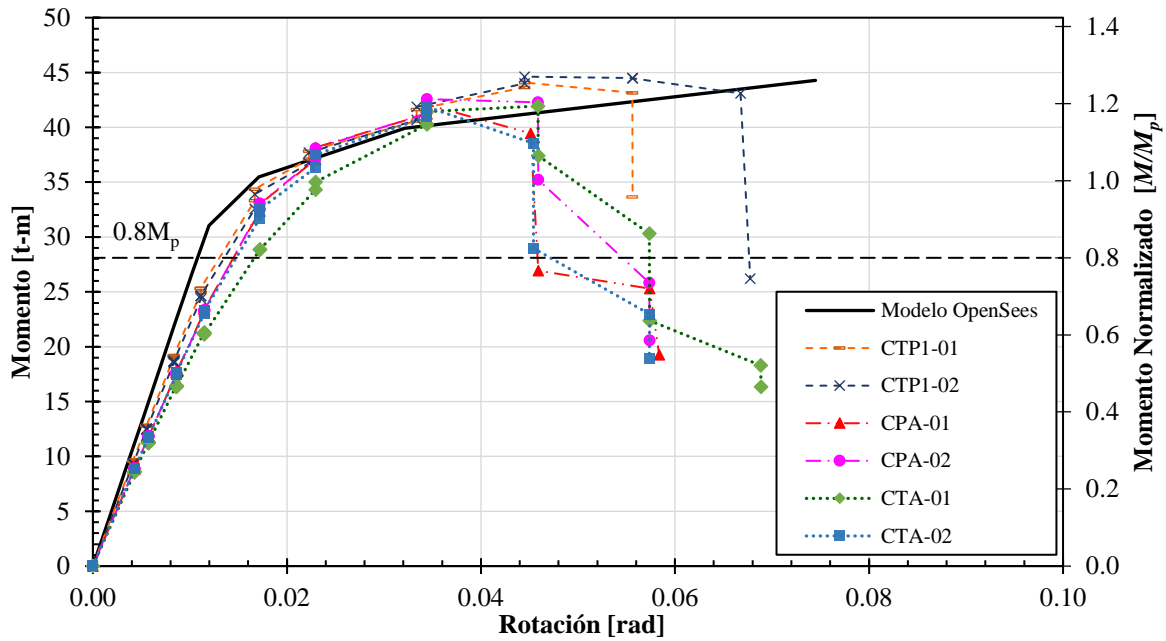
Con los comandos mencionados se construyó y analizó el modelo numérico en *OpenSees*, la figura 5.9 muestra la curva de capacidad de la trabe obtenida del análisis estático no lineal. Como se observa en la curva, la distorsión máxima desarrollada por la trabe es de 0.078 rad correspondiente al desplazamiento de 14.82 cm. El momento último alcanzado,  $M_u$ , es de 44.27 t-m que es mayor al momento plástico,  $M_p$ , de 34.21 t-m.



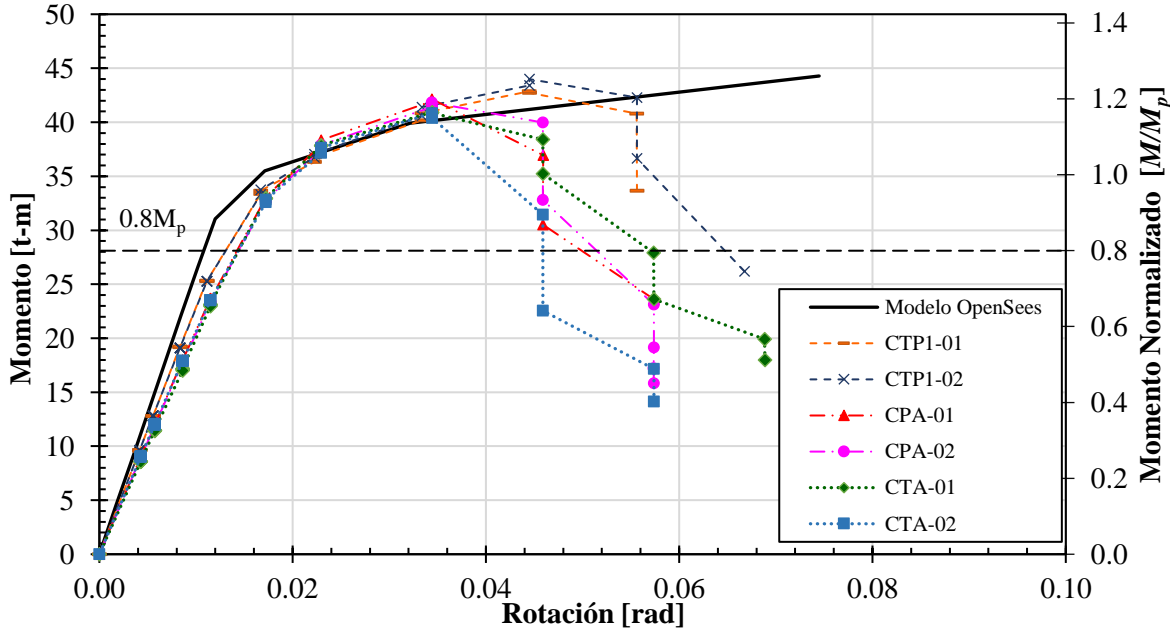
**Figura 5.9. Resultados del análisis estático no lineal (pushover)**

El objetivo de realizar el modelo analítico es predecir el comportamiento de la viga. Por esta razón, se compara la curva de capacidad obtenida del modelo en *OpenSees* con la curva envolvente de cada espécimen. Es importante mencionar que ambas curvas no tienen relación directa debido a que la curva resultado del análisis estático no lineal (*pushover*) corresponde a la capacidad máxima de la trabe y la curva envolvente está en función de la resistencia de la conexión durante la prueba experimental.

La figura 5.10a muestra la comparación de la curva de capacidad y la curva envolvente de cada espécimen para carga y rotación positiva. En esta curva se ajustó la rotación en los últimos ciclos (como se mencionó en el Capítulo 4 de este documento) debido a que durante la prueba experimental se alcanzó el máximo desplazamiento permitido por el actuador. Esto provocó que no se alcanzara el desplazamiento solicitado; sin embargo, los ciclos de carga y desplazamiento negativo sí se lograron aplicar en el protocolo de desplazamientos.



(a) Envoltente hacia la rotación positiva



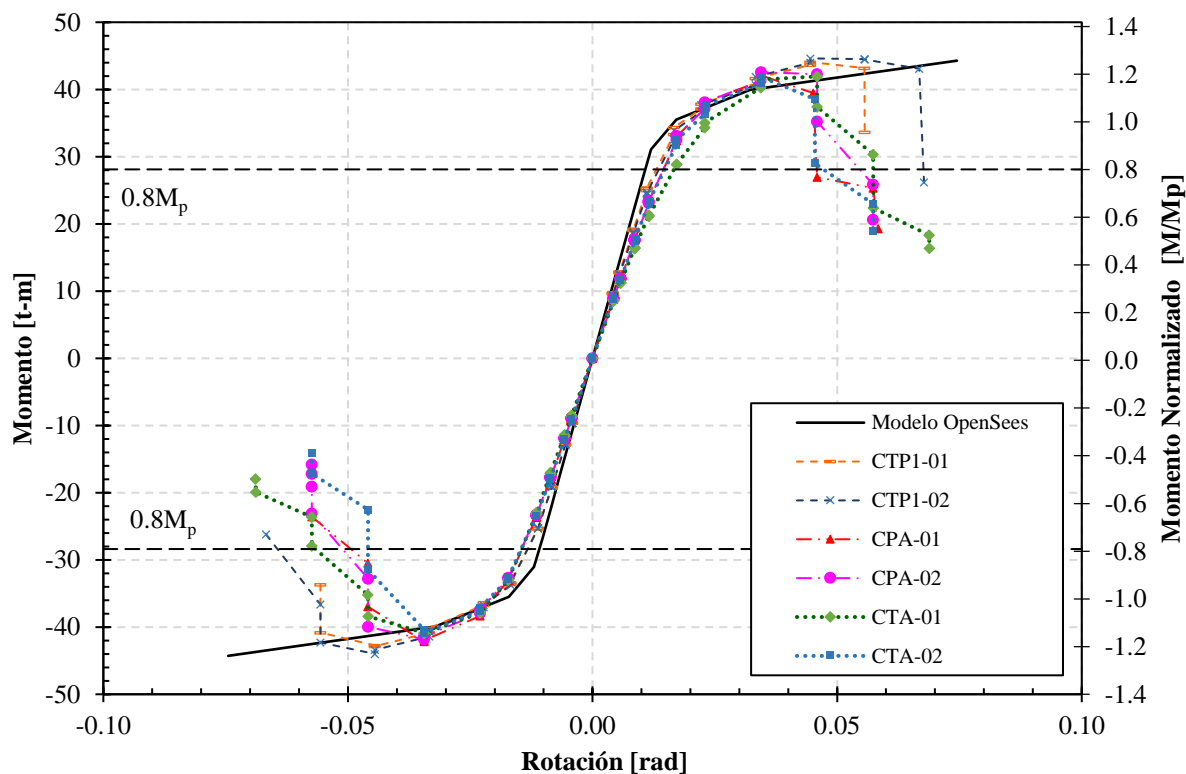
(b) Envoltente hacia la rotación negativa

Figura 5.10. Comparación de la curva de capacidad con la curva envolvente de cada espécimen



Por otra parte, la figura 5.10b muestra la comparación para carga y rotación negativa. En ambas figuras se reporta un comportamiento similar a lo largo de toda la curva. En la parte lineal (intervalo elástico) existe diferencia en la pendiente entre las curvas, se deduce que esta diferencia es debido a que en el modelo analítico no se contempla las características propias de cada conexión (ej. placas, soldadura, muescas, etc.).

La figura 5.11 muestra el comportamiento global de los especímenes respecto a la curva de capacidad. En las figuras 5.10 y 5.11 se observa que los especímenes desarrollaron menos capacidad de rotación en comparación con el modelo analítico debido a las características antes mencionadas.



**Figura 5.11.** Comparación de la curva de capacidad de la trabe con la curva esquelética de los especímenes

#### 5.1.4. Análisis histerético de la conexión

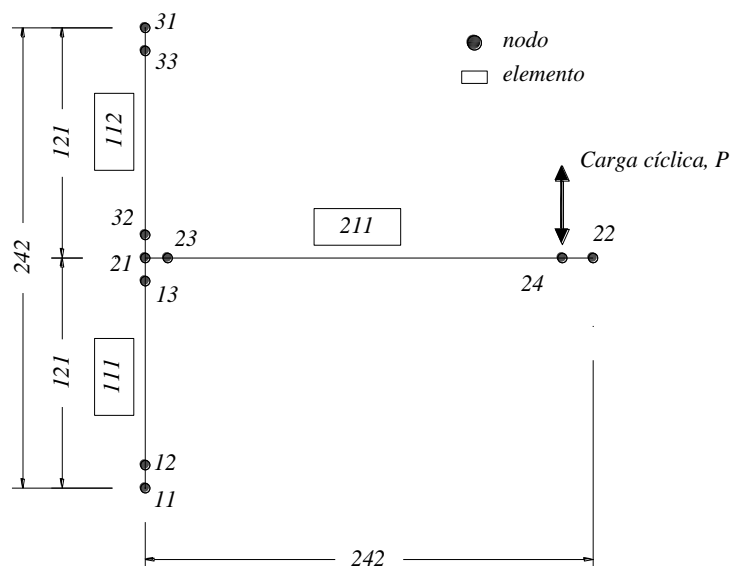
Después de desarrollar el modelo analítico en el programa *OpenSees* e identificar el posible comportamiento del modelo cuando es sometido a un análisis estático no lineal (*pushover*), se plantea someter el modelo a un análisis cíclico reversible que permitirá simular la prueba experimental y posteriormente comparar resultados.

##### 5.1.4.1. Descripción del modelo

El modelo analítico se desarrolló con las características propias del prototipo. Como se describió en capítulos previos de esta investigación, los especímenes están compuestos por perfiles laminados tipo I (en

viga y columna). Para el modelo se consideran efectos no lineales del material. Las características y configuración de los prototipos son las mismas que se emplearon para el análisis estático no lineal, se recomienda ver la sección 5.1.3.1 de este capítulo.

La configuración general del modelo se muestra en la figura 5.12. Los elementos 111 y 112 son las columnas: mientras que, el elemento 211 es la trabe. Se restringieron los nodos 11 y 31 para simular el empotramiento de la columna. Para realizar un análisis cíclico es necesario definir el nodo donde se aplica el incremento cíclico de carga, nodo 24. Adicionalmente, se definieron como zonas rígidas  $\frac{1}{4}$  del peralte de cada elemento (nodos 12, 13, 23, 24, 32 y 33). El modelo está compuesto por los perfiles IR correspondientes.



**Figura 5.12. Esquema del modelo en OpenSees. Cotas en cm**

#### 5.1.4.2. Descripción del código

La estructura del código que incluye la definición de nodos, elementos, restricciones, secciones y transformación geométrica se desarrolló igual que en el modelo de análisis estático no lineal, únicamente cambio la estructura del análisis que se empleará.

Para conocer el comportamiento de los prototipos durante la prueba experimental se simuló el análisis cíclico, el modelo analítico se sometió a los protocolos de desplazamientos mostrados en el Capítulo 2 (estos protocolos se emplearon en la prueba experimental).

Para definir el análisis cíclico se puede utilizar el comando *Path TimeSeries*, este comando define la relación entre el factor de carga y el tiempo, y son ingresados por el usuario a partir de una serie de puntos discretos en el espacio 2D (factor de carga, tiempo). Los puntos de entrada pueden provenir de un archivo o de una lista en el *script*. Cuando el tiempo especificado no coincide con ninguno de los puntos de entrada, se utiliza la interpolación lineal entre puntos.

Cuando se empleó un archivo externo que incluya la información con la que se desea realizar el análisis, el comando se debe construir de la siguiente manera:

```
timeSeries Path $tag -dt $dt -filePath $filePath <-factor $cFactor> <-useLast> <-prependZero> <-startTime $tStart>
```

Donde:

\$tag	etiqueta de la serie
\$filePath	archivo que contiene los factores de carga
\$dt	intervalo de tiempo especificado para cada punto
\$cFactor	opcional, factor que multiplica los factores de carga (default = 1.0).
-useLast	opcional, usar el último valor después del final de la serie (default = 0.0).
-prependZero	opcional, para anteponer un valor cero a la serie de factores de carga (default = false).
\$tStart	opcional, para proporcionar un tiempo de inicio para los factores de carga proporcionados (default = 0.0).

Los parámetros del análisis cíclico son:

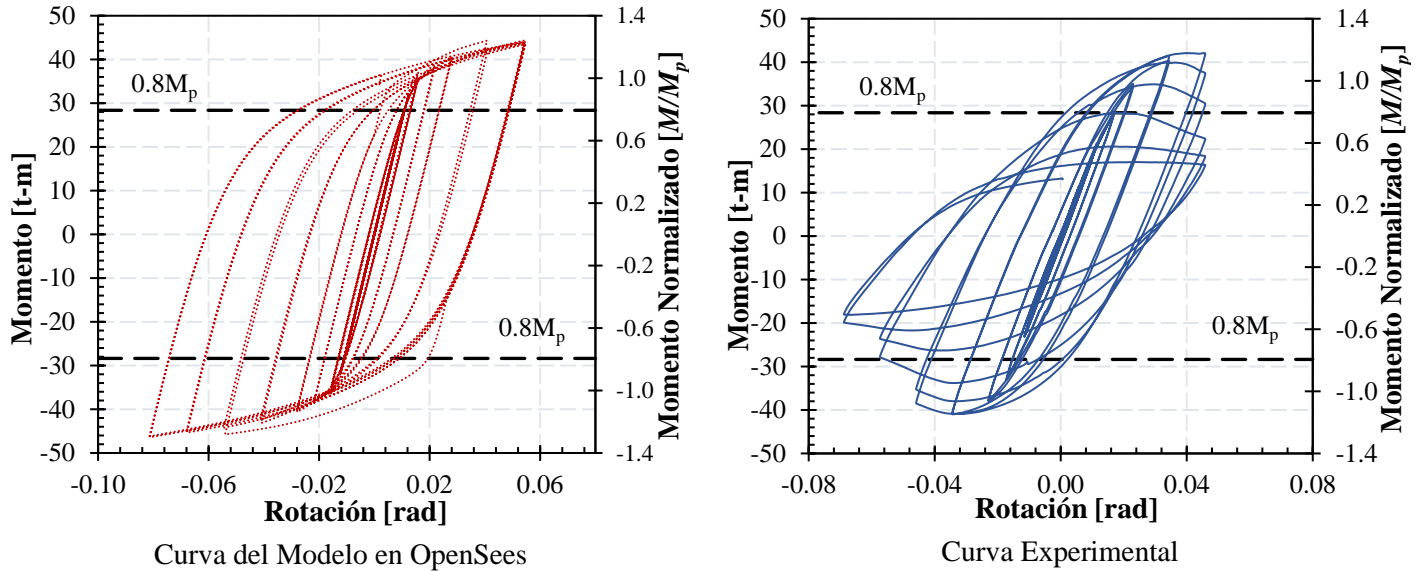
- **system BandGeneral**
- **constraints Penalty**
- **integrator LoadControl** [Factor de incremento] [Iteraciones] [Mínimo factor de incremento] [Máximo factor de incremento]
- **numberer Plain**
- **test NormDisplncr** [Tolerancia] [Máximo número de iteraciones]
- **algorithm Newton**
- **análisis Static**
- **analyze** [Número de veces que se aplicarán las cargas cíclicas]

Con los comandos mencionados se construyó y analizó el modelo numérico, la figura 5.13 muestra la curva de histéresis (momento contra rotación) obtenida del análisis cíclico para cada espécimen. Las curvas mostradas del lado derecho es la resultante del modelo analítico, mientras que, en el lado izquierdo se muestra la curva obtenida de la prueba experimental.

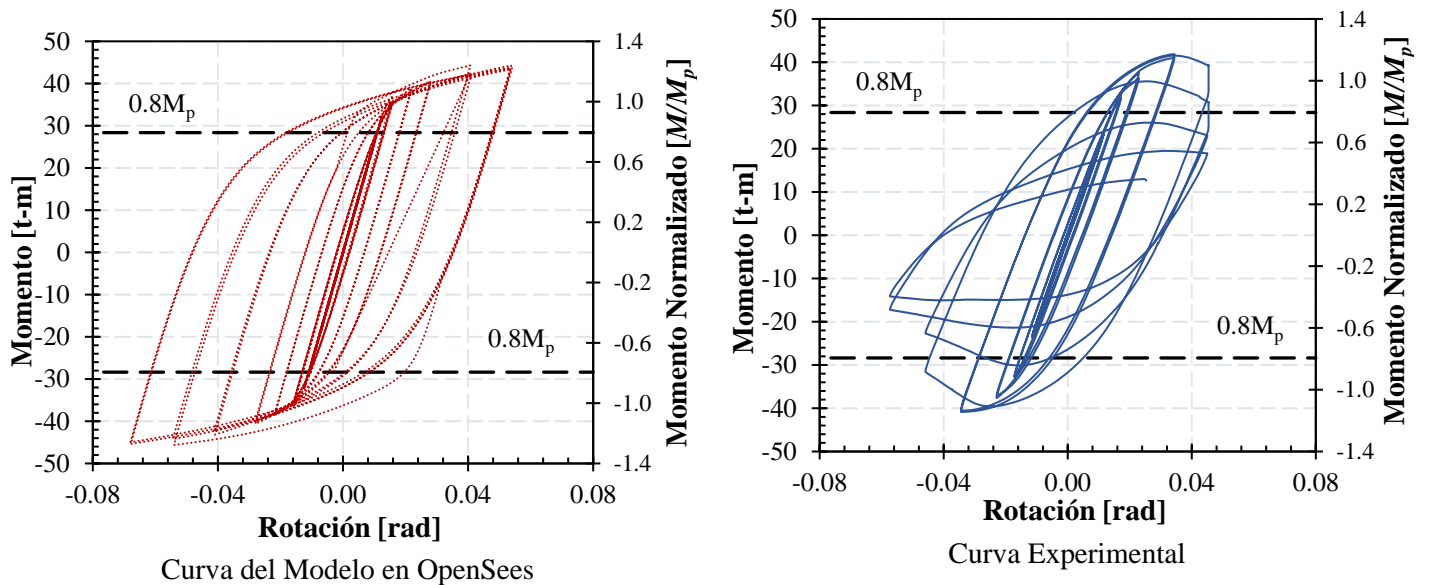
Los resultados del modelo analítico denotan que el momento y rotación máxima son similares a los resultados de la prueba experimental; es decir, el modelo analítico tiene una aproximación razonable con los resultados experimentales.

Adicionalmente, el área bajo la curva indica la energía disipada. La curva resultante del modelo analítico muestra mayor disipación de energía en comparación con la curva resultante de la prueba

experimental, debido a que, el modelo analítico considera la máxima capacidad de la viga y no contempla la resistencia de la conexión. Por esta razón, la curva de la prueba experimental muestra menor capacidad de disipación de energía debido a la falla que se reportó en la conexión y que se discute ampliamente en el Capítulo 4 de esta investigación.



(a) Espécimen CTA-01



(b) Espécimen CTA-02

**Figura 5.13. Resultados del análisis ante carga cíclica**

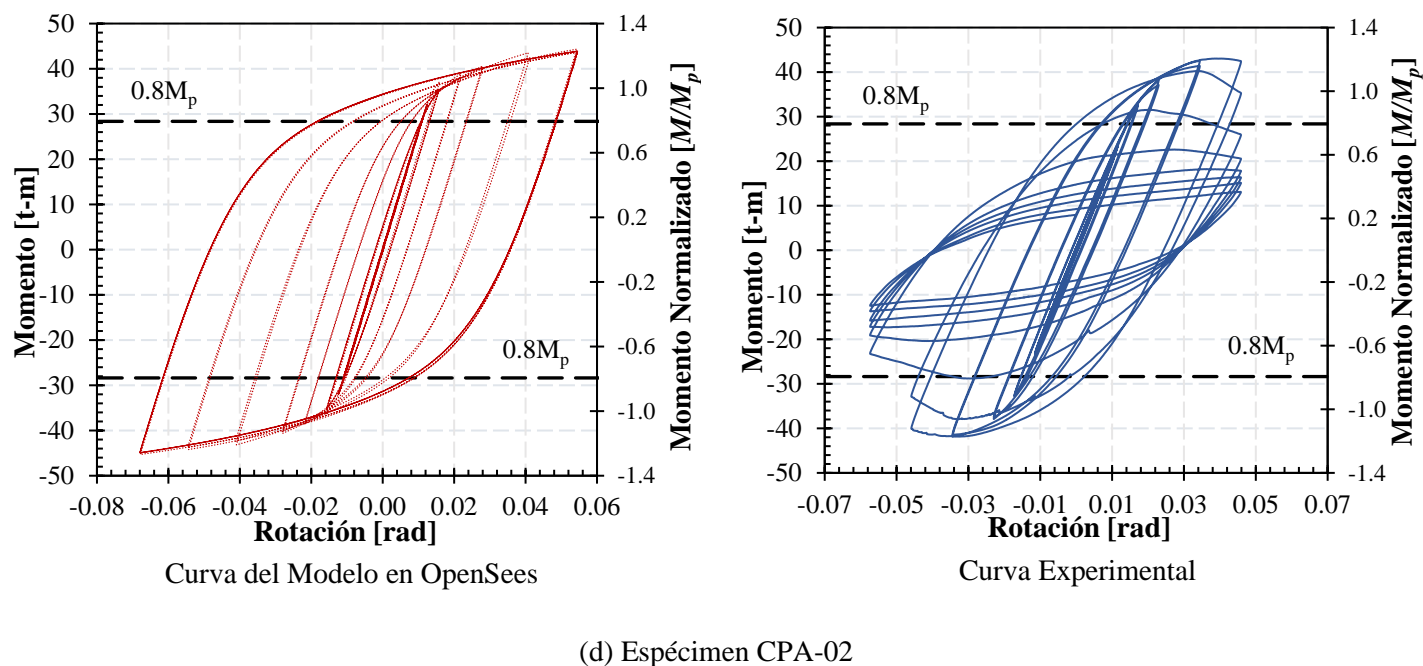
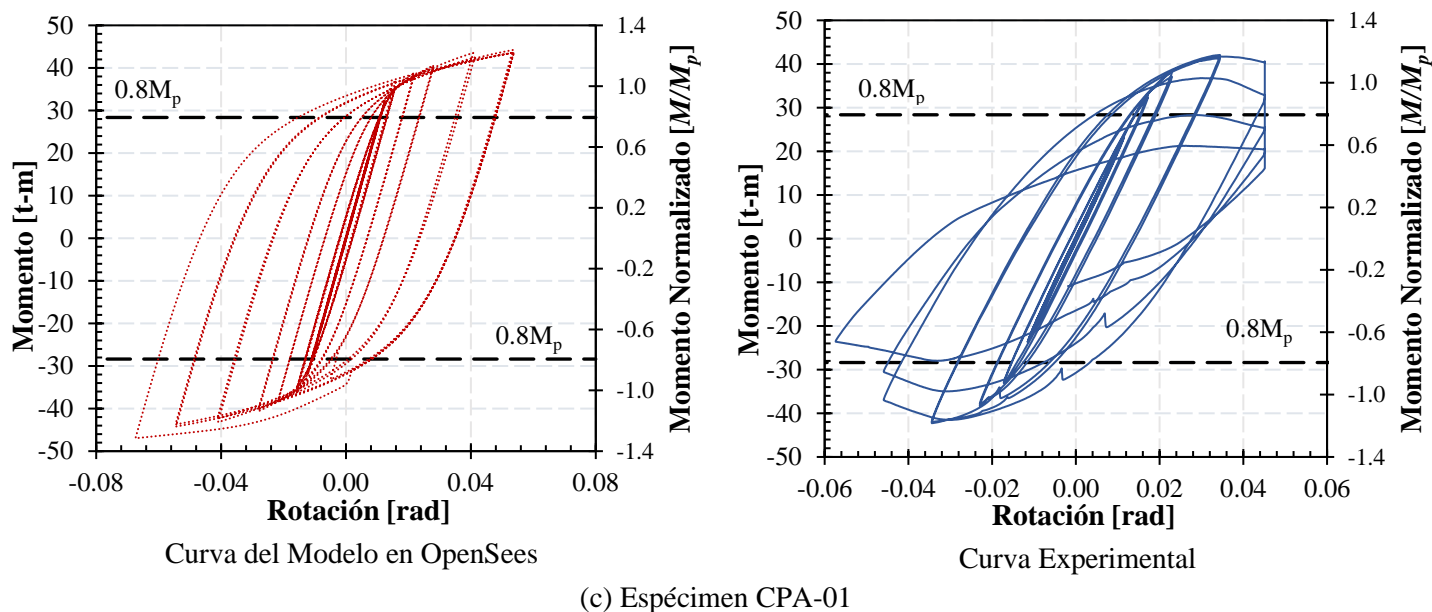
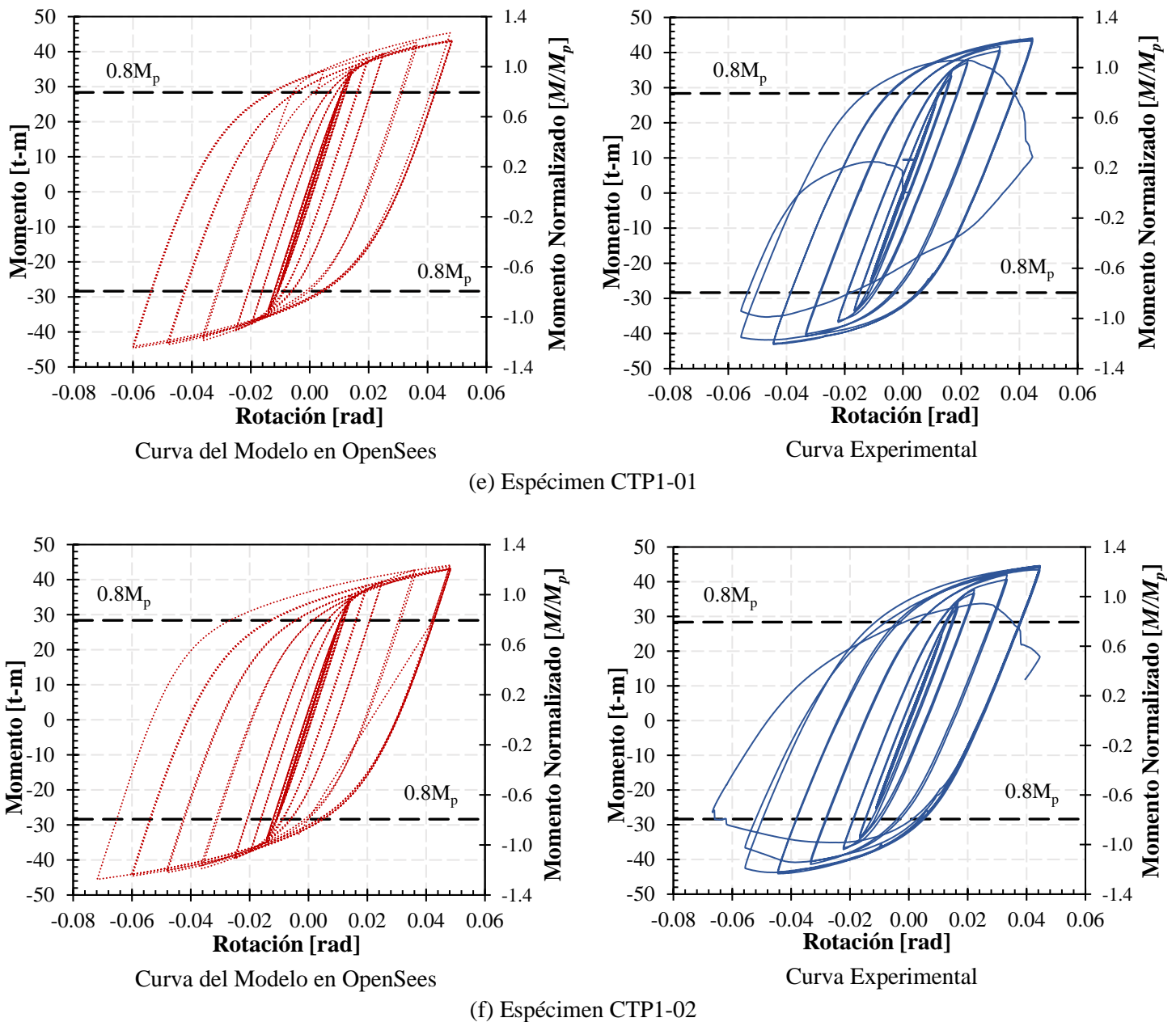


Figura 5.13. Resultados del análisis ante carga cíclica (Continuación).



**Figura 5.13. Resultados del análisis ante carga cíclica (Continuación).**

Al comparar la curva de histéresis (momento contra rotación) del modelo analítico y la prueba experimental (figura 5.14) se puede observar con mayor precisión que la curva del modelo analítico funciona como envolvente de los resultados de la prueba experimental. En todos los casos el momento y rotación es similar. Las curvas mostradas en la figura 5.14 permiten sensibilizar la importancia del detallado de las conexiones, con el propósito de que la falla se presente en la trabe y no en la conexión.

Nota: Si se requiere que la curva del modelo analítico sea similar o idéntica a los resultados experimentales es necesario desarrollar modelos analíticos más refinados que consideren las características de la conexión.

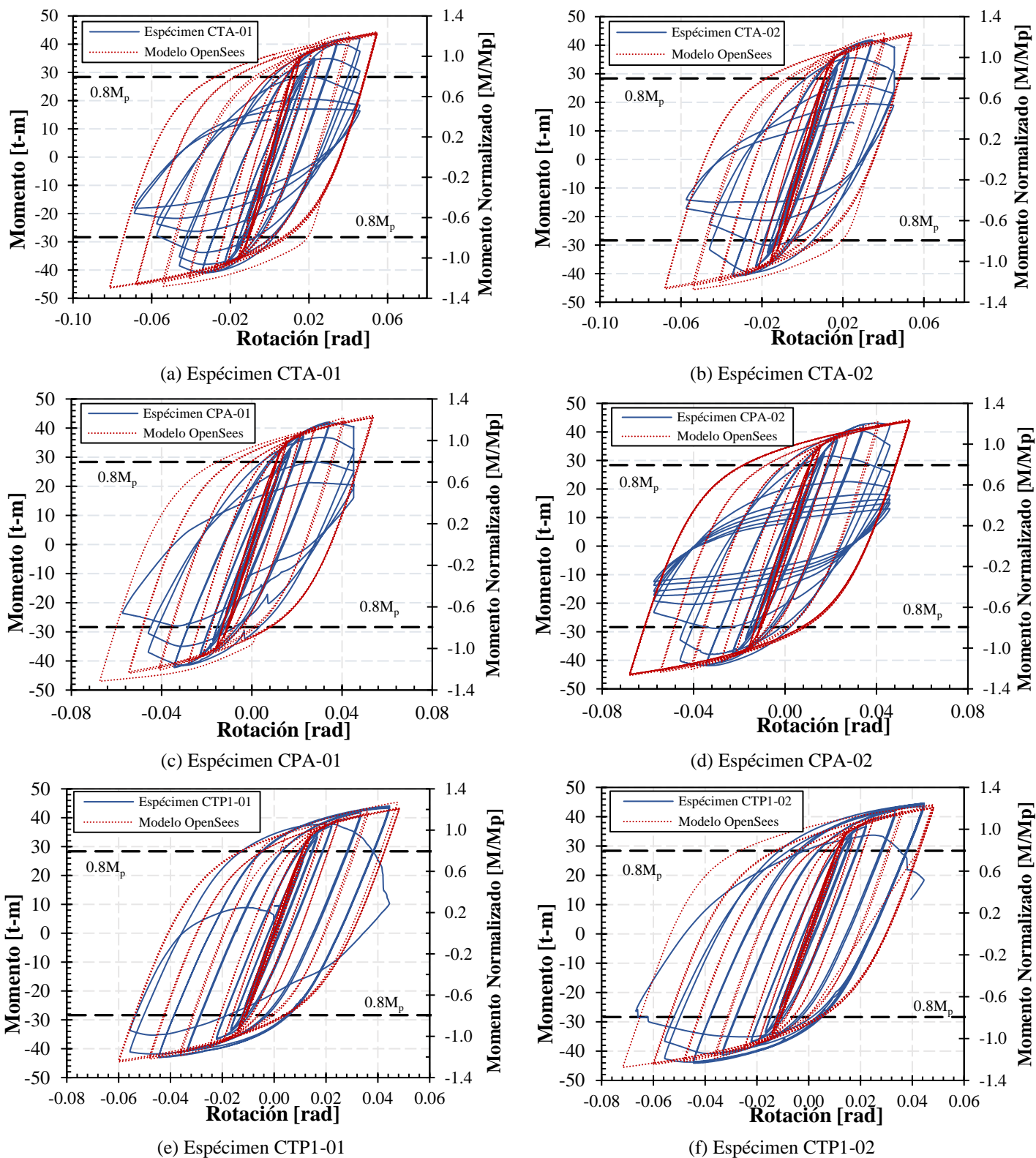


Figura 5.14. Comparación de curva momento contra rotación para cada espécimen

## 5.2. CRITERIOS Y RECOMENDACIONES DE ACUERDO CON EL MANUAL DEL ASCE-41 (2017)

La Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE por sus siglas en inglés) publicó una norma sobre recomendaciones y criterios para la Evaluación y Reforzamiento Sísmico de Edificios Existentes (Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, ASCE-41). Dentro de su contenido se discuten los procedimientos de análisis y criterios de aceptación para marcos de acero resistentes a momento. Para esta investigación son de interés las recomendaciones para la determinación de curvas envolventes (backbone curve) que permitirán realizar análisis dinámicos no lineales más precisos.

### 5.2.1. Tipos de procedimientos para análisis de estructuras

Primeramente, conviene mencionar que el análisis de estructuras se realiza a través de diferentes procedimientos. Con este propósito, se emplea el análisis estático lineal (Linear Static Procedure, LPS), análisis dinámico lineal (Linear Dynamic Procedure, LDP), análisis estático no lineal (Nonlinear Static Procedure, NSP) o análisis dinámico no lineal (Nonlinear Dynamic Procedure, NDP). El análisis que se deberá seleccionar en base a las limitaciones especificadas en la Sección 7.3 del ASCE-41 (2017).

Como se mencionó al inicio del capítulo, para el modelo realizado en el programa OpenSees se empleó un análisis estático no lineal (Nonlinear Static Procedure) de acuerdo a las recomendaciones del ASCE-41 (2017).

### 5.2.2. Procedimiento de selección del análisis

Para determinar las fuerzas y deformaciones inducidas en los componentes de la estructura por el movimiento del suelo correspondiente al nivel de riesgo sísmico seleccionado, se realiza un análisis de la estructura, incluido la rehabilitación y reforzamiento la estructura. Estos análisis se efectúan a través de procedimientos lineales y no lineales.

#### 5.2.2.1. Procedimientos Lineales

Los análisis lineales tienen el inconveniente de que pueden ser muy inexactos cuando se aplican a edificios con sistemas estructurales altamente irregulares, a menos que la estructura sea capaz de responder al nivel de riesgo sísmico seleccionado de una manera casi elástica.

#### 5.2.2.2. Procedimientos No Lineales

Los procedimientos no lineales se emplean para el análisis de estructuras donde no se permiten procedimientos lineales. La recopilación de datos para el uso de procedimientos no lineales debe realizarse de acuerdo con la Sección 6.2, ASCE-41 (2017). Por otra parte, el análisis no lineal se permite realizar en todas las estructuras.

#### a) Análisis Estático No lineal (NSP):

El análisis estático no lineal (NSP) es, generalmente, un enfoque más confiable para caracterizar el desempeño de una estructura que los procedimientos lineales. Sin embargo, no es exacto y no explica con



precisión los cambios en la respuesta dinámica a medida que la rigidez de la estructura se degrada; ni da cuenta de efectos de modo más altos en sistemas de varios grados de libertad.

#### **b) Análisis Dinámico No Lineal (NDP):**

El análisis dinámico no lineal consiste en un análisis de historia de respuesta no lineal. Es un enfoque detallado para examinar las demandas inelásticas producidas en una estructura por un conjunto específico de historias de aceleración del movimiento del suelo. Al igual que con el análisis estático no lineal, los resultados del NDP se comparan directamente con los datos de pruebas experimentales sobre el comportamiento de componentes estructurales representativos para identificar el rendimiento probable de la estructura cuando se somete a un movimiento específico del suelo.

Con los resultados de las pruebas experimentales se configuran modelos analíticos que permitan realizar análisis no lineal estáticos y dinámicos y representen el comportamiento de la estructura más cercano a la realidad. Por esta razón, la importancia de procesar adecuadamente los resultados de los ensayos de acuerdo a las recomendaciones y criterios del ASCE-41 (2017).

### **5.2.3. Procedimiento de análisis**

Para emplear cualquier procedimiento de análisis antes mencionados, la Sección 7.4 del ASCE-41 (2017) define el procedimiento recomendado de acuerdo al análisis que se desee emplear. A continuación de mencionan algunos aspectos generales de cada tipo de análisis.

#### *5.2.3.1. Análisis Estático Lineal (LSP)*

Si se selecciona el LSP para el análisis sísmico de la estructura, la distribución de las fuerzas sísmicas sobre la altura del edificio y, las correspondientes fuerzas internas y desplazamientos del sistema se determinarán mediante un análisis estático linealmente elástico de acuerdo con la Sección 7.4.1, ASCE-41 (2017).

#### *5.2.3.2. Análisis Dinámico Lineal (LDP)*

Si se selecciona el LDP para el análisis sísmico de la estructura, la distribución de las fuerzas sísmicas sobre la altura del edificio y, las correspondientes fuerzas internas y los desplazamientos del sistema se determinarán mediante un análisis dinámico y elástico lineal de acuerdo con los requisitos de la Sección 7.4.2, ASCE-41 (2017).

#### *5.2.3.3. Análisis Estático No Lineal (NSP)*

Si se selecciona el NSP para el análisis sísmico de la estructura, se debe incorporar a un modelo matemático las características de deformación de carga no lineal de los componentes individuales de la estructura. El modelo estará sujeto a cargas laterales que aumentan monotónicamente y que representan fuerzas de inercia en un terremoto hasta que se exceda el desplazamiento del objetivo. Los procedimientos de modelado y análisis matemático deben cumplir con los requisitos de la Sección 7.4.3.2, ASCE-41 (2017).

El desplazamiento objetivo está destinado a representar el desplazamiento máximo que probablemente se experimente para el nivel de riesgo sísmico seleccionado y se calculará mediante el procedimiento de la Sección 7.4.3.3, ASCE-41 (2017). Debido a que el modelo matemático iterativo explica directamente los efectos de la respuesta inelástica del material, las fuerzas internas calculadas son aproximaciones razonables de las esperadas para el nivel de riesgo sísmico seleccionado.

#### *5.2.3.4. Análisis Dinámico No Lineal (NDP)*

Si se selecciona el NDP para el análisis sísmico de la estructura, se debe incorporar a un modelo matemático las características de deformación de carga no lineal de los componentes individuales de la estructura. El modelo se someterá a fuerzas sísmicas representadas por las historias de aceleración del movimiento del suelo para obtener fuerzas y desplazamientos.

Con el análisis dinámico no lineal, los desplazamientos no se establecen utilizando un desplazamiento objetivo, sino que se determinan directamente a través del análisis dinámico utilizando historial de aceleración del movimiento del suelo. La respuesta calculada es muy sensible a las características de los movimientos del suelo; por lo tanto, el análisis se realiza a cabo con más de un registro de movimiento del suelo. Debido a que el modelo numérico explica directamente los efectos de la respuesta inelástica del material. Las fuerzas internas calculadas son aproximaciones razonables de las esperadas para el nivel de riesgo sísmico seleccionado.

#### **5.2.4. Criterios de Aceptación**

La aceptación de las acciones de fuerza y deformación se evaluará para cada componente (elemento o miembro) de acuerdo a la sección 7.5, ASCE-41 (2013). Antes de seleccionar los criterios de aceptación, cada componente deberá clasificarse como primario o secundario y cada acción se clasifica como deformación controlada (dúctil) o fuerza controlada (no dúctil).

##### *5.2.4.1. Componentes primarios y secundarios*

El componente de la estructura que se requiere para resistir las fuerzas sísmicas y distribuir las deformaciones para que la estructura alcance el nivel de rendimiento seleccionado se clasificará como primario. Es decir, los componentes primarios son elementos estructurales.

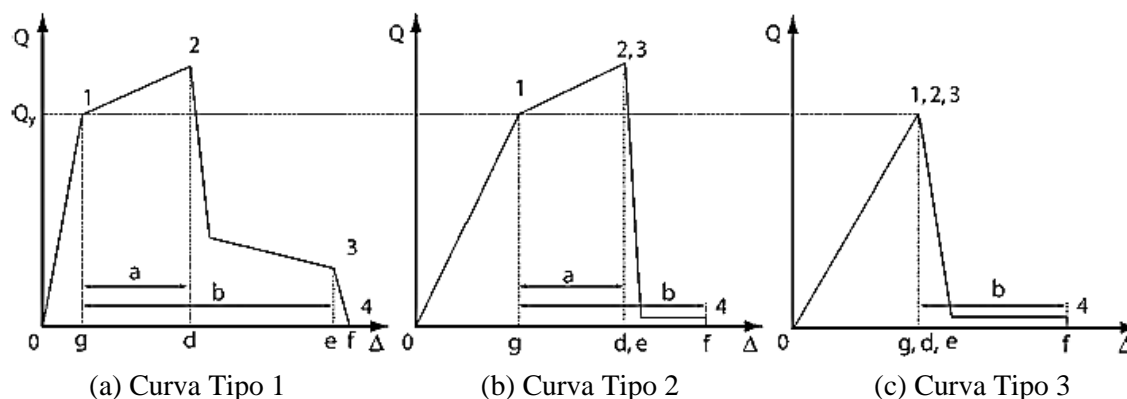
El componente estructural que distribuye las deformaciones sísmicas y que no se requiera que resista las fuerzas sísmicas para que la estructura alcance el nivel de rendimiento seleccionado se clasifica como secundario. Es decir, los componentes secundarios son elementos no estructurales.

##### *5.2.4.2. Acciones controladas por deformación y fuerza*

Todas las acciones se clasifican como deformación controlada o fuerza controlada utilizando la curva fuerza contra deformación que se muestra en la figura 5.15.

La curva tipo 1 mostrada en la figura 5.15 es representativa del comportamiento dúctil donde se muestra el intervalo elástico (puntos 0 a 1) y el intervalo plástico (puntos 1 a 3), seguido de la pérdida de

capacidad de resistencia a fuerzas sísmicas en el punto 3 y pérdida de capacidad de resistencia a fuerzas gravitacionales en el punto 4. El intervalo plástico tiene una pendiente positiva o negativa (puntos 1 a 2) y una región de degradación de resistencia con resistencia residual no despreciable para resistir las fuerzas sísmicas y gravitacionales (puntos 2 a 3). Las acciones de componentes primarios que tengan este comportamiento se clasifican como controladas por deformación si el intervalo plástico es tal que  $d \geq 2g$ ; de lo contrario, se clasifican como de fuerza controlada. Las acciones de los componentes secundarios que tengan este comportamiento se clasificarán como deformaciones controladas para cualquier relación  $d/g$ .



Notas:

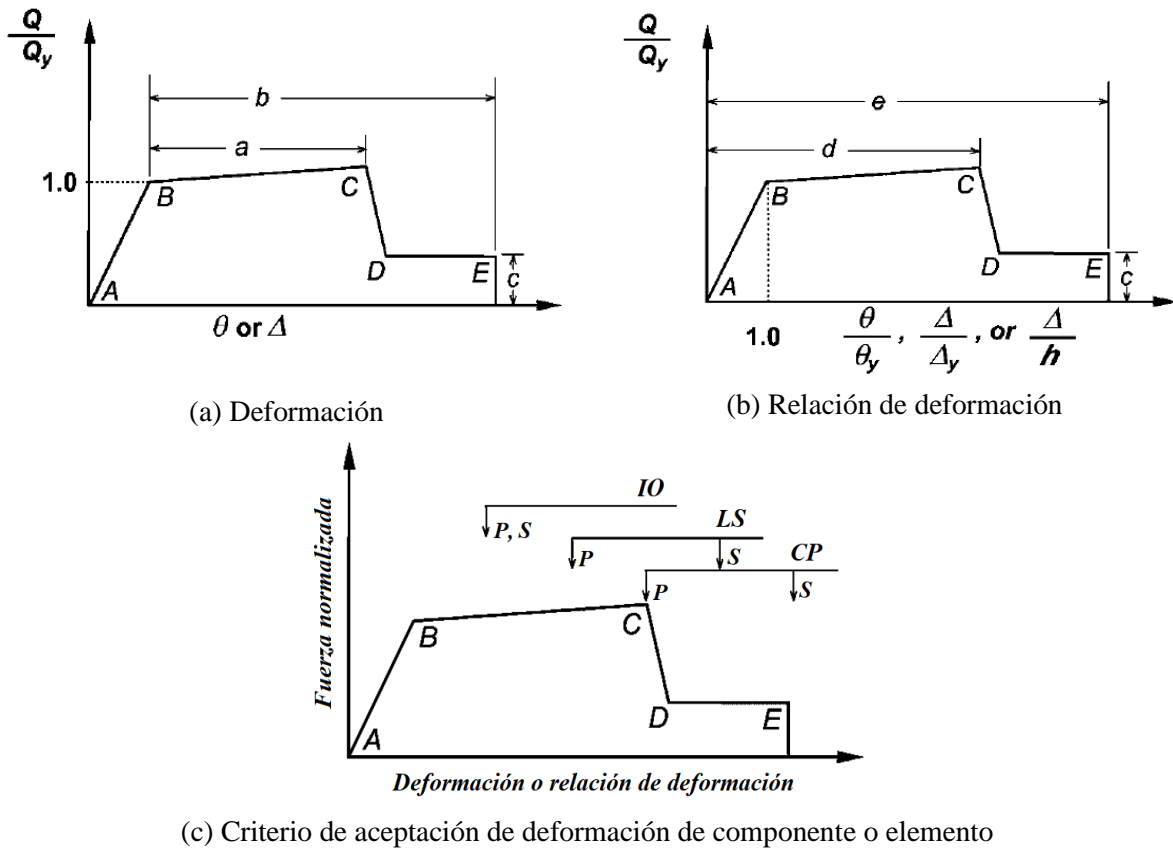
1. Solo se permiten acciones de componentes secundarios entre los puntos 2 y 4.
2. La fuerza,  $Q$ , después del punto 3 disminuye aproximadamente a cero.

**Figura 5.15. Curvas fuerza contra deformación, ASCE-41 (2017)**

La curva tipo 2 mostrada en la figura 5.15 representa el comportamiento dúctil donde se muestra el intervalo elástico (puntos 0 a 1 en la curva) y el intervalo plástico (puntos 1 a 3). El intervalo plástico tiene una pendiente positiva o negativa (puntos 1 a 3) seguida de una pérdida sustancial de la capacidad de resistencia a fuerzas sísmicas en el punto 3. La pérdida de la capacidad de resistencia a fuerzas gravitacionales tiene lugar en la deformación asociada con el punto 4. Las acciones de los componentes primarios que tengan este comportamiento se clasifican como controladas por deformación si el intervalo plástico es tal que  $e \geq 2g$ ; de lo contrario, se clasifican como de fuerza controlada. Las acciones de los componentes secundarios que tengan este comportamiento se clasifican como deformaciones controladas si  $f \geq 2g$ ; de lo contrario, se clasifican como de fuerza controlada.

La curva de tipo 3 mostrada en la figura 5.15 es representativa de un comportamiento frágil o no dúctil donde existe un intervalo elástico (puntos 0 a 1 en la curva) seguido de pérdida de capacidad de resistencia a fuerzas sísmicas en el punto 3 y pérdida de la capacidad de resistencia a cargas gravitacionales en la deformación asociada con el punto 4. Las acciones de los componentes primarios que tengan este comportamiento se clasificarán como de fuerza controlada. Las acciones de componentes secundarios que tengan este comportamiento se clasificarán como deformadas controladas si  $f \geq 2g$ ; de lo contrario, se clasificarán como de fuerza controlada.

La figura 5.16 muestra las curvas generalizadas fuerza contra deformación utilizadas dentro del ASCE-41 (2013) para especificar el modelado de elementos y los criterios de aceptación para acciones controladas por deformación en cualquiera de los cuatro tipos de materiales básicos (concreto, acero, mampostería y madera). La respuesta lineal se describe entre el punto A (elemento descargado) y un punto de fluencia efectivo B. La pendiente desde el punto B hasta el punto C es típicamente un pequeño porcentaje (0% a 10%) de la pendiente elástica y se incluye para representar fenómenos tales como endurecimiento por deformación. El punto C tiene una ordenada que representa la resistencia del elemento y una magnitud de abscisa igual a la deformación en la que comienza la degradación significativa de la resistencia (línea CD). Más allá del punto D, el elemento responde con una resistencia sustancialmente reducida al punto E. En deformaciones mayores que el punto E, la resistencia sísmica del elemento es esencialmente cero.



**Figura 5.16. Curva generalizada fuerza-deformación, representación de relaciones en el modelo y criterios de aceptación, ASCE-41 (2013)**

La transición brusca como se muestra en las curvas idealizadas en la figura 5.16 entre los puntos C y D puede resultar en dificultad computacional y una incapacidad para converger donde se usa como entrada de modelado en programas de análisis computarizado no lineal. Para algunos tipos de componentes que se degradan repentinamente (por ejemplo, fractura de conexión previa a Northridge), esto refleja el comportamiento observado de los componentes. Sin embargo, para evitar esta inestabilidad computacional, se proporciona una pequeña pendiente (por ejemplo, 10 verticales a 1 horizontal) al segmento de estas curvas

entre los puntos C y D. Alternativamente, la pendiente puede basarse en datos de pruebas de muestras comparables.

Para algunos componentes, es conveniente prescribir criterios de aceptación en términos de deformación (como  $\theta$  o  $\Delta$ ), mientras que para otros es más conveniente dar criterios en términos de relaciones de deformación. Para definir estas convenciones, en las figuras 5.16 (a) y (b) se usan dos tipos de curvas idealizadas de fuerza contra deformación.

La figura 5.16a muestra la fuerza normalizada ( $Q/Q_y$ ) frente a la deformación ( $\theta$  o  $\Delta$ ) y los parámetros a, b y c. La figura 5.16b muestra la fuerza normalizada ( $Q/Q_y$ ) frente a la relación de deformación ( $\theta/\theta_y$ ,  $\Delta/\Delta_y$  o  $\Delta/h$ ) y los parámetros d, e y c. Las rigideces elásticas y los valores para los parámetros a, b, c, d y e que pueden usarse para modelar componentes se dan en el Capítulo 9, ASCE-41 (2017).

Los criterios de aceptación para deformación o relaciones de deformación para componentes primarios (P) y componentes secundarios (S) correspondiente a los niveles de rendimiento de construcción objetivo de prevención de colapso (*Collapse Prevention, CP*), seguridad de vida (*Life Safety, LS*) y ocupación inmediata (*Immediate Occupancy, IO*) como se muestra en la figura 5.16c se dan en el Capítulo 9, ASCE-41 (2017).

### 5.2.5. Parámetros alternativos de modelado y criterios de aceptación

La obtención de parámetros alternativos para realizar modelos se establece dentro de la Sección 7.6 (ASCE-41, 2017). Si se tienen pruebas experimentales que sustenten el comportamiento inelástico de elementos sometidos a cargas cíclicas se permite derivar los parámetros requeridos, siempre que se cumplan los criterios de aceptación establecidos en el ASCE-41 (2017).

Cuando los datos relevantes sobre el comportamiento inelástico de fuerza-deformación para una configuración estructural no sean conocidos, dichos datos se pueden obtener de pruebas experimentales. Esta sección proporciona la información más destacada para desarrollar datos apropiados para evaluar y detallar sistemas no abordados específicamente por el ASCE-41 (2017).

#### 5.2.5.1. Configuración de las pruebas

Cada espécimen probado debe ser una parte identificable del elemento estructural o componente, cuya rigidez se debe modelar como parte del proceso de análisis estructural. El objetivo de la prueba experimental es estimar las relaciones de fuerza-desplazamiento (rigidez) con diferentes incrementos de carga, junto con las capacidades de resistencia y deformación para los niveles de rendimiento estructural deseados.

Estas propiedades se utilizan en el desarrollo del modelo analítico de la estructura para calcular su respuesta a sismos seleccionados y otros riesgos, y en el desarrollo de criterios de aceptación de resistencia y deformaciones.

La configuración de la prueba experimental debe replicar los detalles de la construcción, las condiciones de soporte y límite, y las condiciones de carga esperadas en la estructura. Las pruebas deben

incluir protocolos de carga cíclica con el número de ciclos y niveles de desplazamiento basados en la respuesta esperada de la estructura.

#### 5.2.5.2. *Parámetros de análisis y criterios de aceptación para datos basados en pruebas experimentales*

Para desarrollar los parámetros de modelado estructural y criterios de aceptación para configuraciones basadas en datos experimentales se debe seguir el procedimiento que recomienda el ASCE-41 (2017).

1. Se desarrollará una curva idealizada de fuerza-deformación a partir de los datos experimentales. La curva envolvente (*backbone curve*) se trazará en un solo cuadrante (fuerza positiva contra deformación positiva, o fuerza negativa contra deformación negativa). En los casos de los componentes de deformación (ej. flexión o cortante) se modelan por separado. Se debe proporcionar instrumentación suficiente para permitir que las curvas envolventes para cada componente de deformación se deriven de las relaciones generales de fuerza-deformación. Las curvas principales se construirán de la siguiente manera:
  - 1.1. La curva envolvente se dibujará a través de cada punto de desplazamiento máximo durante el primer ciclo de cada incremento de carga (o deformación), como se indica en la figura 5.17a. Se dibujará una curva envolvente “general” a través del promedio de las curvas envolventes como se muestra en la figura 5.18a. La deformación final (E) no deberá exceder el desplazamiento máximo utilizado en las pruebas, ni deberá exceder el desplazamiento máximo de cualquier prueba cíclica en la que el componente experimentó una pérdida rápida de resistencia en el ciclo. La pérdida rápida de resistencia inicia cuando la rigidez tangente en el ciclo del componente alcanza un gran valor negativo, como se muestra en la figura 5.17b.
  - 1.2. Se permitirá construir una curva envolvente “general” a partir de una combinación de datos monotónicos y cíclicos, siempre que no se haya producido una pérdida rápida de resistencia durante ningún ciclo de la prueba, como se muestra en la figura 5.18b. Para este caso, la deformación final no necesita estar limitada por la deformación máxima obtenida en las pruebas cíclicas. La deformación final no debe exceder 1.5 veces el desplazamiento máximo alcanzado por la prueba monotónica (en el cual la rigidez tangente se vuelve negativa), ni debe exceder el desplazamiento máximo de la prueba monotónica. Cuando se realizan múltiples pruebas monotónicas, la deformación final será el promedio de las pruebas.
  - 1.3. La curva envolvente general obtenida se aproximará mediante una serie de segmentos lineales, dibujados para formar una curva multi-segmentada que se ajuste a uno de los tipos indicados en la figura 5.15.

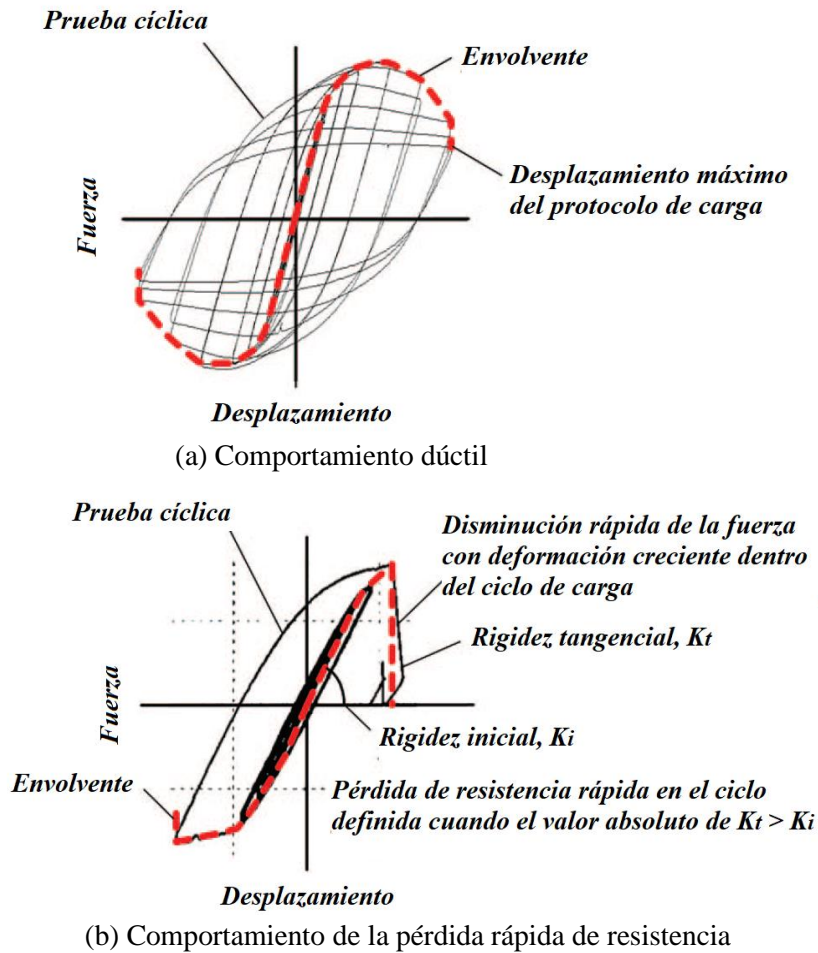
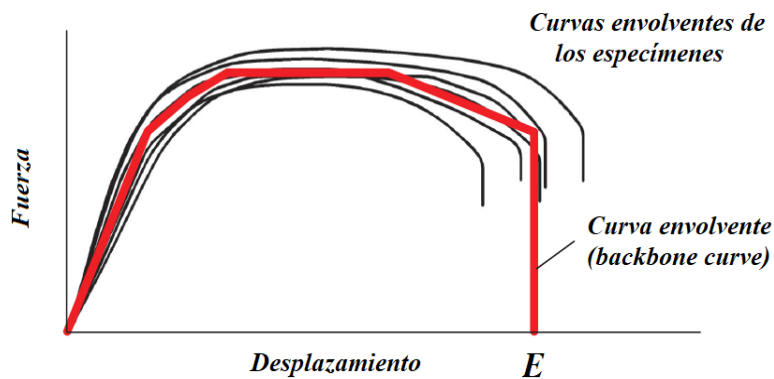
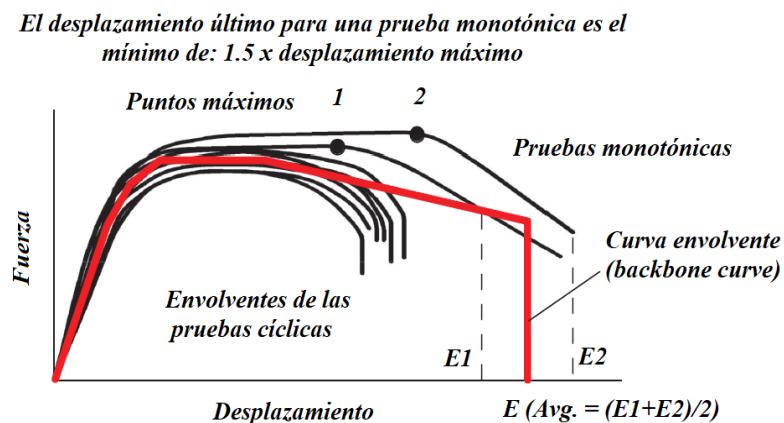


Figura 5.17. Ejemplo de curva envolvente de una prueba experimental, ASCE-41 (2017)



(a) Construcción de la curva envolvente “general” usando de las curvas envolventes pruebas cíclicas

Figura 5.18. Ejemplo de una curva envolvente a partir de varias pruebas experimentales, ASCE-41 (2017)



(b) Construcción de la curva envolvente “general” usando de las curvas envolventes de pruebas cíclicas y monotónicas

**Figura 5.18. Ejemplo de una curva envolvente a partir de varias pruebas experimentales, ASCE-41 (2017)**

2. La rigidez del espécimen para su uso en procedimientos lineales se tomará como la pendiente del primer segmento de la curva compuesta (figura 5.16). La curva multi-lineal fuerza-deformación obtenida se utilizará para modelar en procedimientos no lineales.
3. Para determinar los criterios de aceptación, las acciones del espécimen se clasificarán como controladas por fuerza o por deformación. Las acciones del espécimen se clasificarán como de fuerza controlada a menos que se aplique cualquiera de las siguientes condiciones:
  - 3.1. Se modelará la curva envolvente completa, incluida la degradación de la resistencia y la resistencia residual;
  - 3.2. La curva multi-lineal compuesta de fuerza-deformación para el programa, determinada de acuerdo con los requisitos anteriores, se debe ajustar al Tipo 1, Tipo 2 o Tipo 3 como se indica en la figura 5.15;
  - 3.3. La acción del componente se clasifica como deformación controlada de acuerdo con la Sección 7.5.1.2, ASCE-41 (2017).
4. La capacidad de resistencia,  $Q_{CL}$ , 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,  $Q_{YL}$ , determinada a partir de la serie de pruebas experimentales.
5. 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 5.19.
  - 5.1. Ocupación inmediata (*Immediate Occupancy, IO*): la deformación a 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 (*Life Safety, LS*) especificado en el punto 5.2.1.



5.2. Seguridad de vida (*Life Safety, LS*): 0.75 veces la deformación en el punto E.

5.3. Prevención de colapso (*Collapse Prevention, CP*): 1.0 veces la deformación en el punto E de la curva.

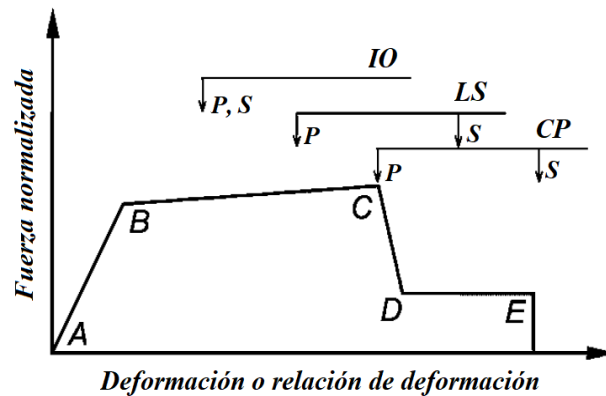


Figura 5.19. Ejemplificación de los criterios de aceptación, ASCE-41 (2017)

6. Los factores utilizados como criterios de aceptación para acciones controladas por deformación en procedimientos lineales se determinarán de la siguiente manera: (a) obtener los criterios de aceptación de deformación dados en los puntos 6.1 a 6.3; (b) obtener la relación de la deformación cuando ocurre la fluencia, representada por el parámetro de deformación (punto B), en la curva mostrada en la figura 5.16; (c) multiplicar esta relación por un factor de 0.75 para obtener el factor aceptable.

6.1. Ocupación inmediata (*Immediate Occupancy, IO*): la deformación a la que se produjo un daño permanente y visible en los experimentos, pero no mayor de 0.67 veces el límite de deformación para la Seguridad de Vida (*Life Safety, LS*) especificado en el punto 6.2.1 como sigue.

6.2. Componentes primarios:

6.2.1. Seguridad de vida (*Life Safety, LS*): 0.75 veces la deformación en el punto C en la curva.

6.2.2. Prevención de colapso (*Collapse Prevention, CP*): la deformación en el punto C en la curva, pero no mayor que 0.75 veces la deformación en el punto E.

6.3. Componentes secundarios:

6.3.1. Seguridad de vida (*Life Safety, LS*): 0.75 veces la deformación en el punto E.

6.3.2. Prevención de colapso (*Collapse Prevention, CP*): 1.0 veces la deformación en el punto E de la curva.

7. Cuando la realización de NDP (*Nonlinear Dynamic Procedure*) requiera parámetros de histéresis adicionales para definir el comportamiento esperado del componente, por ejemplo, el comportamiento de recarga, degradación o autocentrado, el modelo matemático del componente dará como resultado un acuerdo razonable entre la forma de la histéresis nominal y, de prueba para cada tipo de componente y la energía histérica disipada. La histéresis modelada debe verificarse contra la histéresis medida en todo

el rango de demandas de deformación esperadas. Se calcularán las propiedades separadas para los desplazamientos seleccionados para el nivel de riesgo sísmico más bajo y también para los desplazamientos para el nivel de riesgo sísmico seleccionado más alto cuando esté justificado.

### 5.2.6. Recomendaciones para Marcos de Acero Resistentes a Momento

El comportamiento de marcos de acero resistentes a momento depende generalmente de la configuración de las conexiones y su detallado. Cuando no se cuenta con pruebas experimentales que sustenten el comportamiento no lineal de la estructura, el ASCE-41 (2017) establece los requisitos para la evaluación sísmica y reforzamiento de los componentes de acero del sistema sismorresistente.

Los procedimientos de modelado, los criterios de aceptación y las medidas de reforzamiento para marcos a momento restringidos (*Fully restrained, FR*) y para marcos a momento parcialmente restringidos (*Partially restrained, PR*) se definen en las Secciones 9.4.2 y 9.4.3 del ASCE-41 (2017), respectivamente.

Las conexiones entre los miembros se clasificarán como totalmente restringidas (FR) o parcialmente restringidas (PR), según la resistencia y la rigidez de la conexión.

#### 5.2.6.1. Marcos resistentes a momento restringidos (*Fully Restrained, FR*)

Los marcos resistentes a momento restringidos, FR, son aquellos marcos con conexiones identificadas en el manual de conexiones precalificadas, *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frame for Seismic Applications* (AISC-358, 2016), como conexiones rígidas.

Los marcos resistentes a momento con conexiones no especificadas en la Tabla 9.5 del ASCE-41 (2017) serán definidos como marcos restringidos, FR. Si las deformaciones de la unión (sin incluir la deformación de la zona del panel) no contribuyen más del 10% a la deflexión lateral total del marco y la conexión es al menos tan resistente como el más débil de los dos miembros que se unen (viga o columna). Si alguna de estas condiciones no se cumple, el marco se definirá como parcialmente restringido (*Partially Restrained, PR*).

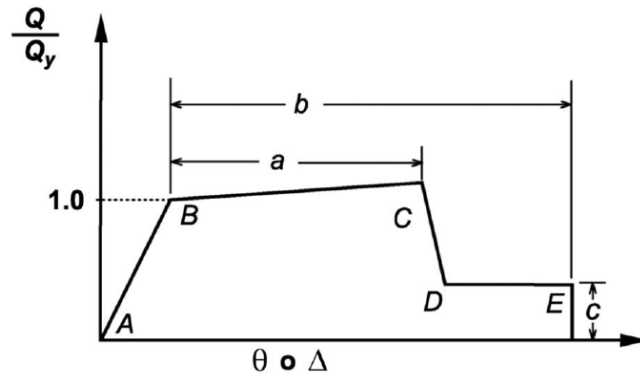
Se aplicarán las provisiones de diseño para marcos restringidos (FR) especificadas en el AISC-341 (2016), AISC-360 (2016) o el ASCE-7 (2010) a menos que sea reemplazado por las disposiciones establecidas por el ASCE-41 (2017).

#### 5.2.6.2. Rigidez de Marcos Resistentes a Momento Restringidos (*FR*)

Cuando se apliquen procedimientos lineales estáticos y dinámicos, la rigidez de los miembros de acero (columnas y vigas) y las conexiones (juntas y zonas de paneles utilizadas con los procedimientos lineales del Capítulo 7, ASCE-41) se basarán en los principios de la mecánica estructural y como se especifica en el AISC-360 (2016), a menos que sea reemplazado por las disposiciones de esta sección.

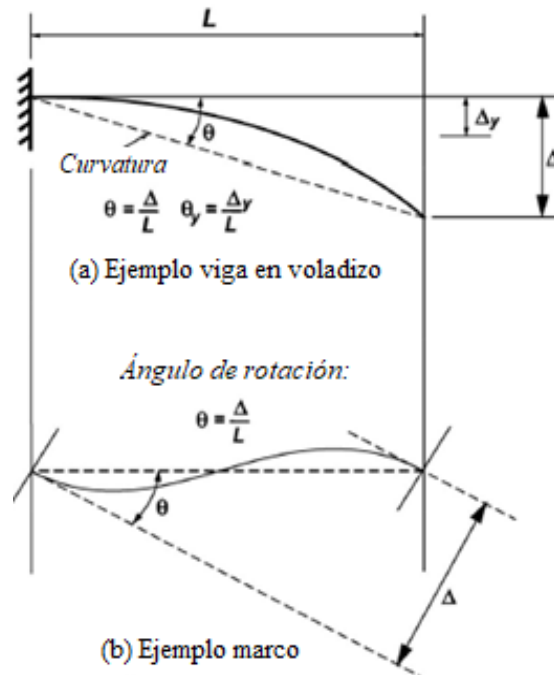
Para procedimientos no lineales estáticos y dinámicos, al construir el modelo no lineal de fuerza-deformación en lugar de las relaciones derivadas de pruebas experimentales o análisis se puede utilizar la curva generalizada de fuerza-deformación que se muestra en la figura 5.20. Los parámetros a, b y c se definen de acuerdo a la tabla 5.1 y se utilizarán para componentes de marcos restringidos, FR. Se permite

la modificación de esta curva para tener en cuenta el endurecimiento por deformación. Para vigas y columnas, se permite una pendiente de endurecimiento por deformación para acciones de flexión del 3% de la pendiente elástica. Para zona de panel, se permite una pendiente de endurecimiento por deformación para acciones de cortante del 6% de la pendiente elástica. Se permite una modificación adicional de la curva si los datos de la prueba o el análisis justifican una mayor pendiente de endurecimiento por deformación.



**Figura 5.20. Relación general de fuerza-deformación para elementos o componentes de acero**

Los parámetros  $Q$  y  $Q_y$  de la figura 5.20 son la carga generalizada del componente y la resistencia esperada del componente generalizado, respectivamente. Para vigas y columnas,  $\theta$  es la rotación total elástica y plástica de la viga o columna,  $\theta_y$  es la rotación al rendimiento,  $\Delta$  es el desplazamiento total elástico y plástico, y  $\Delta_y$  es el desplazamiento del rendimiento. La figura 5.21 define la rotación para vigas. La rotación para vigas se calculará agregando la rotación de fluencia,  $\theta_y$ , a la rotación plástica, o se puede considerar que es igual a la distorsión.



**Figura 5.21. Definición de la curvatura**

Cuando se anticipa que el punto de inflexión ocurra a la mitad de la longitud de la viga o columna, el ASCE-41 (2017) permite usar las ecuaciones 5.1 o 5.2 para calcular la rotación de fluencia,  $\theta_y$ , respectivamente. Estas expresiones incorporan los efectos por la fuerza cortante

Vigas:

$$\theta_y = \frac{M_{pe} L (1 + \eta)}{6 EI} \quad (5.1)$$

Columnas:

$$\theta_y = \frac{M_{pce} L (1 + \eta)}{6 (\tau_b E) I} \quad (5.2)$$

Donde:

$$\eta = \frac{12 EI}{L^2 GA_s} \quad (5.3)$$

$$\tau_b = \begin{cases} \frac{|P|}{P_{ye}} \leq 0.5, & 1.0 \\ \frac{|P|}{P_{ye}} > 0.5, & 4 \frac{|P|}{P_{ye}} \left(1 - \frac{|P|}{P_{ye}}\right) \end{cases} \quad (5.4)$$

$A_g$ , Área gruesa de la sección transversal del miembro;

$A_s$ , Área de cortante efectiva de la sección transversal del miembro, si es sección I;

$$A_s = A_a = (d - 2 t_p) t_a$$

$d$ , Peralte de la sección;

$E$ , Módulo de elasticidad;

$F_{ye}$ , Esfuerzo de fluencia esperado;

$G$ , Módulo de cortante del acero;

$I$ , Momento de inercia de la viga o columna en el plano de curvatura;

$L$ , Longitud de la viga o columna;

$M_{pe}$ , Capacidad esperada del momento plástico de la sección sobre el eje de flexión como se define en la ecuación. (5.5);

$M_{pce}$ , La capacidad esperada del momento plástico de la sección alrededor del eje de flexión se redujo por el efecto de la fuerza axial (compresión o tensión) como se define en la ecuación (5.6);

$P$ , Fuerza axial en la columna (compresión o tensión);

$P_{ye}$ , Capacidad de carga axial esperada de la columna,  $A_g F_{ye}$ ;

Cuando la deformación por cortante en una viga o columna no cambia la deformación del componente en más del 5% o no se incluye en el análisis del modelo matemático, se permite tomar  $\eta$  como cero.

Para las acciones de flexión de vigas y columnas que se espera que desarrollen las articulaciones plástico, la resistencia a la flexión esperada en las articulaciones,  $Q_{CE} = Q_y = M_{CE}$ , será la capacidad de momento de plástico esperada de la sección, que se calculará usando las ecuaciones 5.5 y 5.6.

Vigas:

$$M_{CE} = M_{pe} \quad (5.5)$$

Columnas:

$$M_{CE} = M_{pe} = \begin{cases} \text{Para } \frac{|P|}{P_{ye}} < 0.2, & M_{pe} \left(1 - \frac{|P|}{2 P_{ye}}\right) \\ \text{Para } \frac{|P|}{P_{ye}} \geq 0.2, & M_{pe} \frac{9}{8} \left(1 - \frac{|P|}{P_{ye}}\right) \end{cases} \quad (5.6)$$

En contraste, la NTC-DCEA (2020) y la versión del ASCE-41 (2013) proporcionan las expresiones 5.7 y 5.8 para calcular la rotación de fluencia,  $\theta_y$ , donde se anticipa que el punto de inflexión ocurre en la mitad de la longitud de la viga o columna, respectivamente. Estas expresiones no incluían los efectos por fuerza cortante como en la última versión del ASCE-41 (2017).

Vigas:

$$\theta_y = \frac{Z F_{ye} l_b}{6EI} \quad (5.7)$$

Columnas:

$$\theta_y = \frac{Z F_{ye} l_c}{6EI} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}}\right) \quad (5.8)$$

Donde:

$A_t$ , Área total de la sección transversal del miembro;

$F_{ye}$ , Esfuerzo de fluencia esperado;

- $I$ , Momento de inercia de la viga o columna;
- $l_b$ , Longitud de la viga;
- $l_c$ , Longitud de la columna;
- $E$ , Módulo de elasticidad;
- $G$ , Módulo de cortante del acero;

**Tabla 5.1. Parámetros de modelado y criterios de aceptación para procedimientos no lineales (para vigas de acero). Acciones en flexión. ASCE-41 (2017)**

Parámetros para el modelado		Criterios de aceptación			
Ángulo de rotación plástica, a y b (radianes) Relación de resistencia residual, c		Ángulo de rotación plástica (radianes)			
		IO	LS	CP	
<b>Vigas en flexión</b>					
a.	$\frac{b_p}{2t_p} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \quad y \quad \frac{h}{t_a} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	$a = 9 \theta_y$ $b = 11 \theta_y$ $c = 0.6$	0.25a	a	b
b.	$\frac{b_p}{2t_p} \geq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \quad o \quad \frac{h}{t_a} \geq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	$a = 4 \theta_y$ $b = 6 \theta_y$ $c = 0.2$	0.25a	0.75a	a
c.	Otros: se utilizará el valor mínimo que resulte de la interpolación lineal entre los valores a y b para las relaciones de esbeltez de los patines (primer término) y del alma (segundo término).				

### 5.3. OBTENCIÓN DE PARÁMETROS PARA EL MODELADO Y PROCEDIMIENTOS NO LINEALES

Como se mostró anteriormente, cuando se utilicen métodos de análisis no lineal, el modelo matemático de la estructura incluirá directamente las características carga-deformación no lineales de los miembros que la componen; para ello, se introducirán elementos que describan el comportamiento de las articulaciones plásticas. Estas características se pueden determinar a través de pruebas experimentales, de no contar con información experimental previa la norma de Evaluación y Reforzamiento Sísmico de Edificios Existentes (ASCE-41, 2017) y la Norma Técnica Complementaria para el Diseño y Construcción de Estructuras de Acero (NTC-DCEA, 2020) proporcionan procedimientos alternos, mismos que se mostraron en la sección 5.4.6.

En esta sección se plantea obtener la curva generalizada fuerza-deformación de la trabe a través del procedimiento recomendado por el ASCE-41 (2017) y la NTC-DCEA (2020). Adicionalmente, se obtiene la curva envolvente promedio de las pruebas cíclicas con el procedimiento recomendado en la Sección 7.6, ASCE-41 (2017). Finalmente, se comparan las curvas envolventes resultantes.

### 5.3.1. Procedimiento de acuerdo al ASCE-41 (2013) y NTC-DCEA (2020)

La sección de la trabe de los especímenes corresponde a un perfil IR 406 x 46.20 kg/m (W16"x 31 lb/pie). De acuerdo al Manual del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero (IMCA, 2014), las propiedades geométricas de la sección se muestran en la tabla 5.2.

**Tabla 5.2. Propiedades geométricas de la trabe, IR 406 x 46.20 kg/m (W16"x 31 lb/pie)**

Propiedad de dimensión	Sección Transversal
d = 40.30 cm	
t <sub>a</sub> = 0.70 cm	
b = 14.0 cm	
t <sub>p</sub> = 1.12 cm	
h = 38.06 cm	
A = 58.8 cm <sup>2</sup>	
I <sub>x</sub> = 15,609.0 cm <sup>4</sup>	
Z <sub>x</sub> = 885.0 cm <sup>3</sup>	

**Tabla 5 3. Características y propiedades mecánicas del IR 406 x 46.20 kg/m (W16"x 31 lb/pie)**

Propiedad/Característica	Teórico	Real
Esfuerzo de fluencia, F <sub>y</sub>	3,515 kg/cm <sup>2</sup>	3,969.66 kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo último, F <sub>u</sub>	4,570 kg/cm <sup>2</sup>	5,089.89 kg/cm <sup>2</sup>
Valor de R <sub>y</sub>	1.1	1.12
Valor de R <sub>u</sub>	1.1	1.11
Módulo de Elasticidad, E	2,039,000 kg/cm <sup>2</sup>	
Relación de Poisson, ν	0.30	
Módulo de cortante, G = E/2(1+ν)	784,230.77	
Longitud de la trabe, L	242 cm	

Las propiedades mecánicas de la sección se muestran en la tabla 5.3, el acero estructural empleado en los especímenes fue ASTM A992. Para conocer el esfuerzo de fluencia y ruptura real de la sección se extrajeron y ensayaron probetas del alma y patines de acuerdo a las recomendaciones de la norma ASTM E8/E8M-13 (2013). Se recomienda ver el Apéndice C de esta investigación.

Clasificamos la sección de los patines y del alma de acuerdo a la tabla 5.1 para determinar los parámetros de modelado y criterios de aceptación para procedimientos no lineales e identificar si la sección tendrá comportamiento dúctil o no dúctil.

Considerando que  $F_{ye} = F_{yr} = 3,969.66 \text{ kg/cm}^2$

a) Para los patines:

$$\frac{b}{2t_p} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$$

$$\frac{b}{2t_p} = \frac{14.0}{2(1.12)} = 6.25 < 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} = 0.30 \sqrt{\frac{2,039,000}{3,969.66}} = 6.79$$

Por lo tanto, los patines son sección tipo 1 (compacta).

b) Para el alma:

$$\frac{h}{t_a} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$$

$$\frac{h}{t_a} = \frac{38.06}{0.70} = 54.37 \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} = 2.45 \sqrt{\frac{2,039,000}{3,969.66}} = 55.52$$

Por lo tanto, el alma es sección tipo 1 (compacta).

Sustituyendo la ecuación 5.7 para determinar la rotación de fluencia de la viga,  $\theta_y$ , de acuerdo a las especificaciones del ASCE-41 (2013) y la NTC-DCEA (2020). Anticipando que el punto de inflexión ocurre a la mitad de la longitud de la viga.

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye}l_b}{6EI} = \frac{885(3,969.66)(242)}{6(2,039,000)(15,609)} = 0.00445 \text{ rad}$$

Se determinan los parámetros de modelado a, b y c de acuerdo a la tabla 5.1 para posteriormente definir la curva multilínea, como la mostrada en la figura 5.20.

El ángulo de rotación plástica de a y b, y la relación de resistencia residual, c, son:

$$a = 9 \theta_y = 9(0.00445) = 0.040 \text{ rad}$$



$$b = 11 \theta_y = 11 (0.00445) = 0.049 \text{ rad}$$

$$c = 0.6$$

Los criterios de aceptación de acuerdo a la tabla 9-6 (ASCE-41, 2013) son:

- a) Ocupación inmediata (IO):  $1\theta_y = 0.0045 \text{ rad}$
- b) Seguridad de vida (LS):  $a = 0.040 \text{ rad}$
- c) Prevención de colapso (CP):  $b = 0.049 \text{ rad}$

Con la información calculada se construye la curva envolvente generalizada, como la mostrada en la figura 5.20. El punto A corresponde a la coordenada (0, 0) bajo la suposición de que no existe carga ni desplazamiento inicial. Para el punto B ( $\theta_y$ , 1.0), la abscisa es la rotación de fluencia,  $\theta_y$ , y la ordenada es la relación entre el momento generalizado y el momento plástico esperado,  $M/M_{pe}$ , igual a 1.0. En el punto C de acuerdo a las recomendaciones del ASCE-41 se permite modificar la curva para incluir en ella el endurecimiento por deformación, dándole a la zona entre los puntos B y C una pendiente del 3% de la pendiente elástica, por lo tanto, las coordenadas del punto C ( $\theta_y + a$ , 1.27). La zona entre los puntos C y D presenta una transición brusca que puede resultar en dificultad computacional y una incapacidad para converger en programas de análisis computarizado no lineal, para evitar esta inestabilidad computacional, se puede proporcionar una pequeña pendiente (para este caso, se propone una pendiente del 0.1%). El punto D corresponde a las coordenadas ( $\theta_y + b$ , c).

La tabla 5.4 muestra los puntos de la curva envolvente multilínea. La figura 5.22 muestra la curva envolvente de acuerdo a los criterios del ASCE-41 (2013) y la NTC-DCEA (2020).

**Tabla 5. 4. Magnitudes de la curva envolvente de la trabe de acuerdo al ASCE-41 (2013)**

Punto	$\theta$ [rad]	$Q/Q_{yi}$
A	0.00	0.00
B	0.004	1.00
C	0.045	1.27
D	0.046	0.60
E	0.053	0.60
F	0.053	0.00

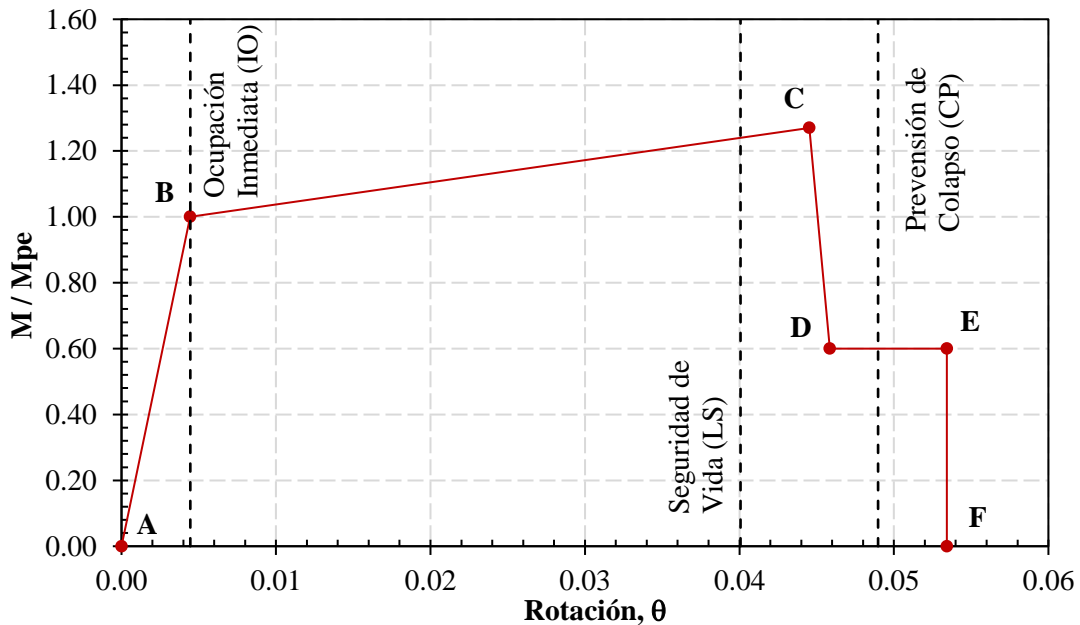


Figura 5.22. Curva envolvente fuerza-rotación de la trabe de acuerdo al ASCE-41 (2013)

### 5.3.2. Procedimiento de acuerdo al ASCE-41 (2017)

La nueva versión de la norma de Evaluación y Reforzamiento Sísmico de Edificios Existentes (ASCE-41, 2017) agrega dentro del cálculo de la rotación de fluencia,  $\theta_y$ , los efectos provocados por fuerza cortante. Lo que permitirá comparar el comportamiento del elemento cuando se considera el efecto de fuerza cortante e identificar cual procedimiento es más similar a los resultados de las pruebas experimentales.

El área de cortante efectiva de la sección transversal del miembro para la sección I se determina de la siguiente manera:

$$A_s = A_a = (d - 2 t_p)t_a = 0.70(40.3 - 2(1.12)) = 26.64 \text{ cm}^2$$

Sustituyendo la ecuación 6.3:

$$\eta = \frac{12 EI}{L^2 G A_s} = \frac{12 (2,039,000)(15,609)}{242^2 (784,230.77)(26.64)} = 0.312$$

El momento plástico esperado,  $M_{pe}$ , se determina con los valores reales obtenidos a partir de los ensayos de probetas mostrados en la tabla 5.2.

$$M_{pe} = R_y F_y Z_x = F_{y \text{ real}} Z_x = 3,969.66 (885) = 3,513,153.75 \text{ t-m}$$

La rotación de fluencia ( $\theta_y$ ) de la viga se calcula con la ecua. 5.1 de acuerdo a las recomendaciones del ASCE-41 (2017).

$$\theta_y = \frac{M_{pe} L (1 + \eta)}{6 EI} = \frac{3.51 \times 10^6 (242) (1 + 0.312)}{6 (2,039,000) (15,609)} = 0.00584 \text{ rad}$$

Para determinar los parámetros de modelado a, b y c, y los criterios de aceptación de la tabla 5.1 es necesario clasificar la sección. El perfil empleado en la trabe de los especímenes fue IR 406 x 46.20 kg/m (W16"x 31 lb/ft), esta sección es tipo 1 (compacta), es decir, es un elemento que tendrá comportamiento dúctil.

El ángulo de rotación plástica de a y b, y la relación de resistencia residual, c, son:

$$a = 9 \theta_y = 9(0.00584) = 0.0525 \text{ rad}$$

$$b = 11 \theta_y = 11 (0.00584) = 0.0642 \text{ rad}$$

$$c = 0.6$$

Los criterios de aceptación de acuerdo a la tabla 5.1 son:

- |                                |   |
|--------------------------------|---|
| a) Ocupación inmediata (IO):   | $0.25a = 0.25(0.0525) = 0.0131 \text{ rad}$ |
| b) Seguridad de vida (LS):     | $a = 0.0525 \text{ rad}$                    |
| c) Prevención de colapso (CP): | $b = 0.0642 \text{ rad}$                    |

El procedimiento para formar la curva multilínea fue el mismo que se describió anteriormente. En la tabla 5.5 se muestran los puntos de la curva envolvente. La figura 5.23 muestra la curva envolvente de acuerdo a los criterios del ASCE-41 (2017).

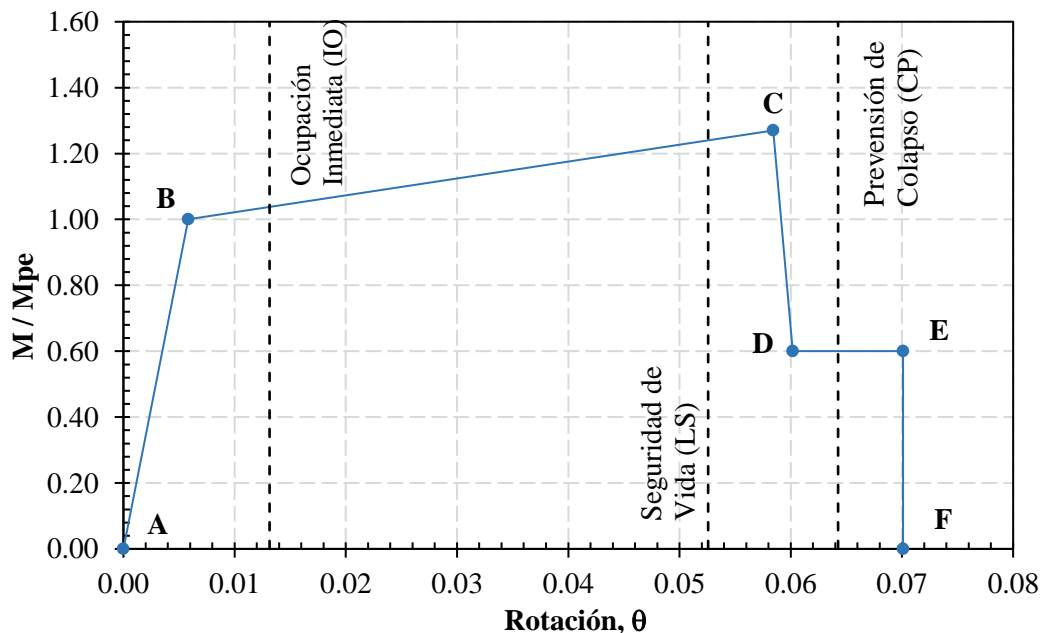


Figura 5.23. Curva envolvente fuerza-rotación de la trabe de acuerdo al ASCE-41 (2017)

Tabla 5.5. Magnitudes de curva envolvente de la trabe de acuerdo al ASCE-41 (2017)

Punto	$\theta$ [rad]	$Q/Q_{yi}$
A	0.000	0.00
B	0.006	1.00
C	0.058	1.27
D	0.060	0.60
E	0.070	0.60
F	0.070	0.00

La figura 5.24 compara las curvas envolventes, la curva en color azul incluye el efecto de fuerza cortante en el elemento de acuerdo a las recomendaciones del ASCE-41 (2017), por otra parte, la curva en color rojo no incluye dichos efectos. Asimismo, se puede observar que la rotación de fluencia,  $\theta_y$ , es aproximadamente 30 % mayor cuando se consideran los efectos de cortante.

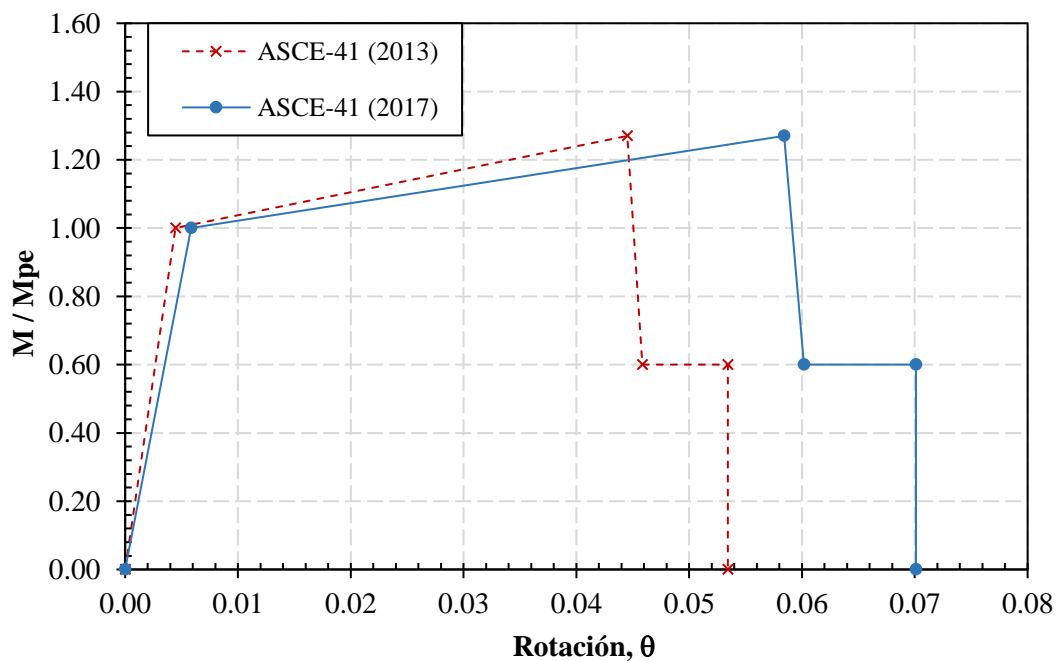


Figura 5.24. Comparación de curvas envolventes

### 5.3.3. Curva envolvente general de las pruebas experimentales

En la Sección 7.6 de la especificación para la Evaluación y Reforzamiento Sísmico de Edificios Existentes (ASCE-41, 2017) proporciona recomendaciones para generar una curva envolvente general (*backbone curve*) como resultado de pruebas experimentales, misma que permitirá conocer el comportamiento no lineal del elemento más cercano a la realidad. Esta curva envolvente puede ser introducida al modelo matemático de la estructura y realizar procedimientos de análisis no lineales.

El procedimiento recomendado se describió previamente en la sección 5.4.5. La curva envolvente proveniente de pruebas experimentales se dibuja a través de cada punto de desplazamiento máximo durante el primer ciclo de cada incremento de carga (o deformación), como se indica en la figura 5.18a. Bajos estos criterios se obtuvo el promedio de las pruebas experimentales y se generó la curva envolvente general.

La curva envolvente se presenta en por cuadrante en diferentes figuras. Es decir, la figura 5.25 muestra la rama positiva de la curva envolvente (momento positivo contra rotación positiva) y la figura 5.26 muestra la rama negativa de la curva envolvente (momento negativo contra rotación negativa). Adicionalmente, la figura 5.27 muestra la curva envolvente global que incluye la rama positiva y negativa.

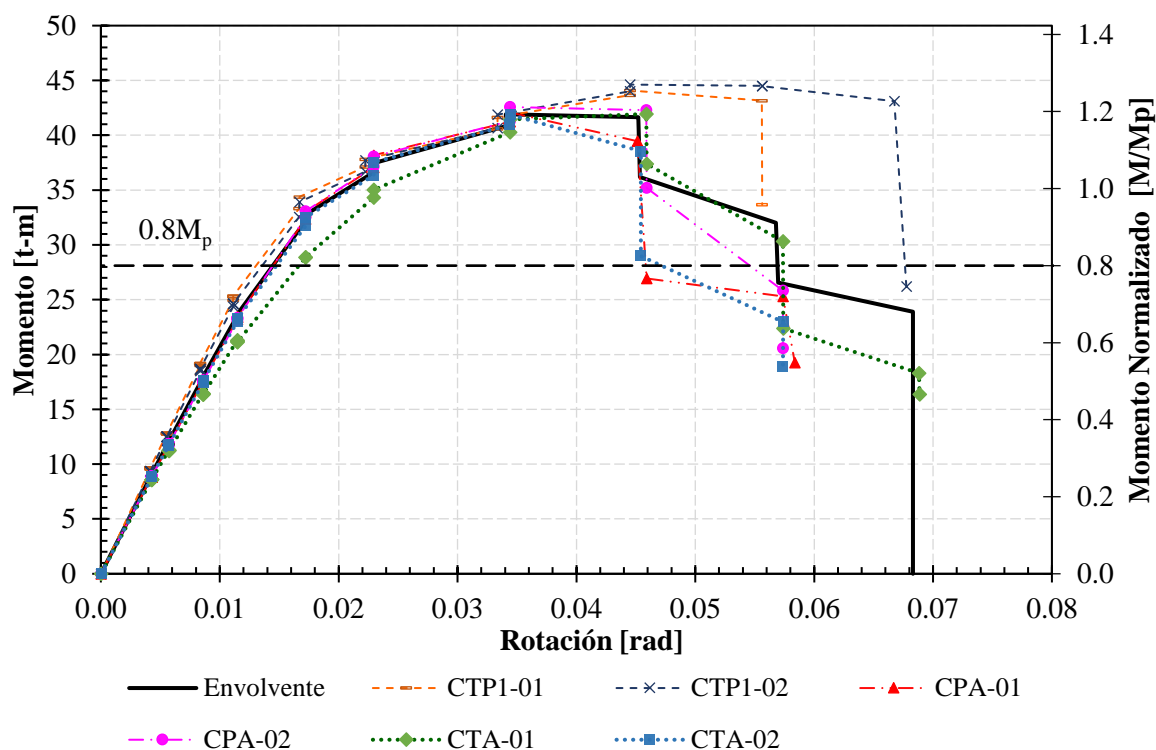


Figura 5.25. Curva envolvente general, rama positiva (momento positivo contra rotación positiva)

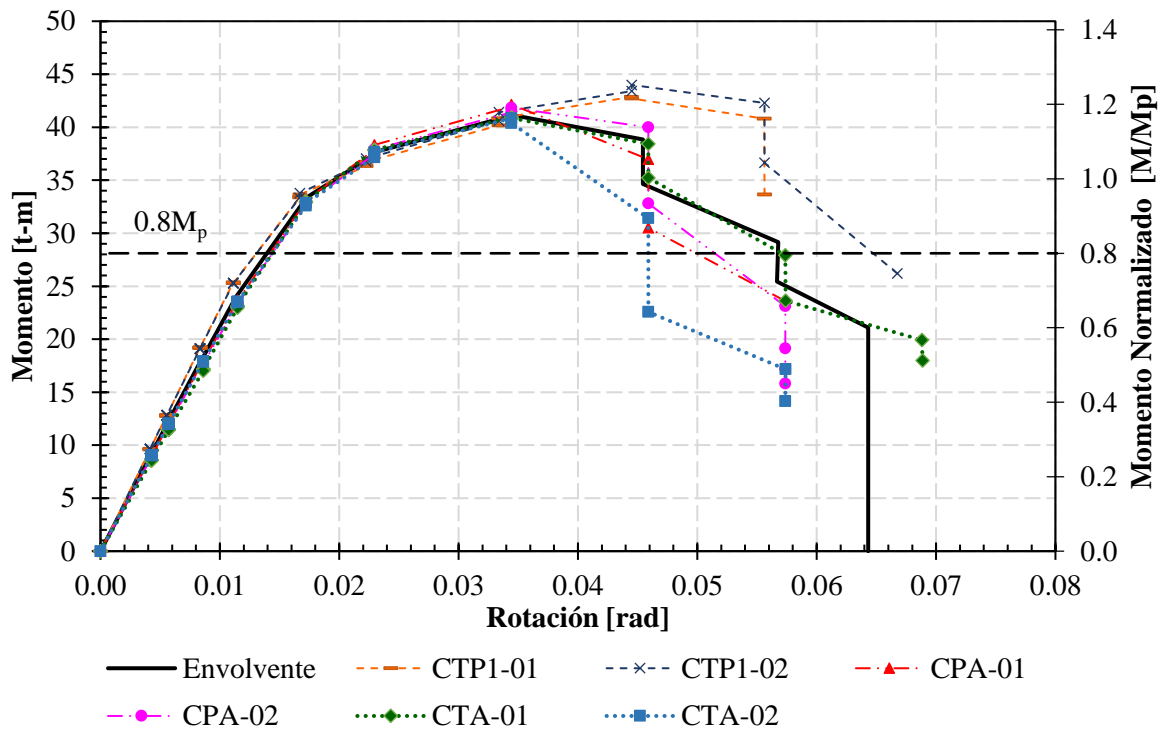


Figura 5.26. Curva envolvente general, rama negativa (momento negativo contra rotación negativa)

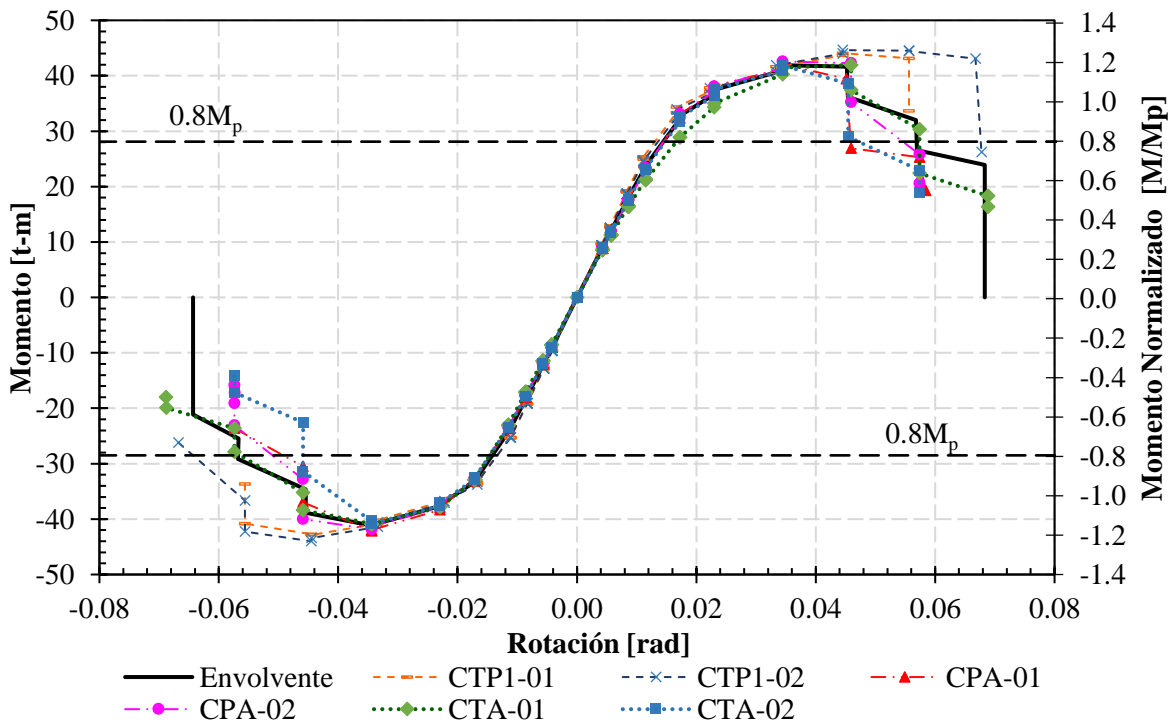


Figura 5.27. Curva envolvente general de las pruebas experimentales

En la figura 5.28 y 5.29 se compara la curva envolvente generada a partir del promedio de las curvas envolventes de los especímenes con la curva multilínea que incluye los parámetros para modelado y procedimientos no lineales de acuerdo a las recomendaciones del ASCE-41 (2013 y 2017). La figura 5.28 muestra la rama positiva de la curva envolvente general, mientras que, la figura 5.29 muestra la rama negativa.

La curva envolvente mostrada en la figura 5.28 y 5.29 permite resaltar la importancia que tiene el detallado correcto de las conexiones (en el Capítulo 4 se discutió la causa de falla en los especímenes, donde, en su mayoría la falla se presentó en la conexión antes que la trabe a consecuencia de errores en la conexión).

Asimismo, cuando se realicé análisis no lineal, es primordial vigilar que el mecanismo de falla sea a través de la formación de articulaciones plásticas en la trabe, debido a que los otros modos de falla no están cubiertos por los parámetros de modelado. Es decir, en la curva envolvente mostrada en la figura 5.24, la suposición de la falla de la trabe es diferente a la falla de la conexión, es decir, es menos rígida y aunque medianamente tienen la misma resistencia, su incursión inelástica (ductilidad) es muy diferente.

Al comparar la curva multilínea (figura 5.28 y 5.29) generada con los criterios y recomendaciones del ASCE-41 en la versión del año 2013 y 2017, se puede observar que la curva multilínea que incluye los efectos de fuerza cortante, ASCE-41 (2017), tiene un comportamiento más cercano a la curva envolvente de los especímenes. Por lo tanto, es recomendable emplear los criterios del ASCE-41 (2017).

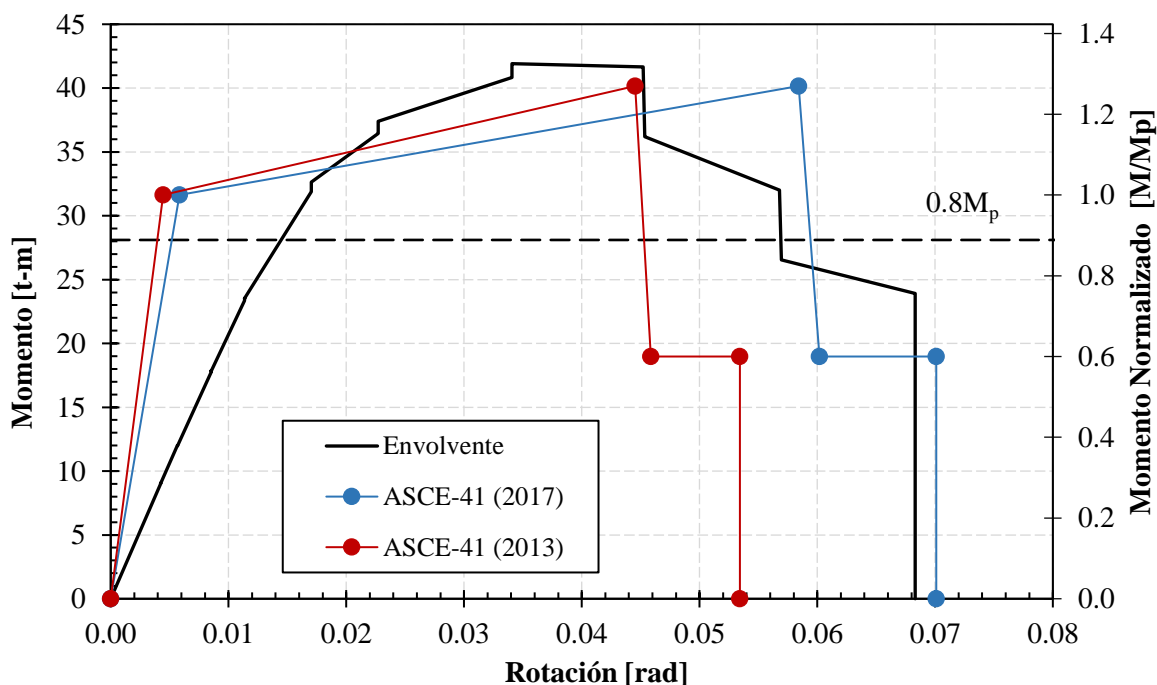


Figura 5.28. Comparación de curvas envolventes, rama positiva

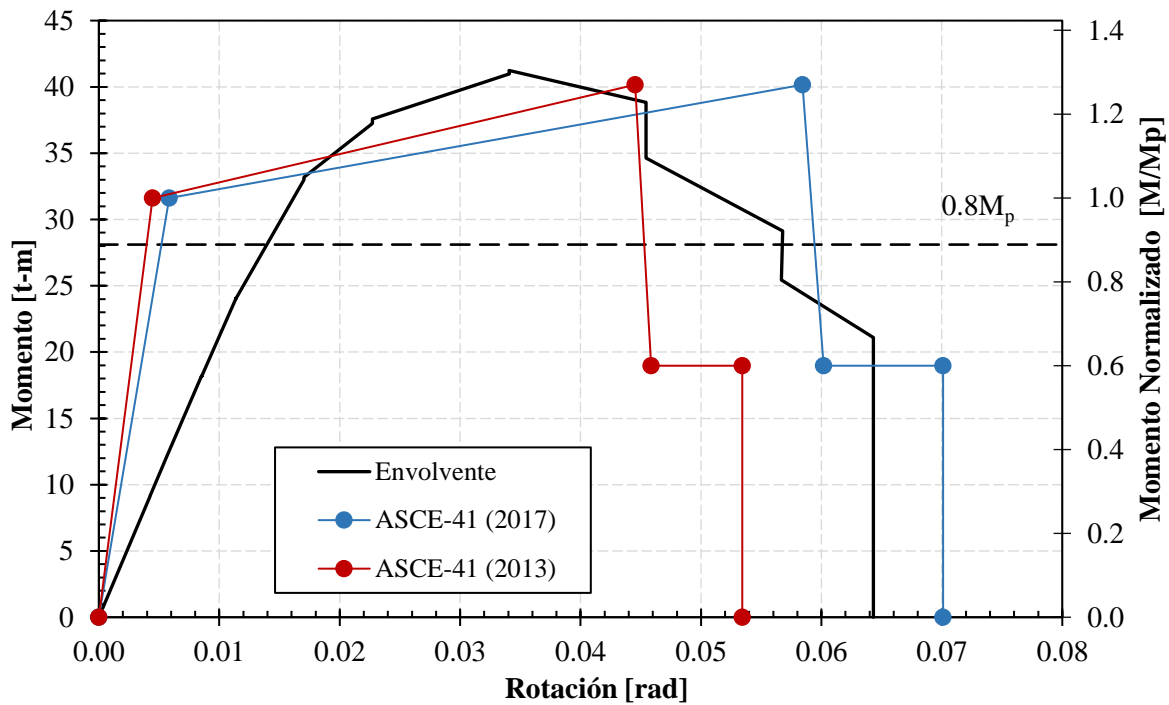


Figura 5.29. Comparación de curvas envolventes, rama negativa

#### 5.4. CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO

En este Capítulo se discute los resultados del modelo analítico en el programa *OpenSees* a través de un análisis estático no lineal y cíclico. Se construyó un modelo con las características generales de los especímenes (sin incluir el detallado de las conexiones) con la finalidad de predecir su comportamiento durante la prueba experimental. Se comparó la curva envolvente de los especímenes con la curva de capacidad del modelo y se observó comportamiento similar. Adicionalmente, se comparó la curva de histéresis del modelo analítico y del espécimen; el modelo analítico predice con gran precisión el momento y rotación máximos, sin embargo, se observa diferencia significativa en la disipación de energía provocada por la falla en la conexión.

Adicionalmente, se recurrió a las recomendaciones de la norma de Evaluación y Reforzamiento Sísmico de Edificios Existentes (ASCE-41) para la obtención de parámetros que consideren el comportamiento no lineal de elementos de acero a través de datos experimentales o analíticos. Al comparar las curvas envolventes generadas a partir de los diferentes métodos permitió resaltar la importancia que tiene asegurar que la formación del mecanismo de falla sea a través de la formación de articulaciones en la trabe (esto se puede lograr con el correcto detallado de las conexiones), debido a que la falla de la trabe es diferente a la falla de la conexión.



## CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES

En esta investigación se discute el estado del arte, el proceso de diseño, fabricación y resultados experimentales de conexiones de acero trabe – columna en escala natural de algunas de las configuraciones más utilizadas en México, asimismo, se comparan los resultados con modelos analíticos. El estudio pretende evaluar el comportamiento de conexiones existentes de columna I a trabe I basadas en las configuraciones típicas para identificar posibles procedimientos que mejoren la respuesta.

Las configuraciones ensayadas se establecieron mediante una encuesta con algunos de los despachos de cálculo y fabricantes de estructuras de acero más reconocidos en el país. En el consenso, se establecieron tres configuraciones: un espécimen con una conexión a momento conectando al eje mayor de la columna y dada la incertidumbre local, se consideraron dos conexiones a momento al eje menor de la columna. En cada caso se ensayaron dos especímenes idénticos para evaluar la certidumbre de los resultados; es decir, se ensayaron seis especímenes.

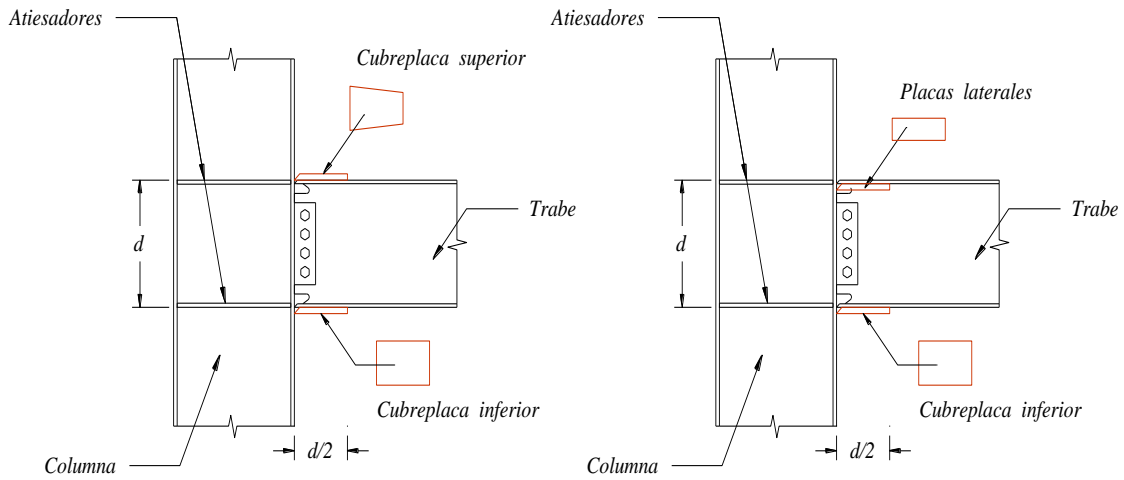
Se realizó un modelo analítico en el programa *OpenSees* para predecir el desplazamiento máximo probable y se comparó con los resultados del ensaye. Adicionalmente, se atendió las recomendaciones del ASCE-41 para la generación de la curva envolvente promedio, misma que exhibió la importancia del detallado de las conexiones. Las principales contribuciones de la investigación son las siguientes:

- La configuración de las conexiones seleccionadas para la evaluación experimental correspondió a la tendencia en el diseño y construcción de estructuras de acero dentro la práctica mexicana. Durante el desarrollo de la investigación se tuvo participación activa de fabricantes y despachos de cálculo.
- Para verificar que el acero estructural empleado en la fabricación de los especímenes satisficiera los requerimientos de la normativa vigente, se realizaron pruebas de laboratorio de acuerdo a la norma ASTM E8/E8M–13a. Resultando favorables y congruentes con los certificados de calidad proporcionados por el proveedor.
- La evolución de los ensayos experimentales de los especímenes reporta una concentración de daño en la zona de la conexión, sin que se desarrolle una articulación plástica en la trabe. Se asume que el daño fue provocado por errores durante el proceso de fabricación. Más específicamente, la falla es liderada por el pandeo de los patines en la zona de la muesca, lo que evolucionó en: i) fisuras en el alma de la trabe desde las imperfecciones de la muesca, ii) la fractura del área total del patín y, en algunos casos, iii) en fisuras en la región de los cordones de soldadura. Esto representa una respuesta inelástica inesperada, debido a que la capacidad del sistema fue menor a la que se establece si se sigue un diseño por capacidad.
- Pese a la concentración de daño, la incursión inelástica desarrollada estuvo relacionada con ciclos estables con degradaciones de rigidez y resistencia graduales y dúctiles. Sin embargo, la ductilidad

reportada en los experimentos resultó limitada. Con base en los resultados, el promedio de la ductilidad desarrollada es igual a  $\mu = 3.06$ . Entonces, la aplicación de estas configuraciones de conexiones a marcos rígidos sería cuestionable en marcos de alta ductilidad ( $Q = 4.0$ ), puesto que antes de desarrollar el mecanismo de colapso columna fuerte – viga débil, ocurriría daño grave en la conexión.

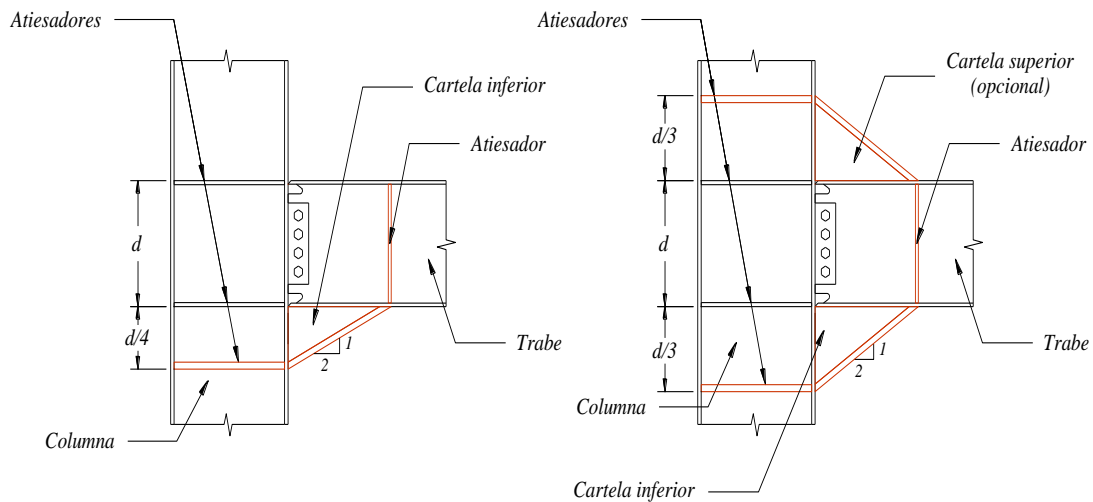
- Dada la configuración de las conexiones, la placa que une el alma de la trabe resultó inefectiva en transferir el momento flexionante a la columna, por lo que la capacidad de la conexión dependió altamente de la capacidad de los patines de la trabe. Se hizo notar, con base en los resultados de las pruebas experimentales y estudios previos, la conveniencia de que las proporciones entre el módulo de sección plástico,  $Z$ , y la aportación de los patines al módulo de sección plástico,  $Z_p$ , sean mayores a  $Z_p/Z > 0.70$ . Para la sección transversal empleada en la trabe de los especímenes (IR 406 x 46.20 kg/m), el módulo de sección plástico de los patines fue  $Z_p = 614.34 \text{ cm}^3$ , mientras que, el módulo plástico de la sección completa fue  $Z_x = 885 \text{ cm}^3$ . Por lo tanto, la relación de módulos de sección plástico resultó  $Z_p/Z = 0.69 < 0.70$ , menor que el valor recomendado. El incremento necesario de la aportación de los patines al módulo de sección plástico ( $Z_p$ ) se recomienda mediante la adición de cartabones o placas en los patines de la trabe en la zona de la muesca.
- Se hizo notar la importancia de seguir recomendaciones especializadas en el detallado de la conexión para mejorar la respuesta durante el proceso de fabricación; por ejemplo, el suplemento AWS D1.8 (2016) y la sección 10.1.10 de las NTC-DCEA (2020). En particular, se listaron condiciones geométricas que pretenden evitar el pandeo de los patines de la trabe en la zona de la muesca. En particular, las imperfecciones ocasionadas por los cortes o perforaciones de las conexiones analizadas parecen haber favorecido la concentración del daño.
- Ante el panorama de estructuras de acero existentes con conexiones a momento cuyas relaciones  $Z_p/Z$  sean menor que 0.70, es recomendable reforzar la unión viga-columna a través de elementos adicionales (ej. cubreplacas, atiesadores, rigidizadores, etc). El objetivo es prevenir que la estructura sufra daños graves en los miembros principales cuando esta sea sometida a demandas sísmicas severas. A raíz del sismo de Northridge (1994), el Instituto Americano para la Construcción en Acero (AISC por sus siglas en inglés) publicó recomendaciones para el reforzamiento y rehabilitación de conexiones cuyas configuraciones que no satisfacen los requisitos actuales de los códigos de diseño; por ejemplo: la Guía de Diseño No. 12: “Modificación de Conexiones Soldadas Existentes de Marcos de Acero (AISC, 1999a)” y la Guía de Diseño No. 15: “Guía de Rehabilitación y Reforzamiento (AISC, 2018)”. Estas recomendaciones pueden ser empleadas para reforzar conexiones que presenten características similares a las mencionadas anteriormente (figura 6.1).
- Los modelos analíticos realizados en el programa *OpenSees* estiman adecuadamente el comportamiento de los especímenes si la incursión inelástica está controlada. La capacidad de deformación, la resistencia y la rigidez fueron muy cercanos a los resultados de las pruebas experimentales cuando el daño está controlado. Sin embargo, los resultados del análisis cíclico no fueron similares debido a que si el daño se incrementa está relacionado a mayores incertidumbres y se requerirán modelos más detallados de la conexión.

- Se aplicaron las recomendaciones especificadas en el ASCE-41 (2017) y la NTC-DCEA (2020) para la obtención de parámetros de modelado que permitieran conocer el comportamiento de una estructura cuando incursiona en el intervalo inelástico. Se generó la curva envolvente (*backbone curve*) de la trabe y se comparó con la curva envolvente de las pruebas experimentales. La comparación de las curvas envolventes permitió observar la importancia que tiene el correcto detallado de las conexiones, debido a que, al realizar un análisis no lineal de una estructura se considera que las traves y columnas alcanzan su máxima capacidad antes que la conexión. Pero, si la conexión no cumple con los requisitos adecuados de diseño, fabricación y montaje se compromete el comportamiento de la estructura.



(a) Refuerzo con cubreplacas en los patines de la viga

(b) Refuerzo con placas laterales por debajo del patín superior de la viga



(c) Refuerzo con cartela inferior y atiesadores

(d) Refuerzo con cartela superior e inferior

**Figura 6.1. Recomendaciones para reforzamiento de conexiones en estructuras de acero resistentes a momento (adaptadas del AISC-1999a y AISC-2018)**

---

---

## CAPÍTULO 7. REFERENCIAS

- [1] AISC (1992), *Design Guide Series 6: Load and Resistance Factor Design of W-Shapes Encased in Concrete*, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Estados Unidos.
- [2] AISC (1999a), *Design Guide Series 12: Modification of Existing Welded Steel Moment Frame Connections for Seismic Resistance*, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Estados Unidos.
- [3] AISC (1999b), *Design Guide Series 13: Stiffening of Wide-Flange Columns at Moment Connections: Wind and Seismic Applications*, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Estados Unidos.
- [4] AISC (2016), *Steel Construction Manual*, 15a edición., American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Estados Unidos.
- [5] AISC (2018), *Design Guide Series 15: Rehabilitation and Retrofit Guide: A Reference for Historic Shapes and Specifications*, 2a edición, American Institute of Steel Construction, Pittsburgh, PA, Estados Unidos.
- [6] AISC-341 (2005), *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, ANSI/AISC 341-05. American Institute of Steel Construction. Chicago, IL, Estados Unidos.
- [7] AISC-341 (2016), *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, ANSI/AISC 341-16. American Institute of Steel Construction. Chicago, IL, Estados Unidos.
- [8] 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.
- [9] AISC-360 (2016), *Specification for Structural Steel Buildings*, ANSI/AISC 360-16. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Estados Unidos.
- [10] ASCE-41 (2013), *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, ASCE/SEI 41-13. American Society of Civil Engineers. Reston, VA, Estados Unidos.
- [11] ASCE-41 (2017), *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, ASCE/SEI 41-17. American Society of Civil Engineers. Reston, VA, Estados Unidos.
- [12] ASTM E8/E8M-13 (2013), *Standard Test Methods for Tension Testing of Metallic Materials*, American Society for Testing and Materials, American National Standard, West Conshohocken, PA, Estados Unidos.
- [13] 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.
- [14] Bruneau M., Uang C.-M. y Sabelli R. (2011), *Ductile Design of Steel Structures*, 2a edición, Editorial Mc Graw Hill.

- [15] Chen, W. F. y Lui, E. M. (1988), Static Web Moment Connections, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 10, Elsevier Science Publishers Ltd., Inglaterra.
- [16] De Buen L. H. O. (1980). Estructuras de Acero Comportamiento y Diseño, Novena Edición, Limusa México.
- [17] De Buen L. H. O. (1993). Comentarios, Ayudas de Diseño y Ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas, DDF. Vol. II, Serie Especial (Salmón), No. ES-3.2, ISSN: 0188-5987, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
- [18] De Buen L. H. O. (2004). Diseño de Estructuras de Acero Construcción Compuesta, Capítulo 8, Fundación ICA A.C., México.
- [19] Deierlein G., Reinhorn A. y Willford M. (2010), *Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design: A Guide for Practicing Engineers*, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4, National Institute of Standards and Technology, California, Estados Unidos.
- [20] Driscoll, G. C. y Beedle, L. S. (1982), Suggestions for Avoiding Beam-to-Column Web Connection Failure, *Engineering Journal*, AISC, American Institute of Steel Construction, Vol. 19, pág. 16-19.
- [21] FEMA-350 (2000a), *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*, FEMA-350, SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, Estados Unidos.
- [22] FEMA-351 (2000), *Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Buildings*, FEMA-351, SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, Estados Unidos.
- [23] FEMA-352 (2000), *Recommended Postearthquake Evaluation and Repair Criteria for Welded Steel Moment-Frame Buildings*, FEMA-352, SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, Estados Unidos.
- [24] FEMA-355A (2000), *State of the Art Report on Base Metals and Fracture*, FEMA-355A, SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, Estados Unidos.
- [25] FEMA-355C (2000d), *State of the Art Report on Systems Performance of Steel Moment Frames Subject to Earthquake Ground Shaking*, FEMA-355C, SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, Estados Unidos.
- [26] FEMA-355D (2000e), *State of the Art Report on Connection Performance*, FEMA-355D, SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, Estados Unidos.
- [27] FEMA-355F (2000f), *State of the Art Report on Performance Prediction and Evaluations of Steel Moment Frame Buildings*, FEMA-355F, SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, Estados Unidos.
- [28] Han S., Kwon G. y Moon K. (2006), Cyclic Behavior of Post-Northridge WUF-B Connections, *Journal of Constructional Steel Research*, 63 (3) 365–374.
- [29] Hu F., Shi G., Bai Y. y Shi Y. (2014), Seismic Performance of Prefabricated Steel Beam-to-Column Connections, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 02 (11), pág. 204–216.
- [30] IMCA, (2014). Manual de Construcciones de Acero, Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, 5ta edición, Editorial Limusa, México.
- [31] Kim T., Whittaker A., Gilani A., Bertero V. y Takhirov S. (2002), Experimental Evaluation of Plate-Reinforced Steel Moment-Resisting Connections, *Journal of Structural Engineering*, DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:4(483).

- 
- [32] Lee K., Li R. y Chen L. (2012), Cyclic Testing of the Column-Tree Type and the WUF-B Weak-Axis Steel Moment Connections, *Memorias XV Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica*, Lisboa, Portugal.
- [33] Martín del Campo I.T. y Gómez Bernal A. (2010), Estudio experimental de conexiones de acero a momento de vigas I con columna rectangular HSS, *Memorias XVII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*. León, Guanajuato. Noviembre.
- [34] Mazzoni S., McKenna F., Scott M.H. y Fenves G.L. (2007), *OpenSees Command Language Manual*, Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California, Berkeley, Estados Unidos.
- [35] Mendoza, O. H. (2018), Análisis no lineal de conexiones rígidas entre columnas de sección transversal cerrada y vigas tipo I sometidas a carga sísmica, *Tesis de Maestría*, Universidad Nacional Autónoma de México.
- [36] NTC-DCEA (2020), Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Acero y sus Comentarios, En Gaceta Oficial de la Ciudad de México. No. 220Bis. Vigésima época. Gobierno de la Ciudad de México. Diciembre.
- [37] NTC-DCEC (2017), Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, En Gaceta Oficial de la Ciudad de México. No. 220Bis. Vigésima época. Gobierno de la Ciudad de México. Diciembre.
- [38] NTC-DS (2020), Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo y sus Comentarios. En Gaceta Oficial de la Ciudad de México. No. 220Bis. Vigésima época. Gobierno de la Ciudad de México. Diciembre.
- [39] OpenSees (2010), *Open System for Earthquake Engineering Simulation*, Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California, Berkeley, Estados Unidos.
- [40] OpenSees Navigator (2019), dirección de página de internet: <http://opensees.berkeley.edu/>, fecha de consulta: septiembre de 2019.
- [41] Patel, K. V. y Chen, W. F. (1984), Nonlinear Analysis of Steel Moment Connections, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, American Society of Civil Engineers, 110(8):1861-1874, New York, NY, Estados Unidos.
- [42] Pourbohloul, A. (1986), Elastic-Plastic Analysis of Beam-to-Column Web Moment Connection Details, PhD Dissertation, *Fritz Laboratory Reports*, artículo 2260.
- [43] Popov, E. P., Amin, N. R., Louis, J. J. C., y Stephen, R. M. (1985). Cyclic behavior of large beam-column assemblies. *Engineering Journal*. Vol. 23, No. 1, pág. 9-23.
- [44] Rentschler, G. P., Chen, W. F. y Driscoll, G. C. (1980), Test of Beam-to-Column Web Moment Connections, J. Str. Div., ASCE, American Society of Civil Engineers, Vol. 106, No. ST5, *Fritz Laboratory Reports*, artículo 2168.
- [45] Rentschler, G. P., Chen, W. F. y Driscoll, G. C. (1982), Beam-to-Column Web Connections Details, J. Str. Div., ASCE, American Society of Civil Engineers, Vol. 108, No. ST2, *Fritz Laboratory Reports*, artículo 2169.
- [46] Tsai, K. C. y Popov, E. P. (1989). Steel Beam-Column Joints in Seismic Moment Resisting Frames. Rep. No. UCBIERC 88/19, *Earthquake Engineering Research Center*, Universidad de California, Berkeley, Estados Unidos.
- [47] Tsai, K. C., Wu Shun y Popov, E. P. (1995), Experimental Performance of Seismic Steel Beam-Column Moment Joints, *Journal of Structural Engineering*. Vol. 121, No. 6, Junio.

- [48] Tapia E., García S. y Del Rincón A. (2016), Estudio paramétrico del modelado inelástico de contravientos de acero, *Revista de Ingeniería Sísmica*. No. 94, pág. 49-74.
- [49] 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.
- [50] Uang C., Bondad D. y Lee C. (1998), Cyclic Performance of Haunch Repaired Steel Moment Connections: Experimental Testing and Analytical Modeling, *Engineering Structures*. 20 (4–6) 552–561.
- [51] Velasco, E. L. y Guerrero, B. H. (2020), Introducción al Análisis Estructural con OpenSees, Serie Docencia, ISBN: 978-607-30-3085-4, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
- [52] 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.

## APÉNDICE A. COMPENDIO DE CONEXIONES MÁS USADAS EN MÉXICO

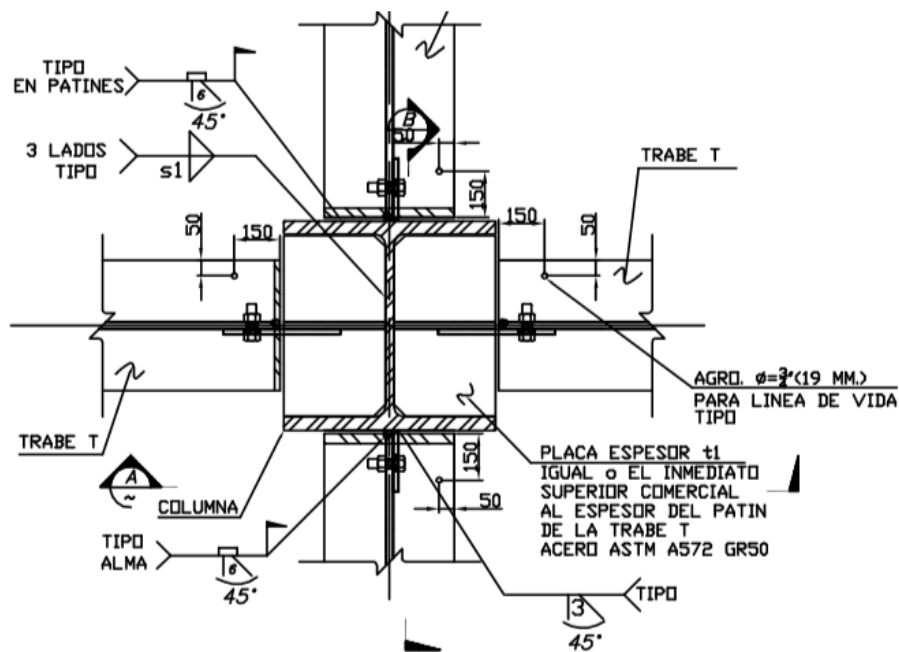
Esta investigación pretende evaluar la respuesta de conexiones de acero existentes. En esta instancia, no se pretende desarrollar prototipos de conexiones, sino estimar la respuesta inelástica de las configuraciones de conexiones más utilizadas en el país.

Con este escenario, se consultó a los principales despachos de ingeniería en la Ciudad de México y las dos principales fábricas de estructuras de acero para conocer la tendencia de las configuraciones más utilizadas. En este apéndice se muestran las recomendaciones, con lo que se justifica las configuraciones que se seleccionaron en esta investigación. Se agradece el apoyo brindado a las empresas involucradas para el desarrollo de este proyecto.

### A.1. FABRICANTES

#### A.1.1. Manufacturas Metálicas AJAX, S.A. de C.V.

Se trata de una fábrica de estructuras de acero localizados en La Venta 25, Industrial Cuamatla, Cuautitlán Izcalli, Estado de México. La figura A.1 muestra la vista en planta de la conexión propuesta por Manufacturas Metálicas AJAX. La figura A.2 muestra la vista en elevación.



*Figura A.1. Vista superior de la conexión propuesta. (Manufacturas Metálicas AJAX, S.A. de C.V)*



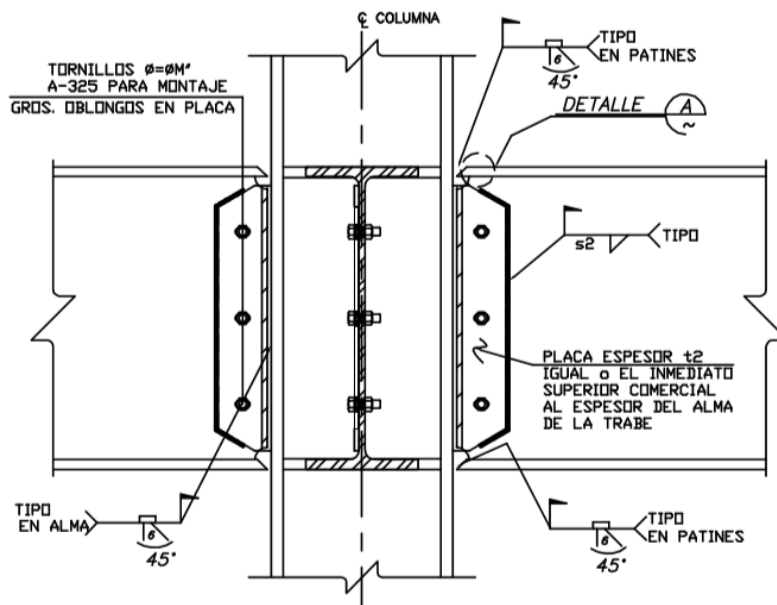


Figura A.2. Elevación lateral de la conexión propuesta. (Manufacturas Metálicas AJAX, S.A. de C.V)

En la configuración propuesta por el fabricante AJAX, la conexión al eje mayor de la columna I se ajusta a los criterios de conexiones precalificadas del AISC-358 (2016). Específicamente, se emplea la conexión a momento *Welded Unreinforced Flange-Welded Web* (WUF-W), donde la rotación inelástica es principalmente desarrollada por la fluencia de la viga en la región adyacente a al patín de la columna. Esta conexión es recomendada para marcos resistentes a momento de ductilidad alta. En el caso de la conexión al eje menor de la columna, el criterio hace una adaptación, en el sobreentendido que no existen pruebas experimentales que respalden su comportamiento. En los detalles de fabricación, ambas conexiones no pueden resolverse para perfiles pequeños, puesto que el bisel complica el tiempo de fabricación (figura A.3).

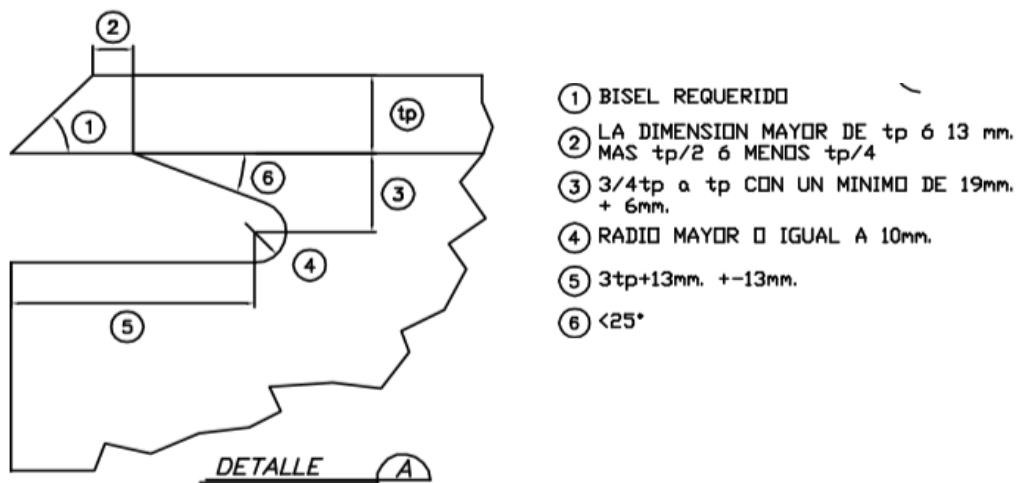
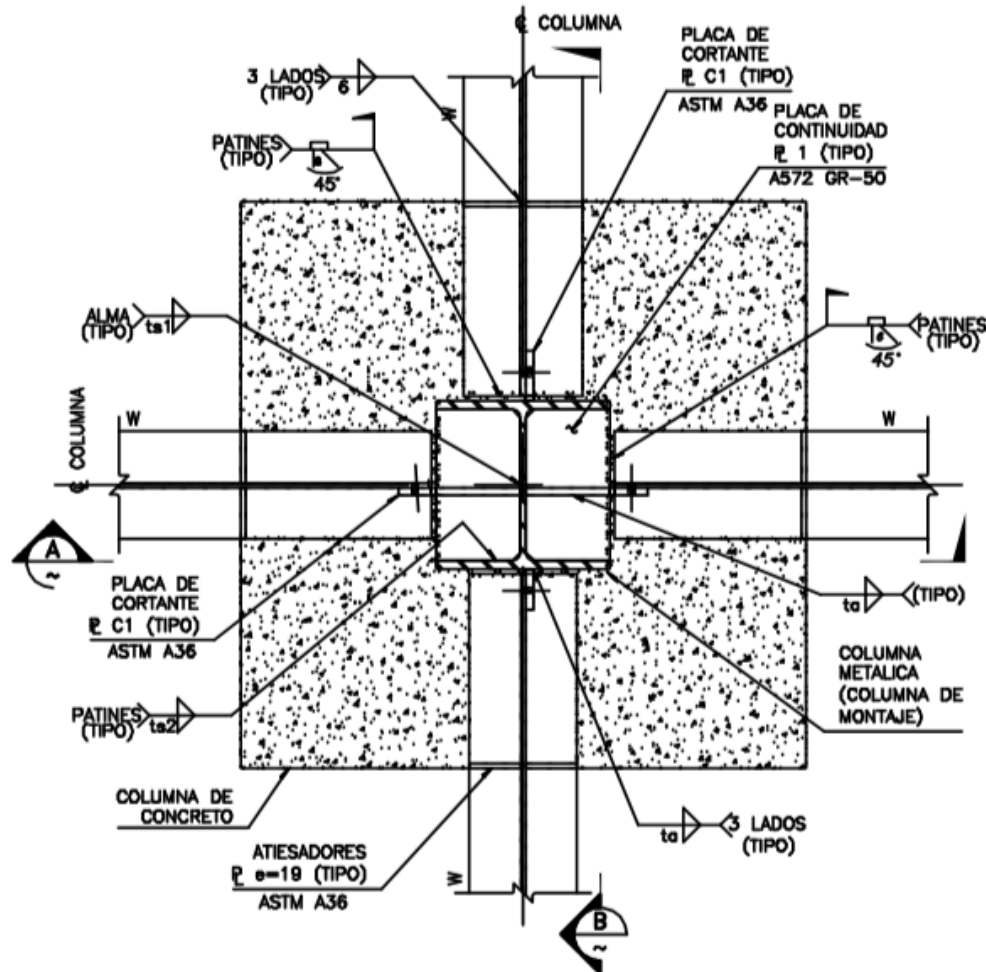


Figura A.3. Detalles de bisel en la fabricación de la configuración de Manufacturas Metálicas AJAX, S.A. de C.V.

En el caso de columnas recubiertas con concreto, AJAX propuso las conexiones de la figura A.4. En ella, se realiza una conexión típica y simplemente la columna de acero se ahoga en concreto reforzado. Para resolver la continuidad del acero de refuerzo transversal del concreto reforzado, se colocan pernos que reciben las varillas de los estribos como se comenta en el cuerpo principal de este trabajo de investigación.



*Figura A.4. Conexión en columnas recubiertas con concreto (Manufacturas Metálicas AJAX, S.A. de C.V.)*

#### A.1.2. Grupo BAYSA, S.A. de C.V.

Se trata de una fábrica de estructuras de acero cuyas oficinas corporativas se encuentran en Av. Revolución 374, San Pedro de los Pinos, Benito Juárez en la Ciudad de México. La conexión respecto al eje fuerte de la columna se ajusta a los criterios de conexiones precalificadas del AISC-358 (2016). Específicamente, se emplea la conexión a momento *Bolted Unstiffened And Stiffened Extended End-Plate*. Esta conexión se puede configurar de diferentes formas de acuerdo a los criterios de conexiones precalificadas (AISC-358, 2016) y debe satisfacer los requisitos de las Provisiones Sísmicas (AISC-341, 2016).

La conexión al eje menor de la columna se consigue mediante placas de acero trapezoidales. La figura A.5 muestra la vista en planta de la conexión propuesta. Adicionalmente, se puede observar que el objetivo de las placas trapezoidales es facilitar la adaptación de la conexión precalificada empleada. La figura A.6 muestra la vista en elevación de la conexión.

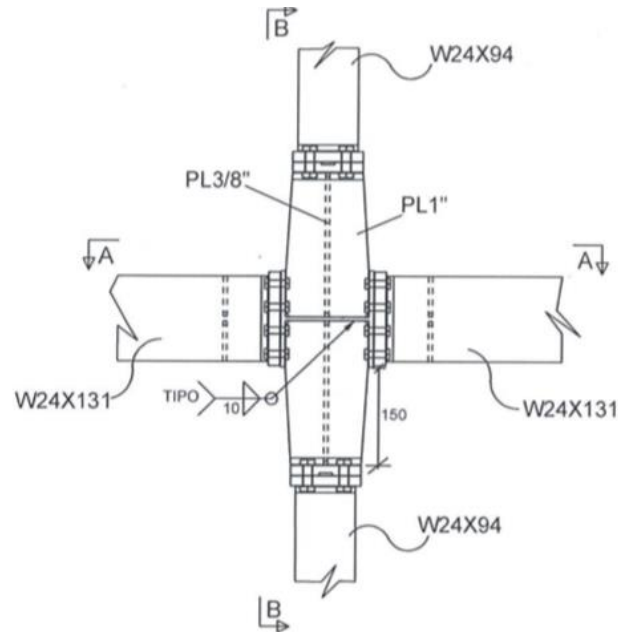


Figura A.5. Vista en planta de conexión a columna I usada por el Grupo BAYSA S.A. de C.V.

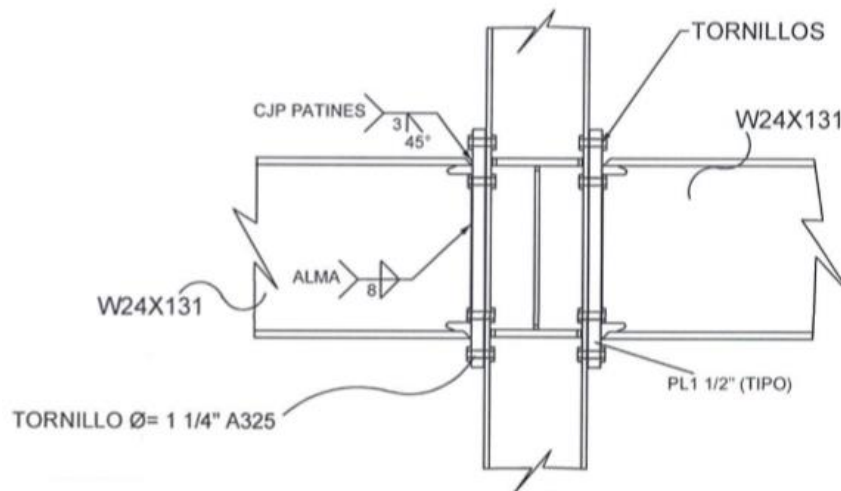
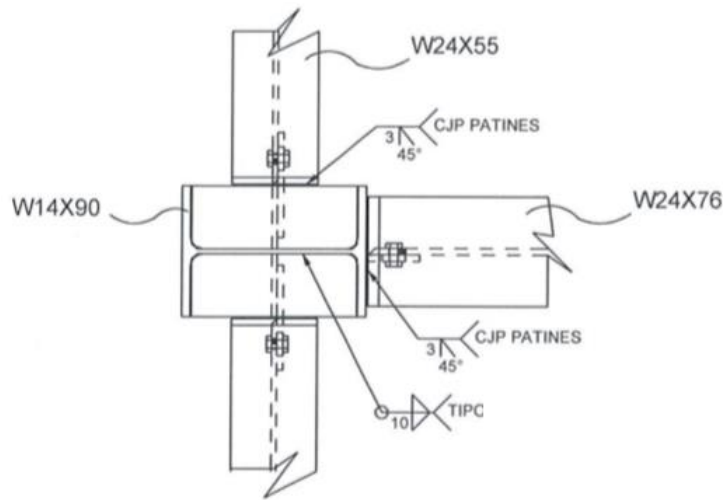


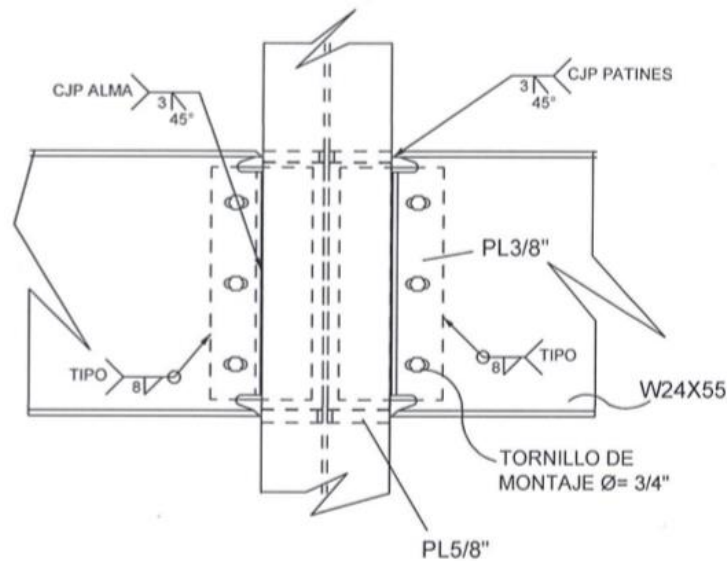
Figura A.6. Elevación de conexión a columna I usada por el Grupo BAYSA S.A. de C.V.

Esta misma fábrica, envió una segunda configuración para conexiones con columnas I que se aproxima a la conexión a momento *Welded Unreinforced Flange-Welded Web* (WUF-W) recomendada por

el manual de conexiones precalificadas del AISC-358 (2016). La figura A7 muestra la vista en planta y la figura A8 muestra la vista en elevación.



**Figura A.7. Planta de conexión a columna usada por el Grupo BAYSA S.A. de C.V.**



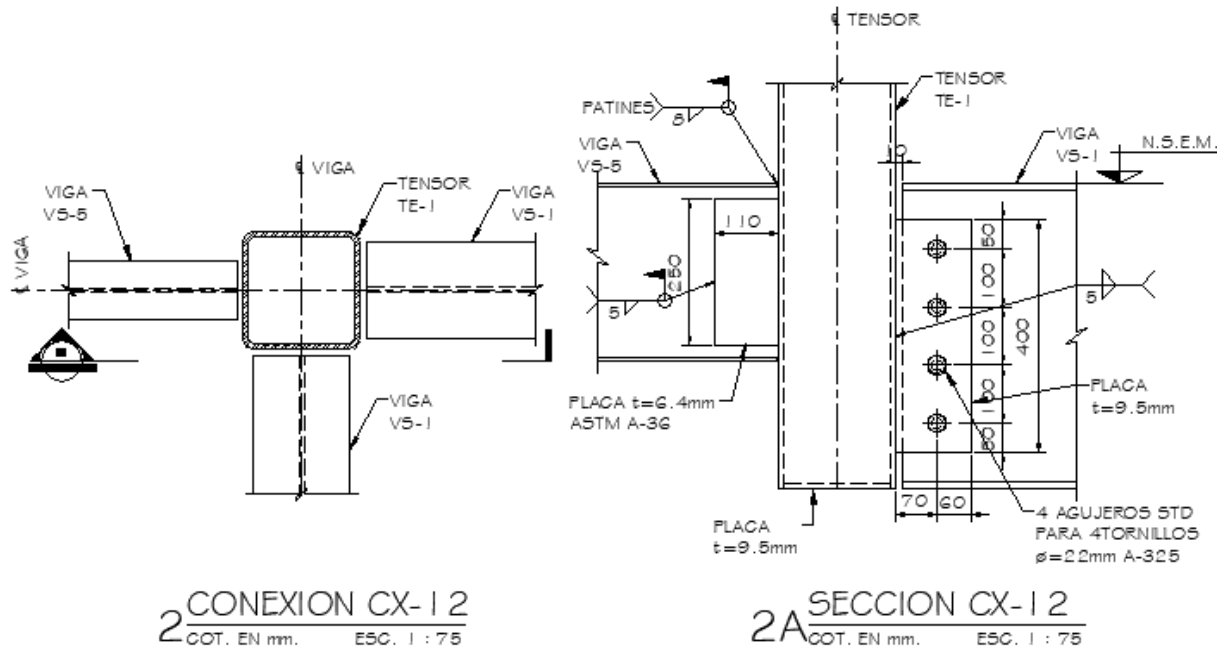
**Figura A.8. Elevación de conexión a columna usada por el Grupo BAYSA S.A. de C.V.**

## A.2 DESPACHOS DE CÁLCULO

En esta sección se discuten las configuraciones de conexiones típicas que recomiendan algunos de los despachos con más diseños de estructuras de acero del país. La mayoría de estas conexiones están ajustadas o adaptadas del manual AISC-358 (2016), *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frame for Seismic Applications*.

### A.2.1 Alonso y Asociados Proyecto Estructural

La conexión propuesta por este despacho de cálculo consiste en la unión viga-columna de una sección cajón (HSS) con vigas I. La figura A.9 muestra la configuración de esta conexión. Se puede observar que este arreglo es una adaptación de la conexión *Welded Unreinforced Flange-Welded Web* (WUF-W) recomendada como conexión precalificada por el AISC-358 (2016). Sin embargo, para este tipo de configuración no hay pruebas experimentales previas que aseguren el buen comportamiento ante demandas sísmicas.



(a) Vista en planta

(b) Vista en Elevación

**Figura A.9. Conexión propuesta por el despacho Alonso y Asociados Proyecto Estructural**

Otra propuesta enviada por este despacho de cálculo es la que se muestra en la figura A.10. La configuración de esta conexión consiste en la unión viga-columna de perfiles I a través de la adaptación de la conexión a momento *Bolted Unstiffened And Stiffened Extended End-Plate* recomendada por el AISC-358 (2016). La figura A.11a muestra la vista en elevación y la figura A.11b muestra el detalle de la placa de conexión.

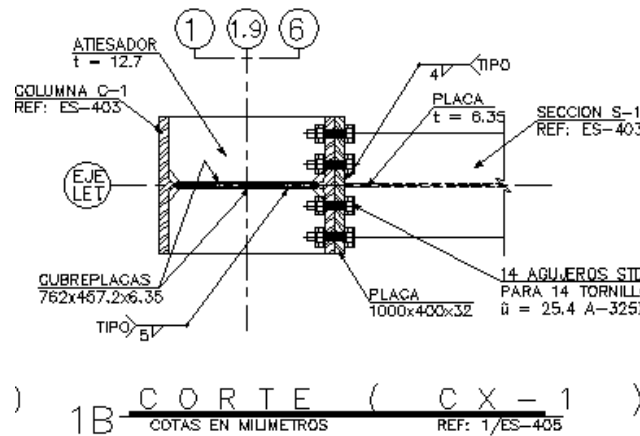
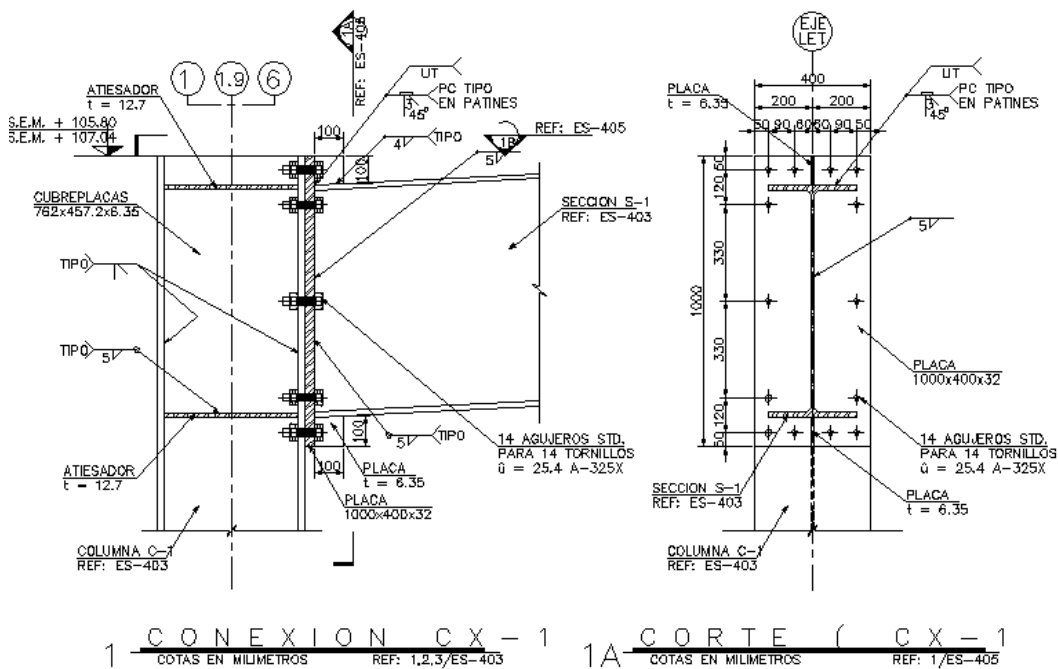


Figura A.10. Conexión propuesta por el despacho Alonso y Asociados Proyecto Estructural. Vista en Planta



(a) Vista en Elevación

(b) Detalle placa de conexión

Figura A.11. Vista en elevación y detalle de placa de conexión propuesta por el despacho Alonso y Asociados Proyecto Estructural

### A.2.2. Ing. Raúl Granados

La conexión que usualmente emplea el Ing. Raúl Granados Granados en sus proyectos estructurales se muestra en la figura A.12. Esta configuración consiste en la conexión de una viga I recubierta con concreto (sección compuesta).

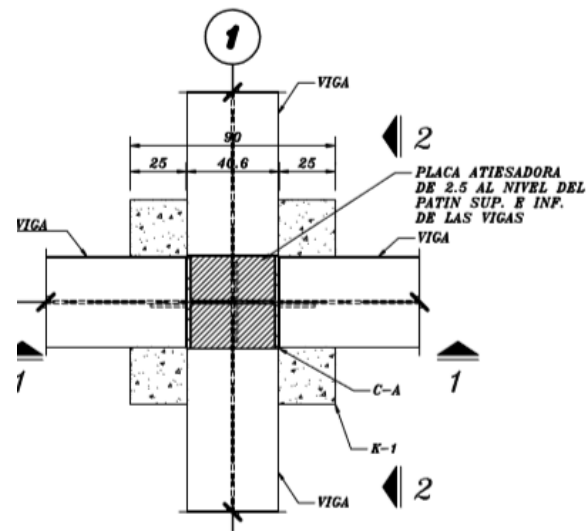


Figura A.12. Conexión propuesta por el Ing. Raúl Granados Granados. Vista en Planta

La figura A.13 muestra la vista en elevación de la conexión en ambas direcciones. Se puede observar que la unión de la viga al patín de la columna es a través de la adaptación de la conexión *Welded Unreinforced Flange-Welded Web* (WUF-W) recomendada por el AISC-358 (2016), referente a conexiones precalificadas en marcos de ductilidad alta. La conexión respecto al eje menor se resuelve con placas soldadas al alma y patín de la columna formando una viga I armada para posteriormente adaptar la conexión WUF-W.

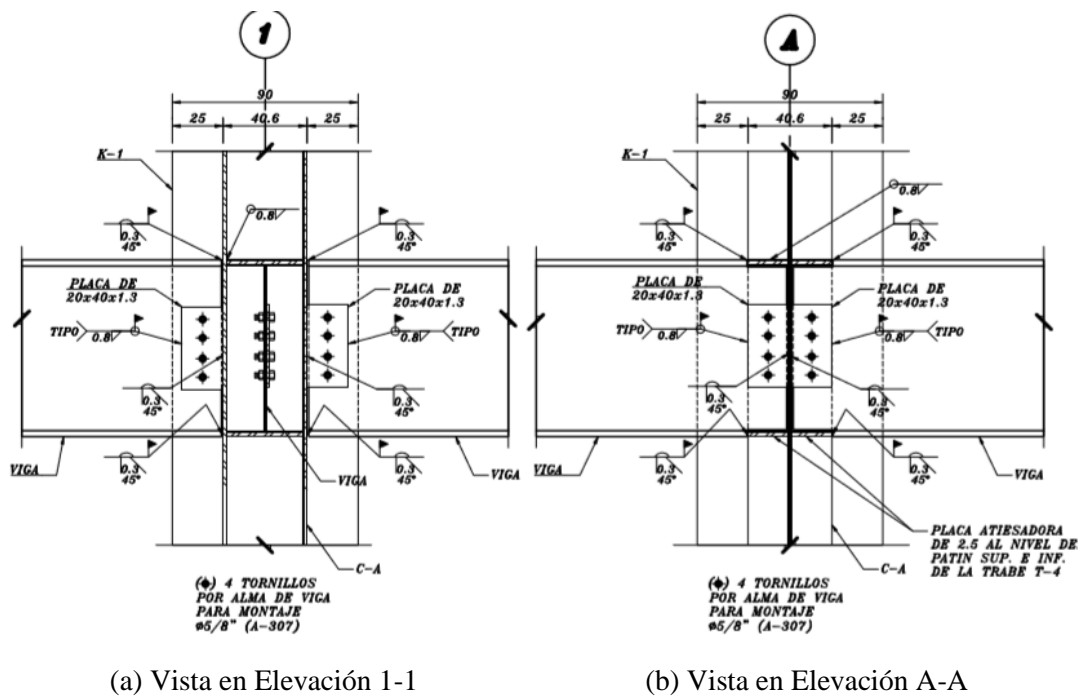
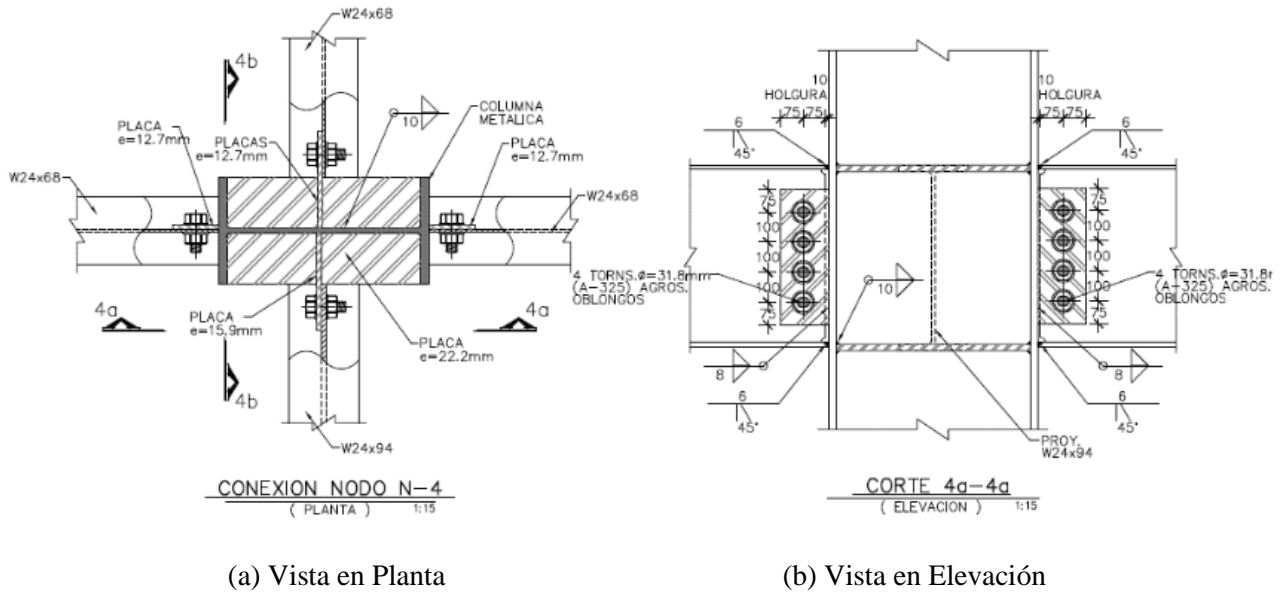


Figura A.13. Vista en elevación de la conexión propuesta por Ing. Raúl Granados Granados

**A.2.3. M.I. Carlos Tapia**

Otra de las propuestas recibidas fue la empleada por el M.I. Carlos Tapia, que consiste en una conexión típica de columna y vigas I mediante soldadura y tornillos. La figura A.14 muestra la configuración de esta conexión, se puede observar que la unión de la viga al patín de la columna es a través de la adaptación de la conexión *Welded Unreinforced Flange-Welded Web* (WUF-W) y la conexión respecto al eje menor de la columna es a través de placas que facilitan la adaptación de la conexión WUF-W recomendada por el AISC-358 (2016).

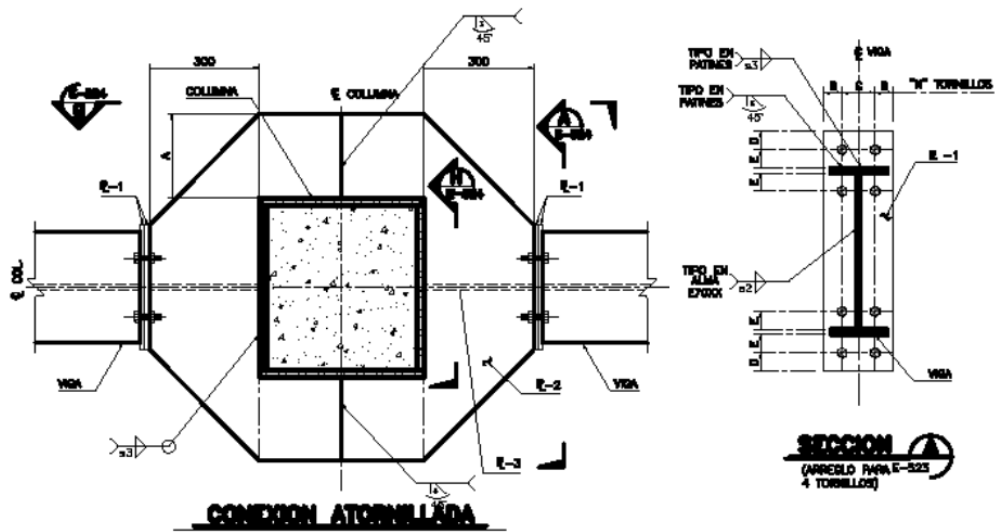


**Figura A.14. Configuración de la conexión propuesta por el M.I. Carlos Tapia**

**A.2.4. Dr. Rodolfo Valles Mattox**

Dentro de las propuestas enviadas por los despachos de cálculo llamaron la atención algunas conexiones en sección compuesta como la mostrada en la figura A.15, cortesía del Dr. Rodolfo Valles Mattox. Esta conexión consiste en una columna de sección cajón rellena de concreto y en la unión viga-columna esta reforzada con placas que abrazan a la columna como se muestra en la figura A.15a, el objetivo de estas placas es facilitar la conexión de la viga y adaptando la conexión *Bolted Unstiffened And Stiffened Extended End-Plate* recomendada por el AISC-358 (2016). La figura A.15b muestra el detalle de la placa de conexión.





(a) Vista en Planta

(b) Detalle de la placa de conexión

Figura A.15. Configuración de la conexión propuesta por el Dr. Rodolfo Valles Mattox

### A.3. CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO

Este apéndice discute algunas de las configuraciones de conexiones empleadas por diseñadores, despachos de cálculo y fabricantes de estructuras de acero en México.

El objetivo de consultar a la práctica mexicana fue conocer las conexiones que son más usadas en las estructuras de acero, muchas de ellas son soluciones o adaptaciones de recomendaciones del AISC 358-16 (*Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frame for Seismic Applications*). Sin embargo, se detectó que algunas de estas conexiones están sujetas a la interpretación de cada diseñador, generando que las recomendaciones y criterios de las conexiones precalificadas no sean adaptadas correctamente. Por otra parte, se observó configuraciones nuevas que no cuentan con pruebas experimentales previas. Por ello, uno de los principales objetivos de la investigación es orientar a la práctica mexicana a emplear conexiones que aseguren un comportamiento satisfactorio, o en su defecto detectar las configuraciones que no son las más recomendadas y reforzar las conexiones existentes.

Después de revisar las diferentes configuraciones se seleccionó las conexiones que resultaron más interesantes y que no cuentan con estudios experimentales previos (consultar el Capítulo 2 del cuerpo principal de esta investigación).

## APÉNDICE B. COMPENDIO DE PLANOS DE FABRICACIÓN

Esta investigación pretende evaluar la respuesta de conexiones de acero empleadas en la práctica mexicana. Por esta razón, se consultó a los principales despachos de ingeniería en la Ciudad de México y las dos principales fábricas de estructuras de acero para conocer la tendencia de las configuraciones más utilizadas. Después de estudiar las diferentes configuraciones de conexiones se seleccionó las más interesantes para evaluar su desempeño y se diseñó los especímenes de acuerdo a las características del Laboratorio de Estructuras y Materiales del Instituto de Ingeniería (II-UNAM).

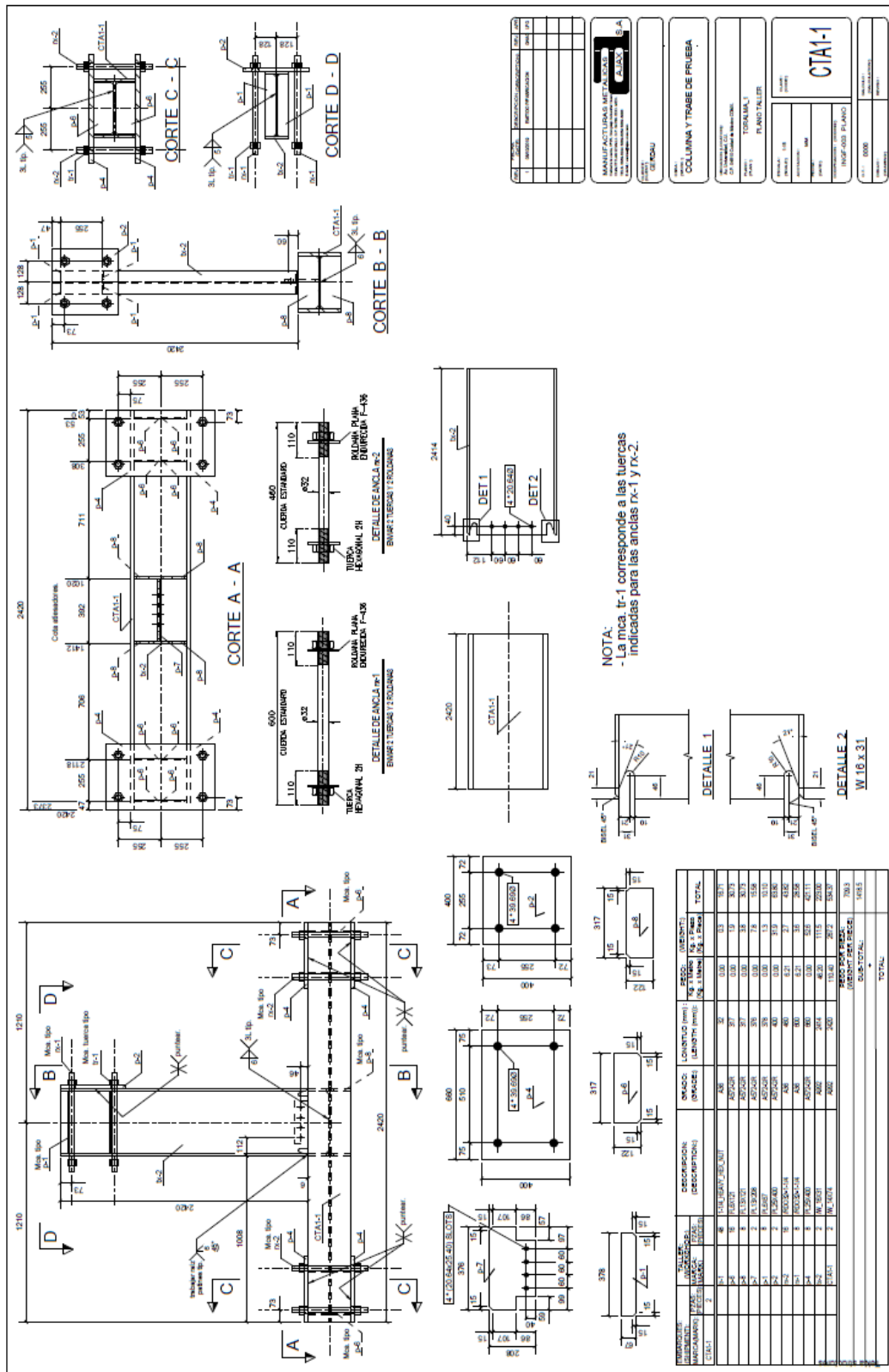
Para la fabricación de los especímenes se contó con el apoyo de uno de los principales fabricantes de estructuras de acero, Manufacturas Metálicas AJAX S.A. de C.V., mismos que se ofrecieron a elaborar los planos de fabricación, supervisar la construcción y traslado de los especímenes a las instalaciones del II-UNAM.

Este apéndice muestra los planos de fabricación de cada espécimen. En la tabla B.1 se describe el tipo de conexión y la nomenclatura con la que será identificado. El proceso de diseño de los especímenes se discute ampliamente en Capítulo 2 del cuerpo de esta investigación. Para cada prototipo de conexión se fabricaron dos especímenes lo más idéntico posible. Se agradece el apoyo brindado a las empresas involucradas para el desarrollo de este proyecto.

**Tabla B.1. Definición e identificación de prototipos**

No.	Clave	Descripción	Tipo de Conexión
1	CTP	Conexión atornillada en el alma y soldada en los patines	Eje mayor
2	CTA	Conexión atornillada en el alma y soldada en los patines, unida al alma de la columna	Eje menor
3	CPA	Conexión atornillada en el alma y soldada en los patines, unida al alma de la columna con placa hexagonal	Eje menor





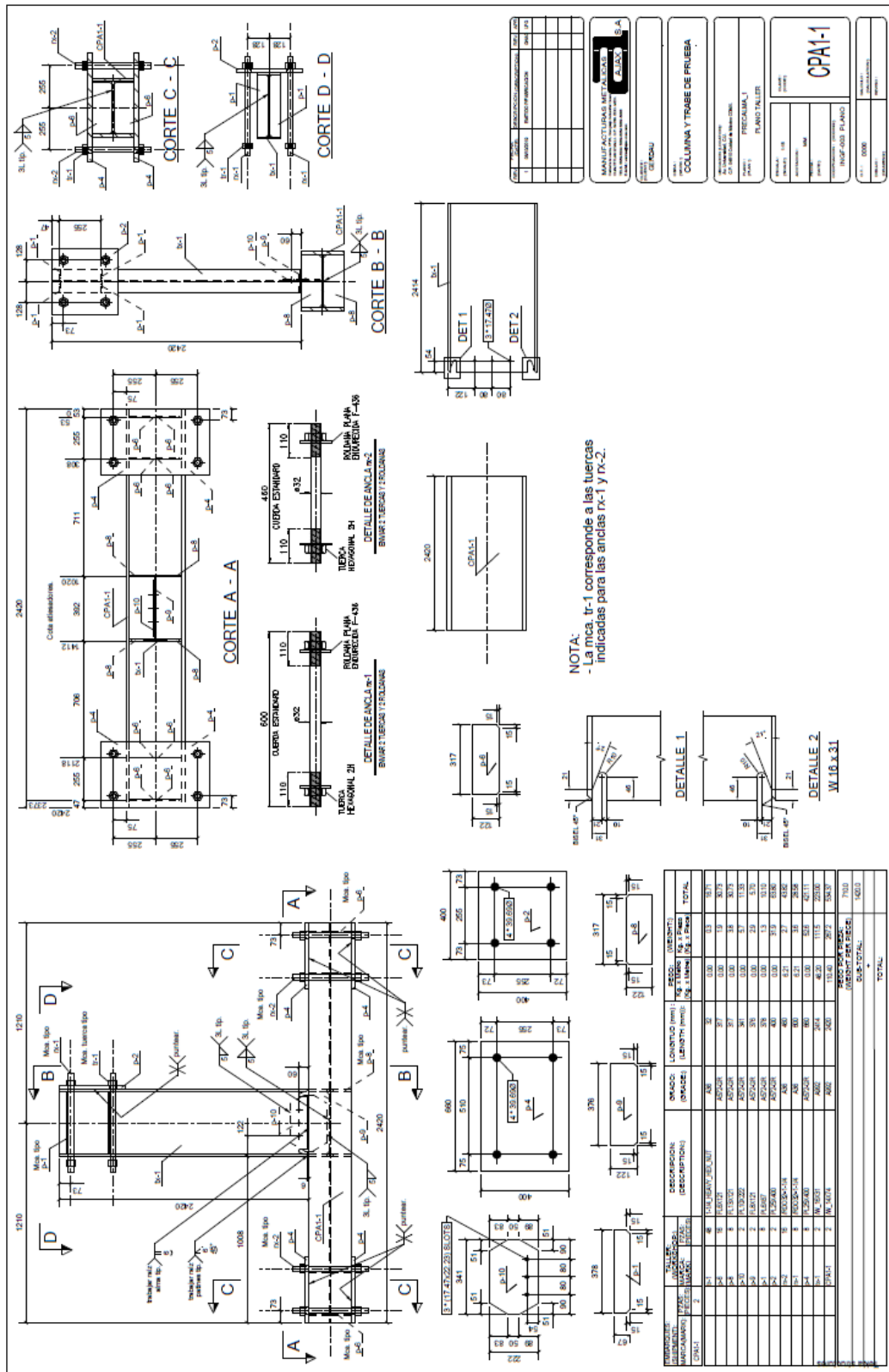


Figura B.3. Plano de fabricación para el espécimen CPA

---

---

## APÉNDICE C. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS PERFILES ESTRUCTURALES

Parte fundamental durante el proceso de diseño de una estructura es conocer la resistencia de los materiales que se emplearán durante su construcción. En la actualidad, existen diferentes pruebas que permiten conocer las propiedades mecánicas de los materiales.

Esta investigación consideró relevante conocer la resistencia a tensión del acero estructural empleado en los miembros de los especímenes. La empresa Gerdau Corsa S.A.P.I de C.V. (una de las principales productoras de perfiles estructurales en México) brindó el apoyo para la realización de las pruebas mecánicas en uno de sus laboratorios.

Las pruebas mecánicas en tensión proporcionan información sobre la resistencia y ductilidad de los materiales (en este caso, acero estructural) sometidos a esfuerzos uniaxiales que pretenden comprender mejor el comportamiento de la estructura. Estas pruebas permiten verificar el control de calidad con el que fueron fabricados los perfiles estructurales.

Este apéndice discute el procedimiento de los ensayos para conocer las propiedades mecánicas de los perfiles estructurales empleados en la fabricación de los especímenes. Se agradece el apoyo brindado a las empresas involucradas para el desarrollo de este proyecto.

### C.1. INTRODUCCIÓN

Para que los fabricantes de perfiles estructurales en México puedan asegurar la calidad de su producto usualmente ofrecen al público “certificados de calidad”, donde, en muchos de los casos suelen ser un requisito de aceptación de los embarques de acero laminado con fines estructurales.

Las empresas fabricantes de acero efectúan pruebas experimentales para obtener los certificados por lotes de material que pretenden proveer confianza sobre la calidad de la colada completa y comprobar que el lote cumple con las especificaciones normativas. Sin embargo, algunos estudios (FEMA 355A 2000; Bruneau *et al.* 2011) han demostrado que existen fluctuaciones importantes en las propiedades de aceros producidos en la misma colada y a la misma temperatura. Por esta razón, considerar el esfuerzo reportado en un certificado de calidad en el proceso de análisis y diseño podría no ser una decisión conservadora, puesto que no asegura que el resto del lote mantenga la capacidad supuesta (Tapia y Rangel, 2018).

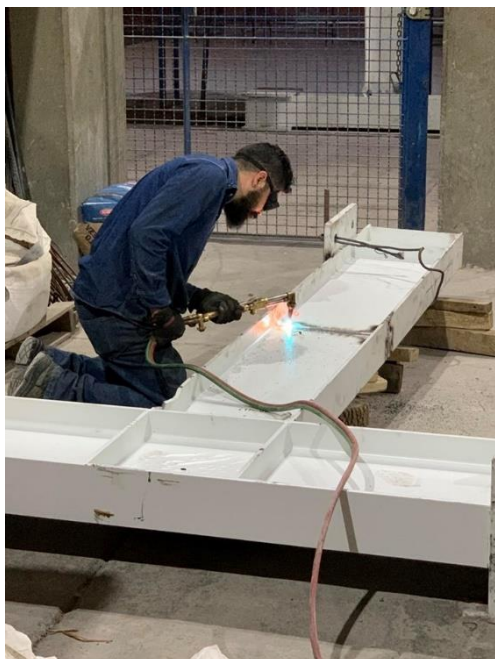
Mediante la realización de pruebas experimentales se puede determinar las características del material. Para el caso de perfiles laminados, el resultado de las pruebas experimentales está en función de las condiciones físicas en las que se efectúan las pruebas para la determinación de las propiedades mecánicas. Por ejemplo, las condiciones de apoyo, temperatura y velocidad de la prueba, así como la composición química y el proceso termo-mecánico del acero (FEMA 355A, 2000).

La Agencia Federal del Manejo de Emergencias (FEMA 355A, 2000) recomienda para pruebas enfocadas a la determinación de las propiedades mecánicas de los perfiles IR se realice a través de la extracción de probetas del alma y patines. Sin embargo, en ocasiones es complicado extraer probetas de los patines por el gran espesor que estos pueden tener, en tal caso, es suficiente con la extracción de probetas del alma. En perfiles laminados, la determinación de las propiedades en probetas de patines es una mejor referencia de la capacidad, puesto que el patín es la componente principal en la resistencia a flexión.

## C.2. PROCEDIMIENTO DE ENSAYE

Las pruebas experimentales se realizaron en la Máquina Universal del laboratorio de control de calidad de la empresa Gerdau Corsa. La determinación de los esfuerzos de fluencia y ruptura de los perfiles de acero consistió en la extracción de probetas del alma y patines de acuerdo a las recomendaciones de la norma ASTM E8/E8M-13 (2013). En las probetas sometidas a tensión se midió la carga axial y la elongación mediante transductores de deformación.

Para poder extraer las probetas, primero se cortó un tramo de la viga del espécimen del tamaño de un metro de longitud medido a partir del patín o alma de la columna (figura C.1). La figura C.1a muestra el proceso de corte de la viga. La figura C.1b muestra el tramo extraído del espécimen CTA-2 para su posterior traslado al laboratorio de la empresa Gerdau Corsa. Las muestras se obtuvieron de los especímenes CTP-1 y CTA-2. Por cuestiones de logística, se optó por este procedimiento debido a la dificultad que sería trasladar el espécimen completo a las instalaciones de Gerdau Corsa.



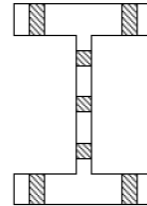
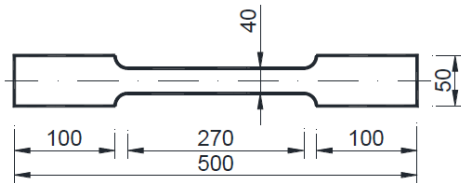
(a) Corte del espécimen CTP-1



(b) Muestra extraída del espécimen CTA-2

**Figura C.1. Corte de especímenes para la extracción de probetas**

Las probetas se extrajeron del alma y patines de dos muestras diferentes del perfil laminado IR 406 x 46.20 kg/m (W 16" x 31 lb/pie) empleado en las vigas de los especímenes. Se ensayo una probeta extraída del alma y 4 probetas extraídas de los patines de perfil. Las probetas se cortaron y esmerilaron considerando las disposiciones de la Norma ASTM E8/E8M-13 (2013) sobre los métodos estándar para el ensaye en tensión de materiales metálicos. La figura C.2 muestran las características estipuladas en la norma.



(a) Dimensiones de la norma ASTM E8/M8-13      (b) Posición de la extracción de las probetas

**Figura C.2. Probetas de perfiles de acero laminados en México**

**C.3. RESULTADOS DE LAS PRUEBAS**

Los resultados de las pruebas a tensión realizadas a las probetas se muestran en las figuras C.3 a C.7. La probeta 1 se extrajo de un ala del patín de la viga IR 406 x 46.20 kg/m (W 16" x 31 lb/pie), los resultados se muestran en la figura C.3 y en la tabla C.1.



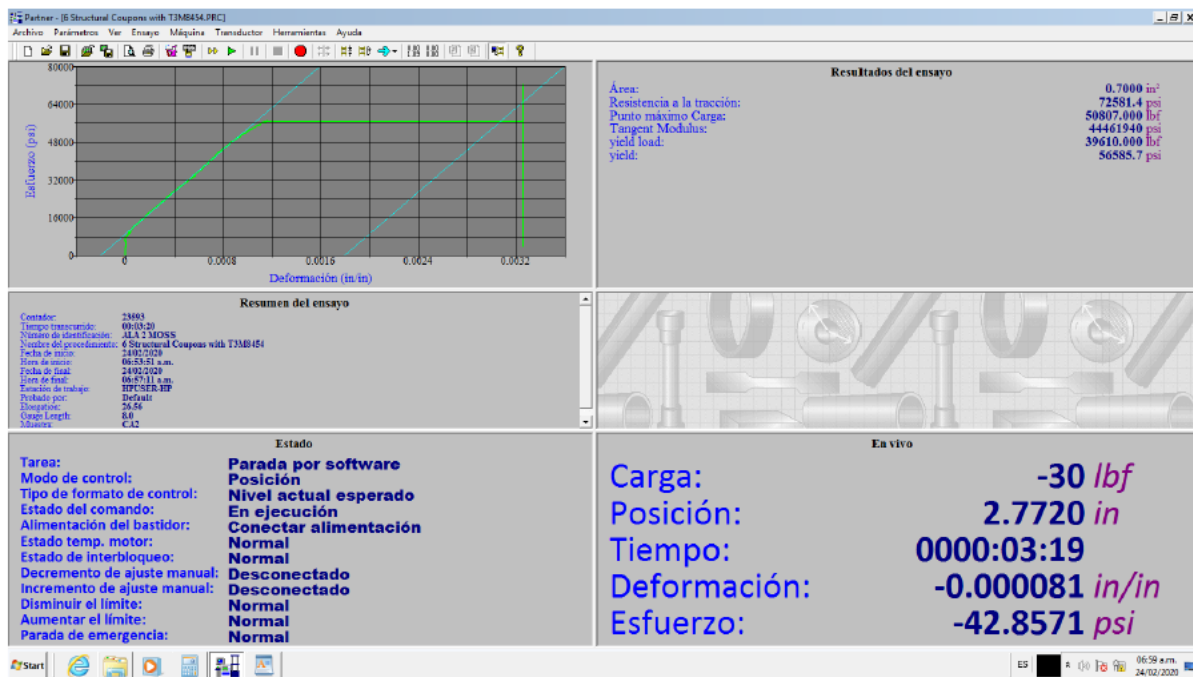
**Figura C.3. Resultados de la probeta 1 (Ala 1)**



**Tabla C.1. Resumen de resultados de la probeta 1 (Ala 1)**

Área	0.70 plg <sup>2</sup>	<b>4.52 cm<sup>2</sup></b>
Resistencia a la tensión	72,642.90 lb/plg <sup>2</sup>	<b>5,107.30 kg/cm<sup>2</sup></b>
Punto máx. de carga	50,850.00 lb	<b>23,065.15 kg</b>
Módulo tangente	37,517,240.00 lb/plg <sup>2</sup>	<b>2,637,720.86 kg/cm<sup>2</sup></b>
Carga de fluencia	39,615.84 lb	<b>17,969.43 kg</b>
Esfuerzo de fluencia	56,594.10 lb/plg <sup>2</sup>	<b>3,978.96 kg/cm<sup>2</sup></b>

La probeta 2 se extrajo de un ala del patín de la viga IR 406 x 46.20 kg/m, los resultados se muestran en la figura C.4 y en la tabla C.2.



**Figura C.4. Resultados de la probeta 2 (Ala 2)**

**Tabla C.2. Resumen de resultados de la probeta 2 (Ala 2)**

Área	0.70 plg <sup>2</sup>	<b>4.52 cm<sup>2</sup></b>
Resistencia a la tensión	72,581.40 lb/plg <sup>2</sup>	<b>5,102.97 kg/cm<sup>2</sup></b>
Punto máx. de carga	50,807.00 lb	<b>23,045.65 kg</b>
Módulo tangente	44,461,940.00 lb/plg <sup>2</sup>	<b>3,125,981.20 kg/cm<sup>2</sup></b>
Carga de fluencia	39,610.00 lb	<b>17,966.78 kg</b>
Esfuerzo de fluencia	56,585.70 lb/plg <sup>2</sup>	<b>3,978.37 kg/cm<sup>2</sup></b>

La probeta 3 se extrajo de un ala del patín de la viga IR 406 x 46.20 kg/m, los resultados se muestran en la figura C.5 y en la tabla C.3.



Figura C.5. Resultados de la probeta 3 (Ala 3)

Tabla C.3. Resumen de resultados de la probeta 3 (Ala 3)

Área	0.73 plg <sup>2</sup>	4.71 cm <sup>2</sup>
Resistencia a la tensión	70,280.80 lb/plg <sup>2</sup>	4,941.23 kg/cm <sup>2</sup>
Punto máx. de carga	51,305.00 lb	23,271.54 kg
Módulo tangente	53,770,800.00 lb/plg <sup>2</sup>	3,780,458.29 kg/cm <sup>2</sup>
Carga de fluencia	39,404.68 lb	17,873.65 kg
Esfuerzo de fluencia	53,979.00 lb/plg <sup>2</sup>	3,795.10 kg/cm <sup>2</sup>

La probeta 4 se extrajo de un ala del patín de la viga IR 406 x 46.20 kg/m, los resultados se muestran en la figura C.6 y en la tabla C.4.

Tabla C.4. Resumen de resultados de la probeta 4 (Ala 4)

Área	0.70 plg <sup>2</sup>	4.52 cm <sup>2</sup>
Resistencia a la tensión	73,875.70 lb/plg <sup>2</sup>	5,193.97 kg/cm <sup>2</sup>
Punto máx. de carga	51,713.00 lb	23,456.60 kg
Módulo tangente	42,370,660.00 lb/plg <sup>2</sup>	2,978,949.78 kg/cm <sup>2</sup>
Carga de fluencia	40,158.19 lb	18,215.43 kg
Esfuerzo de fluencia	57,368.80 lb/plg <sup>2</sup>	4,033.42 kg/cm <sup>2</sup>



Figura C.6. Resultados de la probeta 4 (Ala 4)

La probeta 5 se extrajo del alma de la viga IR 406 x 46.20 kg/m, los resultados se muestran en la figura C.7 y en la tabla C.5.



Figura C.7. Resultados de la probeta 5 (Alma 1)

**Tabla C.5. Resumen de resultados de la probeta 5 (Alma 1)**

Área	0.45 plg <sup>2</sup>	<b>2.90 cm<sup>2</sup></b>
Resistencia a la tensión	72,595.60 lb/plg <sup>2</sup>	<b>5,103.97 kg/cm<sup>2</sup></b>
Punto máx. de carga	32,668.00 lb	<b>14,817.94 kg</b>
Módulo tangente	166,412,490.00 lb/plg <sup>2</sup>	<b>11,699,946.40 kg/cm<sup>2</sup></b>
Carga de fluencia	26,001.76 lb	<b>11,794.19 kg</b>
Esfuerzo de fluencia	57,781.70 lb/plg <sup>2</sup>	<b>4,062.45 kg/cm<sup>2</sup></b>

La tabla C.6 muestra el esfuerzo de fluencia ( $F_y$ ) y ruptura ( $F_u$ ) del acero a tensión obtenido para cada probeta. El esfuerzo de fluencia promedio es 3,970 kg/cm<sup>2</sup>, que es superior al valor teórico esperado para perfiles estructurales fabricados con acero A572 Gr. 50 y A992 Gr. 50 ( $F_y=3,515$  kg/cm<sup>2</sup>). Por otra parte, el esfuerzo de ruptura promedio es 5,090 kg/cm<sup>2</sup> superior al valor teórico esperado  $F_u=4,570$  kg/cm<sup>2</sup>). Por lo tanto, el material empleado en la fabricación de los especímenes cumple con las recomendaciones mínimas de resistencia especificadas en los códigos de diseño (NTC DCEA-17; AISC 360-16).

La resistencia de un elemento (miembro o miembro de una conexión) se deberá determinar con el esfuerzo de fluencia esperado,  $R_y F_y$ , donde  $F_y$  es el valor mínimo esperado del esfuerzo de fluencia del acero usado en el elemento y  $R_y$  es el cociente del esfuerzo de fluencia esperado entre el mínimo esperado,  $F_y$ . Se deberá determinar el esfuerzo último de resistencia a tensión esperado,  $R_u F_u$ , donde  $F_u$  es el valor mínimo esperado del esfuerzo último resistente a tensión del acero usado en el elemento y  $R_u$  es el cociente del esfuerzo último esperado entre el mínimo esperado,  $F_u$ .

Con la expresión C.1 se determina la relación del esfuerzo de fluencia obtenido de las pruebas experimentales,  $F_y$ , entre el esfuerzo teórico esperado,  $F_{y \text{ teórico}}$ . Adicionalmente, se determina la relación del esfuerzo último resistente a tensión obtenido del ensaye de las probetas,  $F_u$ , entre el esfuerzo último teórico esperado,  $F_{u \text{ teórico}}$ , con la expresión C.2. La tabla C.6 muestra los resultados de los ensayes realizados a las probetas y, los cocientes  $R_y$  y  $R_u$ , respectivamente.

$$R_y = \frac{F_y}{F_{y \text{ teórico}}} \quad (\text{C.1})$$

$$R_u = \frac{F_u}{F_{u \text{ teórico}}} \quad (\text{C.2})$$

**Tabla C.6. Esfuerzo de fluencia y ruptura de cada probeta,  $F_{yi}$  y  $F_{ui}$** 

Ensaye	$F_{yi}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$F_{ui}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$R_{yi}$	$R_{ui}$
Probeta 1	3,978.96	5,107.30	1.132	1.118
Probeta 2	3,978.37	5,102.97	1.132	1.117
Probeta 3	3,795.10	4,941.23	1.080	1.081
Probeta 4	4,033.42	5,193.97	1.147	1.137
Probeta 5	4,062.45	5,103.97	1.156	1.117
<b>Promedio</b>	<b>3,969.66</b>	<b>5,089.89</b>	<b>1.129</b>	<b>1.114</b>

#### C.4. CERTIFICADOS DE CALIDAD

Actualmente, se ha convertido como requisito para los fabricantes de perfiles estructurales en México proporcionar a sus clientes certificados de calidad para que su producto sea aceptado. Por esta razón, se solicitó al fabricante los certificados de calidad correspondientes a cada perfil I empleado en los especímenes, con el objetivo de garantizar los resultados de las pruebas experimentales.


Asimismo, se comparó los resultados de las probetas ensayadas con la información reportada en los certificados de calidad. Las figuras C.8 a C.10 muestran los certificados de calidad de los perfiles IR 356x110.4 kg/m (W 14"x74 lb/pie), IR 406x46.20 kg/m (W16"x31 lb/pie) e IR 457x59.80 kg/m (18"x 40 lb/pie).

La tabla C.7 muestra los esfuerzos de fluencia y ruptura reportados en los certificados de calidad. En todos los casos, el esfuerzo de fluencia y ruptura es mayor al valor teórico esperado para aceros A572 Gr. 50 y A992 Gr. 50 ( $F_y=3,515$  kg/cm<sup>2</sup> y  $F_u=4,570$  kg/cm<sup>2</sup>).

**Tabla C.7. Esfuerzo de fluencia y ruptura reportado en el certificado de calidad,  $F_{yi}$  y  $F_{ui}$** 

Perfil IR	$F_{yi}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$F_{ui}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$R_{yi}$	$R_{ui}$
356 x 110.4 kg/m (W 14"x74 lb/pie)	3,705.66	4,935.78	1.054	1.080
	4,051.44	4,933.74	1.153	1.080
406 x 46.20 kg/m (W16"x31 lb/pie)	3,970.86	4,980.66	1.130	1.090
	4,062.66	5,110.20	1.156	1.118
457 x 59.80 kg/m (18"x 40 lb/pie)	3,896.40	6,487.20	1.109	1.420
	3,825.00	6,436.20	1.088	1.408

GERDAU CORSA		CERTIFICADO DE CALIDAD				Página 1/1					
GERDAU CORSA SAPI DE CV K.M. 3 CARRETERA MEXICO - SAHAG GERDAU CORSA SAPI DE CV, MEXICO 43990 SAHAGÚN		CLIENTE A ENVIAR PLESA ANAHUAC Y CIA SA DE CV AVENIDA VALLE DE LAS ALAMEDAS TULITLÁN DE MARIANO ESCOMEX 54940 México		CLIENTE A FACTURAR PLESA ANAHUAC Y CIA SA DE CV AVENIDA VALLE DE LAS ALAMEDAS TULITLÁN DE MARIANO ESCOMEX 54940 México		GRADO ASTM A992/A572 G50		PRODUCTO / MEDIDA Wide Flange Beam / 14 x 74# / 350 x 110.1		CERTIFICADO ID 0000073179	
FEEDBACK DE VENTA 7530224000320		CARTA DE EMBARQUE 07.03.2019		FECHA		ESPECIALIZACIÓN TÉCNICA ASTM A972-13 G50 ASTM A664 ASTM A692-11 (2015) CSA G40.21-13 355MA		PESO 20.150 KG		COLADA / LOTE 101643603	
ORDEN DE COMPRA DEL CLIENTE 28039		COMPOSICIÓN QUÍMICA % C 0.093 % Mn 1.050 % P 0.020 % S 0.020		% Si 0.034 % Cu 0.013 % Ni 0.113 % Cr 0.275 % Mo 0.024 % Nb 0.017 % Ti 0.102		% Al 0.191 % N 0.002 % Ce 0.221 % B 0.000					
PROPIEDADES MECÁNICAS YSI/Y KSI 54 51.8		UTS/FU KSI 70.2 72.8		Elong. % 27.0 27.0		UTS/FU MPa 483.9 483.7		YSI/Y MPa 363.3 397.2		G/L mm 200 200	
PROPIEDADES MECÁNICAS YSI/UTS 0.75 0.82											
COMENTARIOS/NOTAS											



CARLOS INOS VELAZ

Figura C.8. Certificado de calidad del perfil IR 356 x 110.4 kg/m (W 14"x74 lb/pie)

<b>GERDAU CORSA</b>		<b>GERDAU CORSA</b>	
GERDAU CORSA SAPI DE CV K.M. 3 CARRETERA MÉXICO - SAHAG GERDAU CORSA SAPI DE CV, MÉXICO 43990 SAHAGÚN		CLIENTE A BIVAR FERRECABSA S A DE C V. AVENIDA PROLONGACION PANTILLAN LOS REYES ACAQUILPAN,MEX 00000MEXICO MÉxico	
ORDEN DE COMPRA DEL CLIENTE 18384		CARTA DE EMBARQUE	FECHA 30.08.2019
COMPOSICIÓN QUÍMICA		CLIENTE A FACTORAR FERRECABSA S.A DE CV HOLBEN DESPACHO 402 217 CIUDAD DE MEXICO,CMX 03720 MÉxico	
C	Mn	S	P
0.024	1.038	0.028	0.016
COMPOSICIÓN QUÍMICA		C	Q
		0.090	0.230
		Mo	Nb
		0.017	0.019
		Ni	S
		0.079	0.212
		V	Y
		0.002	0.002
		C.E	EP
		0.314	0.000
PROPIEDADES MECÁNICAS		ESPECIFICACIÓN TÉCNICA	
YS/FT	UTS/FT	ASTM A572-15 500	
56.3	68.0	ASTM A6-14	
57.9	70.7	ASTM A992-11 (2015)	
		CSA G40.31-15 345W4	
		ESPECIFICACIÓN TÉCNICA	
		ASTM A572-15 500	
		ASTM A6-14	
		ASTM A992-11 (2015)	
		CSA G40.31-15 345W4	
		ESPECIFICACIÓN TÉCNICA	
		ASTM A572-15 500	
		ASTM A6-14	
		ASTM A992-11 (2015)	
		CSA G40.31-15 345W4	
COMENTARIOS / NOTAS		GRADO 40381	
		PRODUCTO / MEDIDA Wide Flange Beam / 16 X 31# / 410 X 46.1	
		PESO 3.375 KG	
		COLAB./LOTE 1101B16504	
		CERTIFICATE ID 0900083639	
		Página 1/1	

Figura C.9. Certificado de calidad del perfil IR 406 x 46.20 kg/m (W 16"x31 lb/pie)

**MAANSHAN IRON AND STEEL CO., LTD.**

**CERTIFICATE OF PRODUCT QUALITY**

Customer: TIEWOC METAL (HK) LIMITED  
 Material description: HOT ROLLED STEEL H-BEAM  
 Site type: ALL OTHER, HOT/COLD ROLLED NO. ALLOYED, ETC  
 Specification: ASTM A66/A66M-2009 ASTM A72/A72M-2012  
 ADD: NO.8 JIJIUA WEST ROAD, MAANSHAN CITY, ANHUI PROVINCE, P.R. CHINA.  
 POST CODE: 243000. TEL: (86)562277398  
 QUALITY DEPARTMENT: BILU YU  
 TEL: (86)562277371  
 CONTRACT NO.: TSMGE-B-0-100-1  
 QUALITY NO.: CSR8132703-06  
 DATE: 2015-7-8

LOT No.	Heat No.	Steel Grade	Size (mm)	Length (m)	Presses	Theoretical Weight (MT)	Chemical Composition (%)											Mechanical Properties					
							C	Si	Mn	P	S	Cr	Ni	Cu	V	Mo	Nb	B	CEV	Yield Strength σ <sub>s</sub> (MPa)	Tensile Strength σ <sub>b</sub> (MPa)	Elongation δ <sub>5</sub> 200 (%)	Yield Ratio
116030745	10201699	M03-5B	W18-35	12.192	19	12.046	0.16	0.24	1.04	0.024	0.020	0.03	0.01	0.03	0.017	0.002	0.001	0.0011	0.35	371	515	23.0	0.723
116020739	16201730	M03-5B	W18-40	12.192	18	13.176	0.12	0.20	1.28	0.029	0.017	0.03	0.01	0.02	0.022	0.005	0.002	0.0014	0.40	382	535	23.5	0.710
116030740	15204730	M03-5B	W18-40	12.192	35	28.952	0.18	0.29	1.28	0.028	0.017	0.03	0.01	0.02	0.022	0.005	0.002	0.0014	0.40	375	521	23.0	0.710
116030731	16304874	M03-5B	W18-40	12.192	16	13.254	0.18	0.29	1.28	0.030	0.018	0.03	0.01	0.03	0.025	0.004	0.002	0.0013	0.41	393	530	24.5	0.730
116030732	15106039	M03-5B	W18-46	12.192	24	19.893	0.16	0.21	1.20	0.031	0.024	0.03	0.01	0.03	0.020	0.003	0.001	0.0015	0.37	364	523	25.5	0.750
116030710	19204872	M03-5B	W18-50	12.192	2	1.804	0.13	0.23	1.21	0.028	0.018	0.03	0.01	0.02	0.026	0.004	0.002	0.0020	0.37	359	509	26.0	0.705
116030717	18304874	M03-5B	W18-50	12.192	12	2.2894	0.18	0.28	1.23	0.030	0.019	0.03	0.01	0.03	0.025	0.004	0.002	0.0013	0.41	367	519	25.0	0.707
116030718	18304874	M03-5B	W18-50	12.192	21	18.942	0.18	0.28	1.23	0.030	0.019	0.03	0.01	0.03	0.025	0.004	0.002	0.0013	0.41	369	521	25.0	0.696
113090701	19106099	M03-5B	W18-50	12.192	8	6.51	0.18	0.33	1.23	0.030	0.020	0.04	0.01	0.03	0.025	0.004	0.002	0.0013	0.41	359	533	26.5	0.690
116030702	18201733	M03-5B	W18-50	12.192	9	9.785	0.17	0.30	1.28	0.030	0.019	0.07	0.01	0.03	0.023	0.007	0.002	0.0014	0.41	391	533	26.5	0.730
118000560	15103023	M03-5B	W18-50	12.192	9	7.069	0.17	0.30	1.33	0.033	0.019	0.03	0.01	0.03	0.023	0.004	0.002	0.0013	0.40	412	533	26.5	0.770
118000560	15103023	M03-5B	W18-50	12.192	9	7.069	0.17	0.30	1.33	0.033	0.019	0.03	0.01	0.03	0.023	0.004	0.002	0.0013	0.40	384	528	28.5	0.750
118000560	15103023	M03-5B	W18-50	12.192	9	7.069	0.17	0.30	1.33	0.033	0.019	0.03	0.01	0.03	0.023	0.004	0.002	0.0013	0.40	384	528	28.5	0.750
118000560	15103023	M03-5B	W18-50	12.192	9	7.069	0.17	0.30	1.33	0.033	0.019	0.03	0.01	0.03	0.023	0.004	0.002	0.0013	0.40	384	528	28.5	0.750
118000560	15103023	M03-5B	W18-50	12.192	9	7.069	0.17	0.30	1.33	0.033	0.019	0.03	0.01	0.03	0.023	0.004	0.002	0.0013	0.40	384	528	28.5	0.750
118000560	15103023	M03-5B	W18-50	12.192	9	7.069	0.17	0.30	1.33	0.033	0.019	0.03	0.01	0.03	0.023	0.004	0.002	0.0013	0.40	384	528	28.5	0.750
118000560	15103023	M03-5B	W18-50	12.192	9	7.069	0.17	0.30	1.33	0.033	0.019	0.03	0.01	0.03	0.023	0.004	0.002	0.0013	0.40	384	528	28.5	0.750
118000560	15103023	M03-5B	W18-50	12.192	9	7.069	0.17	0.30	1.33	0.033	0.019	0.03	0.01	0.03	0.023	0.004	0.002	0.0013	0.40	384	528	28.5	0.750
118000560	15103023	M03-5B	W18-50	12.192	9	7.069	0.17	0.30	1.33	0.033	0.019	0.03	0.01	0.03	0.023	0.004	0.002	0.0013	0.40	384	528	28.5	0.750
118000560	15103023	M03-5B	W18-50	12.192	9	7.069	0.17	0.30	1.33	0.033	0.019	0.03	0.01	0.03	0.023	0.004	0.002	0.0013	0.40	384	528	28.5	0.750
118000560	15103023	M03-5B	W18-50	12.192	9	7.069	0.17	0.30	1.33	0.033	0.019	0.03	0.01	0.03	0.023	0.004	0.002	0.0013	0.40	384	528	28.5	0.750
118000560	15103023	M03-5B	W18-50	12.192	9	7.069	0.17	0.30	1.33	0.033	0.019	0.03	0.01	0.03	0.023	0.004	0.002	0.0013	0.40	384	528	28.5	0.750
118000560	15103023	M03-5B	W18-50	12.192	9	7.069	0.17	0.30	1.33	0.033	0.019	0.03	0.01	0.03	0.023	0.004	0.002	0.0013	0.40	384	528	28.5	0.750
118000560	15103023	M03-5B	W18-50	12.192	9	7.069	0.17	0.30	1.33	0.033	0.019	0.03	0.01	0.03	0.023	0.004	0.002	0.0013	0.40	384	528	28.5	0.750
118000560	15103023	M03-5B	W18-50	12.192	9	7.069	0.17	0.30	1.33	0.033	0.019	0.03	0.01	0.03	0.023	0.004	0.002	0.0013	0.40	384	528	28.5	0.750
118000560	15103023	M03-5B	W18-50	12.192	9	7.069	0.17	0.30	1.33	0.033	0.019	0.03	0.01	0.03	0.023	0.004	0.002	0.0013	0.40	384	528	28.5	0.750
118000560	15103023	M03-5B	W18-50	12.192	9	7.069	0.17	0.30	1.33	0.033	0.019	0.03	0.01	0.03	0.023	0.004	0.002	0.0013	0.40	384	528	28.5	0.750
118000560	15103023	M03-5B	W18-50	12.192	9	7.069	0.17	0.30	1.33	0.033	0.019	0.03	0.01	0.03	0.023	0.004	0.002	0.0013	0.40	384	528	28.5	0.750
118000560	15103023	M03-5B	W18-50	12.192	9	7.069	0.17	0.30	1.33	0.033	0.019	0.03	0.01	0.03	0.023	0.004	0.002	0.0013	0.40	384	528	28.5	0.750
118000560	15103023	M03-5B	W18-50	12.192	9	7.069	0.17	0.30	1.33	0.033	0.019	0.03	0.01	0.03	0.023	0.004	0.002	0.0013	0.40	384	528	28.5	0.750
118000560	15103023	M03-5B	W18-50	12.192	9	7.069	0.17	0.30	1.33	0.033	0.019	0.03	0.01	0.03	0.023	0.004	0.002	0.0013	0.40	384	528	28.5	0.750
118000560	15103023	M03-5B	W18-50	12.192	9	7.069	0.17	0.30	1.33	0.033	0.019	0.03	0.01	0.03	0.023	0.004	0.002	0.0013	0.40	384	528	28.5	0.750
118000560	15103023	M03-5B	W18-50	12.192	9	7.069	0.17	0.30	1.33	0.033	0.019	0.03	0.01	0.03	0.023	0.004	0.002	0.0013	0.40	384	528	28.5	0.750
118000560	15103023	M03-5B	W18-50	12.192	9	7.069	0.17	0.30	1.33	0.033	0.019	0.03	0.01	0.03	0.023	0.004	0.002	0.0013	0.40	384	528	28.5	0.750
118000560	15103023	M03-5B	W18-50	12.192	9	7.069	0.17	0.30	1.33	0.033	0.019	0.03	0.01	0.03	0.023	0.004	0.002	0.0013	0.40	384	528	28.5	0.750
118000560	15103023	M03-5B	W18-50	12.192	9	7.069	0.17	0.30	1.33	0.033	0.019	0.03	0.01	0.03	0.023	0.004	0.002	0.0013	0.40	384	528	28.5	0.750
118000560	15103023	M03-5B	W18-50	12.192	9	7.069	0.17	0.30	1.33	0.033	0.019	0.03	0.01	0.03	0.023	0.004	0.002	0.0013	0.40	384	528	28.5	0.750
118000560	15103023	M03-5B	W18-50	12.192	9	7.069	0.17	0.30	1.33	0.033	0.019	0.03	0.01	0.03	0.023	0.004	0.002	0.0013	0.40	384	528	28.5	0.750
118000560	15103023	M03-5B	W18-50	12.192	9	7.069	0.17	0.30	1.33	0.033	0.019	0.03	0.01	0.03	0.023	0.004	0.002	0.0013	0.40	384	528	28.5	0.750
118000560	15103023	M03-5B	W18-50	12.192	9	7.069	0.17	0.30	1.33	0.033	0.019	0.03	0.01	0.03	0.023	0.004	0.002	0.0013	0.40	384	528	28.5	0.750
118000560	15103023	M03-5B	W18-50	12.192	9	7.069	0.17	0.30	1.33	0.033	0.019	0.03	0.01	0.03	0.023	0.004	0.002	0.0013	0.40	384	528	28.5	0.750
118000560	15103023	M03-5B	W18-50	12.192	9	7.069	0.17	0.30	1.33	0.033	0.019	0.03	0.01	0.03	0.023	0.004	0.002	0.0013	0.40	384	528	28.5	0.750
118000560	15103023	M03-5B	W18-50	12.192	9	7.069	0.17	0.30	1.33	0.033	0.019	0.03	0.01	0.03	0.023	0.004	0.002	0.0013	0.40	384	528	28.5	0.750
118000560	15103023	M03-5B	W18-50	12.192	9	7.069	0.17	0.30	1.33	0.033	0.019	0.03	0.01	0.03	0.02								



## **C.5. CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO**

Este apéndice discute las pruebas de calidad de los perfiles estructurales empleados en la fabricación de los especímenes. Se extrajeron probetas en los patines y alma de dos muestras del perfil empleado en la viga de los prototipos. Se realizó la prueba mecánica a tensión y se obtuvo las propiedades mecánicas de las muestras. Los resultados obtenidos en los ensayos de las probetas se compararon con reportados en los certificados de calidad. En ambos casos, los esfuerzos de fluencia ( $F_y$ ) y ruptura ( $F_u$ ) fueron mayor a los requerimientos mínimos especificados en los códigos de diseño.